



51  
2ES

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DETERMINACION DEL ESFUERZO  
CORTANTE EN SUELOS**

**T E S I S**  
**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:**  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A:**  
**ELIZALDE ROMERO ENRIQUE**

**TUTOR DE TESIS:**  
**ING. HECTOR SANGINES GARCIA**



**MEXICO, D. F.**

**MAYO DE 1995**

**FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-004/94

Señor  
**ENRIQUE ELIZALDE ROMERO**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. HECTOR SANGINES GARCIA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"DETERMINACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS"**

- I. INTRODUCCION**
- II. ESFUERZO CORTANTE**
- III. ESTUDIO DEL ESFUERZO CORTANTE EN CAMPO**
- IV. ESTUDIO DEL ESFUERZO CORTANTE EN LABORATORIO**
- V. PRUEBAS DE LABORATORIO**
- VI. CONCLUSIONES**
- VII. REFERENCIAS**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
**"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"**  
Cd. Universitaria, a 14 de marzo de 1994.  
EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR\*nl

**AL ING. HECTOR SANGINES GARCIA**

*Por su apoyo e interes .*

**AL ING REGINALDO JOSE HERNANDEZ ROMERO**

*Por su apoyo y atinados consejos .*

**AL ING. HECTOR LEGORRETA CUEVAS**

*Por su valiosa ayuda  
e interes .*

**A MIS PADRES :**

*Rubén Elizalde y Leonor Romera  
que a base de esfuerzo y sacrificio  
lograron darme una profesión .  
Gracias por el cariño y comprensión  
y por guiarme por un buen sendero .*

**A MIS HERMANOS :**

*Isabel Victoria y Rubén  
Porque también me brindaron  
su ayuda y cariño cuando la  
necesité .*

**A MI NOVIA**

*Por brindarme su ayuda y  
por todo lo que significa  
para mí .*

A la Facultad por el alberge brindado durante cinco años y a Mis Maestros porque gracias a ellos he logrado mi formación como ingeniera .

# INDICE

I .- INTRODUCCION

II .- ESFUERZO CORTANTE

III .- ESTUDIO DEL ESFUERZO CORTANTE EN CAMPO

- 1) Prueba de la veleta
- 2) Penetrómetro
- 3) Prueba del cono eléctrico
- 4) Prueba de penetración estándar

IV .- ESTUDIO DEL ESFUERZO CORTANTE EN LABORATORIO

- 1) Torcómetro
- 2) penetrómetro
- 3) Aparato de corte directo
- 4) Aparato de corte simple
- 5) Equipo triaxial

V .- PRUEBAS DE LABORATORIO

VI .- CONCLUSIONES

VII .- REFERENCIAS

FIGURAS

## I.-INTRODUCCION

El problema de la determinación del esfuerzo cortante en los suelos resulta de primordial importancia pues en las obras de Ingeniería Civil como son : edificios, terraplenes, cortes, taludes entre otros, se generan en ellos un estado de esfuerzos y deformaciones debido a la sobrecarga. Por esta razón el ingeniero tendrá que asegurarse que esas deformaciones sean aceptables y de esa manera obtener la confiabilidad de la obra civil.

La resistencia al esfuerzo cortante se puede obtener por varios procedimientos de laboratorio y de campo. Para campo recurriremos a la excavación de pozos a cielo abierto en donde directamente podemos conocer con ayuda de equipo la resistencia al esfuerzo cortante, pero en el laboratorio se recurre a la extracción de muestras inalteradas para así proceder a un análisis detallado con la teoría de Coulomb, procurando que se reproduzcan las condiciones del esfuerzo y drenaje del suelo en su estado original y además simulando un estado de esfuerzo provocado por la construcción de una obra civil.

Posteriormente se hará mención de los cap. II, III, IV, V, y VI, respectivamente.

En el cap. II mencionaremos la forma de obtener la resistencia al esfuerzo cortante mediante la ecuación general de Coulomb, mientras en el capítulo III y IV mencionaremos las diferentes pruebas más importantes para la obtención del esfuerzo cortante tanto en campo como en el laboratorio, respectivamente. En el cap. V se hará una comparación de resultados obtenidos de las diferentes pruebas hechas en el laboratorio, por lo tanto el cap.VI se relacionará con las conclusiones.

## II.- ESFUERZO CORTANTE

El Ingeniero para entender con claridad el concepto de la resistencia al esfuerzo cortante tendrá que conocer los factores de los que depende dicha resistencia, que son :

Esfuerzo total ( $\sigma$ ).-Es la fuerza total por unidad de superficie que actúa sobre un plano. En donde ésta tendrá una componente normal y otra componente tangencial.

Esfuerzo efectivo ( $\bar{\sigma}$ ).-Es el esfuerzo que determina la resistencia al esfuerzo cortante, o la deformación de un suelo. Este esfuerzo también presentará una componente normal y tangencial.

Presión de poro o neutra ( $\mu$ ).-Es aquel esfuerzo que toma el agua. El agua no puede soportar esfuerzos cortantes por ello la presión de poro sólo tendrá componente normal. Estos esfuerzos actúan en forma diferente en los distintos tipos de suelos que el ingeniero constructor puede encontrar en su vida profesional. A saber, estos suelos debido a la cantidad de agua los podemos definir como : suelos saturados, parcialmente saturados, y secos.

Lo anterior quiere decir que, si a un suelo saturado se le aplica un estado de esfuerzos, estos serán absorbidos en diferente proporción por cada fase que constituye al suelo (sólida y líquida).

Por lo tanto los esfuerzos totales los tomará el suelo mientras que los efectivos se aplicarán a las partículas sólidas, el agua absorberá la presión en exceso a la hidrostática (presión

de poro). Una vez conocido lo anterior podemos hacer mención de la ecuación que Coulomb estableció para determinar la resistencia al esfuerzo cortante.

$$S = C + \sigma \tan \phi \quad \text{EC-----(1)}$$

Donde

$\sigma$  .-Es el esfuerzo actuante en el suelo.

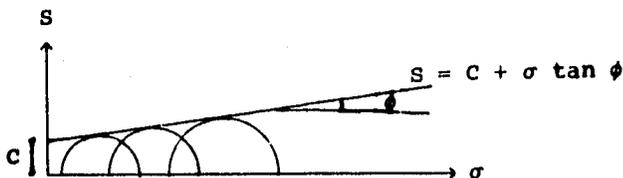
$C$  .-Es la cohesión del suelo, y toma el valor de cero cuando se trata de un suelo friccionante.

$\phi$  .-Es el ángulo de fricción interna del suelo.

(o ángulo de reposo).

$S$  .-Es el esfuerzo cortante.

En el siguiente diagrama se ve representada graficamente la resistencia al esfuerzo cortante.



(fig.1) Diagrama de MOHR

Esta ley ha sido de gran utilidad para el ingeniero, porque se utilizó para elaborar teorías sobre presión de tierra, capacidades de carga, así como el desarrollo de métodos de análisis de estabilidad de terraplenes y presas de tierra y enrocamiento. Sin embargo, el comportamiento real del suelo era diferente a lo planteado en esta teoría, por lo que Terzaghi sustituyó el esfuerzo total por el esfuerzo efectivo, debido a que

de poro). Una vez conocido lo anterior podemos hacer mención de la ecuación que Coulomb estableció para determinar la resistencia al esfuerzo cortante.

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

EC-----(1)

Donde

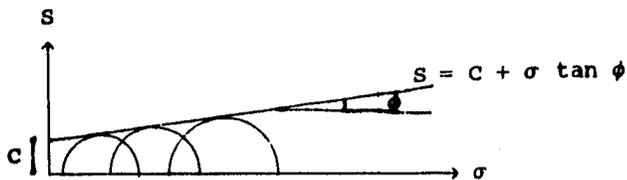
$\sigma$  .-Es el esfuerzo actuante en el suelo.

$C$  .-Es la cohesión del suelo, y toma el valor de cero cuando se trata de un suelo friccionante.

$\phi$  .-Es el ángulo de fricción interna del suelo.  
(o ángulo de reposo).

$S$  .-Es el esfuerzo cortante.

En el siguiente diagrama se ve representada graficamente la resistencia al esfuerzo cortante.



(fig.1) Diagrama de MOHR

Esta ley ha sido de gran utilidad para el ingeniero, porque se utilizó para elaborar teorías sobre presión de tierra, capacidades de carga, así como el desarrollo de métodos de análisis de estabilidad de terraplenes y presas de tierra y enrocamiento. Sin embargo, el comportamiento real del suelo era diferente a lo planteado en esta teoría, por lo que Terzaghi sustituyó el esfuerzo total por el esfuerzo efectivo, debido a que

el contacto entre partículas del suelo es lo más importante en la resistencia del esfuerzo cortante. Por lo que la ecuación (1) queda de la siguiente manera :

$$S = C + ( \sigma - \mu ) \tan \phi \quad \text{Ec.-----(2)}$$

Con esta ecuación se da importancia al contenido de agua en el suelo, y se descubrió que esa presión de poro no solo depende de las condiciones de carga sino también de la velocidad de aplicación de éstas, lo que originó distinguir el valor de la resistencia "lenta" de la "rápida".

De acuerdo a lo comentado anteriormente existe una ecuación fundamental de los suelos.

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu \quad \text{Ec. ----- (3)}$$

Con base a esta ecuación se pudo deducir la ley de resistencia al esfuerzo cortante, el cual está definido como un parámetro de resistencia interna del suelo por unidad de área. El esfuerzo cortante es de suma importancia ya que al estar sometido el suelo a un esfuerzo se genera un cambio de forma, originando deformaciones irregulares que ocasionan asentamientos diferenciales entre otros fenómenos . (fig 2.1).

Por otro lado al someter un suelo a esfuerzos normales tendremos un cambio de volumen, el cual no genera fallas de la estructura de importancia. (fig 2.2).

En el laboratorio de mecánica de suelos se cuenta con diversos equipos para determinar el esfuerzo cortante en los suelos, entre ellos mencionaremos los siguientes :

Laboratorio		Equipo triaxial
		Prueba de corte directo
		Prueba de corte por torsión
		Torcómetro
		Penetrómetro

En el campo por cuestiones de tiempo y economía se requieren de otros procesos con mayor rapidez como son :

Campo		Prueba de la velta
		Penetrómetro
		Torcómetro
		Prueba del presiómetro
		Prueba de corte IOWA

Una vez obtenida esa resistencia con los diversos procedimientos, conoceremos el esfuerzo máximo que soporta una masa de suelo y que deformación se esta originando como consecuencia de este esfuerzo. Con esta información el ingeniero analizará una obra civil tomando en cuenta los siguientes aspectos : económicas, seguridad, funcionalidad y en vista al gran impacto ecológico que vivimos, armonía con la naturaleza.

### III. - ESTUDIO DEL ESFUERZO CORTANTE EN CAMPO

#### 1) Prueba de la veleta.

La prueba de la veleta, (Fig 3.1), es una técnica para obtener la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos. La prueba presenta una ventaja considerable; la de realizarse sobre los suelos "in situ", es decir, sobre los materiales en el lugar en que se depositaron, sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad. La prueba de la veleta consiste en hacer fallar un cilindro de revolución de suelo, con una veleta que consta de cuatro placas de acero colocadas en forma vertical, montadas en una varilla del mismo material, (fig.3.2)

La veleta se hinca en el suelo, girándose posteriormente para generar la superficie de falla cilíndrica. El momento de torsión se provoca desde la superficie con un mecanismo manual que mide el ángulo de giro, el momento se transmite mediante una columna de barras de acero, ( fig 3.3).

#### Procedimiento de operación.

- Se realiza una perforación deseada.
- Se hinca la veleta en la zona no alterada de suelo, a 30 cm aproximadamente como se muestra en la (fig 3.4).
- Se gira hasta alcanzar la falla con una velocidad de rotación de 4 a 6 grados por minuto, la falla se alcanza generalmente entre 3 - 10 minutos.
- Con los datos de prueba se hace una gráfica tiempo (t) contra

esfuerzo cortante ( $\tau$ ), (fig.3.5). y de ella se determina la resistencia máxima y la resistencia remoldeada.

A continuación se muestra la distribución de esfuerzos de la veleta y las expresiones para el cálculo de la resistencia.(fig 3.6)

## 2) Penetrómetros

Para la exploración de un sitio los penetrómetros son de gran utilidad y además tienen tres criterios:

a) Como instrumento de exploración para definir la estratigrafía y facilitar con ello la selección de los muestreadores de suelo que deberán emplearse.

b) Para disminuir el costo de realización de sondeos complementarios para cubrir una área grande.

c) Como técnica única de exploración en proyectos de bajo costo que no puedan justificar sondeos de muestreo o en casos en que la información obtenida sea suficiente.

A continuación se comentan detalles sobre el Cono holandés tipo eléctrico y el Penetrómetro estándar, porque son los de mayor utilidad a causa de las correlaciones que pueden establecerse con las propiedades de los suelos.

## 3) Prueba del cono eléctrico.

El cono eléctrico determina las variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite

definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El cono es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos, usualmente tienen dos toneladas de capacidad de carga y resolución de  $\pm 1$  kg . En el caso de los suelos duros podrá alcanzar una capacidad de cinco toneladas y resolución de  $\pm 2$  kg ; en la (fig 3.7) se muestra esquemáticamente dicho instrumento. El cono eléctrico tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta 7 cm .

Como se observa en la fig.3.7, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (11) y la que se desarrolla en la funda de fricción (2) se mide en la celda superior (10). La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, las señales las recibe un aparato receptor y las transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica .(fig 3.8).

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie, (fig 3.9). La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con una velocidad de penetración controlada. La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2cm/s. Para la arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1cm/s, porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos ; es

muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

Los parámetros de resistencia de los suelos son :

a) Suelos cohesivos. La resistencia al corte de los suelos cohesivos en condiciones no drenadas se pueden obtener aproximadamente con la expresión.

$$C_{uu} = \frac{q_c}{N_k} \quad C_{uu} - \text{Resistencia al corte no drenada, en t/m}^2$$

$q_c$  - Resistencia de punta de cono, en  $\text{kg/cm}^2$

$N_k$  - Coeficiente de correlación.

Los valores del coeficiente  $N_k$ , determinados para los suelos de la Ciudad de México, aparecen en la tabla 1.1.

b) Suelos Friccionantes. La correlación entre la resistencia de la punta de cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la (fig.3.11.), en la cual se presenta una solución gráfica para determinar el valor de  $\phi$  en función de  $q_c$  y de  $\sigma'_v$ ; donde  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo.

4) Prueba de penetración estándar.

La prueba de penetración estándar ( SPT ) ( fig 3.12 ) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro 45 cm y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio.

Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia y estimando la consistencia al corte mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en los suelos cohesivos, como los de la Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 64 kg, dejada caer desde 65 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los 3 avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes,  $N$ , para penetrar los últimos 30 cm ( de 15 a 45 cm ); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian porque se consideran no significativos por la alteración inducida a causa de la perforación. En caso de que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba.

Los resultados más comunes de esta muestra son; a) muestras alteradas, b) perfil estratigráfico, c) resistencia a la penetración.

La interpretación de la prueba de penetración estándar se

hace siempre a partir de relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la ciudad de México y que para los suelos más blando del lago, en los que el penetrómetro se hince únicamente por el peso de las barras y el martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla.

Por lo anterior, las correlaciones que se describen a continuación deben explicarse con las debidas reservas ya que se desconocen su orden de precisión y tampoco se sabe la tendencia del signo de cada correlación; por ejemplo, podría subestimarse sistemáticamente la resistencia.

a) Correlación de N en suelos cohesivos. (fig 3.13)

b) Correlación de N en suelos granulares. (fig 3.14)

#### IV.- ESTUDIO DEL ESFUERZO CORTANTE EN LABORATORIO

Las muestras de suelo inalteradas, obtenidas a través de una campaña de exploración, nos servirán para en ellos realizar; la identificación del tipo de suelo, la determinación de las propiedades índice y mecánicas. Para la obtención de estas últimas se utilizan los diferentes equipos que se encuentran en un laboratorio de mecánica de suelos.

Enfocado principalmente a la obtención de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; los equipos más utilizados son :

- 1) Torcómetro
- 2) Penetrómetro
- 3) Aparato de corte directo
- 4) Aparato de corte simple
- 5) Equipo triaxial

##### 1) Torcómetro

El torcómetro (fig 4.1) es un dispositivo provisto de un juego de navajas, que por el momento torcionante aplicado manualmente provocan la falla del suelo en la superficie que generan las orillas de las navajas. El torcómetro está equipado con un resorte calibrado y una manecilla, con la que se mide y señala directamente la resistencia no drenada del suelo; El intervalo de medición es de 0 a 2.5 Kg/cm<sup>2</sup>.

En el laboratorio se usa frecuentemente para medir la resistencia del suelo en los extremos de los segmentos de tubos Shelby.

Para hacer una medición del esfuerzo cortante, primeramente se deberá enrasar la superficie de la muestra, teniendo cuidado de no inducir perturbación por el corte y el enrase; siempre será deseable producir la superficie plana por corte con un alambre tenso(arco).

A continuación se hinca cuidadosamente el torcómetro, de tal forma que éste quede perpendicular a la superficie de suelo. enseguida, se ejerce una presión normal y uniforme y se gira lentamente a su maneral con una velocidad constante. La velocidad de rotación recomendada para alcanzar la falla del suelo es de 360<sup>o</sup>/Min.

Al ocurrir la falla del suelo y disiparse el par torcionante aplicado, la manecilla indicadora conserva la lectura máxima, la que corresponde directamente a la resistencia no drenada del suelo (S=Cu) en Kg/cm<sup>2</sup>.

Parece haber evidencia de la similitud de resultados con torcómetro y con ensayos triaxiales no drenados; sin embargo la medición con torcómetro generalmente subestima la resistencia al corte por los siguientes factores :

- \* Se trata de una medición muy cercana a la superficie, en la que por la acción del corte y enrase se tiene material remoldeado.

- \* Al problema de perturbación anterior se agrega que el torcómetro disponible en el mercado posee navajas de espesor excesivo y sin filo en sus orillas. (Mala calibración).

La velocidad aplicada de deformación y la orientación de los planos de falla son factores adicionales a los señalados, que llevan a concluir que esta medición proporciona un valor aproximado de la resistencia, y que es deseable comparar los resultados con los de otros ensayos en campo o en laboratorio, a fin de seleccionar los valores de  $C_u$  más apropiados a considerar en un análisis geotécnico.

## 2) Penetrómetro

El penetrómetro es un equipo que es introducido directamente dentro del suelo. La resistencia a la compresión no confinada (compresión simple,  $q_u$ ) es medida en la carátula y se debe al resorte calibrado. (fig 4.2).

Se debe hacer notar, que al ir introduciendo la punta del penetrómetro en el suelo, debe hacerse a una velocidad tal, que no se produzca una expulsión de agua (efecto de esponja).

## 3) Aparato de corte directo

El equipo utilizado para esta prueba consiste de una caja metálica en la cual una muestra de suelo es colocada. Las muestras de suelo vista en planta, pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de las muestras que generalmente se utilizan es aproximadamente de 3 ó 4 in<sup>2</sup> (1935.48 ó 2580.64 mm<sup>2</sup>) de sección con una altura de 1 in (25.4mm). La caja está partida horizontalmente por la mitad. (fig 4.3).

A esta muestra se le aplica un esfuerzo normal ( $\sigma$ ) constante por medio de un portapesas, que descansa en un balín, sobre la

parte superior de la caja partida, después se aplica el esfuerzo tangencial en la placa superior produciendo corte, incrementándolo gradualmente hasta la falla de la muestra de suelo . Dependiendo del equipo, la prueba de corte se puede realizar bajo condiciones de esfuerzo controlado o deformación controlada.

En pruebas de esfuerzo controlado, la fuerza cortante es aplicada por medio de pesas en incrementos iguales hasta que la muestra falle. La falla se lleva a cabo a lo largo del plano que coincide con el plano de corte de la caja. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento horizontal relativo de la parte superior de la caja es medida por un cuadrante de desplazamientos horizontales (micrómetro de carátula).(fig 4.4).

El cambio de la altura de la muestra (cambio de volumen) durante la prueba puede ser obtenido de lecturas a través de otro cuadrante de desplazamientos verticales (micrómetro de carátula) que mide los movimientos verticales del plato superior de carga.

En pruebas de deformación controlada, una velocidad constante de deformación es aplicada a la parte superior de la caja por medio de un motor a través de engranes. La velocidad de deformación en el sentido horizontal puede ser observada por medio de un micrómetro de carátula. y la resistencia a la fuerza cortante del suelo correspondiente a cualquiera de los desplazamientos se mide por medio de un anillo de carga. El cambio de volumen de la muestra durante la prueba es obtenida de manera similar que en una prueba de esfuerzo controlado. Este equipo de deformación controlada se muestra en la (fig 4.5).

La ventaja de la prueba de deformación controlada es que , en el caso de una arena densa, la resistencia pico (en la falla) y puntos de resistencia al corte menores (resistencia residual) pueden ser observados y dibujados. En pruebas de fuerza controlada, solamente la resistencia pico puede ser observada y dibujada.

Notese que la resistencia pico en una prueba de esfuerzo controlado puede ser Únicamente aproximada. Esto se debe a que la falla ocurre en un nivel de esfuerzos ubicado entre el incremento de prefalla y el incremento de falla.(fig 4.6).

Para obtener una buena aproximación en la ley de resistencia del suelo que se este ensayando, se deben realizar varias pruebas, en el caso de arenas, estas muestras deben de formarse con el mismo procedimiento para tener una compacidad relativa constante, y en el caso de suelos cohesivos se deben utilizar muestras lo más homogéneas posibles. En las pruebas de corte directo el esfuerzo normal será diferente para cada prueba.

Los puntos obtenidos ( $\sigma_n, \tau_f$ ) de cada prueba para un mismo suelo son graficados, y se unen con una recta, pero como en toda prueba existen errores y además la no uniformidad de los especímenes habrá pequeñas desviaciones, lo que es lo mismo que la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante será una línea curva. Se puede, entonces, determinar el ángulo de fricción interna y la cohesión, según el tipo de suelo ensayado.

Existen algunas desventajas de este equipo que son:

- a) No se puede controlar el flujo de agua

- b) El área de falla efectiva está disminuyendo
- c) El suelo es forzado a romperse en un plano determinado, el cual no necesariamente es el plano de mayor debilidad;
- d) No hay distribución igual de los esfuerzos sobre la superficie de corte.
- e) Los esfuerzos son mayores en los extremos que en el centro.

#### 4) Aparato de corte simple

Esta prueba es una manera apropiada de reproducir en el laboratorio el estado de esfuerzos experimentado por un elemento de suelo bajo la acción de un sismo o bien en la vecindad de un pilote. El estado de corte puro puede inducirse de dos maneras, ya sea por la aplicación de esfuerzos de corte puro o bien por medio de tensiones o compresiones. El ensaye de corte simple, estático o cíclico, consiste en aplicar una fuerza cortante a una muestra de suelo, cilíndrica o de sección rectangular, envuelta con una membrana que a su vez es confinada por un resorte plano o un recipiente de paredes móviles. (anillos metálicos). (fig 4.7)

Además, este aparato elimina el rozamiento con las paredes al aplicar el esfuerzo vertical, pues la membrana es muy deformable y los anillos, que quedan separados entre sí, no oponen resistencia a las deformaciones verticales de la muestra.

Un inconveniente del ensaye es que no se desarrollan totalmente los esfuerzos cortantes complementarios en las paredes de la probeta. Esto provoca, por condición de equilibrio, una redistribución de esfuerzos normales en los extremos de la probeta

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

por lo que el estado de esfuerzo desarrollado en su interior no es totalmente de corte simple, sino que se ha encontrado que a cierta distancia del exterior se empieza a generar la condición de corte puro. Que en el suelo sólo se presenta en la superficie.

El equipo de corte cíclico se encuentra formado por 6 sistemas:

- a) De confinamiento para la probeta de suelo.
- b) De carga vertical.
- c) De carga lateral.
- d) De control para el gato neumático vertical y horizontal.
- e) De medición de cambios volumétricos.
- f) De instrumentación y adquisición de datos.

5) Equipo triaxial

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia al corte de los suelos. Teóricamente son pruebas que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos (diámetro=3.6cm y altura=8.5cm) aproximadamente y están sujetos a presiones laterales de un líquido generalmente agua, del cual se protegen

con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (fig.4.8). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior nos permiten medir los cambios volumétricos durante un ensaye drenado, en caso contrario, y si contamos con un transductor de presión de poro, podremos medir ésta y poder manejar los esfuerzos totales y efectivos. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. la carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas direcciones, tanto como lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior. ( $\Delta\sigma$ )

En las figs 4.9 y 4.10 se muestran algunos sistemas que forman parte del equipo triaxial, marco de carga o pistón de carga, sistema de confinamiento, sistema de saturación etc. La prueba triaxial con mayor uso es aquella en donde la carga transmitida al espécimen de suelo es por medio del vástago; el valor de esta presión ( $\Delta\sigma$ ; incremento del esfuerzo axial) sumada a la del agua ( $\sigma_c$ ; esfuerzo confinante), dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra. ( $\sigma_a$ ).

$$\sigma_a = \sigma_c + \Delta\sigma$$

Ec.----- (4)

Las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos :pruebas de compresión y pruebas de extensión.

La diferencia que existe entre ambas es que en la primera el esfuerzo axial se incrementa, y en la segunda el esfuerzo radial es el que se incrementa.

A continuación mostraremos a una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte donde observaremos que tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo, con respecto al resto del mismo.(fig.4.11)

(fig 4.11a) Disgregamiento de las partículas

(fig 4.11b) La masa se desliza a lo largo de ciertas líneas de rotura.

(fig 4.11c) Si la masa de suelo es plástica, se produce lo que se denomina fluencia plástica.

Estos movimientos generados dentro de la masa de suelo tienden a ser contrarrestados por la llamada resistencia al esfuerzo cortante.

Esta resistencia al esfuerzo cortante está dada por ecuación de Coulomb.(1) cap.II

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

----- (1)

en la que

S = resistencia al esfuerzo cortante  $\text{kg/cm}^2$

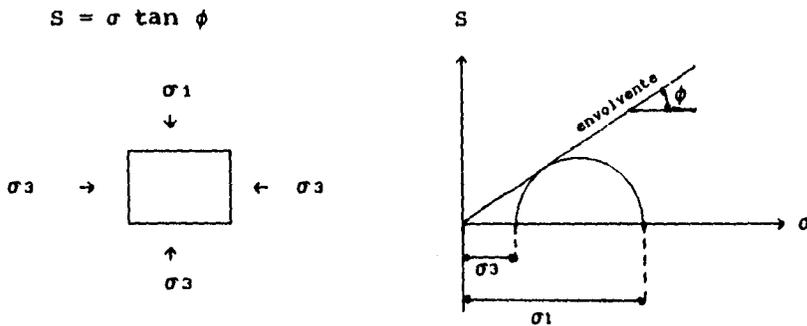
$c$  = cohesión del suelo  $\text{Kg/cm}^2$

$\sigma$  = esfuerzos actuantes donde de puede trabajar con esfuerzos totales y esfuerzos efectivos ( $\bar{\sigma}$ ) según el problema de que se trate.

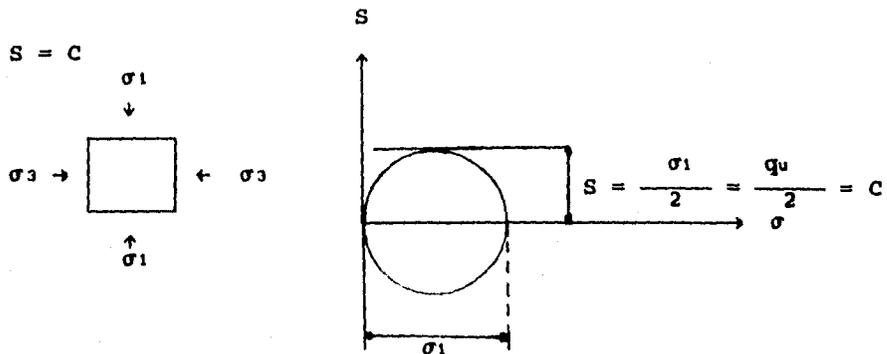
$\phi$  = ángulo de fricción interna

En general los suelos poseen al mismo tiempo cohesión y fricción interna, sin embargo existen dos casos límites :

a) Arenas lavadas y secas. (Material friccionante, donde  $\phi$  es diferente de cero, como se representa en el siguiente diagrama.



b) Arcillas blandas, las cuales se comportan como si  $\phi$  sea igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo como se indica en la siguiente fig., por lo tanto



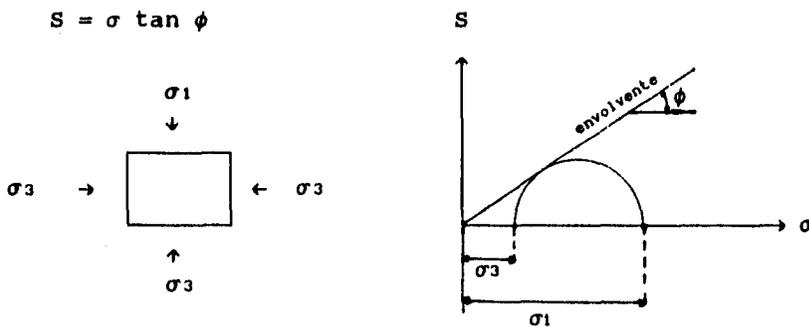
$c$  = cohesión del suelo  $\text{Kg/cm}^2$

$\sigma$  = esfuerzos actuantes donde se puede trabajar con esfuerzos totales y esfuerzos efectivos ( $\bar{\sigma}$ ) según el problema de que se trate.

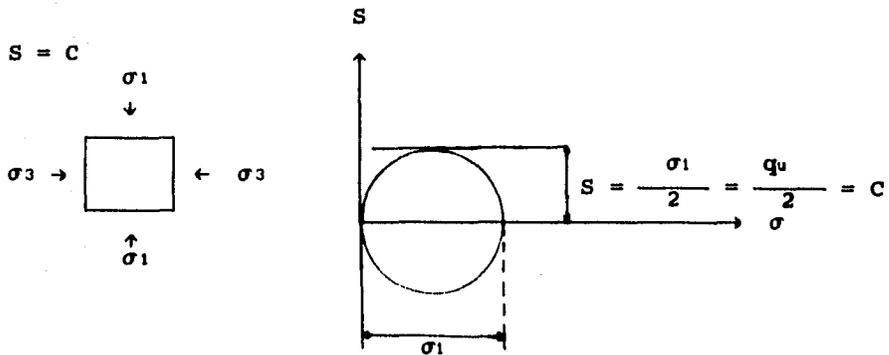
$\phi$  = ángulo de fricción interna

En general los suelos poseen al mismo tiempo cohesión y fricción interna, sin embargo existen dos casos límites :

a) Arenas lavadas y secas. (Material friccionante, donde  $\phi$  es diferente de cero, como se representa en el siguiente diagrama.



b) Arcillas blandas, las cuales se comportan como si  $\phi$  sea igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo como se indica en la siguiente fig., por lo tanto



$\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son esfuerzos principales.

qu esfuerzo unitario de ruptura a compresión no confinada. Sin embargo en la naturaleza tenemos en general un material que contempla ambos casos límites .

Podemos definir la cohesión como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas, ocasionada por las fuerzas moleculares. y que es la ordenada al origen de las fig anteriores.

El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, tamaño, forma de los granos, y de la presión normal.(pendiente de la ley de Resistencia).

Las pruebas de compresión triaxial se pueden ejecutar de tres diferentes formas que son :

1.-Prueba rápida (sin consolidación y sin drenaje ) " UU "

2.-Prueba rápida -consolidada (con consolidación y sin drenaje ) " CU "

3.-Prueba lenta (con consolidación y con drenaje ) " CD "

La única diferencia que existe en estos tipos de prueba es el drenaje o sea si se permite el flujo de agua o no se permite dependiendo de las necesidades de proyecto a realizar.

En el laboratorio se puede aplicar un estado principal de esfuerzos y se acepta que simula el estado de esfuerzos in situ. Esta hipótesis se hace por la dificultad mecánica de aplicar las condiciones reales de esfuerzo (fig.4 12)

En las pruebas de compresión triaxial en suelos friccionantes tales como arenas limpias se enfrenta el ingeniero a un inconveniente pues este material es imposible de ser labrado por métodos convencionales, para ello se recurre a la formación de la probeta al vacío, lo cual nos ayudará para que dicha probeta no se derrumbe. La prueba consiste en aplicar un esfuerzo lateral  $\sigma_c$  por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule, cumpliendo la misión de soporte de la probeta. Con todo esto podemos mencionar que para suelos puramente friccionantes como, arenas limpias, gravas limpias, y los enrocamientos, la resistencia al esfuerzo depende de las siguientes características del material.

- \* compacidad.
- \* forma de los granos.
- \* distribución granulométrica.
- \* resistencia individual de las partículas.
- \* tamaño de las partículas.

En lo que respecta a suelos cohesivos el problema de inestabilidad no se presenta puesto que el término cohesivo significa atracción entre partículas lo cual nos ayudará para que se pueda trabajar más fácilmente.

Los factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante son :

- \* historia previa de carga del suelo.
- \* condiciones de drenaje del mismo.

\*velocidad de aplicación de las cargas a que se le sujete y sensibilidad de su estructura.

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de cómo se hace llegar el material a la falla, que ejercen gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se realice en el laboratorio.

La fig.(4.13) muestra las gráficas esfuerzo deformación obtenidas para tres muestras de la misma arena, una suelta, una compacta y una cementada (cementante natural) bajo la misma presión normal.

Como se observa en la (fig.4.13) tendremos una resistencia mayor en un material cementado y así disminuirá su resistencia hasta llegar a la más baja que será la de un material en estado suelto.

#### 5.1. Prueba de compresión no confinada

La prueba de compresión no confinada o compresión simple consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un esfuerzo axial ( $\sigma_1$ ), hasta que se alcanza la falla como se muestra en la (fig.4.14).

La prueba consiste en someter a una muestra a carga axial ( $\sigma_2=\sigma_3=0$ ), la presencia de fisuras y heterogeneidades afectan significativamente los resultados que proporciona. ver tabla 1.2

## V.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas triaxiales realizadas en el laboratorio de la Facultad de Ingeniería se efectuaron en un material arcilloso, color verde olivo del Valle de México, el cual fue una aportación de un laboratorio para fines académicos, donde la profundidad del cual se obtuvieron las muestras fue de 6 a 8 m.

Una vez labradas y montadas las probetas en el banco triaxial se procedió a saturarlas durante 24 hrs. y posteriormente se realizó la etapa de consolidación y una vez que la gráfica deformación volumétrica contra el tiempo pasa de una consolidación primaria a una consolidación secundaria (donde la curva hace el quiebre ) se procede a la etapa de falla, así se puede obtener la curva esfuerzo-deformación donde se observa que entre más alto es el esfuerzo confinante ( $\sigma_c$ ) nuestro esfuerzo que acepta el suelo es mayor, como consecuencia la deformación es proporcional al esfuerzo (fig 5.1 , fig 5.2 , fig 5.3).

Las pruebas triaxiales realizadas en el laboratorio antes mencionadas son de esfuerzo controlado, en donde la ley de resistencia para una prueba consolidada-drenada ( CD ) es  $\tau = 0.4 + 0.54 \sigma$  , para una prueba consolidada no drenada ( CU ) es  $\tau = 0.46 + 0.26 \sigma$  , y para una prueba no consolidada no drenada (UU) se tiene que  $\tau = 0.45$ .

## VI.- CONCLUSIONES

En Mecánica de Suelos conocer el concepto de resistencia al esfuerzo cortante es muy importante pues de éste depende que las obras civiles sean estables. Los métodos para obtener el esfuerzo cortante tanto en el laboratorio como en el campo deben quedar perfectamente claros y así garantizar la seguridad de la obra.

Las pruebas triaxiales realizadas en el laboratorio (capítulo v) demostraron que la resistencia al esfuerzo cortante es diferente aún tratándose del mismo material, ya que existen valores que dependen de la resistencia al esfuerzo cortante como son : La cohesión (  $C$  ) y el ángulo de fricción interna (  $\phi$  ) estos valores cambiarán debido a la condición de drenaje que se maneje en el tipo de prueba ( CD , CU , UU ) esto se debe a la influencia de la presión de poro pues se trabajan con esfuerzos efectivos o esfuerzos totales.

Como aportación personal de esta tesis resultó de gran importancia pues gracias a ella se le dió el valor que tiene la resistencia al esfuerzo cortante para una obra civil, fue interesante vivir las etapas del desarrollo de las pruebas triaxiales porque me permitió conocer el comportamiento de los diferentes materiales. todo esto conlleva a tener un conocimiento más claro en el campo de la Mecánica de Suelos.

## VI.- CONCLUSIONES

En Mecánica de Suelos conocer el concepto de resistencia al esfuerzo cortante es muy importante pues de éste depende que las obras civiles sean estables. Los métodos para obtener el esfuerzo cortante tanto en el laboratorio como en el campo deben quedar perfectamente claros y así garantizar la seguridad de la obra.

las pruebas triaxiales realizadas en el laboratorio (capítulo v )demostraron que la resistencia al esfuerzo cortante es diferente aún tratándose del mismo material, ya que existen valores que dependen de la resistencia al esfuerzo cortante como son : La cohesión (  $C$  ) y el ángulo de fricción interna (  $\phi$  ) estos valores cambiaran debido a la condición de drenaje que se maneje en el tipo de prueba ( CD , CU , UU ) esto se debe a la influencia de la presión de poro pues se trabajan con esfuerzos efectivos o esfuerzos totales.

Como aportación personal de esta tesis resultó de gran importancia pues gracias a ella se le dió el valor que tiene la resistencia al esfuerzo cortante para una obra civil, fue interesante vivir las etapas del desarrollo de las pruebas triaxiales porque me permitio conocer el comportamiento de los diferentes materiales. todo esto conlleva a tener un conocimiento más claro en el campo de la Mecánica de Suelos.

## VII.- REFERENCIAS

- Mecánica de Suelos, Tomo I  
Tercera Edición  
Autor : Juárez Badillo  
Editorial Limusa
  
- Mecanica de Suelos  
Segunda Edición  
Autor : Carlos Crespo Villalaz  
Editorial Limusa
  
- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos  
Autor : Venturia Escario  
J.L. De Justo Alpañes  
Editorial Dossat, s.a.
  
- Tesis Profesional  
Determinación y Aplicaciones de la Resistencia al Corte de los  
Suelos  
Autor : Roberto Octavio Miranda López  
Año : 1980
  
- Apuntes de Mecánica de Suelos  
Año : 1994  
Facultad De Ingeniería

**FIGURAS**

Configuración inicial. Configuración final.

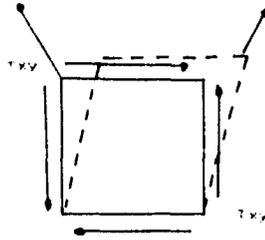


FIG. 2.1.

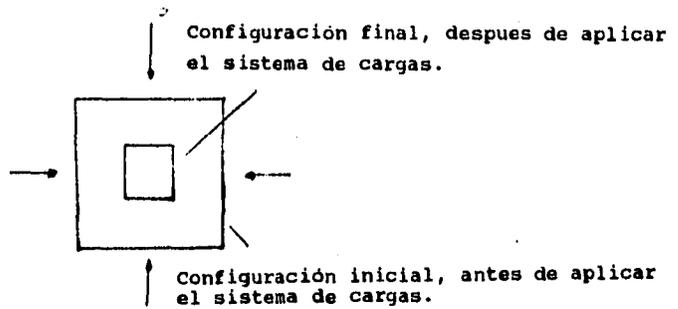


FIG. 2.2

Configuración inicial. Configuración final.

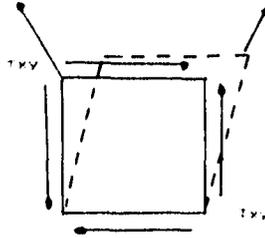
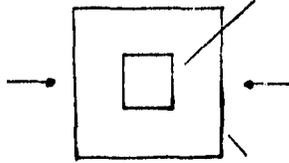


FIG. 2.1.

Configuración final, despues de aplicar el sistema de cargas.



Configuración inicial, antes de aplicar el sistema de cargas.

FIG. 2.2

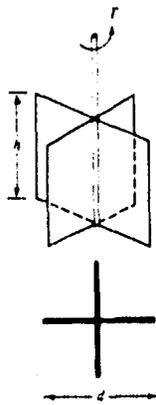


DIAGRAMA DEL EQUIPO DE CORTE  
VELETA .

FIG. 3.1

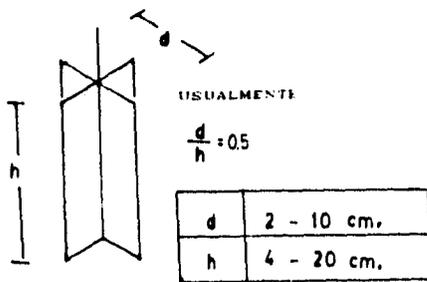


FIG. 3.2

VELETA PARA MEDIR LA RESISTENCIA DEL SUELO

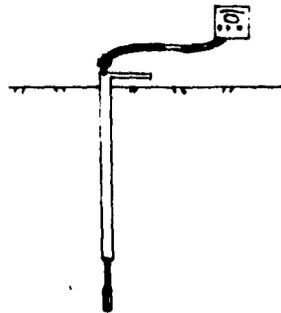


FIG. 3.3

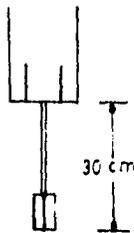


FIG. 3.4 HINCADO DE LA VELETA

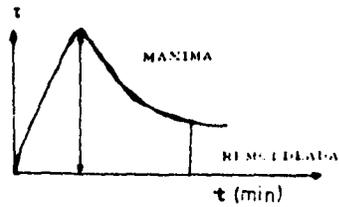


FIG. 3.5 GRAFICA DE RESISTENCIA

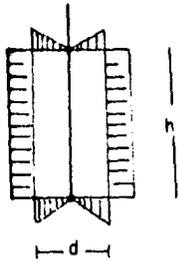


FIG. 3.6

ESTADO DE  
ESFUERZOS

SUELOS BLANDOS

$$S_v = \frac{Mm}{\pi d^2 \left( \frac{h}{2} + \frac{d}{6} \right)}$$

Para  $h = 2d$  y  $Mm = KAL$

$$S = \frac{KAL}{366 d^3}$$

RECTA DE CALIBRACION  
 $\Delta$ -LECTURA DEL INDICADOR



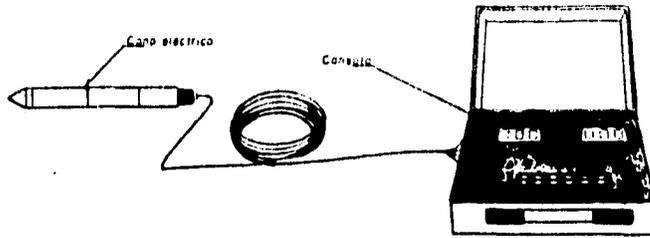


FIG. 3.8 CONO ELECTRICO Y CONSOLA DE LECTURAS

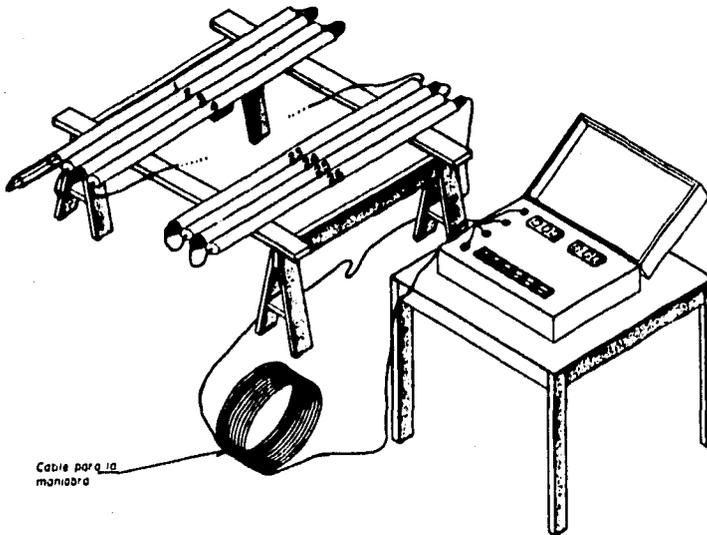


FIG. 3.9 PREPARACION DE BARRAS Y EL CABLE

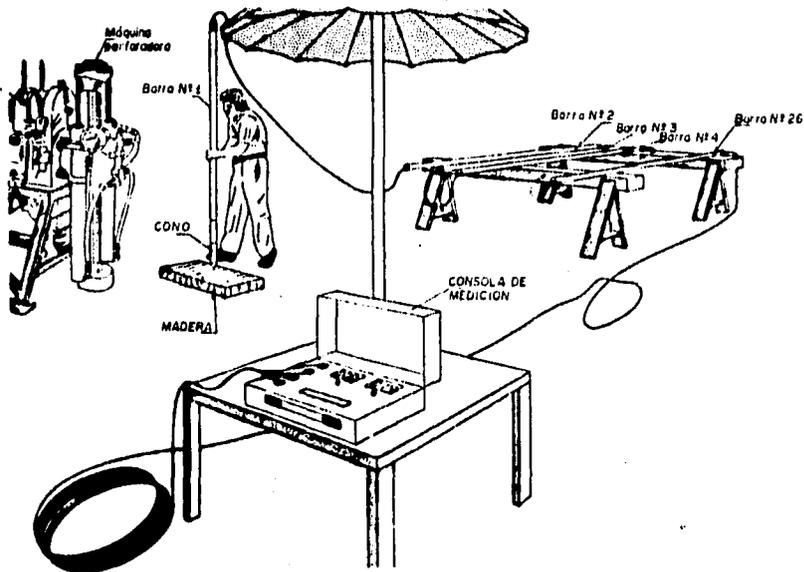


FIG. 3.10 REVISION DEL FUNCIONAMIENTO DEL CONO

Tipo de suelo	$q_c$	Prueba	
		Triaxial UU	Compresión simple
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c / 14$	$q_c / 20$
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c / 13$	$q_c / 16$
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c / 24$	$q_c / 34$

TABLA 1.1

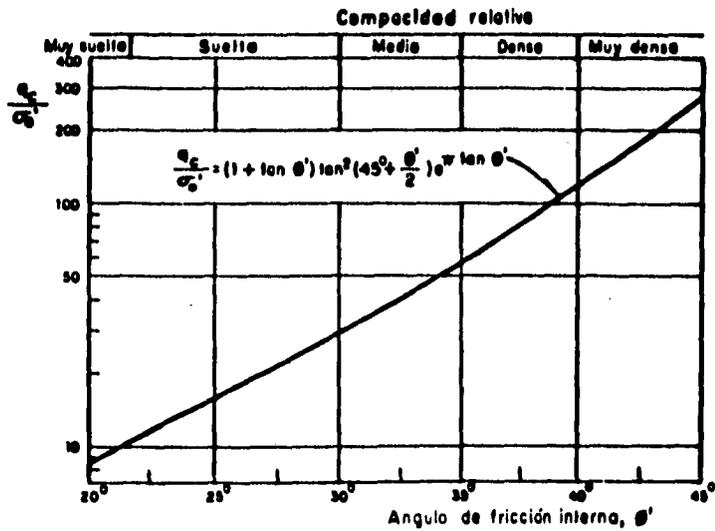
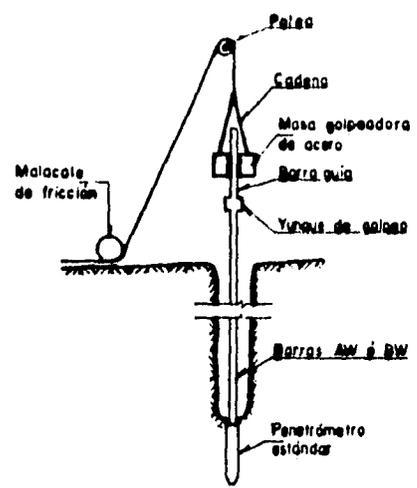
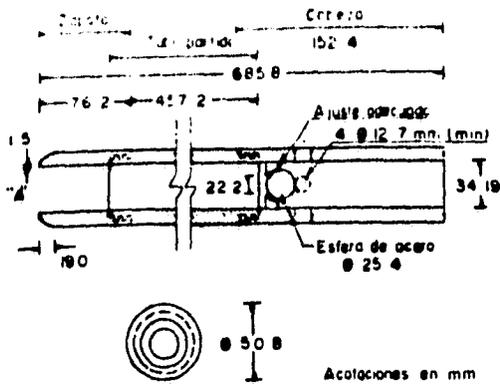


FIG. 3.11 CORRELACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL ANGULO  $\phi'$  DE ARENAS

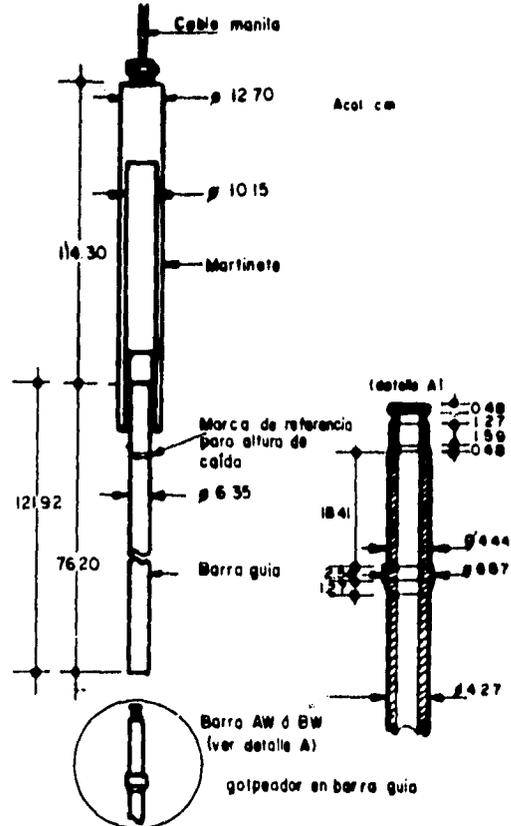
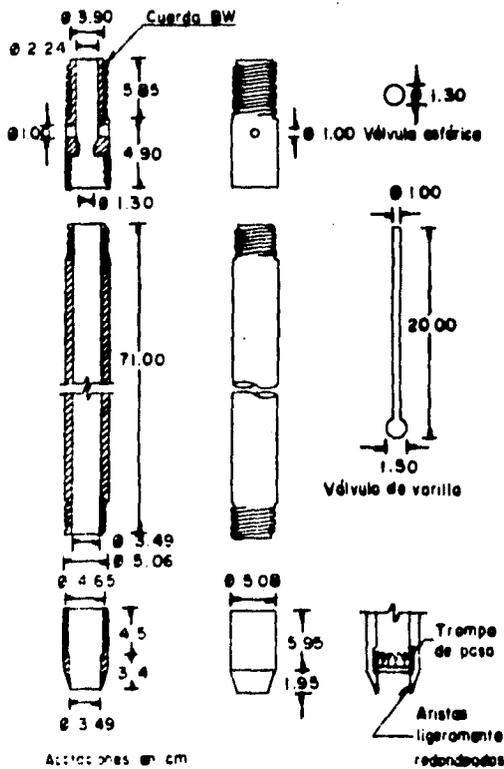


**NOTAS**

- El tubo partido puede ser de 38 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de trampas de paso (canastillas)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

**PENETRÓMETRO ESTÁNDAR**

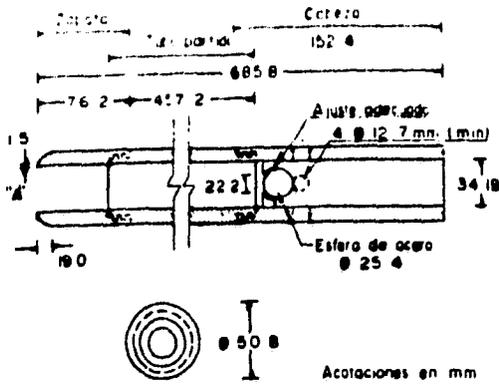
**PRUEBA DE PENETRACION ESTÁNDAR**



**PENETRÓMETRO ESTÁNDAR**

**MARTINETE DE SEGURIDAD**

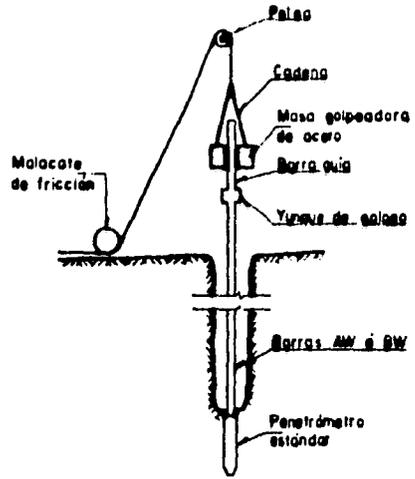
**FIG 3.12 PENETRÓMETRO ESTÁNDAR**



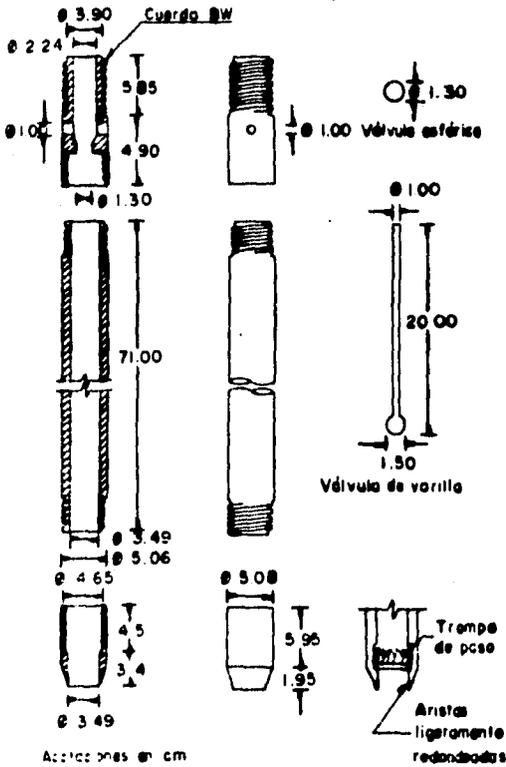
**NOTAS**

- El tubo partido puede ser de 38 mm de diámetro interior para introducir un ferro de 15 mm de espesor
- Se permite el uso de tramos de paso (conastillas)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

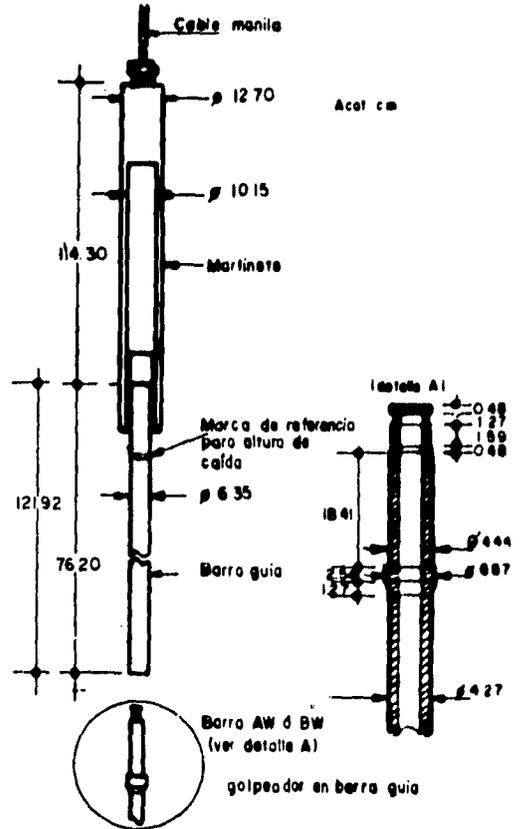
**PENETROMETRO ESTANDAR**



**PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR**



**PENETROMETRO ESTANDAR**



**FIG 3.12 PENETROMETRO ESTANDAR**

**MARTINETE DE SEGURIDAD**

FIG 3.13 CORRELACION ENTRE N ,qu Y CONSISTENCIA

RELATIVA DE SUELO COHESIVO .

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q <sub>u</sub>	< 0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	> 4.0

Conjunto N número de golpes en la prueba de penetración estándar  
 q<sub>u</sub> resistencia a la compresión simple, en kg/cm<sup>2</sup>

CORRELACION ENTRE COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS Y NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR

Número de golpes	Compacidad relativa	ANGULO DE FRICCION $\phi$
0 - 4	Muy suelta	25° - 30°
4 - 10	Suelta	27° - 32°
10 - 30	Media	30° - 35°
30 - 50	Densa	35° - 40°
> 50	Muy densa	38° - 43°

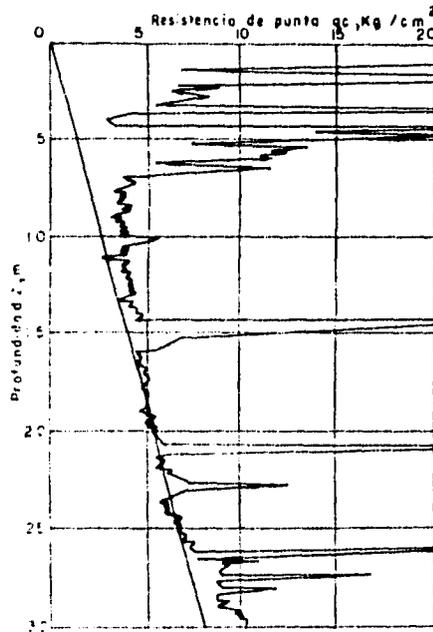


FIG 3.14 VARIACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA CON LA PROFUNDIDAD .

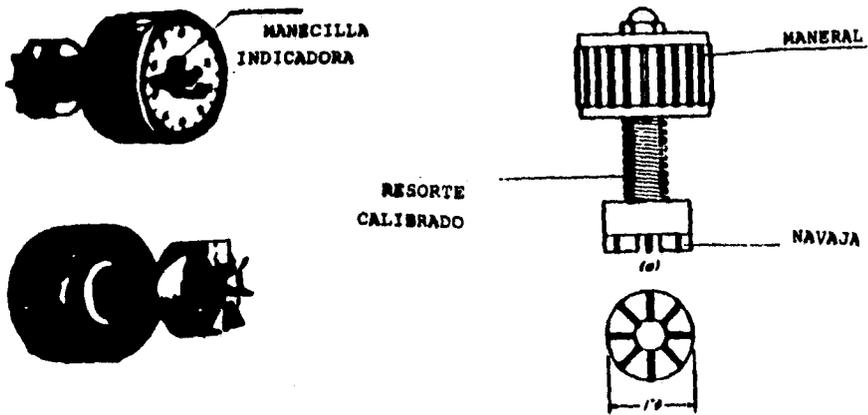


FIG. 4.1 TORCOMETRO MANUAL



FIG. 4.2 PENETROMETRO

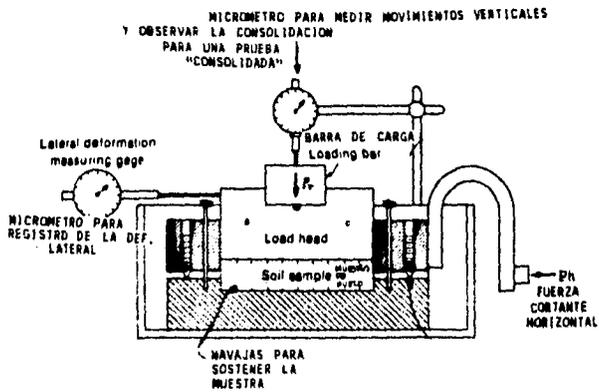


FIG. 4.3 ESQUEMA DEL APARATO DE CORTE DIRECTO  
CORTE LONGITUDINAL .

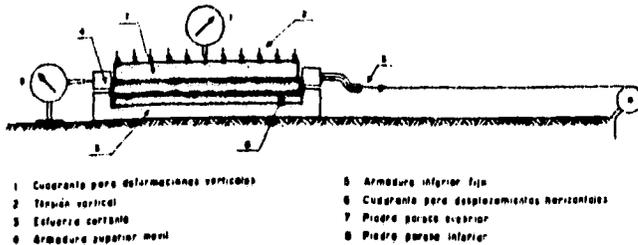
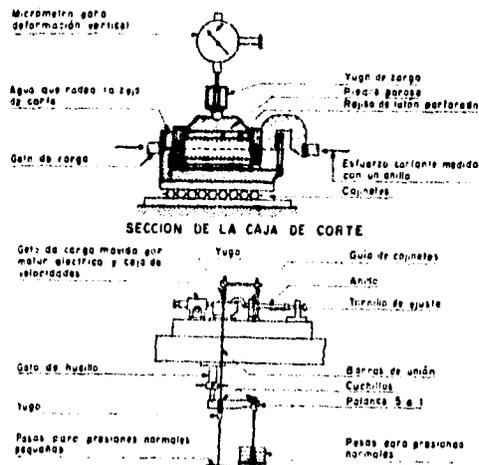


FIG.4.4 ESQUEMA DE UN APARATO DE CORTE DIRECTO DE TENSION CONTROLADA .



DISPOSICION DEL SISTEMA DE CARGA

FIG. 4.5 APARATO DE CORTE DIRECTO DE DEFORMACION CONTROLADA (SKEMPTON Y BISHOP, 1950)

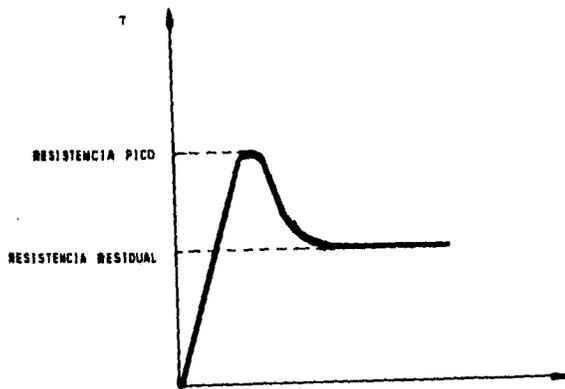


FIG. 4.6

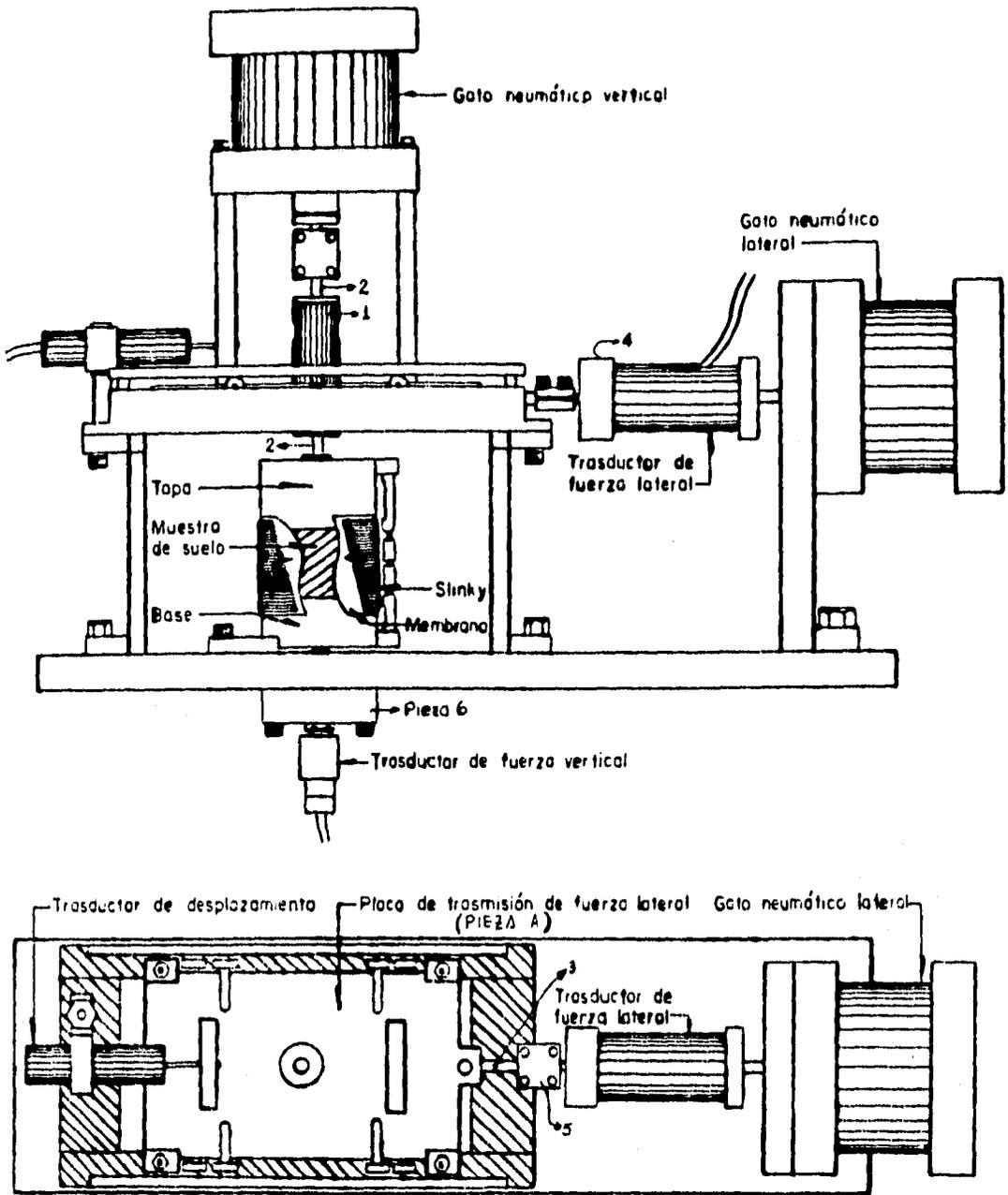


FIG. 4.7 Esquema del aparato de corte simple cíclico .

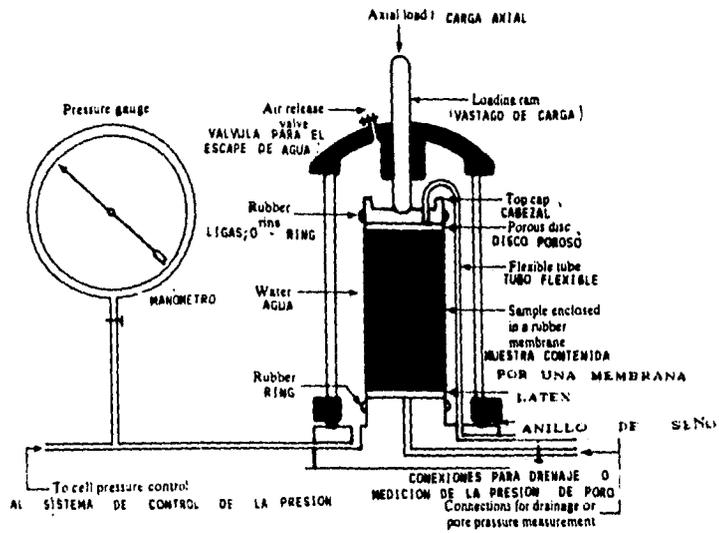


FIG. 4.8 DIAGRAMA BASICO DE LA CAMARA TRIAXIAL

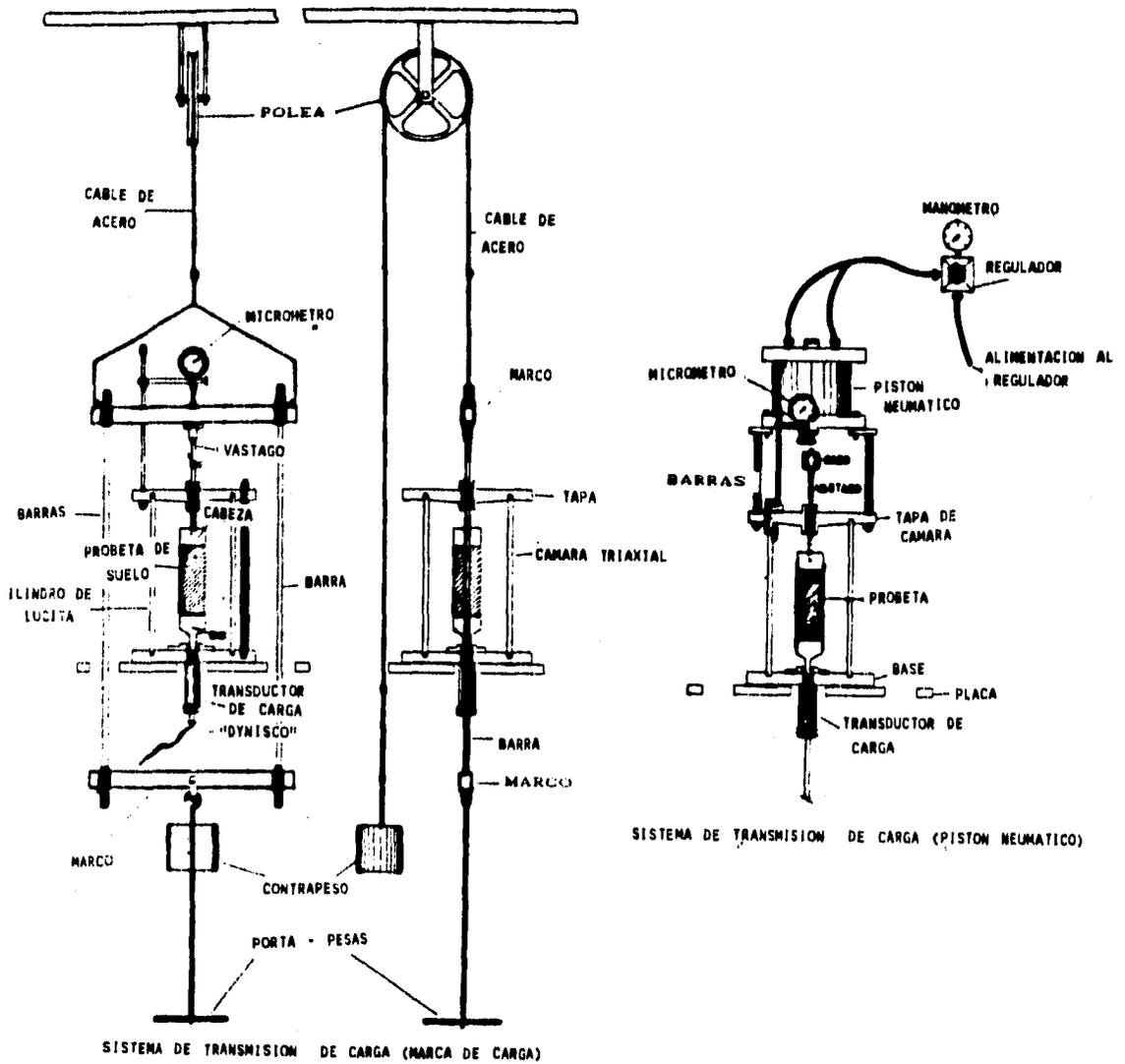
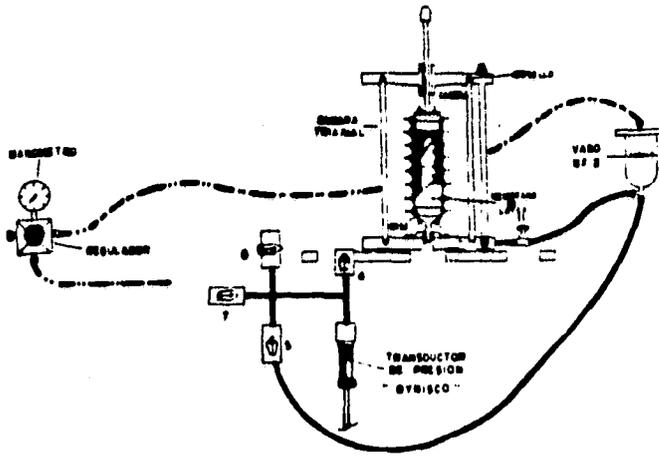
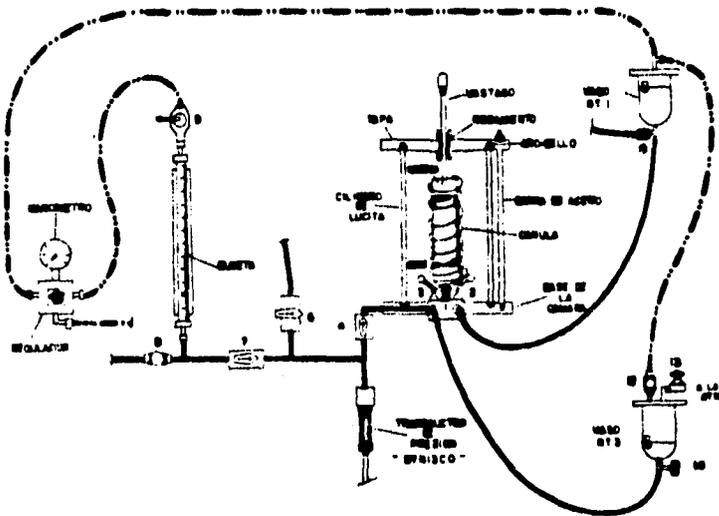


FIG. 4.9 SISTEMA DE TRANSMISION DE CARGA



Sistema de confinamiento de la probeta de suelo



Sistema de saturación de la probeta de suelo

FIG. 4.10 SISTEMA DE CONFINAMIENTO Y SATURACION

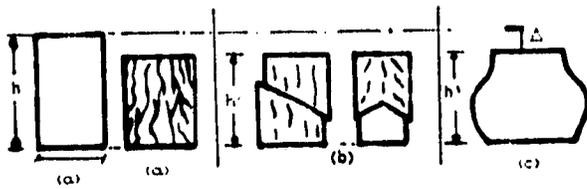


FIG. 4.11

CONDICIONES DE ESFUERZO EN UNA PRUEBA TRIAXIAL

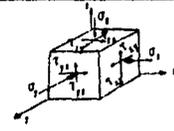
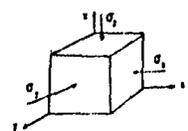
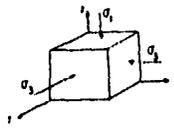
Considerando que		
ESTADO DE ESFUERZO IN SITU	$E = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}$	
Se puede simplificar a un		
ESTADO PRINCIPAL DE ESFUERZOS.	$E = \begin{vmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{vmatrix}$	
Como en los suelos en general se pueden aceptar que $\sigma_x = \sigma_y$ se llega a un :		
ESTADO PRINCIPAL (RADIAL) DE ESFUERZOS.	$E = \begin{vmatrix} \sigma_3 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_1 \end{vmatrix}$	

FIG. 4.12

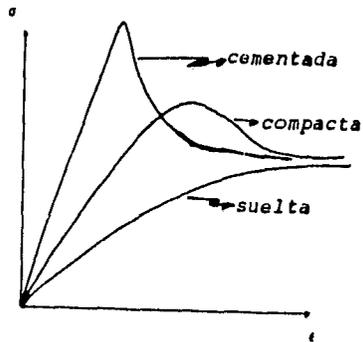


FIG. 4.13

ARENA ESTADO SUELTO ( FALLA PLASTICA )

ARENA ESTADO COMPACTO ( FALLA FRAGIL ) Disminución suave.

ARENA CEMENTADA ( FALLA FRAGIL ) Disminución rápida.

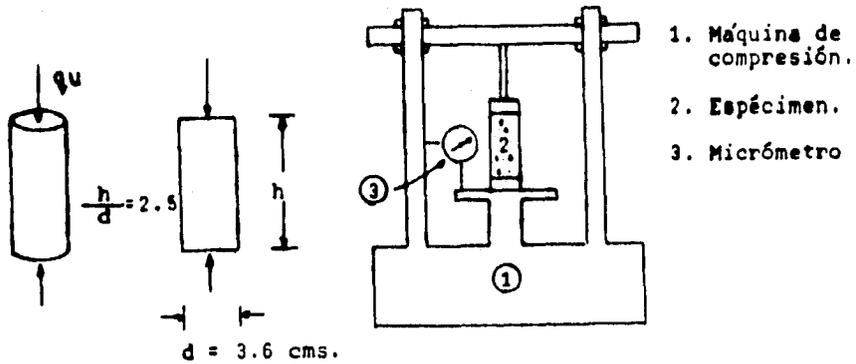


FIG. 4.14

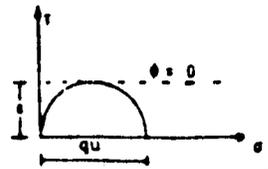
CONDICION DE ESFUERZOS	REPRESENTACION EN EL CIRCULO DE MOHR.	INFORMACION OBTENIDA
Se aplica esfuerzo axial $\sigma_1$ hasta el causar la falla 		$\phi = 0; \tau = c; c = \frac{qu}{2}$ Suelo cohesivo. Prueba no drenada ya que no alcanza a disiparse la presión de poro.

TABLA 1.2

$q_u$  = carga axial (se puede aplicar controlando la velocidad a la que se le aplica la carga o bien controlando la deformación) usualmente se aplica deformación controlada = 1mm/min.

PROYECTO GENERAL: TESIS PROFESIONAL

PROYECTO: TESIS  
LOCALIZACION: FACULTAD DE INGENIERIA

SONDEO:	SM-1
MUESTRA:	M-1
PROFUNDIDAD:	15 m
PRUEBA TRIAXIAL:	CONSOLIDADA - DRENADA (CD)
ESF <sub>cm</sub>	= 0.25 kg/cm <sup>2</sup>

DATOS GENERALES		
Ds = 3.630 cm	DIAMETRO MEDIO = 3.628 cm	Vol = 0.539 cm <sup>3</sup>
Dm = 3.630 cm	ALTURA PROMEDIO = 8.518 cm	h = 0.0173 cm
Di = 3.620 cm	AREAo = 10.3396 cm <sup>2</sup>	hc = 8.501 cm
H1 = 8.515 cm	Kb = 0.33183 cm <sup>2</sup>	Ac = 10.2971 cm <sup>2</sup>
H2 = 8.520 cm	DF BURETA = 1.625 cm <sup>3</sup>	
H3 = 8.515 cm	PESO VOL = 1.15241 t/m <sup>3</sup>	
Wo = 101.50 gr	CONT. DE AGUA Ji = 343.33 %	Ji = 348.86 %

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOT	BURETA	DEF VOL	DEF UNIT	AREAco	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	cm	cm <sup>3</sup>	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	19.579	0.000	208.83	0.000	0.000	10.2971	0.000
2.00	2.00	19.489	0.110	208.75	0.041	0.129	10.3055	0.184
2.00	4.00	19.265	0.314	209.05	0.141	0.369	10.3185	0.388
2.00	6.00	19.015	0.564	209.55	0.307	0.652	10.3294	0.581
2.00	8.00	18.658	0.921	210.00	0.455	1.081	10.3554	0.773
2.00	10.00	18.232	1.347	210.50	0.622	1.581	10.3882	0.963
1.00	11.00	18.025	1.554	210.70	0.809	1.824	10.4059	1.057
1.00	12.00	17.784	1.815	211.10	0.821	2.131	10.4226	1.151
1.00	13.00	17.395	2.184	211.40	0.821	2.564	10.4569	1.243
1.00	14.00	16.971	2.608	211.80	1.054	3.052	10.4945	1.334
1.00	15.00	16.528	3.051	212.00	1.120	3.582	10.5430	1.423
1.00	16.00	16.045	3.534	212.20	1.186	4.149	10.5972	1.510
1.00	17.00	15.425	4.154	212.45	1.299	4.877	10.6680	1.594
1.00	18.00	14.180	5.399	212.35	1.236	5.338	10.8387	1.651
1.00	19.00	12.000	7.579	209.00	0.124	8.697	11.2867	1.683

SONDEO:	SM-1
MUESTRA:	M-1
PROFUNDIDAD:	15 m
PRUEBA TRIAXIAL:	CONSOLIDADA - DRENADA (CD)
ESF <sub>cm</sub>	= 0.50 kg/cm <sup>2</sup>

DATOS GENERALES		
Ds = 3.585 cm	DIAMETRO MEDIO = 3.603 cm	Vol = 1.782 cm <sup>3</sup>
Dm = 3.610 cm	ALTURA PROMEDIO = 8.550 cm	h = 0.0655 cm
Di = 3.590 cm	AREAo = 10.1929 cm <sup>2</sup>	hc = 8.485 cm
H1 = 8.550 cm	Kb = 0.33183 cm <sup>2</sup>	Ac = 10.0588 cm <sup>2</sup>
H2 = 8.550 cm	DF BURETA = 5.400 cm <sup>3</sup>	
H3 = 8.550 cm	PESO VOL = 1.15864 t/m <sup>3</sup>	
Wo = 100.80 gr	CONT. DE AGUA Ji = 340.46 %	Ji = 346.74 %

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOT	BURETA	DEF VOL	DEF UNIT	AREAco	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	cm	cm <sup>3</sup>	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	18.292	0.000	219.40	0.000	0.000	10.0588	0.000
2.00	2.00	18.219	0.073	219.50	0.033	0.085	10.0634	0.199
2.00	4.00	18.085	0.187	219.70	0.100	0.230	10.0702	0.397
2.00	6.00	17.954	0.328	220.10	0.232	0.384	10.0790	0.596
1.00	7.00	17.848	0.444	220.30	0.299	0.519	10.0759	0.695
1.00	8.00	17.714	0.578	220.50	0.365	0.676	10.0839	0.793
1.00	9.00	17.561	0.731	220.70	0.431	0.855	10.0942	0.892
1.00	10.00	17.395	0.897	220.90	0.499	1.049	10.1061	0.989
1.00	11.00	17.250	1.042	221.20	0.597	1.219	10.1116	1.088
1.00	12.00	16.990	1.312	221.80	0.730	1.535	10.1281	1.185
1.00	13.00	16.760	1.532	221.90	0.830	1.782	10.1427	1.282
1.00	14.00	16.551	1.741	222.20	0.929	2.036	10.1561	1.378
1.00	15.00	16.252	2.040	222.50	1.029	2.386	10.1804	1.473
1.00	16.00	15.945	2.347	222.80	1.128	2.745	10.2059	1.568
1.00	17.00	15.670	2.622	223.10	1.228	3.067	10.2277	1.662
1.00	18.00	15.328	2.984	223.50	1.351	3.467	10.2539	1.755
1.00	19.00	14.880	3.412	223.96	1.510	3.891	10.2915	1.848
1.00	20.00	14.365	3.927	224.40	1.659	4.583	10.3380	1.935
1.00	21.00	13.775	4.517	224.90	1.825	5.283	10.3827	2.021
1.00	22.00	13.085	5.197	225.45	2.008	6.078	10.4578	2.104
1.00	23.00	12.110	6.182	225.05	2.207	7.230	10.5624	2.178
1.00	24.00	10.000	8.292	225.10	1.691	8.698	10.8522	2.203

PROYECTO GENERAL: TESIS PROFESIONAL

PROYECTO: TESIS  
LOCALIZACION: FACULTAD DE INGENIERIA

SONDEO: SM-1  
MUESTRA: M-1  
PROFUNDIDAD: 15 m  
PRUEBA TRIAXIAL: CONSOLIDADA - DRENADA (CD)  
ESFconf = 0.75 kg/cm<sup>2</sup>

DATOS GENERALES	
D <sub>s</sub> = 3.515 cm	DIAMETRO MEDIO = 3.503 cm ● Vol = 3.045 cm <sup>3</sup>
D <sub>m</sub> = 3.500 cm	ALTURA PROMEDIO = 8.490 cm ● h = 0.0847 cm
D <sub>i</sub> = 3.500 cm	AREA <sub>o</sub> = 10.1829 cm <sup>2</sup> hc = 8.405 cm
H <sub>1</sub> = 8.490 cm	K <sub>b</sub> = 0.34212 cm <sup>2</sup> Ac = 9.9297 cm <sup>2</sup>
H <sub>2</sub> = 8.480 cm	DF BURETA = 8.900 cm
H <sub>3</sub> = 8.490 cm	PESO VOL = 1.15883 t/m <sup>3</sup>
W <sub>o</sub> = 99.59 gr	CONT DE AGUA U <sub>w</sub> = 341.84 % U <sub>w</sub> = 323.10 %

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOT	BURETA	DEF VOL	DEF UNIT	AREAc <sub>o</sub>	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	cm	cm <sup>3</sup>	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	17.538	0.000	16.20	0.000	0.000	9.9297	0.000
2.00	2.00	17.473	0.065	19.35	0.051	0.077	9.9312	0.201
2.00	4.00	17.389	0.149	19.50	0.103	0.175	9.9349	0.403
2.00	6.00	17.288	0.310	19.80	0.205	0.365	9.9418	0.604
2.00	8.00	16.945	0.593	20.30	0.378	0.598	9.9545	0.804
2.00	10.00	16.581	0.957	20.85	0.564	1.127	9.9750	1.003
2.00	12.00	16.135	1.403	21.80	0.821	1.653	9.9972	1.200
2.00	14.00	15.810	1.828	22.45	1.112	2.271	10.0251	1.398
2.00	16.00	15.055	2.483	23.30	1.403	2.825	10.0570	1.581
1.00	17.00	14.805	2.733	23.75	1.557	3.219	10.0886	1.688
1.00	18.00	14.517	3.021	24.20	1.711	3.558	10.0851	1.785
1.00	19.00	14.190	3.348	24.70	1.882	3.843	10.1043	1.874
1.00	20.00	13.775	3.763	25.30	2.087	4.432	10.1304	1.974
1.00	21.00	13.285	4.253	26.00	2.326	5.009	10.1820	2.067
1.00	22.00	12.825	4.813	26.80	2.634	5.787	10.2070	2.155
1.00	23.00	11.790	5.778	27.95	2.994	6.808	10.2727	2.239
1.00	24.00	10.450	7.088	29.20	3.421	8.349	10.3921	2.310
0.50	24.50	9.500	8.038	30.05	3.712	9.488	10.4803	2.336
0.50	25.00	7.200	10.338	31.20	4.105	12.177	10.7503	2.326
-0.50	24.50	5.350	12.188	31.30	4.140	14.356	11.0191	2.223

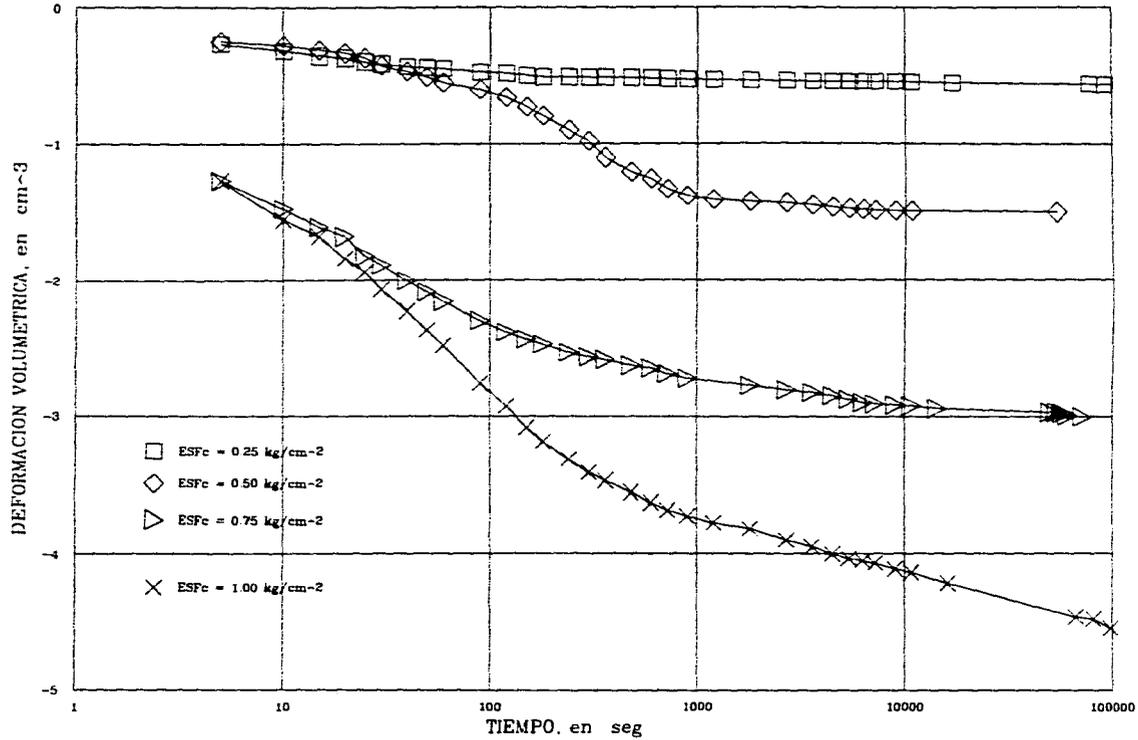
SONDEO: SM-1  
MUESTRA: M-1  
PROFUNDIDAD: 15 m  
PRUEBA TRIAXIAL: CONSOLIDADA - DRENADA (CD)  
ESFconf = 1.00 kg/cm<sup>2</sup>

DATOS GENERALES	
D <sub>s</sub> = 3.500 cm	DIAMETRO MEDIO = 3.510 cm ● Vol = 4.550 cm <sup>3</sup>
D <sub>m</sub> = 3.510 cm	ALTURA PROMEDIO = 8.517 cm ● h = 0.1606 cm
D <sub>i</sub> = 3.520 cm	AREA <sub>o</sub> = 10.2354 cm <sup>2</sup> hc = 8.356 cm
H <sub>1</sub> = 8.510 cm	K <sub>b</sub> = 0.34212 cm <sup>2</sup> Ac = 9.8770 cm <sup>2</sup>
H <sub>2</sub> = 8.520 cm	DF BURETA = 13.3 cm
H <sub>3</sub> = 8.510 cm	PESO VOL = 1.15882 t/m <sup>3</sup>
W <sub>o</sub> = 100.99 gr	CONT DE AGUA U <sub>w</sub> = 340.43 % U <sub>w</sub> = 308.72 %

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOT	BURETA	DEF VOL	DEF UNIT	AREAc <sub>o</sub>	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	cm	cm <sup>3</sup>	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	18.200	0.000	19.40	0.000	0.000	9.8770	0.000
2.00	2.00	18.140	0.060	19.55	0.051	0.070	9.8778	0.202
2.00	4.00	18.085	0.135	19.70	0.103	0.159	9.8894	0.405
2.00	6.00	17.977	0.223	19.85	0.154	0.282	9.8844	0.607
2.00	8.00	17.843	0.357	20.03	0.214	0.419	9.8920	0.809
2.00	10.00	17.575	0.625	20.48	0.388	0.734	9.9057	1.010
2.00	12.00	17.202	0.898	21.15	0.596	1.172	9.9216	1.209
2.00	14.00	16.756	1.445	21.80	0.855	1.697	9.9433	1.408
2.00	16.00	16.190	2.010	22.80	1.197	2.380	9.9680	1.605
2.00	18.00	15.572	2.628	23.95	1.557	3.086	9.9993	1.800
2.00	20.00	14.785	3.405	25.35	2.036	3.868	10.0346	1.993
1.00	21.00	14.420	3.780	25.80	2.224	4.438	10.0572	2.088
1.00	22.00	13.945	4.255	26.70	2.497	4.996	10.0818	2.182
1.00	23.00	13.385	4.805	27.55	2.788	5.642	10.1139	2.274
1.00	24.00	12.640	5.560	28.50	3.113	6.528	10.1682	2.360
1.00	25.00	11.885	6.385	29.63	3.488	7.508	10.2282	2.445
0.50	25.50	11.365	6.835	30.30	3.729	8.025	10.2536	2.487
0.50	26.00	10.860	7.310	30.85	3.917	8.583	10.2915	2.526
0.50	26.50	10.380	7.840	31.50	4.140	9.205	10.3328	2.565
0.50	27.00	9.750	8.450	32.20	4.376	9.822	10.3831	2.600
0.50	27.50	9.000	9.200	32.95	4.638	10.602	10.4512	2.631
0.50	28.00	8.100	10.100	33.75	4.909	11.859	10.5363	2.657
0.50	28.50	6.200	12.000	34.70	5.234	14.080	10.7878	2.647
-0.50	28.00	5.443	12.757	34.80	5.289	14.979	10.8755	2.575

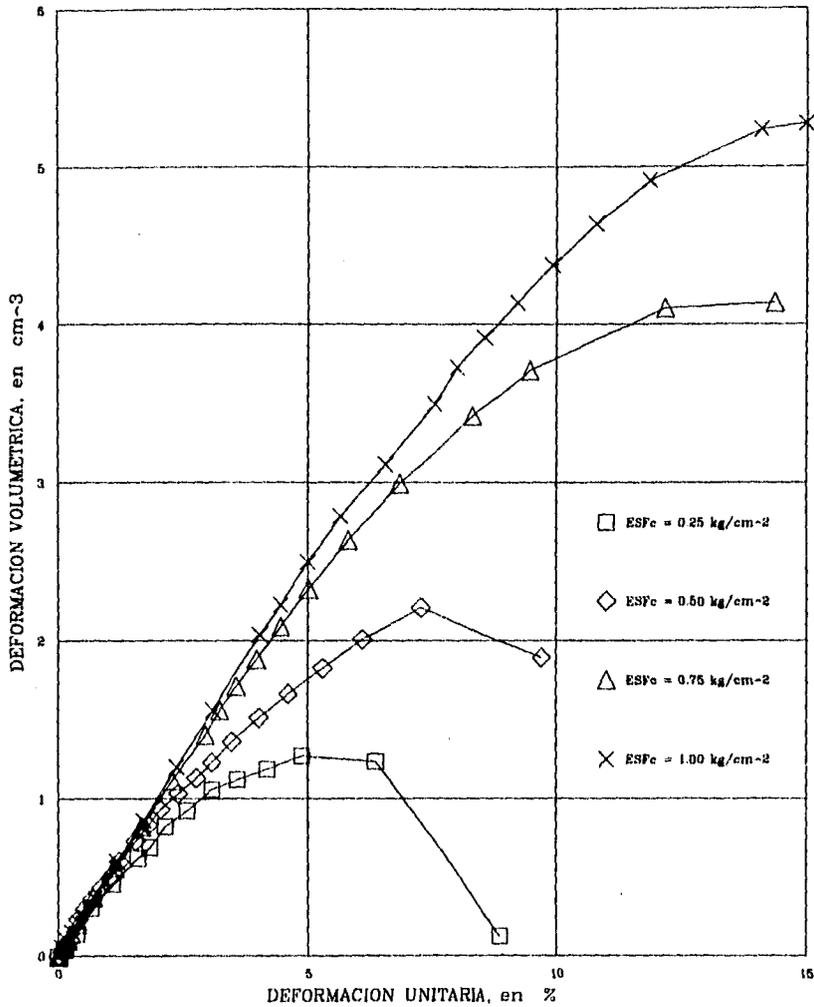
# TESIS PROFESIONAL

PROBETAS: ARCILLA      ENSAYE: CD      ETAPA DE CONSOLIDACION



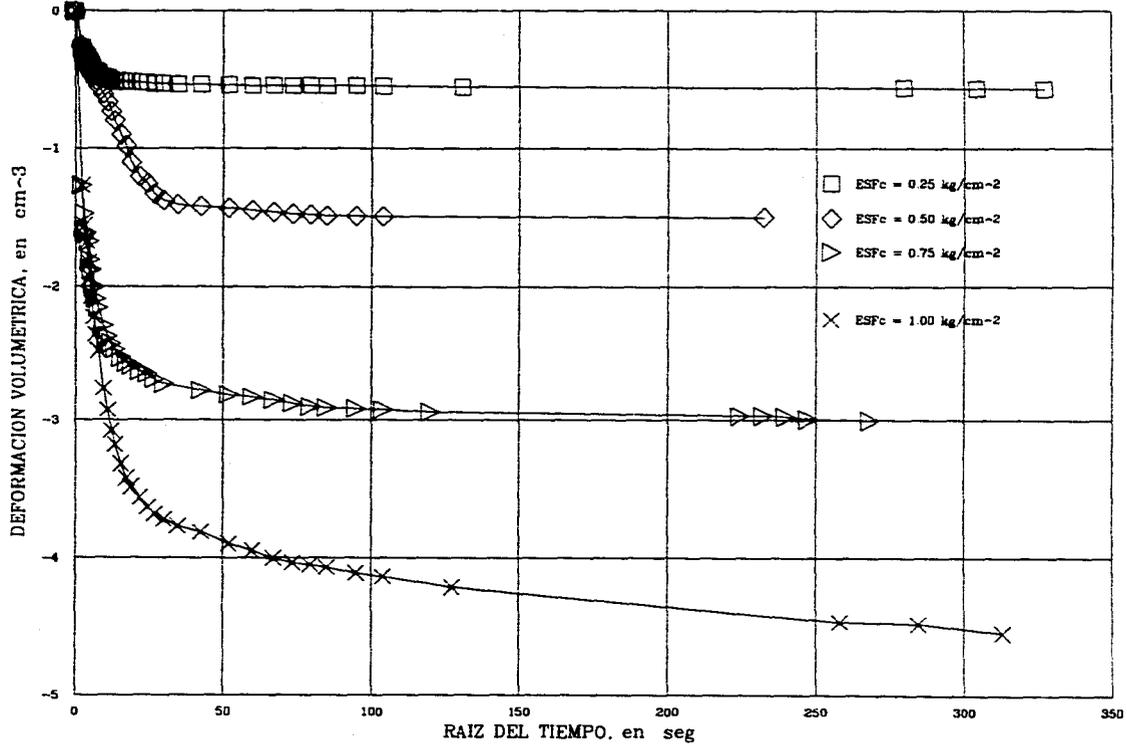
# TESIS PROFESIONAL

PROBETAS: ARCILLA      ENSAYE: CD



# TESIS PROFESIONAL

PROBETAS: ARCILLA    ENSAYE: CD    ETAPA DE CONSOLIDACION



Triaxial Consolidated Drained

Proyecto: Tesis Profesional

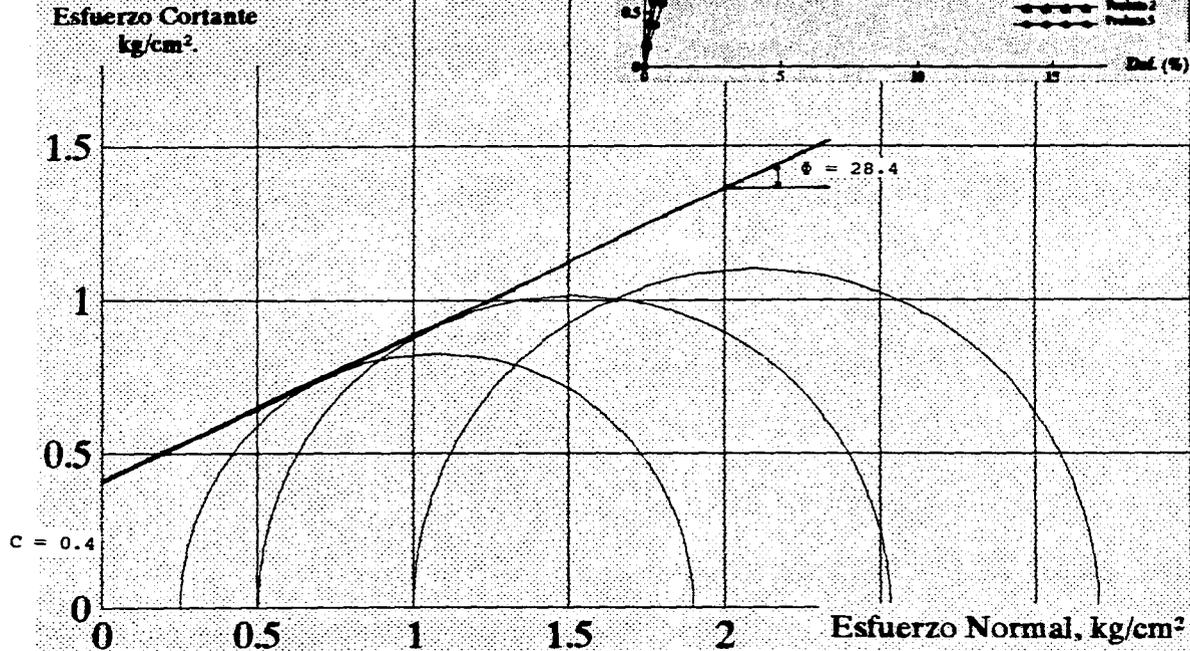
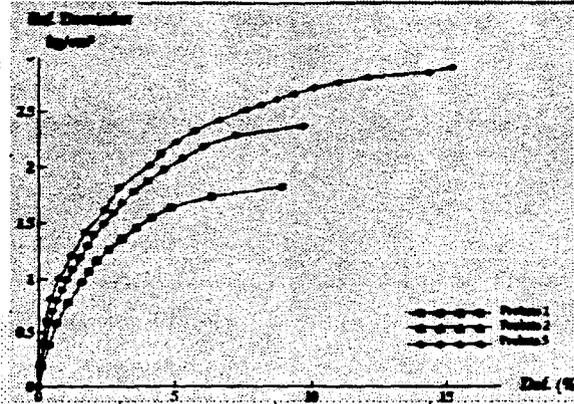
Sondeo: SB-1

Muestra: SB-1

Prof.: 7.00 m

Prob. No.	Sigma 3 kg/cm <sup>2</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	W %	P. Vol. 1/m <sup>3</sup>	Sigma D kg/cm <sup>2</sup>	C kg/cm <sup>2</sup>	φ °	ψ °
1	0.25	87	—	1.50	1.00	0.00	—	—
2	0.50	112	—	1.50	2.00	1.00	—	—
3	1.00	136	—	1.22	2.50	1.50	—	—

FIG. S-1



PROYECTO GENERAL: TESIS PROFESIONAL

PROYECTO: TESIS  
LOCALIZACION: FACULTAD DE INGENIERIA

SONDEO: SM-2  
MUESTRA: M-2  
PROFUNDIDAD: 12 m  
PRUEBA TRIAXIAL: CONSOLIDADA - NO DRENADA (CU)  
ESFconf = 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

DATOS GENERALES	
Ds = 3.580 cm	DIAMETRO MEDIO = 3.555 cm ● Vol = 0.962 cm <sup>3</sup>
Dm = 3.550 cm	ALTURA PROMEDIO = 8.490 cm ● h = 0.0500 cm
Dl = 3.570 cm	AREA = 9.8256 cm <sup>2</sup> hc = 8.440 cm
H1 = 8.460 cm	Ke = 0.34212 cm <sup>2</sup> Ac = 9.8664 cm <sup>2</sup>
H2 = 8.500 cm	DIF BURETA = 2.900 cm
H3 = 8.480 cm	PESO VOL = 1.17809 t/m <sup>3</sup>
Wc = 99.11 gr	CONT DE AGUA i = 297.36 % j = 295.51 %

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOT	DEF UNIT	AREACor	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	19.225	0.000	0.000	9.8664	0.000
2.00	2.00	19.146	0.077	0.061	9.8754	0.203
2.00	4.00	18.953	0.372	0.441	9.9101	0.404
2.00	6.00	18.220	1.005	1.191	9.9853	0.601
1.00	7.00	17.935	1.290	1.528	10.0169	0.699
1.00	8.00	17.548	1.577	1.868	10.0543	0.796
1.00	9.00	17.340	1.865	2.233	10.0918	0.892
1.00	10.00	17.000	2.225	2.636	10.1336	0.987
1.00	11.00	16.550	2.675	3.169	10.1864	1.080
1.00	12.00	16.005	3.220	3.615	10.2578	1.170
1.00	13.00	15.410	3.815	4.520	10.3335	1.258
1.00	14.00	14.780	4.465	5.290	10.4178	1.344
1.00	15.00	13.915	5.310	6.291	10.5289	1.425
1.00	16.00	11.500	7.725	8.153	10.8605	1.473

SONDEO: SM-2  
MUESTRA: M-2  
PROFUNDIDAD: 12 m  
PRUEBA TRIAXIAL: CONSOLIDADA - NO DRENADA (CU)  
ESFconf = 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

DATOS GENERALES	
Ds = 3.630 cm	DIAMETRO MEDIO = 3.622 cm ● Vol = 2.862 cm <sup>3</sup>
Dm = 3.620 cm	ALTURA PROMEDIO = 8.507 cm ● h = 0.1420 cm
Dl = 3.620 cm	AREA = 10.3017 cm <sup>2</sup> hc = 8.365 cm
H1 = 8.490 cm	Ke = 0.33183 cm <sup>2</sup> Ac = 10.1285 cm <sup>2</sup>
H2 = 8.510 cm	DIF BURETA = 6.625 cm
H3 = 8.510 cm	PESO VOL = 1.17080 t/m <sup>3</sup>
Wc = 102.80 gr	CONT DE AGUA i = 304.73 % j = 297.67 %

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOT	DEF UNIT	AREACor	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	17.780	0.000	0.000	10.1285	0.000
2.00	2.00	17.682	0.118	0.141	10.1429	0.197
2.00	4.00	17.345	0.435	0.520	10.1815	0.393
2.00	6.00	16.900	0.880	1.052	10.2363	0.586
1.00	7.00	16.692	1.088	1.301	10.2690	0.682
1.00	8.00	16.420	1.350	1.526	10.2993	0.777
1.00	9.00	16.115	1.665	1.991	10.3343	0.871
1.00	10.00	15.810	1.970	2.355	10.3729	0.964
1.00	11.00	15.470	2.310	2.762	10.4182	1.056
1.00	12.00	15.110	2.670	3.192	10.4625	1.147
1.00	13.00	14.750	3.030	3.622	10.5093	1.237
1.00	14.00	14.395	3.415	4.083	10.5567	1.326
1.00	15.00	13.920	3.860	4.815	10.6188	1.413
1.00	16.00	13.350	4.430	5.296	10.6950	1.496
0.50	16.50	12.875	4.905	5.664	10.7595	1.534
0.50	17.00	11.000	6.780	8.106	11.0220	1.542

PROYECTO GENERAL: TESIS PROFESIONAL

PROYECTO TESIS  
LOCALIZACION: FACULTAD DE INGENIERIA

SONDEO: SM-2  
MUESTRA: M-2  
PROFUNDIDAD: 12 m

PRUEBA TRIAXIAL: CONSOLIDADA - NO DRENADA (CU)  
ESFcoff = 0.75 kg/cm<sup>2</sup>

DATOS GENERALES		DIAMETRO MEDIO = 3.587 cm		Vol = 5.388 cm <sup>3</sup>	
Ds = 3.580 cm		ALTURA PROMEDIO = 8.498 cm	φh = 0.2246 cm		
Dm = 3.590 cm		AREAa = 10.1025 cm <sup>2</sup>	Ac = 8.274 cm <sup>2</sup>		
D1 = 3.590 cm		Kb = 0.34212 cm <sup>2</sup>	Ac = 8.7088 cm <sup>2</sup>		
H1 = 8.450 cm		DIF BURETA = 15.750 cm			
H2 = 8.500 cm		PESO VOL = 1.18756 t/m <sup>3</sup>			
H3 = 8.500 cm		CONT. DE AGUA Ji = 297.03 %	Ji = 283.96 %		
Wc = 100.25 gr					

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOY	DEF UNIT	AREAa	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	17.040	0.000	0.000	9.7088	8.000
2.00	2.00	16.956	0.084	0.102	9.7187	0.206
2.00	4.00	16.877	0.163	0.197	9.7280	0.411
2.00	6.00	16.798	0.284	0.343	9.7423	0.616
2.00	8.00	16.402	0.638	0.771	9.7843	0.818
2.00	10.00	15.819	1.221	1.476	9.8543	1.015
1.00	11.00	15.335	1.705	2.061	9.9131	1.110
1.00	12.00	14.896	2.141	2.568	9.9657	1.204
1.00	13.00	14.505	2.535	3.064	10.0157	1.298
1.00	14.00	14.080	2.980	3.578	10.0681	1.390
0.50	14.50	13.750	3.290	3.876	10.1109	1.434
0.50	15.00	13.528	3.512	4.245	10.1382	1.478
0.50	15.50	13.298	3.782	4.571	10.1738	1.524
0.50	16.00	13.000	4.040	4.863	18.2072	1.568
0.50	16.50	12.740	4.300	5.197	10.2411	1.611
0.50	17.00	12.340	4.700	5.861	10.2936	1.652
0.50	17.50	12.000	5.040	6.092	10.3386	1.693
0.50	18.00	11.743	5.297	6.402	10.3729	1.735
0.50	18.50	11.245	5.785	7.004	10.4401	1.772
0.50	19.00	11.000	6.040	7.300	10.4734	1.814
0.50	19.50	10.000	7.040	8.509	10.8118	1.838
0.50	20.00	9.200	7.840	9.478	10.7251	1.865

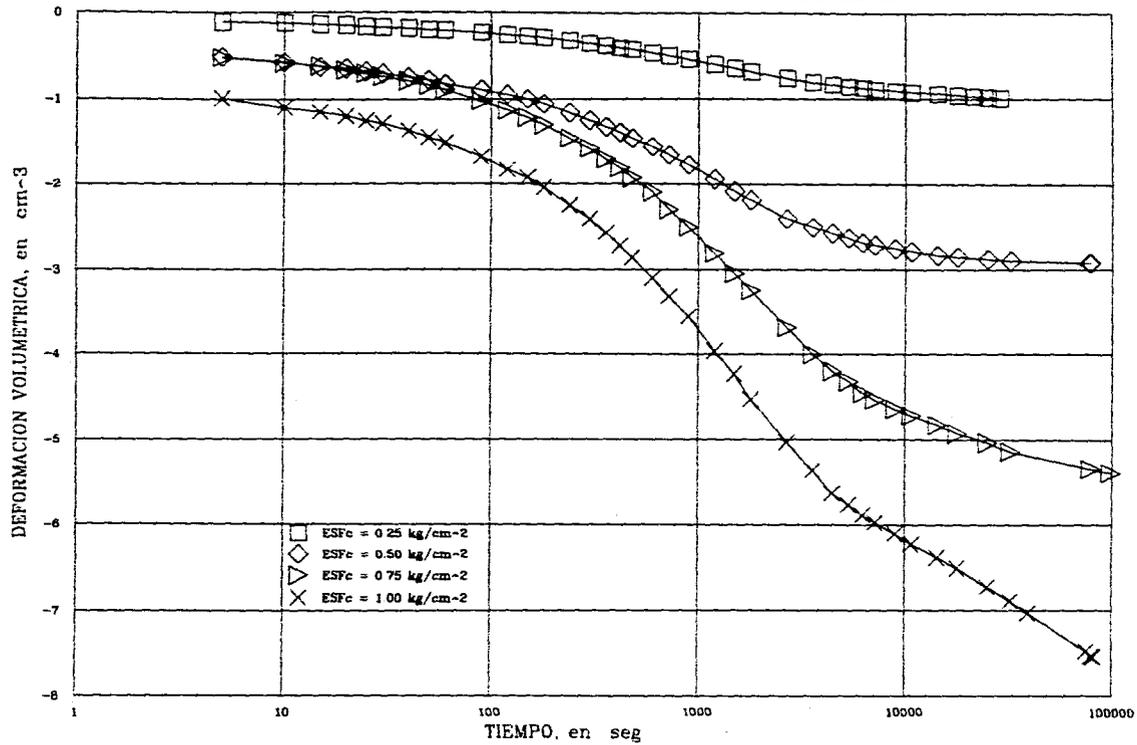
SONDEO: SM-2  
MUESTRA: M-2  
PROFUNDIDAD: 12 m  
PRUEBA TRIAXIAL: CONSOLIDADA - NO DRENADA (CU)  
ESFcoff = 1.00 kg/cm<sup>2</sup>

DATOS GENERALES		DIAMETRO MEDIO = 3.610 cm		Vol = 7.535 cm <sup>3</sup>	
Ds = 3.560 cm		ALTURA PROMEDIO = 8.518 cm	φh = 0.2775 cm		
D1 = 3.600 cm		AREAa = 10.1525 cm <sup>2</sup>	Ac = 8.241 cm <sup>2</sup>		
H1 = 8.520 cm		Kb = 0.34212 cm <sup>2</sup>	Ac = 9.5471 cm <sup>2</sup>		
H2 = 8.520 cm		DIF BURETA = 22.025 cm			
H3 = 8.518 cm		PESO VOL = 1.17076 t/m <sup>3</sup>			
Wc = 101.23 gr		CONT. DE AGUA Ji = 296.05 %	Ji = 275.86 %		

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOY	DEF UNIT	AREAa	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	15.510	0.000	0.000	9.5471	0.000
2.00	2.00	15.450	0.060	0.073	9.5541	0.209
2.00	4.00	15.373	0.137	0.168	9.5830	0.418
2.00	6.00	15.258	0.252	0.306	9.5764	0.627
2.00	8.00	14.922	0.588	0.714	9.6158	0.832
2.00	10.00	14.311	1.198	1.455	9.6881	1.032
2.00	12.00	13.658	1.852	2.247	9.7686	1.229
1.00	13.00	13.353	2.157	2.617	9.8038	1.326
1.00	14.00	13.033	2.477	3.006	9.8430	1.422
1.00	15.00	12.856	2.854	3.463	9.8897	1.517
1.00	16.00	12.265	3.245	3.938	9.9365	1.610
1.00	17.00	11.836	3.874	4.458	9.9928	1.701
1.00	18.00	11.380	4.130	5.012	10.0508	1.791
1.00	19.00	10.900	4.810	5.594	10.1129	1.879
1.00	20.00	10.300	5.210	6.322	10.1815	1.962
0.50	20.50	9.983	5.527	6.707	10.2335	2.003
0.50	21.00	9.632	5.678	7.133	10.2804	2.043
0.50	21.50	9.222	6.288	7.830	10.3358	2.080
0.50	22.00	8.000	7.510	9.113	10.5044	2.094

# TESIS PROFESIONAL

PROBETAS: ARCILLA      ENSAYE: CU      ETAPA DE CONSOLIDACION

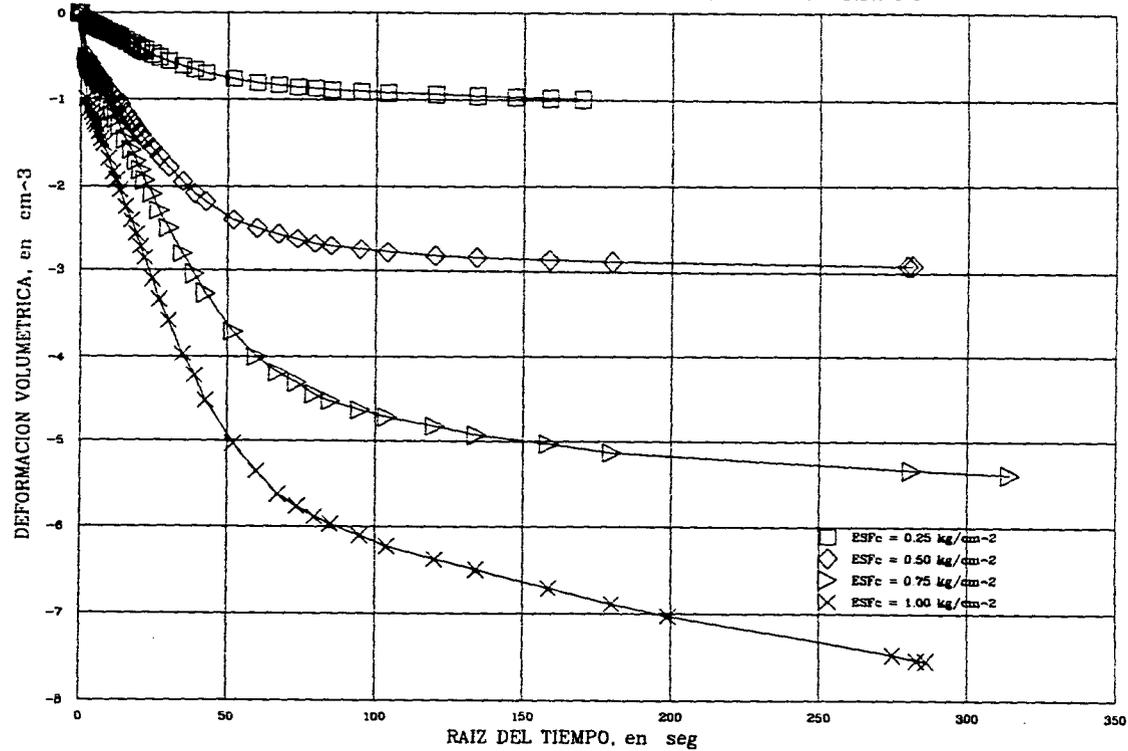


# TESIS PROFESIONAL

PROBETAS: ARCILLA

ENSAYE: CU

ETAPA DE CONSOLIDACION

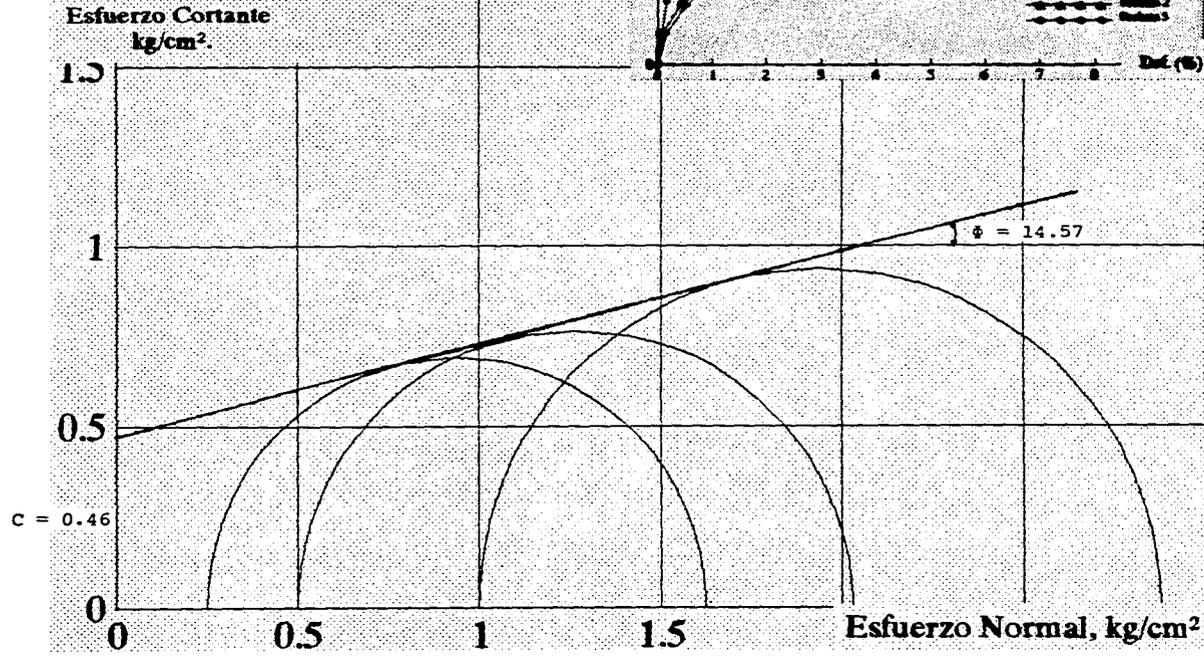
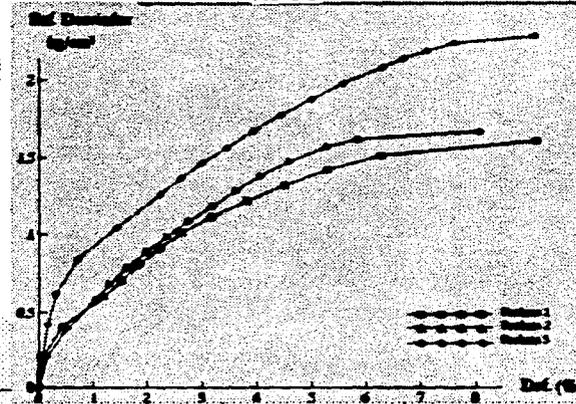


Tríaxial Consolidada No Drenada

Proyecto: Tercer Profesional

Sondeo:	Prob. No.	Sigma 3 kg/cm <sup>2</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	W %	P.V. t/m <sup>3</sup>	Vol. D. kg/cm <sup>3</sup>	C kg/cm <sup>2</sup>	φ °	G %
<u>SM-2</u>	1	<u>0.25</u>	<u>85</u>	—	<u>1.19</u>	<u>1.37</u>	<u>0.09</u>	—	—
<u>M-2</u>	2	<u>0.09</u>	<u>87</u>	—	<u>1.21</u>	<u>1.63</u>	<u>0.70</u>	—	—
Prof.: <u>7.0</u> m	3	<u>1.09</u>	<u>125</u>	—	<u>1.29</u>	<u>1.07</u>	<u>0.04</u>	—	—

FIG 5.2





**PROYECTO GENERAL: TESIS PROFESIONAL**

PROYECTO: TESIS  
LOCALIZACION: FACULTAD DE INGENIERIA

SONDEO: SM-2  
MUESTRA: M-1  
PROFUNDIDAD: 15 m

PRUEBA TRIAXIAL: NO CONSOLIDADA - NO DRENADA (UU)  
ESFconf = 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

**DATOS GENERALES:**

Ds = 3.650 cm      DIAMETRO MEDIO = 3.6450 cm  
Dm = 3.640 cm      ALTURA PROMEDIO = 8.4833 cm  
Di = 3.660 cm      AREAo = 10.4348 cm<sup>2</sup>  
H1 = 8.450 cm  
H2 = 8.500 cm      PESO VOL= 1.19575 t/m<sup>3</sup>  
H3 = 8.450 cm      CONT. DE AGUA = 214.45 %  
Wo = 105.85 gr

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOT	DEF UNIT	AREAo	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	24.140	0.000	0.000	10.4348	0.000
1.00	1.00	23.954	0.186	0.219	10.4577	0.096
1.00	2.00	23.740	0.400	0.472	10.4843	0.191
1.00	3.00	23.432	0.708	0.835	10.5226	0.285
1.00	4.00	23.020	1.120	1.320	10.5744	0.378
1.00	5.00	22.603	1.537	1.812	10.6274	0.470
1.00	6.00	22.054	2.086	2.459	10.6979	0.561
1.00	7.00	21.380	2.760	3.253	10.7857	0.649
1.00	8.00	20.560	3.580	4.220	10.8946	0.734
1.00	9.00	19.650	4.490	5.293	11.0180	0.817
1.00	10.00	18.250	5.890	6.943	11.2134	0.892
0.50	10.50	16.578	7.562	8.914	11.4560	0.917

PROYECTO: TESIS  
LOCALIZACION: FACULTAD DE INGENIERIA

SONDEO: SM-2  
MUESTRA: M-1  
PROFUNDIDAD: 15 m

PRUEBA TRIAXIAL: NO CONSOLIDADA - NO DRENADA (UU)  
ESFconf = 1.00 kg/cm<sup>2</sup>

**DATOS GENERALES:**

Ds = 3.600 cm      DIAMETRO MEDIO = 3.5933 cm  
Dm = 3.590 cm      ALTURA PROMEDIO = 8.5258 cm  
Di = 3.600 cm      AREAo = 10.1411 cm<sup>2</sup>  
H1 = 8.515 cm  
H2 = 8.530 cm      PESO VOL= 1.19267 t/m<sup>3</sup>  
H3 = 8.520 cm      CONT. DE AGUA = 210.18 %  
Wo = 103.12 gr

DELTA P	P tot	MICRO	DEF TOT	DEF UNIT	AREAo	ESF DESV
kg	kg	mm	mm	%	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	24.780	0.000	0.000	10.1411	0.000
1.00	1.00	24.590	0.190	0.223	10.1637	0.098
1.00	2.00	24.400	0.380	0.446	10.1865	0.196
1.00	3.00	24.141	0.639	0.749	10.2177	0.294
1.00	4.00	23.885	0.895	1.050	10.2487	0.390
1.00	5.00	23.582	1.198	1.405	10.2856	0.486
1.00	6.00	23.233	1.547	1.814	10.3285	0.581
1.00	7.00	22.825	1.955	2.293	10.3791	0.674
1.00	8.00	22.301	2.479	2.908	10.4448	0.766
1.00	9.00	21.390	3.390	3.976	10.5610	0.852
0.50	9.50	20.648	4.132	4.846	10.6576	0.891
0.50	10.00	19.090	5.780	6.779	10.8786	0.919

**Triaxial No Consolidada No Drenada**

Proyecto:        **Tesis Profesional**

Sondeo: <u>SM-2</u>	Prob. No.	Espesor (cm)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	W (%)	P. Vol. (kg/cm <sup>3</sup> )	Esq. D. (kg/cm <sup>2</sup> )	C (kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)	G (°)
Muestra: <u>SM-2</u>	1	0.99	20	—	1.80	0.60	0.40	—	—
	2	1.00	20	—	1.80	0.60	0.47	—	—
Prof.: <u>7.0 m</u>	3	1.00	20	—	1.70	0.67	0.40	—	—

