

81  
rej.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA DE LA  
CIUDAD DE MEXICO EN CONDICIONES  
DE CORTE SIMPLE CICLICO.**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A :  
**HECTOR ALFREDO LEGORRETA CUEVAS**



## **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 está 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.

## INDICE

### CAPITULO 1

#### INTRODUCCION

### CAPITULO 2

#### COMPORTAMIENTO CICLICO DE ARCILLAS

2.1	Parámetros dinámicos	3
2.2	Comportamiento dinámico de arcillas	5
2.3	Ensayes de laboratorio	10
2.3.1	Ensaye triaxial cíclico	11
2.3.2	Corte simple cíclico	13
2.3.3	Columna resonante	14
2.3.4	Vibración torsional libre	19
2.4	Resumen	20
	Tablas	21
	Figuras	22

### CAPITULO 3

#### DESCRIPCION DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MEXICO

3.1	Generalidades	35
3.2	Propiedades índice	38

3.3	Propiedades mecánicas y dinámicas	40
3.4	Resumen	43
	Figuras	44

## CAPITULO 4

### ENSAYE DE CORTE SIMPLE CICLICO

4.1	Descripción del aparato	48
	4.1.1 Dispositivos mecánicos y neumáticos	49
	4.1.2 Instrumentación	52
4.2	Comportamiento del aparato	54
4.3	Procedimiento de ensaye	55
4.4	Ensayes realizados	58
4.5	Resumen	64
	Tablas	66
	Figuras	72

## CAPITULO 5

### APLICACION DE LOS RESULTADOS

5.1	Pruebas estáticas	96
5.2	Pruebas cíclicas	99
	Figuras	102

**CAPITULO 6****CONCLUSIONES**

<b>6.1 Aparato de corte simple</b>	<b>111</b>
<b>6.2 Resultados obtenidos</b>	<b>112</b>

**REFERENCIAS****APENDICE A**

## CAPITULO I

## 1. INTRODUCCION

Este trabajo se realizó para estudiar el comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México en condiciones de corte simple cíclico. Para ello se hace una recopilación sobre las propiedades dinámicas de las arcillas en el capítulo 2. En este se habla de los parámetros dinámicos, la manera de obtenerlos, las diferentes investigaciones realizadas años atrás y otras realizadas en esta década; además, se hace una breve descripción de los equipos de laboratorio para hacer pruebas dinámicas.

En el capítulo 3 se describe la arcilla del valle de México, explicando sucintamente su origen geológico, composición mineralógica, propiedades índice, mecánicas y dinámicas. Esto permite tener una base para comparar otros materiales estudiados por diferentes investigadores y la arcilla del Valle.

Para realizar los ensayos de corte simple cíclico tuvo que ponerse en funcionamiento el aparato de corte simple cíclico

del Instituto de Ingeniería, UNAM (Jaime et al, 1987). El cual se describe a detalle en el capítulo 4. Dentro de este capítulo se explican las diferentes partes de que está compuesto el equipo. Se describen los procedimientos seguidos para el montaje de las muestras de suelo y la realización de los diversos tipos de prueba. Se ensayaron muestras de arcilla de diferentes sitios de la ciudad de México. Se dan las características estratigráficas de estos sitios, señalándose las muestras que fueron probadas en corte simple cíclico. Los resultados obtenidos de los ensayos cíclicos y convencionales de laboratorio, se resumieron en tablas. En estas se consignan las probetas ensayadas cíclicamente y las probetas gemelas ensayadas estáticamente. Después de aplicar carga cíclica a las probetas de suelo, se dejaron consolidar a diferentes tiempos y se reensayaron estáticamente.

En el capítulo 5 se hace una discusión de los resultados obtenidos y se comparan los ensayos cíclicos y estáticos. Además se resalta el hecho experimental de que la arcilla sufre una degradación de su módulo cortante en función tanto del número de ciclos de carga aplicados como de la magnitud de ésta.

Finalmente, en el capítulo 6 se dan las principales conclusiones de esta tesis.

## CAPITULO II

## 2. COMPORTAMIENTO CICLICO DE ARCILLAS

### 2.1 Parámetros Dinámicos

Movimientos provocados por un sismo, explosiones, diferentes tipos de máquinas (turbinas, generadores, etc), estructuras sometidas a la acción del viento u oleaje producen fuerzas dinámicas en los depósitos de suelo. Las propiedades dinámicas de las arcillas dependen de sus condiciones de esfuerzos y de la magnitud de la excitación. Por esto es importante que las condiciones utilizadas en el laboratorio, para la obtención de las propiedades dinámicas, como el estado de esfuerzos, el programa de carga, etc., sean similares a las de campo.

Lo que sigue se basa principalmente en los trabajos de Jaime (1980 y 1987).

Las principales propiedades dinámicas de los suelos son: módulo de cortante dinámico,  $G$ , y la relación de

amortiguamiento, D. Otros parámetros son el módulo de compresibilidad volumétrico, B, la relación de Poisson,  $\mu$ , la resistencia al corte estático de arcillas y el módulo de Young, E.

Los métodos más recomendables para determinar las principales propiedades dinámicas del suelo se presentan en la Tabla 2.1.

Módulo de cortante, G. La mayoría de los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas, fig 2.1, en donde el módulo de cortante, G, es expresado usualmente como el módulo secante o pendiente de la recta determinada por los puntos extremos de la curva histerética.

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.1)$$

Relación de amortiguamiento, D. La relación de amortiguamiento es proporcional al área que se encuentra dentro de la curva histerética, fig 2.1, por lo tanto, es una medida de la capacidad de disipación de energía del material, se expresa como:

$$D = \frac{\text{Área de la curva}}{4\pi \text{ Área OCD}} \quad (2.2)$$

Relacion de Poisson,  $\mu$ . Aún cuando existen técnicas de laboratorio y de campo para determinar la relación de Poisson estas son complejas, por lo que normalmente se estima su valor. Este varía de 0.5 para arcillas saturadas a 0.3 - 0.35 para suelos granulares.

Módulo de compresibilidad volumétrico, B. Normalmente se estima a partir del módulo G y de  $\mu$  por medio de la expresión:

$$B = \frac{1}{3} \frac{2(1+\mu)}{1-2\mu} G \quad (2.3)$$

## 2.2 Comportamiento dinámico de arcillas

Se ha observado que las propiedades dinámicas de un material dependen de la magnitud de la deformación angular, fig 2.1, a que estén sometidos, de aquí la necesidad de que el módulo de cortante, G, y la relación de amortiguamiento, D, se determinen como funciones de la deformación aplicada al suelo.

Esto se puede observar en la fig 2.1 donde al aumentar la deformación el módulo disminuye  $G_{\gamma_2} < G_{\gamma_1}$  y la relación de amortiguamiento aumenta  $D_{\gamma_2} > D_{\gamma_1}$ .

De estudios realizados por Hardin y Drnevich (1972) y Hardin y Black (1968), se encontraron otros factores que influyen en G y D de manera importante como son: a) esfuerzos efectivos medios,  $\sigma_v$ , b) relación de vacíos, e, c) número de ciclos de carga, N, d) grado de saturación en suelos cohesivos. En forma secundaria están: a) esfuerzo cortante octaédrico, b) grado de consolidación, OCR, c) parámetros mecánicos como c' y  $\phi'$  y d) tiempo.

Basados en resultados de laboratorio con una gran diversidad de suelos arcillosos, los autores mencionados han observado que a deformaciones angulares menores de  $10^{-4}\%$  el valor de G no cambia, es decir, se alcanza el valor máximo de G; sin embargo para deformaciones mayores disminuye. Hardin y Drnevich (1972 a y b) propusieron una expresión general para  $G_{max}$  ( $\gamma = 10^{-4}\%$ ), válida para arcillas y arenas:

$$G_{max} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^a (\bar{\sigma}_v)^{1/2}$$

en la cual:

- $\sigma_v$   $(1+2K_0) \sigma_v / 3$ , en lb/pul<sup>2</sup>
- $G_{max}$  libras por pulgada cuadrada
- $K_0$  coeficiente de empuje de tierras en reposo
- a depende del índice plástico del suelo, IP
- $\sigma_v$  esfuerzo vertical efectivo

Estos autores propusieron para determinar el valor de  $G$  a otras deformaciones (mayores de  $Y=10^{-4}\%$ ) la expresión:

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + (Y/Y_p)} \quad (2.4)$$

donde:

$$Y_p = \frac{T_{\max}}{G_{\max}} \quad (2.5)$$

$$T_{\max} = \left[ \left( \frac{1 + K_0}{2} \sigma_v' \text{ Sen } \theta' + c' \text{ Cos } \theta' \right)^2 - \left( \frac{1 - K_0}{2} \sigma_v' \right)^2 \right]^{1/2} \quad (2.6)$$

Para obtener la relación de amortiguamiento máxima,  $D$ , proponer diferentes expresiones dependiendo del material estudiado, arena o arcilla, llegando a la siguiente expresión en el caso de las arcillas:

$$D_{\max} = 31 - (3 + 0.03f)(\sigma_m)^{1/2} + 1.5f^{1/2} - 1.5 \log_{10} N \quad (2.7)$$

donde:

$f$  frecuencia en ciclos por segundo

$N$  número de ciclos de carga

y para obtener la relación de amortiguamiento, como una función del nivel de deformación aplicado proponen:

$$D = \frac{D_{\max} (Y/Y_p)}{1 + (Y/Y_p)} \quad (2.8)$$

donde:

$D_{max}$  grado de amortiguamiento máximo correspondiente a deformaciones angulares muy grandes (10 a 15%)

Existen otros autores que proponen diferentes fórmulas para la obtención de  $G_{max}$  como son:

Marcuson y Wahls (1972)

$$G_{max} = \frac{445 (4.4 - e)^2}{1 + e} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v}^{0.5} \quad (2.9)$$

donde:

$$G_{max} \text{ en } \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad 1.5 < e < 2.5$$

Kokusho et al (1982)

$$G_{max} = \frac{90 (7.32 - e)^2}{1 + e} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v}^{0.6} \quad (2.10)$$

donde:

$$e \quad 1.5 < e < 4.0$$

$$\text{para arcillas con IP} \quad 40 \leq \text{IP} \leq 100$$

Seed e Idriss (1970), presentan un trabajo en el cual proponen, para arenas y arcillas, unas correlaciones empíricas con las que se pueden determinar valores aproximados de  $G$  y  $D$ , figs 2.2 y 2.3.

Las ecuaciones anteriores no son válidas para las arcillas del valle de México (Jaime, 1987).

La determinación del módulo de cortante en arcillas saturadas es complicada debido al efecto de las amplitudes de deformación y de la forma en que se ha llevado a cabo el muestreo. Aunque existen diferentes métodos de medición in-situ, no se ha perfeccionado aquel que induzca grandes deformaciones controladas a los depósitos de suelo, y sólo se puede determinar este módulo para deformaciones muy pequeñas. Es por esto que se recurre a las pruebas de laboratorio que pueden aplicar un amplio rango de deformaciones, pero el módulo determinado, se ve afectado por la liberación de esfuerzos a la que fue sometida la probeta de suelo en la etapa de campo-laboratorio.

En la fig 2.4 se presentan los niveles de deformación inducidos al suelo por medio de técnicas de campo y laboratorio. El módulo  $G$  de diferentes arcillas depende de su consistencia relativa y su rigidez, es por esto que Seed e Idriss (1970) proponen la fig 2.5 en donde se ha normalizado el módulo  $G$  de diferentes arcillas con respecto a su resistencia no drenada,  $S_u$ , contra la deformación angular. Conocida la  $S_u$  se puede estimar el módulo de cortante a la deformación angular deseada.

Una estimación más razonable del módulo de cortante de una arcilla, puede ser hecha por medio de pruebas de campo o laboratorio, que correspondan a una deformación del orden de  $10^{-4}\%$ , mediante la medición de la velocidad de la onda de corte y usando la fig 2.2 se determina  $G$  a diferentes niveles de deformación angular.

Para el porcentaje de amortiguamiento de arcillas saturadas, Seed e Idriss (1970) propusieron una correlación empírica para obtener la relación de amortiguamiento,  $D$ , en función de la magnitud de deformación, fig 2.3.

### 2.3 Ensayes de Laboratorio

Para realizar las pruebas en el laboratorio, se deben de obtener muestras de suelo inalteradas. El número de muestras, el tipo de muestras y la técnica a emplear en el laboratorio para obtener las propiedades dinámicas de un suelo dependen del problema específico a tratar y del nivel de deformaciones angulares esperado.

Es importante la realización de ensayos estáticos que nos proporcionen información de las propiedades básicas del suelo y su clasificación, tales como; resistencia, densidad natural y relativa, peso específico, contenido de agua y en ocasiones granulometría. La importancia de estos ensayos,

es que a partir de ellos se pueden realizar correlaciones con los ensayos dinámicos y poder obtener el comportamiento de un depósito de suelo o bien contando con los primeros poder estimar sus propiedades dinámicas.

En lo que sigue se describen brevemente algunas de las principales pruebas de laboratorio dinámicas.

### 2.3.1 Ensayo triaxial cíclico

El ensayo triaxial cíclico consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a la relación de esfuerzos principales deseada. Posteriormente se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado),  $\sigma_{dicy}$ , o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida (normalmente cuadrada o senoidal) a la frecuencia deseada. En la fig 2.6 se muestra una cámara triaxial cíclica típica.

En el caso de la prueba cíclica de esfuerzo controlado, la fuerza inducida en el espécimen y su deformación axial se miden utilizando transductores de fuerza y desplazamiento (DCDT). Las señales de estos dispositivos se registran con un graficador o se graban en computadora. También es posible medir la variación de la presión de poro con un transductor de presión. Con los datos de fuerza y desplazamiento se pueden hacer gráficas del tipo mostrado en

la fig 2.7 para cada ciclo de carga para el caso de esfuerzo controlado. Si lo que se controla es la deformación se obtiene una gráfica como la mostrada en la fig 2.8; en ambos casos se puede observar como existe un patrón de cambio en el valor del módulo cortante. Para ambos casos se grafica esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ) vs deformación axial ( $\epsilon$ ) en lugar de  $\tau$  vs  $\gamma$ . De esta curva se determina el módulo secante dinámico de Young, E, y con la ecuación 2.11 el valor de G:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (2.11)$$

Asimismo, se puede conocer el porcentaje de amortiguamiento crítico, como se describió antes.

De acuerdo con la forma en que se aplique el esfuerzo desviador cíclico,  $\sigma_d/\tau$ , el ensaye triaxial se puede llevar a cabo de distintas maneras: a) en compresión solamente, con el espécimen sujeto a confinamiento hidrostático o anisotrópico, y b) en compresión y extensión, bajo confinamiento hidrostático o anisotrópico.

En la fig 2.9 se presentan de manera esquemática las variantes más utilizadas y su representación en el plano de Mohr  $\tau$  vs  $\sigma_n$ . Se dice que la prueba cíclica es de compresión solamente cuando el esfuerzo axial mínimo es siempre mayor o igual que el esfuerzo confinante,  $\sigma_c$ . La

prueba es de compresión y extensión cuando el esfuerzo axial máximo es mayor y menor que el  $\sigma_c$ , pero mayor que cero, respectivamente. Las deformaciones angulares provocadas al suelo en el plano a  $45^\circ$ , en la prueba triaxial cíclica son mayores de  $10^{-2}\%$ .

### 2.3.2 Corte simple cíclico

Esta prueba es una manera apropiada de reproducir en el laboratorio el estado de esfuerzos experimentados por un elemento de suelo bajo la acción de un sismo o bien en la vecindad de un pilote. En la fig 2.10 se muestra la condición real y aproximada a la que se llega con esta prueba, 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 y compresiones, fig 2.10, estos dos sistemas son equivalentes al ser expresados en el círculo de Mohr, fig 2.10.

El ensaye de corte simple cíclico consiste en aplicar una fuerza cortante cíclica a una muestra de suelo, cilíndrica o de sección rectangular, envuelta con una membrana que a su vez es confinada por un resorte plano (slinky) o un recipiente de paredes móviles. En algunos casos la membrana se refuerza con un helicoide de alambre de acero. Este tipo

de membrana es el desarrollado en el Instituto Geotécnico Noruego.

La manera en que el espécimen de suelo es confinado por un resorte plano se muestra en la fig 2.11. Este procedimiento para confinar el espécimen fue desarrollado por Rendón y Casagrande (1973) y es utilizado en el aparato de corte simple cíclico (Jaime et al, 1987).

La prueba de corte simple cíclico produce deformaciones angulares mayores de  $10^{-2}\%$  a la probeta de suelo. Un inconveniente del ensayé es que no se desarrollan totalmente los esfuerzos cortantes complementarios en las paredes de la probeta, fig 2.12. Esto provoca, por condición de equilibrio, una redistribución de esfuerzos normales en los extremos de la probeta por lo que el estado de esfuerzos desarrollado en su interior no es totalmente de corte simple.

### 2.3.3 Columna resonante

El ensaye de columna resonante consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionantes (Richart et al, 1970; Woods, 1978). El aparato y el equipo periférico para manejarlo son más complejos que los anteriores.

En la fig 2.13 se presenta un esquema del aparato de columna resonante a torsión y del equipo eléctrico periférico empleado. Existe el caso de la vibración longitudinal, donde el equipo es similar y la excitación es en forma vertical.

El ensaye de columna resonante para determinar G y D se basa en la teoría de la propagación de ondas en barras prismáticas. De acuerdo con esta teoría la frecuencia de resonancia de una barra depende de sus condiciones de frontera, distinguiéndose tres casos:

CASO I; ambos extremos empotrados o libres

$$W_n = \frac{n \pi}{L} c \quad (2.12)$$

$$n = 1, 2, 3, \dots$$

CASO II; un extremo empotrado y el otro libre

$$W_n = \frac{n \pi}{2 L} c \quad (2.13)$$

$$n = 1, 3, 5, \dots$$

CASO III; un extremo empotrado y en el otro un peso  $W_m$

$$\frac{W_n L}{c} \tan \frac{W_n L}{c} = \frac{W_b}{W_n} \text{ ó } \frac{I_b}{I_n} \quad (2.14)$$

en donde:

- $W_n$  frecuencia circular del modo de vibración correspondiente (rad/seg)
- $n$  modo de vibración
- $L$  longitud de la barra (cm)
- $c$  velocidad del tipo de onda generada en el medio que forma la barra (cm ó m/seg)
- $W_b, W_n$  pesos de la barra y de la masa sujeta en el extremo
- $I_b, I_n$  momentos polares de inercia de las masas de la barra y del peso sujeta en el extremo

Las ecuaciones 2.12 a 2.14 son válidas para el caso de ondas longitudinales de barra y para ondas de cortante. Para el caso de ondas de cortante la velocidad  $c$  es igual a la velocidad de onda de corte,  $c_s$ , del suelo en el campo (si el medio es homogéneo). La velocidad de onda de barra, aunque de compresión de la muestra de suelo,  $c_b$ , es diferente de la velocidad de onda compresional en el campo,  $c_p$ , cuando la muestra se excita con ondas longitudinales es necesario que la relación longitud-diámetro del espécimen sea mayor de 2. La frecuencia natural  $f_n$  en ciclos/seg está dada por la relación  $f_n = W_n / 2\pi$ .

En el ensaye de columna resonante, ya sea de torsión o longitudinal, se hace variar la frecuencia de vibración

forzada inducida al espécimen hasta obtener la condición de resonancia para el primer modo de vibración. La resonancia es la condición en la que la amplitud de vibración de respuesta del espécimen de suelo es la máxima. Como se observa en las ecuaciones 2.12 y 2.13 las frecuencias de resonancia de los modos más altos son para el primer caso 2,3,... veces la frecuencia del primer modo; mientras que para la segunda, las frecuencias de resonancia de los modos altos son 3,5,... veces la frecuencia del primer modo. Lo anterior es válido para cualquier tipo de onda generado, longitudinal o de torsión. Es recomendable determinar las frecuencias de resonancia en los primeros tres modos de vibración para obtener una estimación más precisa de la velocidad de onda bajo consideración.

En resumen, conocidas las frecuencias de resonancia para cualquiera de los tres primeros modos tomando en cuenta las condiciones de frontera del espécimen de suelo y el tipo de onda generado, se pueden obtener las velocidades de onda  $c_b$  y  $c_s$  del suelo, usando alguna de las ecuaciones 2.12 a 2.14. Los módulos dinámicos  $G$  y  $E$  se obtienen con las expresiones:

$$E = \rho c_b^2$$

$$G = \rho c_s^2$$

donde:

$$\rho = \gamma_m / g$$

$\gamma_s$  peso volumétrico del suelo

$g$  aceleración de la gravedad

Si se determinan las dos velocidades  $c_b$  y  $c_s$  del espécimen de suelo, la relación de Poisson  $\mu$  se obtiene de la expresión:

$$E / G = 2 (1 + \mu)$$

Para determinar las propiedades de amortiguamiento del suelo se parte de un estado de vibración y luego se suspende súbitamente la función excitadora, para que la muestra oscile libremente. Se obtiene la gráfica de decaimiento de la amplitud de vibración, de la cual se calcula el decremento logarítmico con la ecuación 2.15 seguido de la fracción de amortiguamiento crítico con la ecuación 2.16.

$$\xi = \ln \frac{x_n}{x_{n+1}} \quad (2.15)$$

$$D = \frac{2 \pi \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (2.16)$$

donde:

$x_n$  y  $x_{n+1}$  son dos amplitudes sucesivas cualesquiera

$\xi$  fracción de amortiguamiento

### 2.3.4 Vibración Torsional libre

La fig 2.14 ilustra este tipo de aparato desarrollado por Zeevaert (1967), el cual consiste en una cámara triaxial modificada, que permite someter a la muestra de suelo a diferentes presiones de confinamiento. Mediante un vástago de carga se le aplica un giro pequeño a la muestra de suelo colocada en la cámara, la cual previamente fue consolidada a la presión confinante similar a la que poseía en su estado original. Una vez girado el vástago se suelta para permitir que el sistema vibre libremente hasta regresar a su posición original. La vibración se registra con un dispositivo electrónico o mecánico (fig 2.15) y de esta información se obtiene el período de vibración libre amortiguada del sistema aparato-suelo,  $T_d$ , y el decremento logarítmico de la amplitud de vibración se define como :

$$\delta = \text{Log} \frac{x_n}{x_{n+1}}$$

Por medio de la cual se obtiene el coeficiente de amortiguamiento:

$$D = \frac{\delta}{2\pi}$$

Finalmente, el módulo G se determina con la expresión:

$$G = W_d^2 z$$

donde:

$$W_d = \frac{2\pi}{T_d}$$

z      constante del aparato y muestra de suelo

Las propiedades medidas con esta prueba resultan menores que las obtenidas con otros procedimientos para un nivel de deformación equivalente.

#### 2.4 Resumen

Se describen las características dinámicas de las arcillas, como son el módulo de cortante, G y la relación de amortiguamiento, D. Se mencionan brevemente algunos de los diferentes trabajos llevados a cabo por investigadores para determinar dichas características, así como los factores que más influyen en la obtención de las mismas, siendo la principal la deformación angular inducida.

Se describen algunas de las principales pruebas de laboratorio para obtener los parámetros dinámicos a diferentes rangos de deformación inducida.

Propiedad	Tipo de ensaye	Tipo de suelo	Método de prueba recomendable
Módulo de cortante G	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Lab.	Cualquiera	Triaxial, corte simple, columna resonante
Amortiguamiento	Lab.	Cualquiera	Triaxial, columna resonante
Relación de - Poisson, $\nu$	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Lab.	Cualquiera	Triaxial, normalmente se estima
Resistencia estática	Lab.	Cohesivo	Compresión no-confinada
Compacidad relativa	Campo	Granular	Penetración estándar
	Lab.	Granular	"Muestra inalterada" si es posible

Tabla 2.1 Métodos recomendables para determinar las propiedades dinámicas

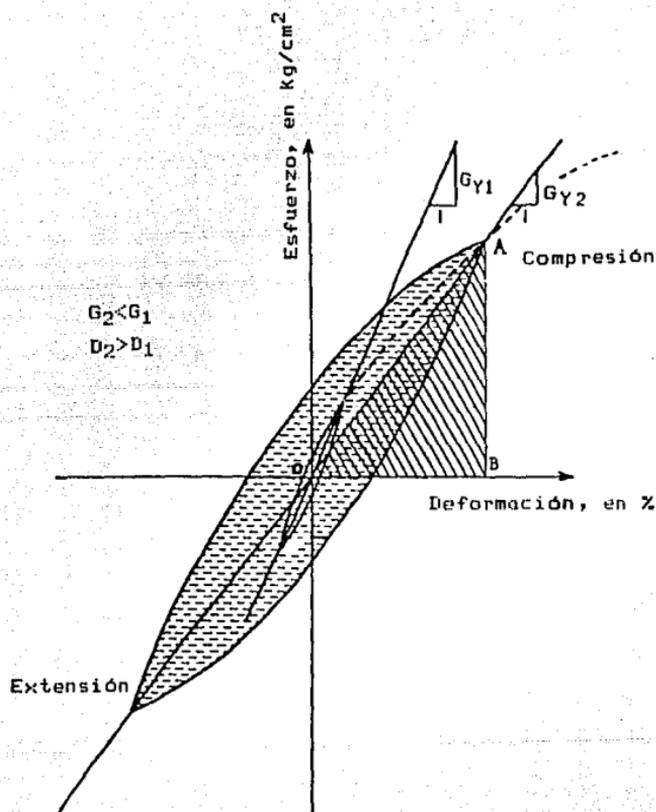


Fig. 2.1 Curva esfuerzo deformación bajo carga cíclica de un suelo

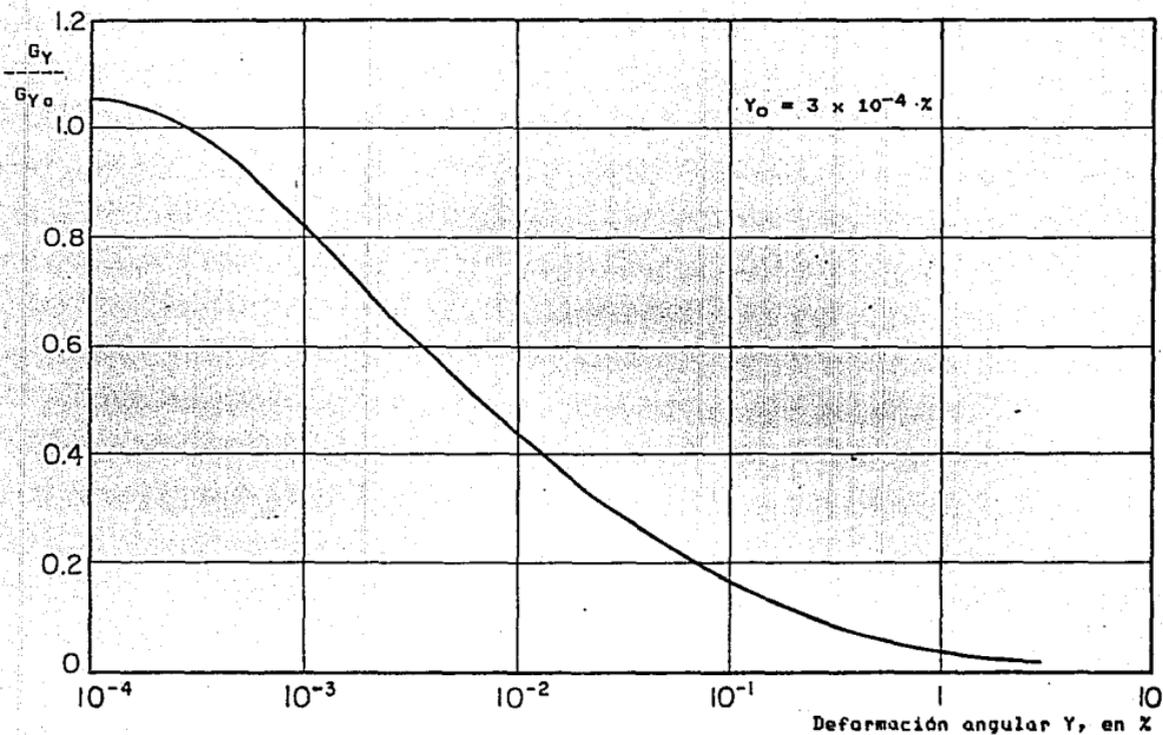


Fig. 2.2 Módulo de cortante de arcillas vs. deformación angular (Seed & Idriss, 1970)

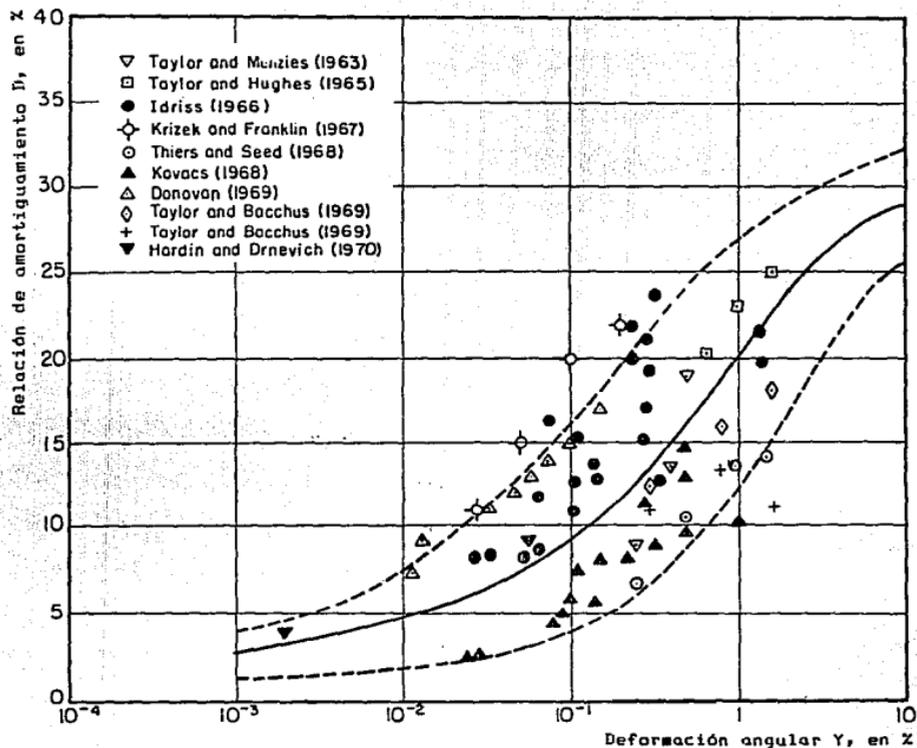


Fig. 2.3 Relación de amortiguamiento de arcillas vs. deformación angular (Seed & Idriss, 1970)

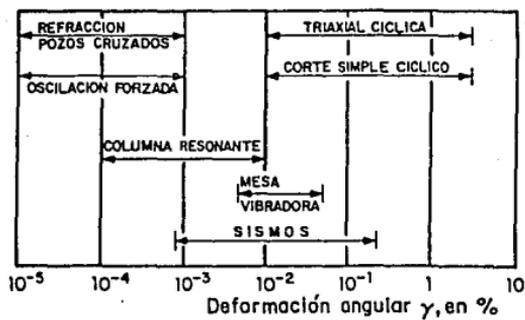


Fig. 2.4 Deformaciones inducidas en el suelo por diversas causas (Jaime, 1980)

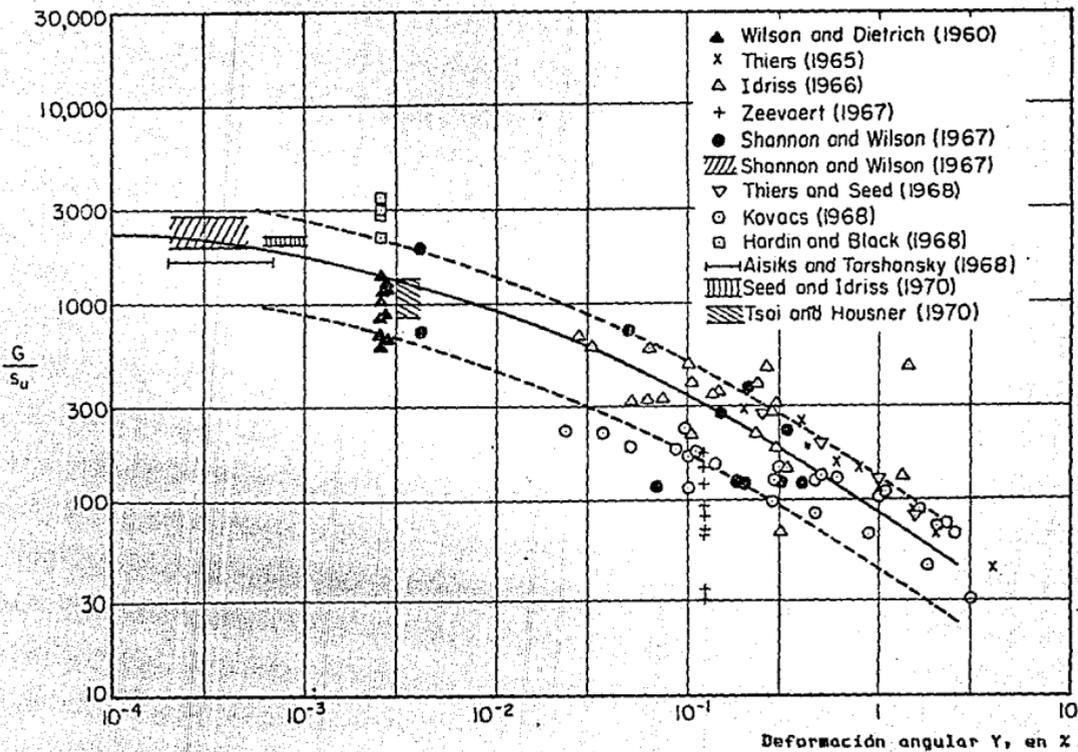


Fig. 2.5 Curva módulo de cortante/ $S_u$  vs. deformación angular (Seed & Idriss, 1970)

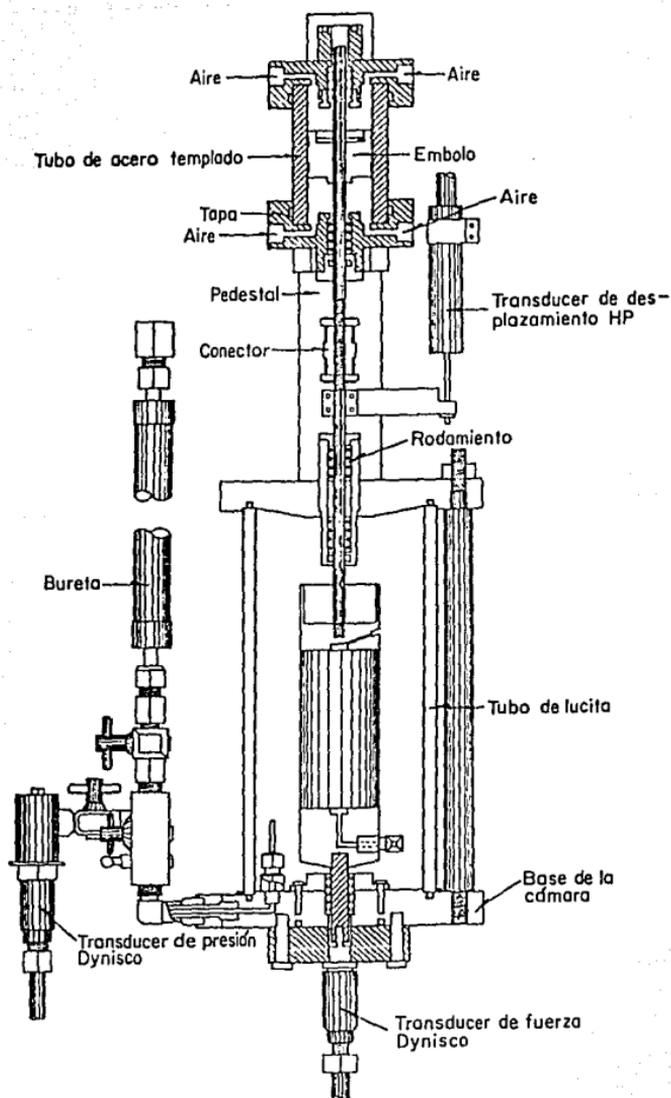


Fig. 2.6 Cámara triaxial cíclica (Jaime, 1978)

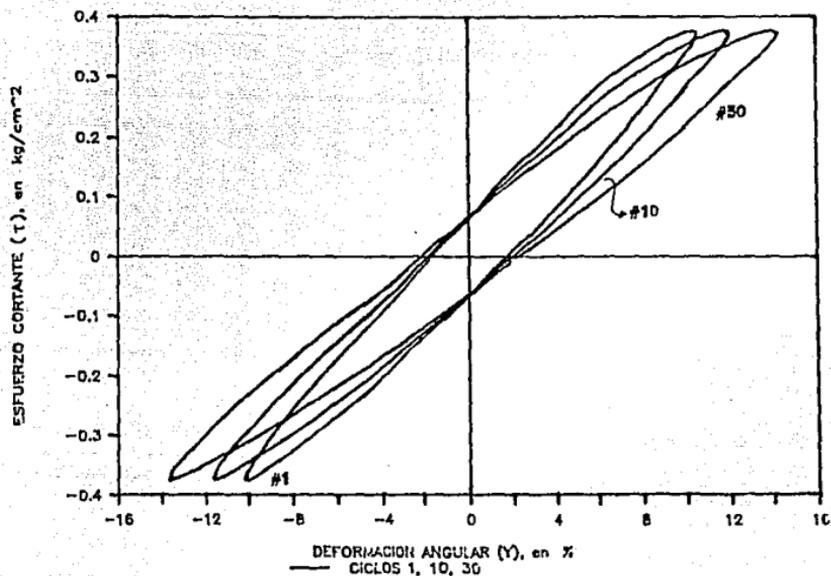


Fig. 2.7 Curva esfuerzo-deformación de un suelo con carga controlada

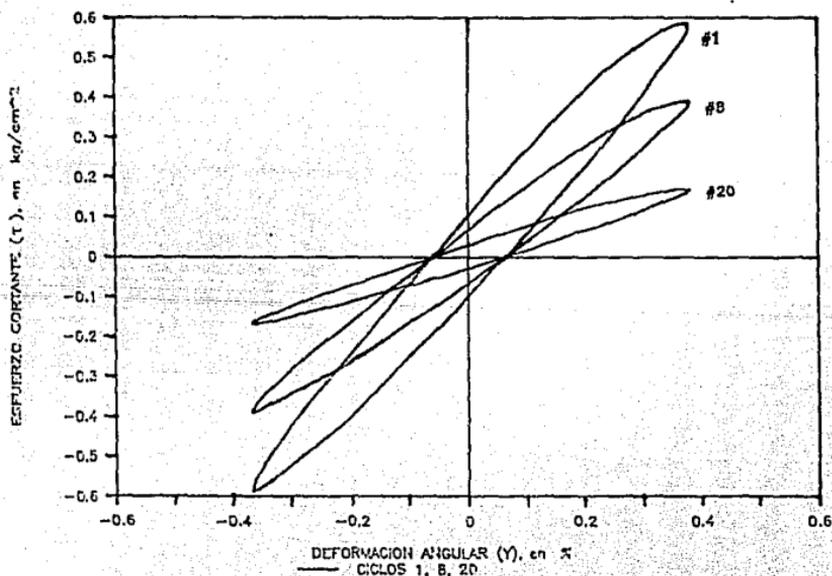


Fig. 2.8 Curva esfuerzo-deformación de un suelo con deformación controlada

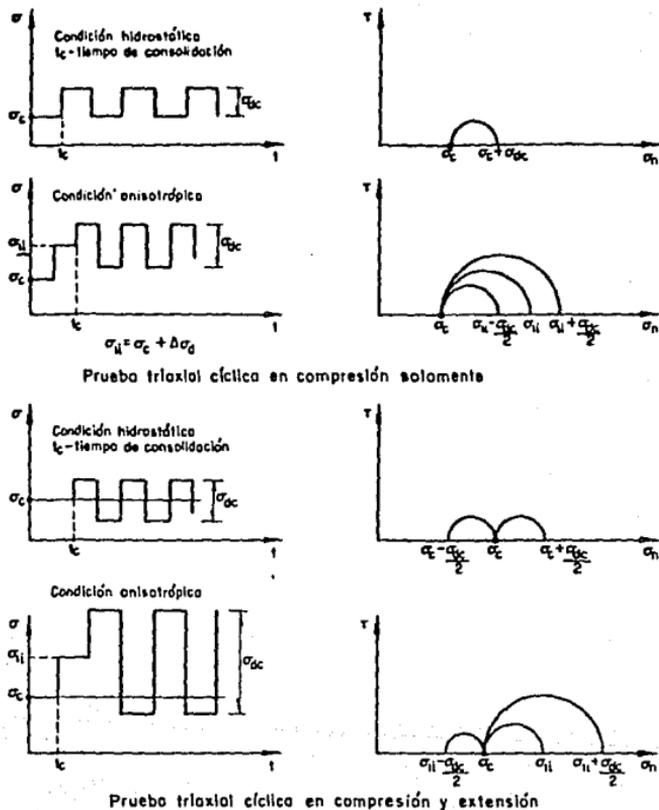


Fig. 2.9 Algunas variantes de la prueba triaxial cíclica (Jaime, 1980)

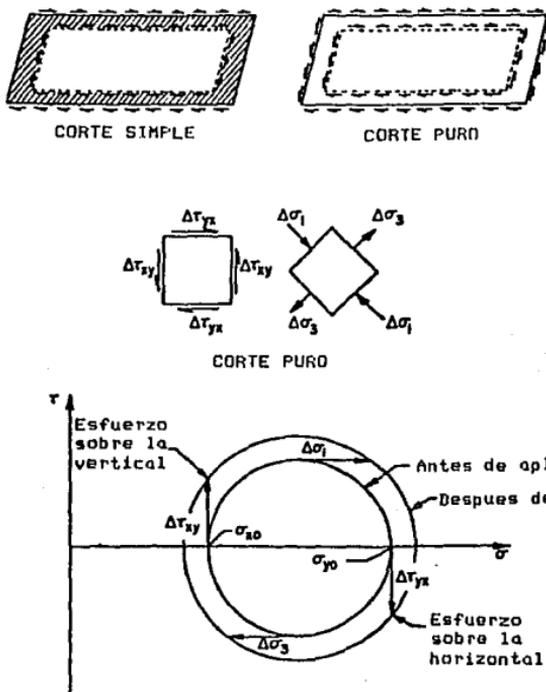


Fig. 2.10 Corte simple, puro y su representación en el círculo de Mohr (Árango, 1980)

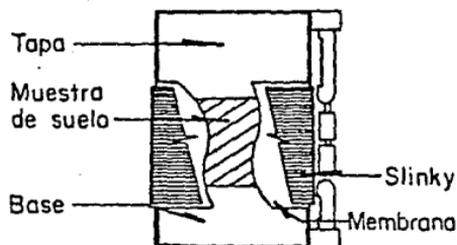
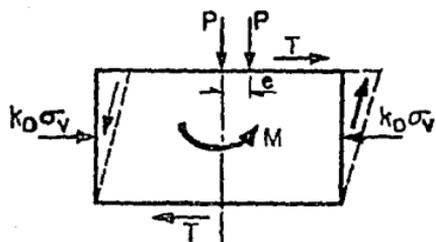


Fig. 2.11 Sistema de confinamiento por resorte plano -slinky- (Jaime et al, 1987)



- T Fuerza cortante
- M Momento restaurador
- e Excentricidad
- P Carga vertical
- // Cortante de magnitud desconocida

Fig. 2.12 Redistribución de esfuerzos en un espécimen sometido a corte simple (Jaime, 1978)

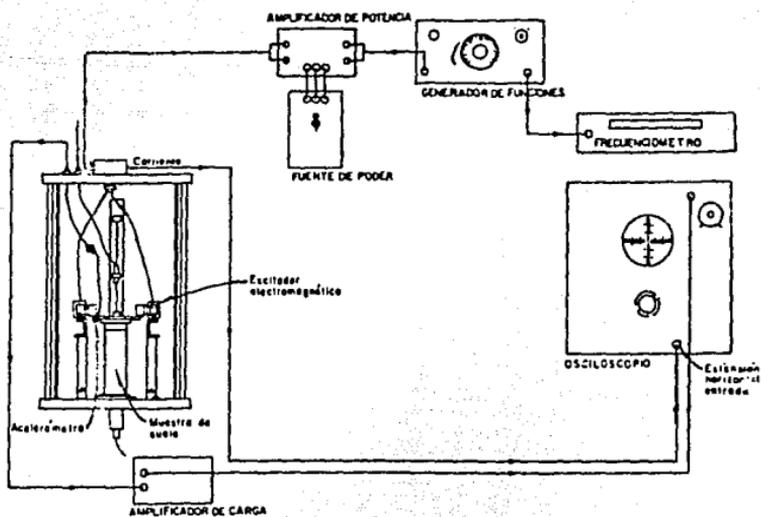


Fig. 2.13 Columna resonante a torsión y equipo eléctrico periférico (Jaime, 1980)

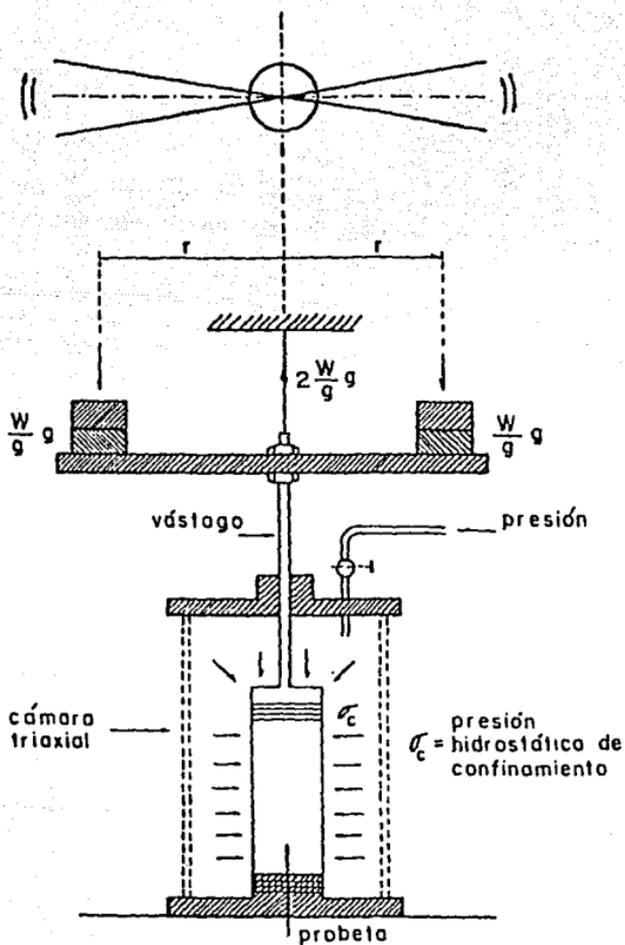


Fig. 2.14 Aparato de vibración torsional libre (Zeevaert, 1967)

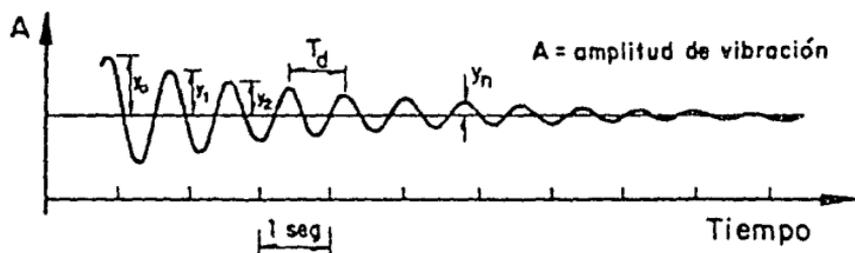


Fig. 2.15 Registro típico de una prueba de torsión libre (Jaime, 1980)

### CAPITULO III

### 3. DESCRIPCION DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MEXICO

#### 3.1 Generalidades

Desde el punto de vista geológico y hasta 100 m de profundidad las formaciones más superficiales del valle de México se dividen en Tarango, Tacubaya, Becerra y Reciente. La formación Tarango, del Pleistoceno superior, está constituida por brechas andesíticas, arenas y limos. Esta formación aflora al oeste y suroeste, se prolonga hasta el fondo de la cuenca y constituye la base de los depósitos más recientes (fig 3.1).

La formación Tacubaya de acuerdo con Bryan, Arellano y de Terra (citados por Marsal y Mazari, 1959) está constituida por arcillas producto de la deposición de cenizas volcánicas muy finas que fueron transportadas por aire o agua hacia los lagos de la cuenca. La formación Becerra contiene estratos de aluvión y polvo volcánico con abundancia de fósiles.

Marsal y Mazari (1959) dividieron en tres zonas el área urbana de la ciudad: del lago (virgen y precargada), de transición y de lomas. Con base en trabajos realizados por Marsal y Mazari (1959), Reséndiz et al (1970) y del Castillo (1978), Jaime (1987) propuso agregar una cuarta zona correspondiente a los lagos de Xochimilco y Chalco, los cuales presentan condiciones peculiares y diferentes a las zonas anteriores, fig 3.2.

La zona del lago de Texcoco consiste en un manto superficial duro; una secuencia de arcillas intercaladas con estratos delgados de arena, vidrio volcánico y fósiles, llamada formación arcillosa superior, FAS; una capa dura de limo arenoso cementado de espesor variable hasta un máximo de 5 m; una formación arcillosa inferior, FAI, con espesor variable entre 4 y 14 m; y los depósitos profundos. Un perfil idealizado típico de esta zona se muestra en la fig 3.1. En la fig 3.3 se presenta un perfil típico de la zona del lago de Texcoco, en el cual se aprecia la variabilidad del contenido de agua de los suelos con la profundidad, así como los perfiles de resistencia de punta con cono eléctrico,  $Q_c$  y de resistencia no drenada del suelo,  $S_u$ .

La zona del lago de Xochimilco-Chalco es poco conocida desde el punto de vista de la mecánica de suelos; sin embargo, ahí se encuentran capas de arcillas blandas de gran espesor; llegando a tener profundidades superiores a los 110 m.

En la zona de lomas se encuentran principalmente dos tipos de material, suelos compactos y rocas (tobas y basalto). Al oeste de la ciudad se encuentran suelos compactos, arenolimosos, con alto contenido de gravas, o tobas pumíticas bien cementadas. Al sur se tiene el derrame basáltico del Pedregal con espesor máximo de unos 20 m siendo en general errático y muy variable. Al este, en las faldas de la sierra de Sta Catarina y alrededor de Chimalhuacán, también se encuentra basalto.

La zona de transición (Jaime, 1987) se identifica por presentar variaciones estratigráficas muy marcadas. Se encuentra entre la zonas de lomas y las de los lagos. La zona de transición representa seguramente los avances y retrocesos de las riberas de los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco y en otros casos deltas de ríos; por ello se pueden encontrar en tales zonas alternancias de materiales limosos y arenosos compactos con estratos de arcilla muy blanda. Se distingue también un canal de comunicación entre los lagos mencionados anteriormente cuya frontera irregular está entre Mexicaltzingo y el pueblo de Coyoacán y hacia el sur hasta Av. Miguel A de Quevedo; en este canal se encuentran suelos blandos de espesor variable.

### 3.2 Propiedades índice

El contenido de agua ( $w$ ), es uno de los indicadores más importantes de la arcilla del valle. En las formaciones arcillosas del lago de Texcoco se pueden tener valores entre 150 y 500 % para la FAS y de 100 a 200 % en la FAI. En las arcillas que se encuentran en el lago Xochimilco-Chalco el valor de este varía entre 150 y 350 % (Jaime, 1987).

El límite líquido (LL) de las arcillas del lago de Texcoco varía entre 100 y 500 % y el plástico (LP) entre 40 y 100 %, con los valores medios de 236 y 76 %, respectivamente (Marsal y Mazari, 1959). En Xochimilco-Chalco los valores encontrados son algo menores (Jaime, 1987).

La densidad media de sólidos ( $s_g$ ) de las arcillas es de 2.4 con valores extremos de 2.1 y 2.6.

La sensibilidad de las arcillas del valle es alta ( $>10$ ). Esta se define como la relación entre la resistencia no drenada obtenida en prueba triaxial UU y la resistencia del suelo remoldeado.

La relación entre el valor máximo de resistencia y el valor residual en prueba triaxial UU, CU o CD, es entre 1.2 y 2.0; dependiendo principalmente de la presión confinante  $\sigma_3$ , en el

caso de los ensayos CU y CD, de la relación de esfuerzos principales de consolidación (Jaime, 1987).

La arcilla del valle de México, ha sido estudiada por diferentes autores para conocer su composición mineralógica. Zeevaert (1973) la describe como arcilla limosa orgánica que contiene grandes cantidades de fósiles, ostrácodos y diatomeas, así como ceniza y vidrio volcánico, fig 3.4; estima que el 40% de las partículas es menor de dos micras de las cuales el 50% son de montmorilonita o bentonita con un contenido del 5 al 10% de materia coloidal orgánica. Marsal y Mazari (1959) señalan que entre el 22 y el 63% de las partículas son menores a dos micras con un contenido entre 1 y 7% de materia orgánica, clasifican a la arcilla como ilítica, estos autores hacen la indicación que sus estudios no son concluyentes. Leonards y Girault (1961) reportaron que la arcilla tiene minerales amorfos, no encontraron evidencias de montmorilonita o illita y la clasifican como alófana. Mesri et al (1975) afirman que la arcilla consiste de un 5 a 10% de partículas del tamaño de la arena, entre un 55 y 65% de diatomeas silícicas del tamaño limo, de un 20 a 30% de fracción arcillosa; de la cual se estima que un 10% es esmectita interestratificada y el resto es sílice biogenético y de origen volcánico; por último señalan la presencia de materia orgánica entre un 5 y 10%.

### 3.3 Propiedades mecánicas y dinámicas

La arcilla del valle está entre las más permeables de las arcillas, por tener relaciones de vacíos muy altas (6-12). Su permeabilidad típica es de  $1 \times 10^{-7}$  cm/seg. En lo que respecta a su resistencia no drenada en prueba UU se observa que en la FAS del lago de Texcoco virgen varía entre 0.15 y 0.30 kg/cm<sup>2</sup> y en la zona precargada entre 0.30 y 0.65 kg/cm<sup>2</sup>. La arcilla se encuentra con frecuencia fisurada en su estado natural, razón por la cual en el ensaye de compresión simple se obtienen valores de resistencia erráticos y menores que en triaxial UU. Por esta razón se ha recomendado el uso del ensaye triaxial UU para determinar la resistencia no drenada de la arcilla (Jaime, 1987).

Las arcillas del valle en ensaye triaxial CU exhiben un ángulo medio de fricción interna (en términos de esfuerzos totales)  $\theta_{cu} = 20^\circ$  y una cohesión entre 0.1 y 0.4 kg/cm<sup>2</sup>, la que aumenta con la profundidad. En ensaye triaxial CD la envolvente de resistencia es prácticamente recta y pasa por el origen del plano de Mohr y el ángulo  $\theta$  varía de  $25^\circ$  a  $35^\circ$  (Marsal y Mazari, 1959; Zeevaert, 1973; Alberro, 1973; Jaime, 1987).

Las arcillas del valle son altamente compresibles ( $m_v \approx 0.1$  cm<sup>2</sup>/kg). Teniendo en cuenta su permeabilidad cabría esperar

que la consolidación primaria sucediera muy lentamente, lo cual no ocurre debido a la presencia de fisuras, capas delgadas de arenas, a la permeabilidad horizontal, etc. Es de hacerse notar que en las curvas deformación-tiempo, obtenidas en ensaye de consolidación unidimensional, se observa que el tiempo para alcanzar el 100% de la consolidación primaria es entre 2 y 6 minutos en promedio (Jaime, 1987).

De las mismas curvas se ve que la consolidación secundaria es muy importante, ya que el coeficiente  $c_{\alpha}$  (pendiente del tramo final de la curva esfuerzo-deformación) tiene valores medios típicos entre 0.1 y 0.001 dependiendo del nivel de esfuerzos (Jaime, 1987).

En las curvas de compresibilidad,  $e$  vs  $\log p$ , las pendientes de las ramas de recompresión y virgen tienen una relación entre 8 y 12 (Jaime, 1987); es decir, si los esfuerzos a los cuales se somete el suelo superan la carga de preconsolidación el material exhibirá grandes deformaciones, mientras que en la rama de recompresión las deformaciones serán un poco menores.

Las relaciones de preconsolidación OCR de estas arcillas no se conocen con precisión ( $OCR = p_c / \sigma_v'$ ) debido a que la variación de la presión de poro no es hidrostática, en general se desconoce, por lo que el esfuerzo vertical

efectivo no se puede determinar. Usualmente se estima  $\sigma_v'$  considerando que la presión de poro en el suelo tiene una distribución hidrostática (Jaime, 1987).

En 1959 Marsal y Mazari publicaron los resultados que obtuvieron para módulos dinámicos de Young (E) y de cortante (G) en las arcillas del valle, determinados en ensayos de torsión con excitación constante, sin poder aplicar un esfuerzo confinante por la manera en que fue diseñado el equipo. Los valores medios que se obtuvieron para G fueron entre 10 y 20  $\text{kg/cm}^2$ , llegando a ser prácticamente constantes con la profundidad. Años más tarde Zeevaert (1973) publicó los resultados obtenidos en pruebas con el equipo de péndulo de torsión libre, llevados a cabo en una cámara triaxial modificada para este propósito, concluyendo que el módulo G es una función de la presión confinante que se aplique al espécimen.

De trabajos llevados a cabo por Rascón (1964) y Elorduy (1964) se infirió que la relación de amortiguamiento D, es de un 5.4 % en esta arcilla y sus módulos de cortante eran similares a los obtenidos por Marsal y Mazari. En resultados obtenidos por León et al (1974) utilizando la columna resonante tipo Drnevich, se valoró incipientemente la influencia de la deformación angular en el módulo de cortante (G) y en el porcentaje de amortiguamiento (D).

### 3.4 Resumen

En el valle de México, se distinguen tres zonas; 1)lago, 2)lomas y 3)transición, siendo en la primera de ellas donde se encuentra ubicada en su mayoría la ciudad de México y que comprende los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco. Donde se encuentran depósitos de suelo consistentes en arcillas muy blandas y compresibles ( $c \approx 0.2$  a  $0.4 \text{ kg/cm}^2$  y  $m_v \approx 0.1 \text{ cm}^2/\text{kg}$ )(Jaime, 1987) y con características estáticas y dinámicas muy particulares.

Profundidad, en m	Perfil Estratigráfico	Descripción	Contenido de agua %	Consistencia o Compacidad	Compresibilidad
0	Costra superficial	materia de relleno, limo, arena	muy variable pero menor de 50%	media a dura o compactado	baja
10	Formación arcillosa superior	secuencia de capas de (arena fina, limosa negra)	variable entre 150 y 450 en algunas partes puede alcanzar valores de 500	blanda a muy blanda	alta a muy alta
20		arcilla intercaladas con pequeños lentes de vidrio volcánico, ceniza, fósiles y arenas. Con frecuencia se encuentran fisuras y raíces			
30	Capa dura	limo arenoso cementado	menor de 25	dura o muy dura	muy baja
40	Formación arcillosa inferior	arcilla con intercalaciones de ceniza y vidrio volcánico	entre 100 y 200	media a dura	media a alta
50	Depósitos profundos	Depósitos aluviales de gravas y arenas andesíticas, limos cementados. Pueden presentarse capas de arcilla o limo arcilloso (de consistencia media a dura y de baja compresibilidad)	menor de 40	dura a muy dura	muy baja
60					

Fig. 3.1 Perfil idealizado de la zona del lago de Texcoco (Jaime, 1987)

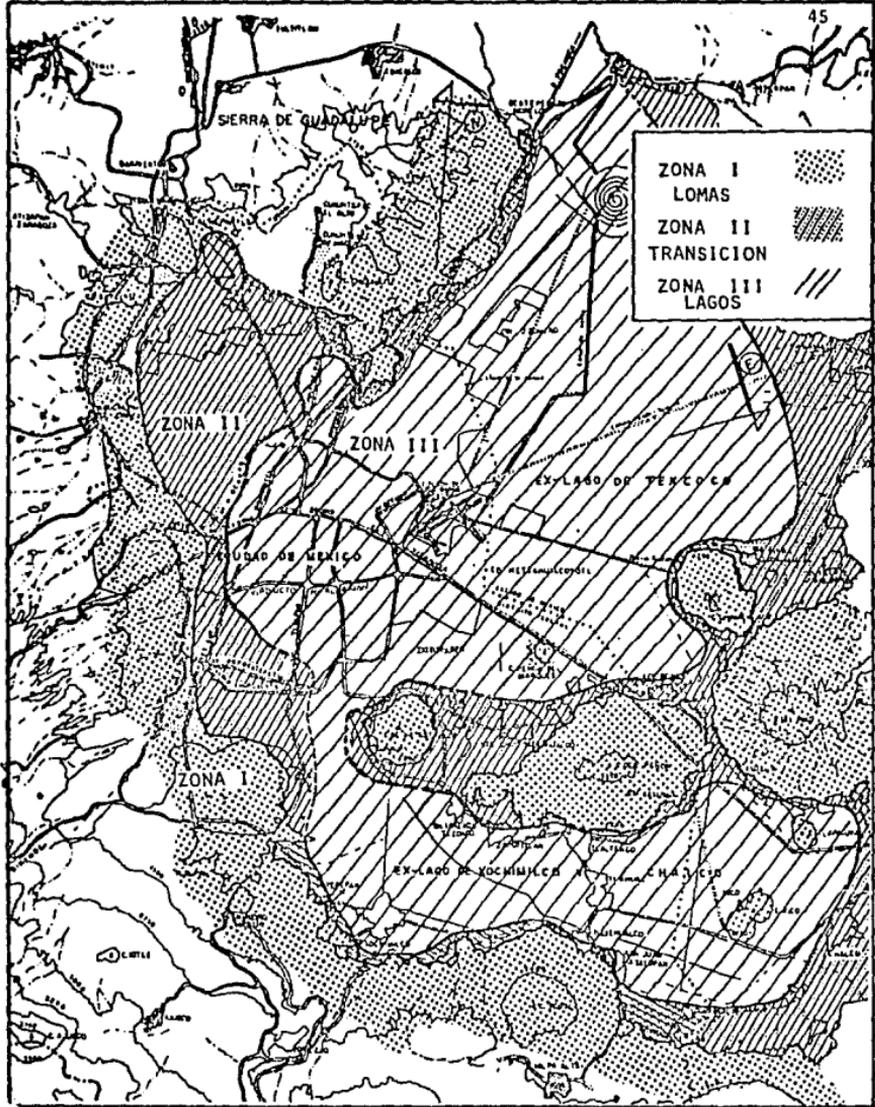


Fig. 3.2 Zonificación del subsuelo del Valle de México (Jaime, 1987)

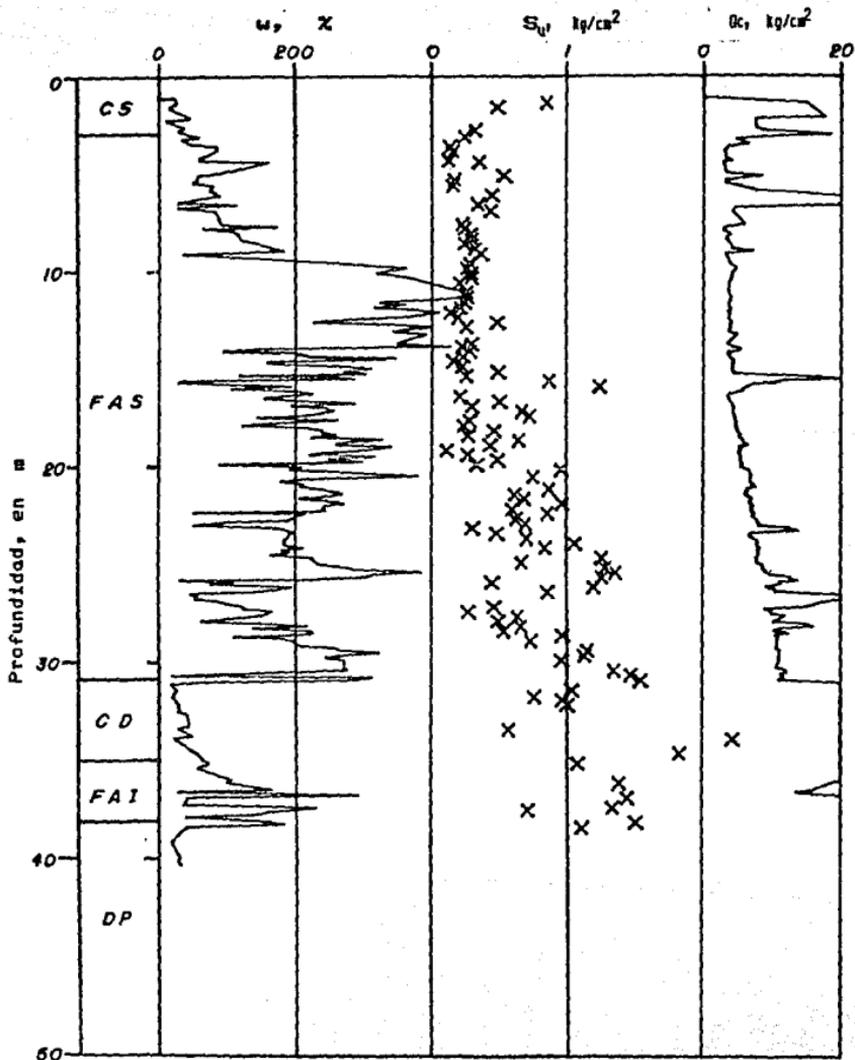


Fig. 3.3 Perfil típico de la zona del lago de Texcoco con la comparación entre contenido de agua ( $w$ ), como eléctrico ( $Q_c$ ) y resistencia no-drenada ( $S_u$ )



Fig. 3.4 Descripción esquemática de la arcilla del Valle de México (Zeevaert, 1973)

## CAPITULO IV

## 4. ENSAYES DE CORTE SIMPLE CICLICO

### 4.1 Descripción del aparato

El equipo de corte simple cíclico (Jaime et al,1987), fig 4.1, se encuentra formado por seis 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

En las figs 4.2 y 4.3 se presentan esquemas detallados del aparato con sus principales piezas numeradas.

#### 4.1.1 Dispositivos mecánicos y neumáticos

El sistema de confinamiento del espécimen de suelo (fig 4.4) consiste en una base, una tapa, una membrana de hule, un resorte plano (slinky toy), dos abrazaderas y tres barras biarticuladas y extensibles. La probeta de suelo se coloca en la base y se envuelve lateralmente con la membrana, todo este conjunto se confina con el resorte plano, colocándose la tapa, por medio de las abrazaderas se fija la posición del resorte plano a ambas tapas. Las tres barras biarticuladas extensibles están conectadas a la base y a la tapa alrededor del resorte a  $120^\circ$  cada una de ellas, permitiendo que la probeta conserve su forma cilíndrica regular durante el ensayo.

El sistema de transmisión de la carga vertical consta de un gato neumático colocada en posición vertical, soportado por dos piezas (piezas 6, fig 4.3) que van ligadas a la placa de transmisión de la fuerza lateral (pieza 1, fig 4.3). El vástago del gato neumático transmite la carga vertical (carga de consolidación) a través de una barra (pieza 19, fig 4.3) guiada por dos rodamientos longitudinales (ball bushings) y atornillada en su extremo inferior a la tapa de la probeta, esta barra transmite, además, la fuerza lateral a la probeta (ensayos estático y cíclico). El gato vertical se controla mediante un regulador de aire a presión. Esta presión se mide por medio de una columna de mercurio (para

presiones menores de  $2.5 \text{ kg/cm}^2$ ) o con un manómetro de bourdon calibrado.

El sistema de transmisión de la carga lateral (fig 4.5) está formado por una placa deslizante (pieza 1, fig 4.3), a la que se liga la pieza nueve (9), los rodamientos, piezas 23, 24, 25 (figs 4.2 y 4.3) y el marco de soporte de dicha placa (piezas 2,3,13,15,16 y 18, fig 4.3). Para lograr que la placa deslizante se mueva en un plano horizontal, se utilizan ocho baleros radiales colocados perpendiculares al plano de la placa en sus extremos largos (piezas 23 y 24, fig 4.3); cuatro de ellos la guían en las dos placas horizontales superiores del marco de soporte (pieza 3, fig 4.3), y los otros cuatro, en las placas inferiores (pieza 2, figs 4.2 y 4.3). Los cuatro baleros superiores soportan, además, la reacción de la carga vertical. Estos ocho baleros van montados en ejes continuos en forma de L (fig 4.3), pudiendo subir o bajar por medio de unos opresores alen; una vez que se ha nivelado la placa, se asegura la posición de los baleros mediante otros tornillos alen. Con el fin de guiar lateralmente la placa y que sus desplazamientos sean en línea recta, se labró una caja en cada extremo de los lados largos de la placa para alojar, paralelamente al plano de ella, un balero radial (pieza 25, figs 4.2 y 4.3). Estos cuatro baleros reaccionan contra las paredes laterales de las piezas 2 (fig 4.3); para su ajuste, se afloja una de las tuercas de sus ejes y se desplazan a

las posición deseada, la cual se mantiene al apretar la tuerca. La pieza nueve (9) (fig 4.3) es una caja cilíndrica que aloja dos rodamientos longitudinales; en ellos se introduce la barra (pieza 19). Por medio de un gato neumático colocado horizontalmente y a través de las piezas 5, 12, y 20 (fig 4.3), se aplica una fuerza horizontal a la placa, la cual la trasmite -mediante la caja cilíndrica- a la barra y esta -a su vez- a la probeta de suelo. Cuando la probeta se deforma lateralmente, su altura se acorta; por esta razón, la barra se encuentra guiada por los dos rodamientos longitudinales, que le permiten bajar y subir conforme la altura de la probeta varía; además, los rodamientos y la mínima distancia posible entre la pieza nueve (9) y la tapa de la muestra, disminuyen apreciablemente el efecto del momento provocado por la excentricidad entre la carga lateral y la reacción de la probeta.

El gato neumático horizontal se controla con una válvula de cuatro vías (accionada por una leva), un reductor de velocidades, y un motor eléctrico (fig 4.6). La magnitud de la fuerza horizontal se fija por medio de un regulador de aire a presión que alimenta a un tanque y de ahí a la válvula. La frecuencia de aplicación de dicha fuerza se puede ajustar con el reductor de velocidades. Si se desea aplicar estáticamente la fuerza cortante, su control es mediante el regulador de aire, dejando la válvula de cuatro

vias en posición abierta, el motor eléctrico apagado, teniendo paso directo el aire a presión al gato neumático.

Para medir los cambios volumétricos de la probeta de suelo, se conectan a la bureta, de manera independiente la base y la tapa del espécimen, a través de dos mangueras de plástico -de 3 mm de diámetro exterior- que van ligadas a un banco de válvulas de desplazamiento volumétrico nulo (fig 4.7).

#### 4.1.2 Instrumentación

La fuerza vertical aplicada a la probeta se mide con un transductor de fuerza, el cual se atornilla a la pieza 7 (figs 4.3). La base de acero de la probeta descansa en el transductor a través de un vástago (pieza 29, fig 4.3) guiado por un rodamiento longitudinal. Cuando se inicia la aplicación de la carga horizontal, dicha base se eleva 0.5 mm por medio de tres correderas (piezas 28, fig 4.3) colocadas a 120°, para despegarla de la celda de carga. La máxima fuerza que el transductor puede medir son 136 kg.

La fuerza cortante aplicada a la probeta de suelo se mide con un transductor de fuerza, alojado en la pieza 12 (fig 4.3) que une al vástago del gato neumático horizontal con la placa deslizante. La fuerza que este dispositivo es capaz

de medir varia entre -54 kg en tensión y 81 kg en compresión.

La deformación horizontal de la probeta se mide con un transductor de desplazamiento (DCDT) (figs 4.2 y 4.3), alineado a la dirección del gato neumático horizontal y colocado en el lado opuesto a este. El núcleo del DCDT se fija en el centro de una de las piezas seis (6), fig 4.3.

La deformación vertical de la probeta de suelo durante la consolidación se mide con un deformímetro de carátula (micrómetro). Este instrumento se fija al pistón vertical por medio de unas orejas y su pata descansa en una pieza unida perpendicularmente al vástago del pistón. En el banco de válvulas se puede conectar un transductor de presión para medir los cambios de presión de poro del suelo durante los ensayos.

Todos los transductores de carga y presión, se conectan a sendos acondicionadores de señales los cuales los alimentan con un voltaje de 6 volts y las señales de salida producidas por estos, se aumentan para que sean registradas por un graficador de plumas calientes de cuatro canales, el acondicionador y el graficador se controlan para obtener la mayor sensibilidad, esto quiere decir el llegar a registrar en el graficador con la mayor escala permisible la más pequeña variación en los voltajes de salida.

El DCDT se conecta directamente a una fuente de voltaje para proporcionarle la excitación eléctrica y la señal de salida se conecta directamente al graficador. Esta señal se atenúa empleando los atenuadores del canal correspondiente del graficador.

Los instrumentos mencionados se enlistan junto con sus características principales en la Tabla 4.1, las calibraciones de los transductores y del DCDT se encuentran en el apéndice A.

#### 4.2 Comportamiento del aparato

A fin de verificar el comportamiento del aparato, se realizaron varias pruebas con probetas de agua, ya que su resistencia al esfuerzo cortante es nula. Con ellas se observó que la fricción dinámica del equipo ensamblado es despreciable y que todos los componentes del aparato cumplen con su función.

Para medir la fricción estática de la placa de transmisión de la carga lateral, esta se conectó con un portapesas mediante un cable de acero guiado por una polea. Se consideraron diferentes posiciones iniciales de la misma y la fuerza media necesaria para iniciar el movimiento de la placa

resultó de 180 gr, lo cual representaría un error de 0.005 Kg/cm<sup>2</sup> al empezar la aplicación del cortante al espécimen.

La fuente más importante de error por fricción puede ser el resorte plano; por tanto, se debe seleccionar uno cuyas espiras permanezcan horizontales antes, durante y después de someterlo a deformaciones laterales. Además, durante la colocación del resorte para confinar el espécimen, debe verificarse que las espiras sean casi paralelas a la horizontal y a la placa de transmisión de la fuerza lateral. También es necesario que el resorte no absorba parte de la carga vertical durante la etapa de consolidación.

#### 4.3 Procedimiento de ensaye

Los procedimientos de ensaye varían según el tipo de probeta de suelo. Si la probeta es de arcilla o de un suelo que pueda labrarse, se procede como sigue. El marco de soporte de la placa de transmisión de la carga lateral (el cual, a su vez, sostiene al pistón de carga vertical) se separa de la base del aparato y se coloca a un lado; así, la base de la probeta queda en la placa base del aparato con espacio libre a los lados de la base de la probeta y hacia arriba de esta. Una vez que se tiene saturado el sistema de cambios volumétricos, se coloca una membrana de latex (7 cm de longitud, 6.6 cm de diámetro y 0.18 mm de espesor) que cubra

2 cm de la parte superior de la base de la probeta. Con dos arosellos (o-rings), que deben quedar horizontales y en contacto, se fija contra la base y se enrolla en esta. Se labra una muestra cilíndrica de suelo (6.6 cm de diámetro con una altura de 3.3 a 3.4 cm), se mide, se pesa y se acomoda en la base de la probeta, que cuenta con una tapa de papel filtro saturado, otra de estas es colocada en la parte superior de la probeta. Después, se distiende la membrana con ambas manos y se jala hacia arriba para cubrir el suelo. Para la colocación del resorte, se sujetan sus extremos con ambas manos y se tuerce ligeramente en sentido contrario a la dirección de la hélice que forman sus espiras; de esta manera se aumenta el diámetro del resorte logrando su deslizamiento en la probeta ya envuelta por la membrana. Al dejar de torcerlo, el resorte recupera su diámetro original y el suelo queda confinado rígidamente.

El resorte plano se asienta sobre los arosellos, de tal forma que sus espiras queden horizontales. Luego se coloca una abrazadera de tornillo sinfín, que rodea los arosellos y unas cuantas espiras del resorte, para apretarla firmemente en una posición conocida, la que es fijada por la colocación de los tres partes inferiores de las biarticulaciones extensibles que son fijadas por un opresor de tornillo allen, se jala el extremo libre de la membrana y se dobla hacia afuera sobre el extremo superior del resorte. Una vez terminado esto, se coloca la tapa con ambas manos,

verificando que quede horizontal, bien asentada y que los postes superiores de las biarticulaciones queden alineados con los inferiores mediante la colocación provisional de uno de los primeros. Luego se desdobra la membrana y se sujeta a la tapa por medio de tres arosellos. Estos y unas cuantas espiras del resorte se rodean con una abrazadera. Después se coloca el marco de soporte en posición, se atornilla la barra (pieza 19, fig 4.3) en la tapa de la probeta y se consolida. Cuando concluye la consolidación, se aprieta firmemente la abrazadera superior para impedir la fuga del agua entre la membrana y la tapa. A continuación, se puede aplicar la fuerza horizontal en condiciones estáticas o cíclicas.

Antes de iniciar la consolidación, se colocan quince o veinte separadores en la periferia del resorte para mantener holgadas las espiras; estos se van retirando conforme se consolida la probeta. Los separadores (pedazos de lámina de 0.13 y 0.5 mm de espesor) impiden que el resorte plano absorba parte de la carga vertical aplicada a la probeta y, por tanto, evitan fricción entre las espiras durante la aplicación de la fuerza cortante.

Las partes superiores de las barras biarticuladas y extensibles se colocan una vez consolidada la probeta, y antes de someterla a carga lateral estática o cíclica.

Para aplicar la fuerza cortante, se unen con un cople el vástago del transductor de fuerza a la placa de transmisión de carga lateral; también se coloca un DCDT. Ambos transductores se conectan al graficador para verificar su funcionamiento. El reductor de velocidad del control del pistón lateral se ajusta para proporcionar la frecuencia de aplicación de la carga cíclica lateral. Se acomoda la válvula de cuatro vías en posición neutral y se le suministra presión de aire. La presión se elige de acuerdo a la fuerza máxima que se desee aplicar a la probeta. Se enciende el graficador, con una velocidad en el papel (10 mm/seg), a continuación se enciende el motor eléctrico iniciándose así la aplicación de la fuerza cortante cíclica. Se detiene el ensaye cíclico cuando el desplazamiento lateral de la probeta alcanza una magnitud de 4 o 5 mm, o bien al completar un número determinado de ciclos de carga (en este caso 30 ciclos).

#### 4.4 Ensayes realizados

Los ensayes que se realizaron con el aparato de corte simple cíclico fueron hechos con probetas de suelo seleccionadas de la zona del lago de Texcoco preconsolidado y virgen. Los lugares de donde fueron extraídas las muestras son:

a) Lago de Texcoco preconsolidado (LTP)

SCT; Secretaría de Comunicaciones y Transporte

CUPJ; Centro Urbano Presidente Juárez

RDJ; Plaza Río de Janeiro

b) Lago de Texcoco virgen (LTV)

EUVI; Calles de Eugenia y La Viga

CAO; Central de Abasto, edificio Oficinas

En la figura 4.8 se muestra la ubicación de los sondeos. Las muestras de suelo inalteradas fueron obtenidas por medio de tubos shelby de 10 cm de diámetro.

En la tabla 4.2 se describen las muestras de arcilla ensayadas en el equipo de corte simple cíclico, además de las propiedades índice, mecánicas y dinámicas de muestras gemelas o cercanas a las mismas.

Muestras ensayadas

SONDEO	MTRA. No.	PROFUNDIDAD (m)
SCT	15-3	12.10
	26-1	19.87
CUPJ	13-2	10.20
RDJ	14-2	11.20
EUVI	13-1	10.13
	25-3	19.75
CAO	15-1	12.35
	38-2	31.00

En las figs 4.9 a 4.13 se muestran los perfiles estratigráficos de SCT, CUPJ, RDJ, EUVI y CAO respectivamente, marcando la localización de las muestras de suelo ensayadas.

Se llevaron a cabo ensayos estáticos y dinámicos. Un registro típico de un ensayo dinámico se presenta en la fig 4.14, en la cual tenemos registrada la carga aplicada y la deformación producida, el registro de esta última es llevado

a cabo en dos canales para evitar el perder información en caso de saturación de un canal.

Las pruebas se realizaron consolidando la muestra bajo un esfuerzo vertical igual al vertical efectivo correspondiente a su profundidad media en el campo. Para ello se supuso distribución hidrostática de la presión de poro. La muestra se consolidó al 100% de consolidación primaria según el criterio de Taylor. Una vez consolidados los especímenes, se les aplicaron alrededor de 30 ciclos de esfuerzo cortante cíclico,  $\tau_{cy}$ , en condiciones no drenadas, con una frecuencia de un cps. A un mismo espécimen se le aplicaron varios niveles de esfuerzos cortantes cíclicos, con amplitud siempre mayor que la anterior; después de la aplicación de los ciclos de carga, la probeta se dejó reposar hasta 15 minutos con los drenes abiertos. Cuando la magnitud del esfuerzo cortante cíclico era pequeña, las deformaciones axial y volumétrica durante el reposo fueron despreciables; no así cuando la magnitud del cortante era comparable con la resistencia del suelo (en corte simple). Cuando esto último ocurría, la expulsión de agua y la deformación axial ocurrían inmediatamente después de la apertura de los drenes.

En la Tabla 4.2 se resumen los resultados de los ensayos llevados a cabo. Debido a que el registro del cortante cíclico y el desplazamiento horizontal del espécimen se

hicieron con graficador, en papel, no fue posible hacer la digitalización continua de las curvas de las figs. 4.15 a 4.20; de ellas sólo se conocen con precisión los puntos extremos, los cuales se unieron con rectas, a fin de marcar cada ciclo de carga.

El módulo dinámico  $G$  se obtuvo con base en las rectas que unen los puntos extremos de cada ciclo. En la Tabla 4.2 se muestran los valores de  $G$  correspondientes al primero y último ciclo. Los valores de  $\tau_{cy}$  corresponden al valor medio obtenido. La magnitud de la deformación angular,  $Y$ , anotada en la tabla es el valor medio entre el primero y último ciclo.

Durante la aplicación del cortante cíclico (aún cuando este alcanzara valores similares a la resistencia del suelo) nunca se observó que ocurriera pérdida de resistencia del espécimen; es decir, no sucedió nada parecido a lo que ocurre con arenas finas saturadas cuando éstas se licúan. De los resultados (figs 4.15 a 4.20) se desprende que el suelo, a mayor carga cíclica, responde deformándose más y que el módulo de cortante  $G$  se degrada con cada ciclo de carga aplicado.

Después de la aplicación de las series de esfuerzos cortantes cíclicos, cada muestra se ensayó estáticamente en condiciones drenadas. Primero con los drenes cerrados se

deformaba varias veces hasta el límite del aparato, y se dejaba en la posición de cero deformación. Se abrían los drenes y se aplicaba un cortante estático por incrementos hasta llegar a la falla (a la deformación límite del aparato,  $\pm 15\%$ ). Se volvían a cerrar los drenes y se deformaba nuevamente varias veces, se dejaba otra vez en la posición de cero deformación y se abría el drenaje dejándola consolidar durante una hora y se volvía a ensayar estáticamente en condiciones drenadas. Finalmente, se procedía de manera similar, se dejaba consolidar la probeta hasta el 100% de consolidación primaria y se volvía a ensayar estáticamente. Esto se hizo con el propósito de observar la evolución de la resistencia del suelo remoldeado en función del tiempo de reconsolidación. Los incrementos de esfuerzo cortante cíclico se aplicaban cada 2 minutos. En la tabla 4.3 se muestran resumidos los datos más relevantes de estas pruebas.

Los datos de  $G$  vs  $Y$  de los ensayos cíclicos se presentan resumidos en las figs 4.21 y 4.22 correspondientes al lago de Texcoco preconsolidado y virgen, respectivamente. Los valores de  $G$  corresponden a los obtenidos en el primer ciclo de carga. Desafortunadamente, por falta de instrumentación adecuada, no se pudo obtener la relación de amortiguamiento del suelo.

Por otra parte, ciertos especímenes de arcilla gemelos de los que habían sido sometidos a carga cíclica se probaron estáticamente. Se consolidaron con el mismo esfuerzo vertical que sus homólogos y, con los drenes abiertos, se les aplicaron incrementos de esfuerzo cortante a cada dos minutos. En la tabla 4.4 se resumen los resultados obtenidos. Ahí mismo se anotaron los valores de resistencia no drenada obtenidos de pruebas triaxiales UU y CU. Como se puede observar las resistencias son muy similares.

En las figuras 4.23 a 4.30 se presentan las curvas esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación de los ensayos estáticos, correspondientes a la muestra virgen y a la muestra remoldeada y reconsolidada. Estos ensayos fueron del tipo consolidado-drenado sin medición de presión de poro. Los tiempos de reconsolidación se indican a un lado de la curva respectiva, así como su relación de vacíos al inicio de la aplicación del cortante estático.

#### 4.5 Resumen

Se describe el equipo de corte simple cíclico, y sus sistemas de medición y control, para la realización de las pruebas. Además, la calibración del equipo y los transductores. Se hace una descripción del procedimiento utilizado para realizar el montaje y las pruebas estáticas y

dinámicas en muestras de arcillas blandas, con dimensiones de 6.6 cm de diámetro y 3 cm de altura.

Se mencionan los sondeos y las muestras utilizadas de cada uno de ellos en las pruebas, se dan los datos correspondientes a los especímenes de suelo con sus propiedades índice, mecánicas, dinámicas y los resultados obtenidos en pruebas estáticas y dinámicas con el aparato de corte simple.

TABLA 4.1 INSTRUMENTACION

APARATO	USO	CARACTERISTICAS
Trasductor de fuerza (Dynisco) (1)	Medición de la carga vertical	Modelo FT10C-3C 0-300 lb Excitación 6 V
Trasductor de fuerza (Dynisco) (1)	Medición de la fuerza lateral	Modelo FTSP-3C 0-120 lb tensión 0-180 lb compresión Excitación 6 V
Trasductor de presión (Dynisco) (1)	Medición de la presión de poro de la muestra de suelo	Modelo PT25-1C No de serie 59913 intervalo de trabajo 0-100 psi Excitación 6 V Desplazamiento volumétrico máximo $20 \times 10^{-6}$ pulg <sup>3</sup>
Trasductor de desplazamiento Hewlett Packard (1)	Medición de la deformación horizontal de la probeta de suelo	Modelo 7DCDT-250 No de serie NSN Desplazamiento, +/- 0.250 pulg Excitación 6 V
Motor monofásico C A (General Electric) (1)	Suministrar la energía para manejar la válvula de cuatro vías que controla al pistón neumático	Potencia 1/6 HP 1600 RPM a 50 Hz 1800 RPM a 60 Hz
Reductor de velocidad (Zero-Max) (1)	Control de la frecuencia del motor Mueve una biela conectada a la válvula de cuatro vías	Modelo E1 ccw Maximo par: 121b-pie Intervalo de frecuencia 0-400 Hz, con motor de 1800 RPM

Continúa Tabla 1.

APARATO	USO	CARACTERISTICAS
Graficador (Honeywell) (1)	Registrar en papel las señales de los 4 primeros aparatos	Modelo 1400, con cuatro canales de plumas calientes. Velocidad del papel 1-50 mm/min y mm/s Sensibilidad: 0.5-5000 mV/mm. Frecuencia máxima a escala completa: 40 Hz
Amplificador de voltaje (3)	Amplificar la señal de salida de las celdas de carga y del transductor de presión	120 V C A Amplificación va- riable
Fuente de poder (4)	Proporcionar la se- ñal de excitación a las celdas de carga y transductores de presión y despla- zamiento	120 V C A Variable de 1 a 16 V C D

TABLA 4.2 Ensayes de corte simple ciclico

\*\*\* TABLA: CORTE SIMPLE CICLICO (LTP) \*\*\*  
PRUEBAS CICLICAS

SITIO	HUESTRA	PROF.	CONTENIDO	RELACION	PESO	S <sub>s</sub>	CARGA	RELACION	+/-	ESF. CORT.	+/-	Q <sub>inl.</sub>	Q <sub>ult.</sub>	N	S <sub>v</sub>	S <sub>recon</sub>	
	No.	(m)	DE AGUA	DE VACIOS	VOLUMETRICO		VERTICAL	DE VACIOS		CICLICO		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
			%	INICIAL	ton/m <sup>3</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	CONSOL.		kg/cm <sup>2</sup>	%						
SCT	15-3	12.10	425	9.98	1.108	2.35	0.50	9.39	0.020	0.23	7.76	7.83	21	0.20 (Y=14.1X) (ec=10.21)			
									0.035	0.40	7.98	9.43	27				
									0.100	2.20	4.72	4.08	30				
									0.120	2.80	4.27	3.82	15				
									0.150	4.20	3.81	3.18	32				
									0.190	6.10	3.27	2.67	31				
	0.220	9.50	2.67	1.97	22												
	26-1	19.87	295	6.73	1.175	2.28	0.90	6.58	0.016	0.15	8.75	8.11	32	0.4 (Y=14.5X) (ec=5.03)	0.29 (Y=13.6X) (ec=6.02)		
									0.043	0.52	8.58	7.98	33				
									0.080	1.00	8.00	7.81	35				
									0.210	4.50	5.42	4.60	35				
									0.280	7.60	4.25	3.44	33				
0.300									9.00	3.52	3.08	34					
CUPJ	13-2	10.2	348	7.82	1.142	2.25	0.55	7.69	0.014	0.17	9.92	8.53	30	0.3 (Y=12.1X) (ec=7.27)	0.3 (Y=11.26X) (ec=6.64)		
									0.030	0.40	7.88	7.26	30				
									0.170	4.20	4.24	3.89	33				
									0.180	4.80	4.00	3.78	24				
									0.230	6.50	3.74	3.26	33				
									0.260	9.40	3.21	2.48	35				
									0.260	9.40	3.21	2.48	35				
RDJ	14-2	11.20	386	8.87	1.121	2.30	0.60	8.53	0.013	0.21	6.25	6.35	29	0.29 (Y=12.9X) (ec=7.90)	0.26 (Y=13.6X) (ec=7.29)		
									0.023	0.37	6.24	5.89	31				
									0.120	2.73	4.73	4.00	35				
									0.150	4.00	4.06	3.61	30				
									0.165	4.50	3.70	3.51	34				
									0.240	8.00	3.52	2.51	34				

TABLA 4.2 (Continuacion)

## Ensayes de corte simple ciclico

\*\*\* TABLA: CORTE SIMPLE CICLICO (LTV) \*\*\*  
PRUEBAS CICLICAS

SITIO	MUESTRA	PROF.	CONTENIDO DE AGUA	RELACION DE VACIOS	PESO VOLUMETRICO	S <sub>s</sub>	CARGA VERTICAL	RELACION DE VACIOS	+/- ESF. CORT. CICLICO	+/- Y	6ini.	6ult.	N	S)v	S)recon
	No.	(#)	Z	INICIAL	ton/m <sup>3</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	CONSOL.	kg/cm <sup>2</sup>	Z	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		Kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
EUVI	13-1	10.13	324	7.55	1.144	2.33	0.55	7.18	0.011	0.10	10.59	10.59	30	0.27	0.19
									0.025	0.30	8.20	9.66	32	(Y=15.0Z)	(Y=16.3Z)
									0.042	0.53	8.61	7.83	30	(ec=7.86)	(ec=6.40)
									0.170	4.80	5.10	3.64	33		
									0.220	8.00	3.14	2.72	30		
	0.280	13.00	2.55	1.84	17										
	25-3	19.75	437	10.18	1.122	2.33	0.85	8.61	0.020	0.23	9.52	8.87	32	0.37	0.41
									0.070	1.23	6.44	5.64	34	(Y=16.2Z)	(Y=14.5Z)
									0.150	3.50	5.76	4.15	30	(ec=6.81)	(ec=7.0Z)
									0.190	5.00	4.21	3.60	30		
0.240									8.00	3.67	3.03	30			
0.300	13.00	3.19	2.02	20											
CAO	15-1	12.35	298	6.89	1.171	2.31	0.50	6.43	0.021	0.24	9.50	8.34	30	0.26	0.17
									0.027	0.38	7.43	7.24	30	(Y=12.9Z)	(Y=13.0Z)
									0.130	3.50	4.42	3.61	35	(ec=6.67)	(ec=6.28)
									0.160	5.00	3.48	3.17	30		
									0.220	8.00	3.24	2.38	30		
	38-2	31.00	367	8.21	1.150	2.24	1.00	7.59	0.011	0.10	12.62	10.31	30	0.35	0.39
									0.022	0.24	10.22	9.50	31	(Y=15.8Z)	(Y=14.0Z)
									0.057	0.67	9.00	8.35	33	(ec=7.60)	(ec=6.83)
									0.160	2.80	6.72	5.62	33		
									0.190	4.30	5.31	4.15	45		
0.240	7.50	3.97	3.06	32											
0.290	12.00	3.05	1.97	20											

TABLA 4.3 Ensayes de corte simple estaticos.  
Muestras de suelo inalteradas

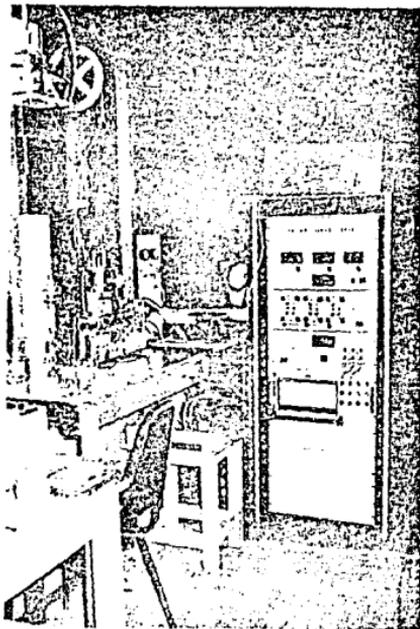
\*\*\*TABLA CORTE SIMPLE CICLICO\*\*\*  
PRUEBAS ESTATICAS (CD) RECONSOLIDADAS

SITIO	MUESTRA No.	PROF. (m)	CONT. DE AGUA %	RELACION DE VACIOS INICIAL	PESO VOLUMETRICO ton/m <sup>3</sup>	S <sub>s</sub>	CARGA VERTICAL kg/cm <sup>2</sup>	TIEMPO DE CONSOL. min	RELACION DE VACIOS CONSOL.	S)recon	Y
										kg/cm <sup>2</sup>	%
SCT	26-1	19.87	295.00	6.73	1.175	2.28	0.90	INST. 0'	6.44	0.153	15.44
								780	6.02	0.292	14.56
RDJ	14-2	11.20	385.52	8.87	1.121	2.30	0.60	INST. 0'	8.21	0.102	15.63
								60	7.73	0.167	11.79
								1440	7.29	0.262	15.63
CUPJ	13-2	10.20	347.53	7.82	1.142	2.23	0.55	INST. 0'	7.43	0.145	14.42
								60	7.09	0.237	14.02
								1440	6.64	0.315	15.92
EUVI	13-1	10.13	324.15	7.55	1.144	2.33	0.55	5	6.83	0.082	9.39
								60	6.68	0.150	13.71
								1440	6.40	0.195	16.27
	25-3	19.75	437.00	10.18	1.123	2.33	0.85	INST. 0'	7.98	0.226	16.24
								120	7.38	0.344	15.50
								1440	7.02	0.412	14.53
CAB	15-1	12.35	298.35	6.89	1.171	2.31	0.50	12	6.48	0.071	10.85
								1440	6.28	0.171	13.04
	38-2	31.00	366.67	8.21	1.150	2.24	1.00	INST. 0'	7.38	0.225	12.81
								60	7.00	0.309	10.71
								1440	6.83	0.394	13.98

TABLA 4.4 Ensayes de corte simple estaticos. Muestras de suelo inalteradas

\*\*\* TABLA : CORTE SIMPLE CICLICO \*\*\*  
 PRUEBA ESTATICA (CD) MTRA. VIRGEN

SITIO	MUESTRA	PROF.	CONTENIDO	RELACION	PESO	S <sub>s</sub>	CARGA	RELACION	S <sub>v</sub>	Y	TRIAxIAL	TRIAxIAL
	No.	(m)	DE AGUA	DE VACIOS	VOLUMETRICO		VERTICAL	DE VACIOS	kg/cm <sup>2</sup>	Z	Ccu	Ccu
			Z	INICIAL	ton/m <sup>3</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	CONSOL.			kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
SCT	15-3	12.10	457.00	9.80	1.099	2.35	0.50	10.20	0.202	14.06	0.220	0.280
	26-1	19.87	226.00	5.15	1.199	2.28	0.90	5.03	0.396	14.46	0.470	0.670
RDJ	14-2	11.20	354.50	8.14	1.151	2.30	0.60	7.90	0.285	12.88	0.350	0.330
CUPJ	13-2	10.20	329.87	7.42	1.159	2.25	0.55	7.27	0.295	12.09	0.390	0.315
ELVI	13-1	10.13	359.29	8.37	1.134	2.33	0.55	7.86	0.269	15.00	0.340	0.440
	25-3	19.75	335.52	7.82	1.122	2.33	0.85	6.81	0.374	16.24	0.300	0.480
CAO	15-1	12.35	301.23	6.96	1.171	2.31	0.50	6.67	0.259	12.89	0.290	0.270
	38-2	31.00	370.00	8.26	1.128	2.24	1.00	7.60	0.345	15.78	0.390	0.500



FALLA DE ORIGEN

Fig. 4.1 Aparato de corte simple ciclico, vista general.

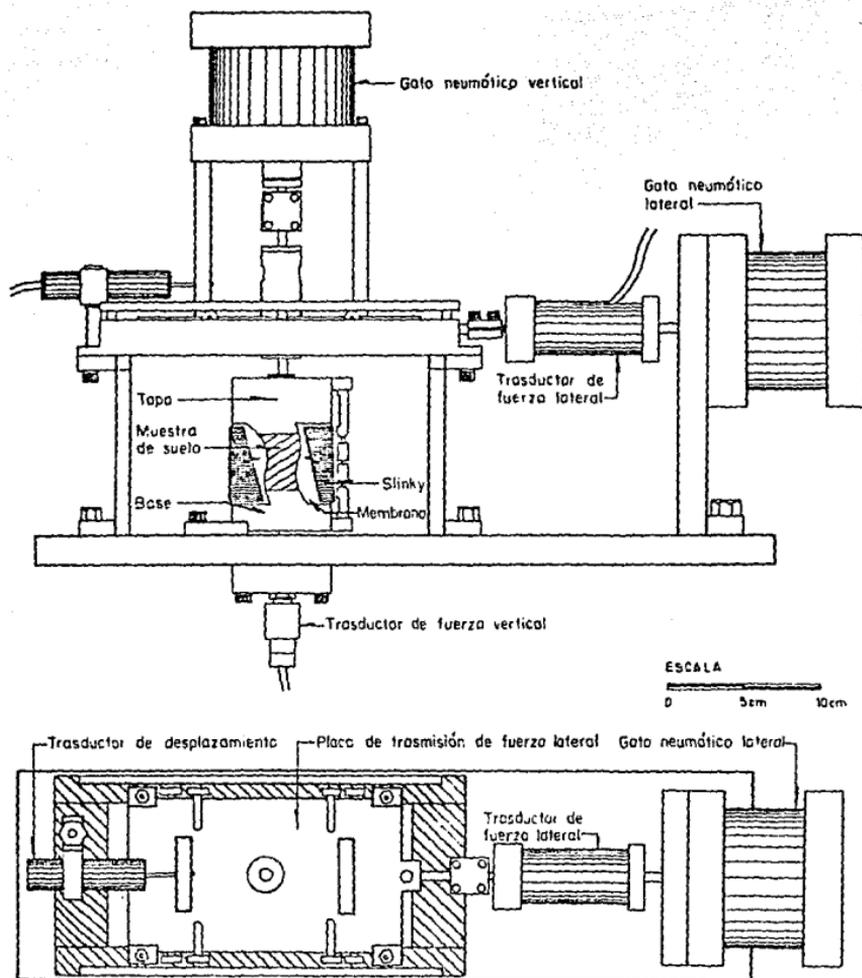
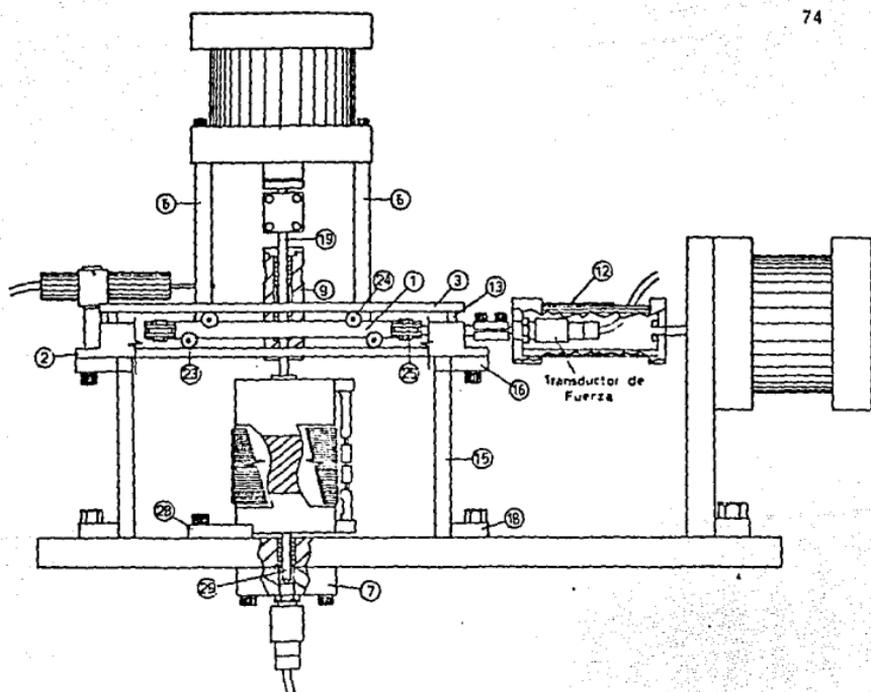


Fig. 4.2 Esquema del aparato de corte simple cíclico



ESCALA

0 5 cm 10 cm

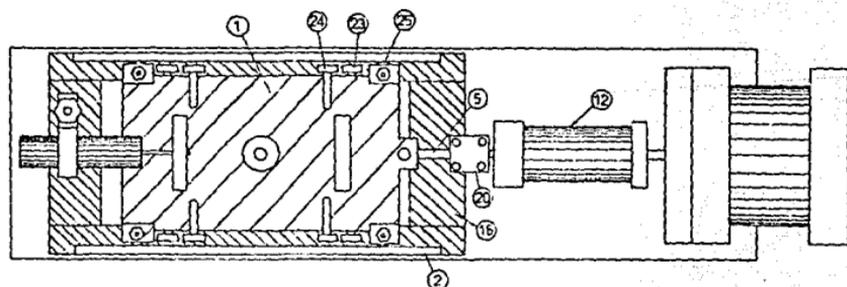


Fig. 4.3 Esquema detallado y partes principales numeradas del aparato de corte simple cíclico

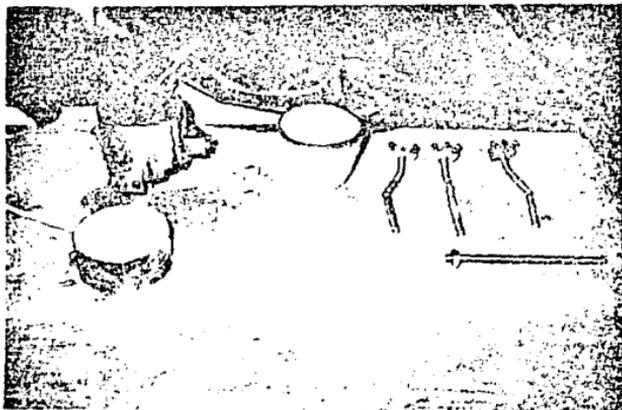


Fig. 4.4 Barras biarticuladas, resorte plano (slinky), membrana, base y tapa de la muestra de suelo

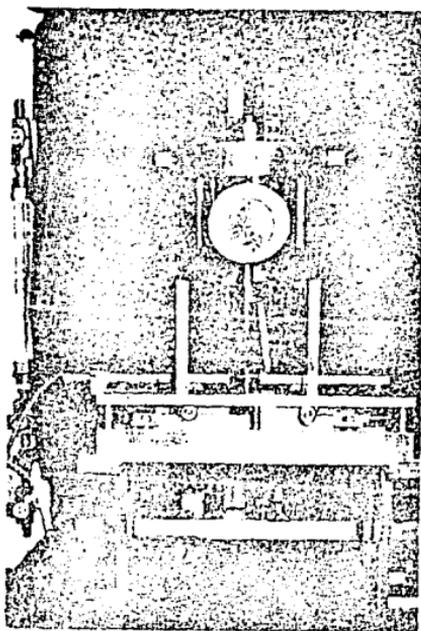


Fig. 4.5 Sistema de transmisión de la carga lateral

FALLA DE CONCRETO

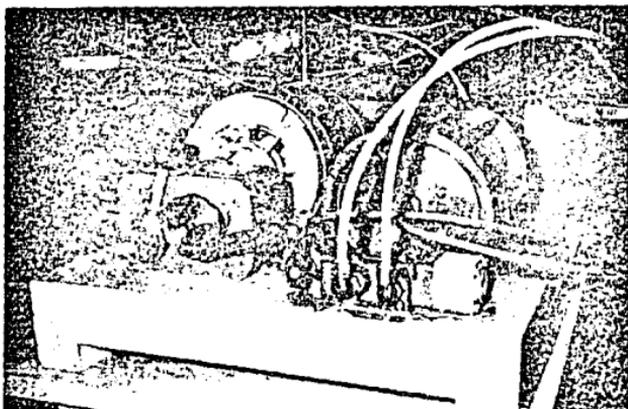


Fig. 4.6 Control del gato neumático horizontal

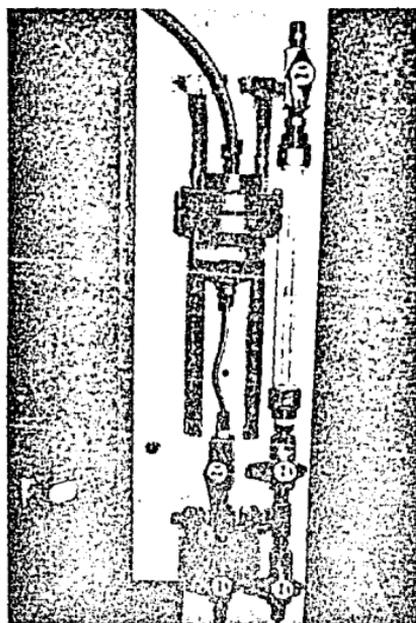


Fig. 4.7 Banco de válvulas y bureta



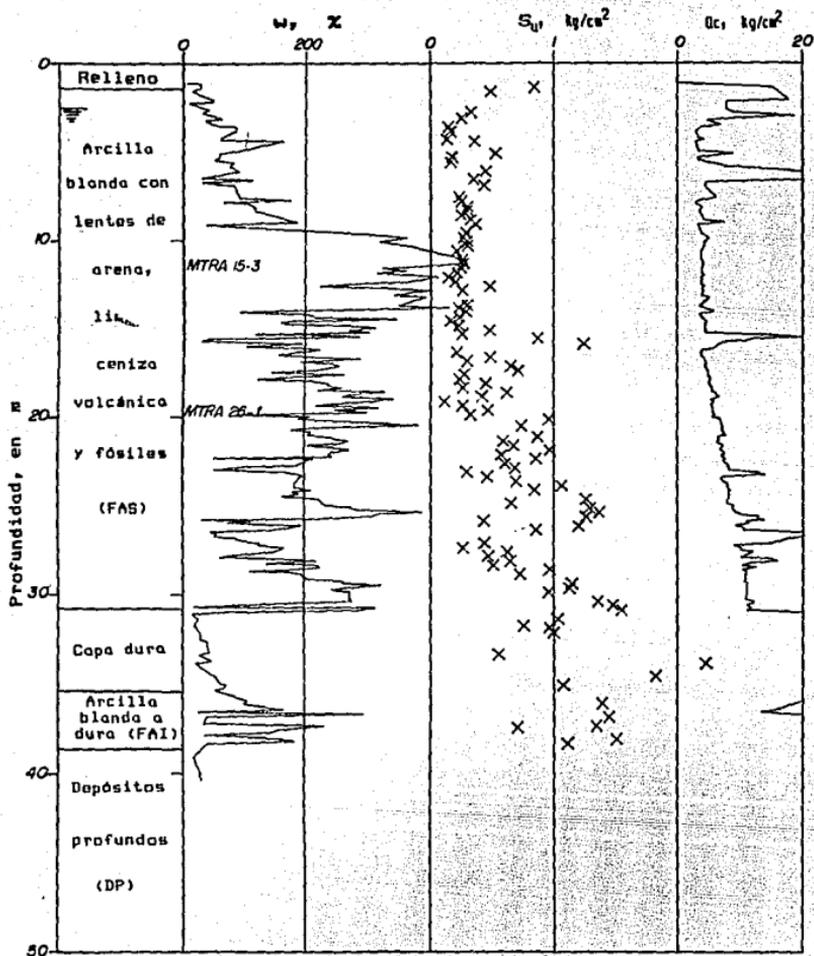


Fig. 4.9 Perfil estratigráfico, sondeo SCT

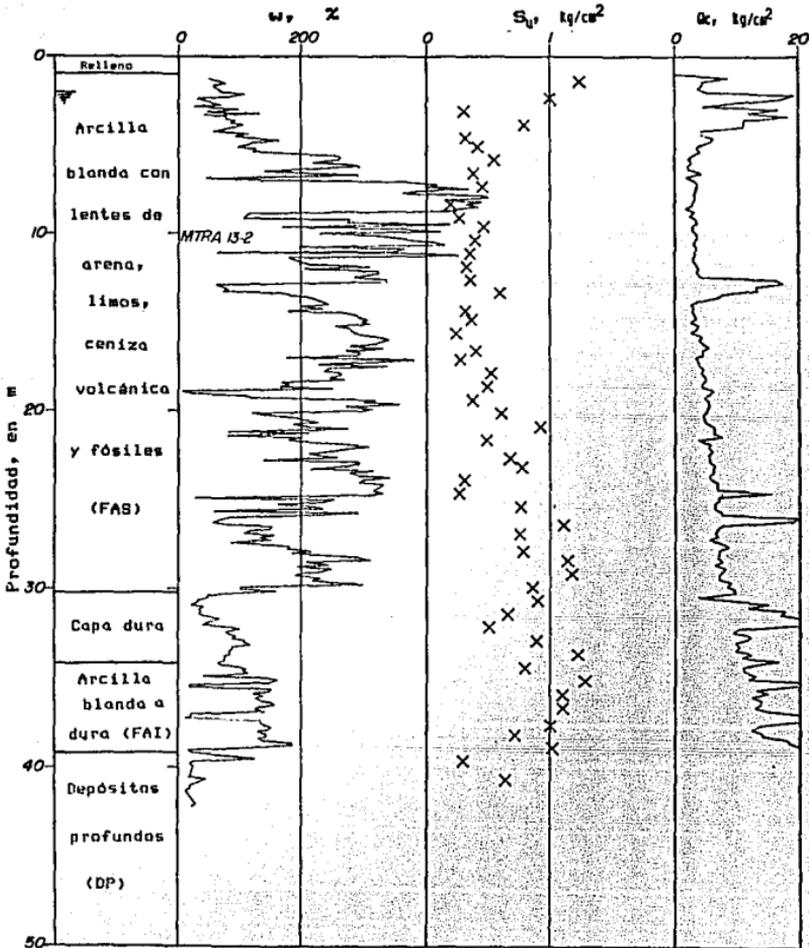


Fig. 4.10 Perfil estratigráfico, sondeo CUPJ

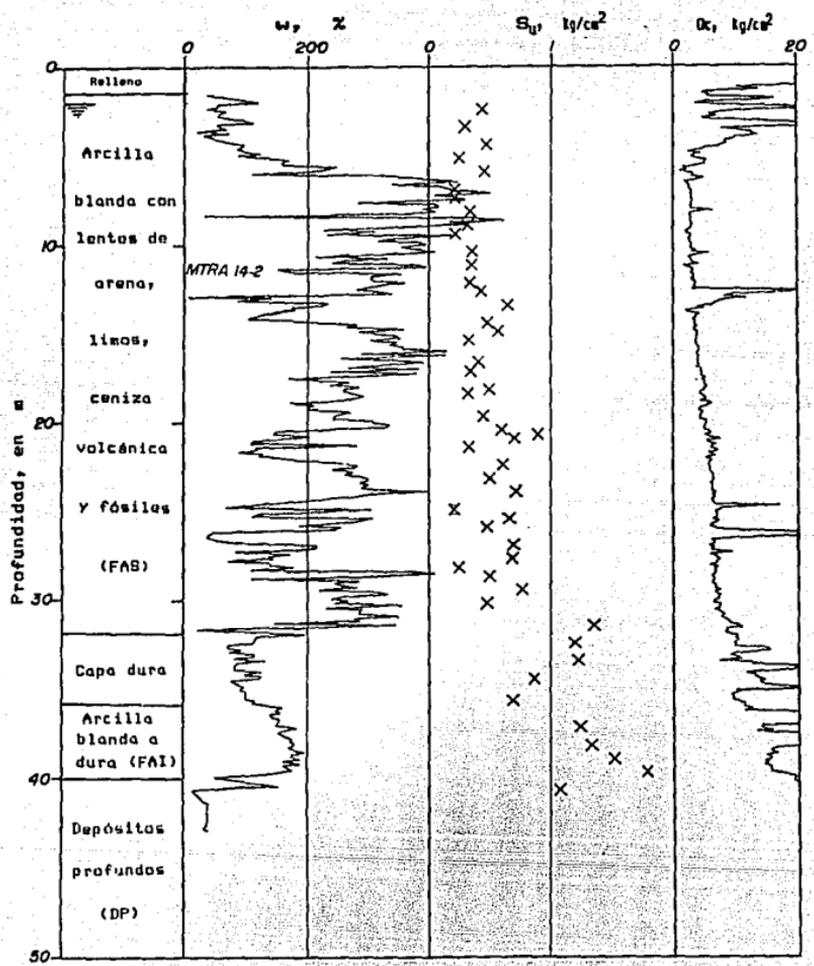


Fig. 4.11 Perfil estratigráfico, sondeo RDJ

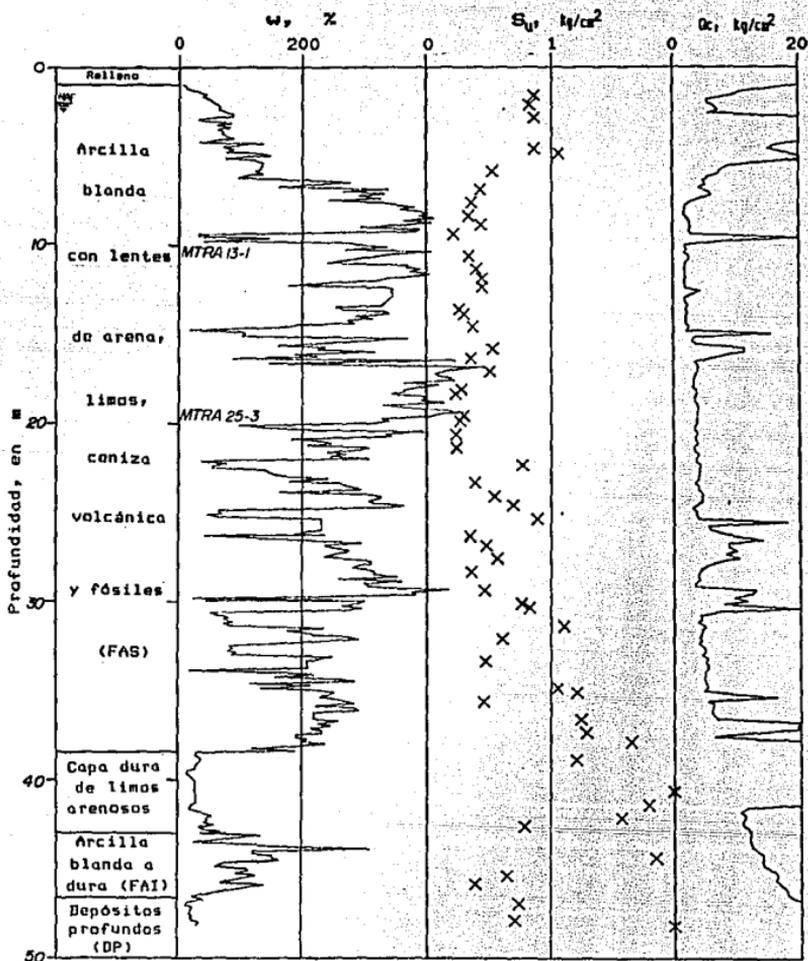


Fig. 4.12 Perfil estratigráfico, sondeo EUVI

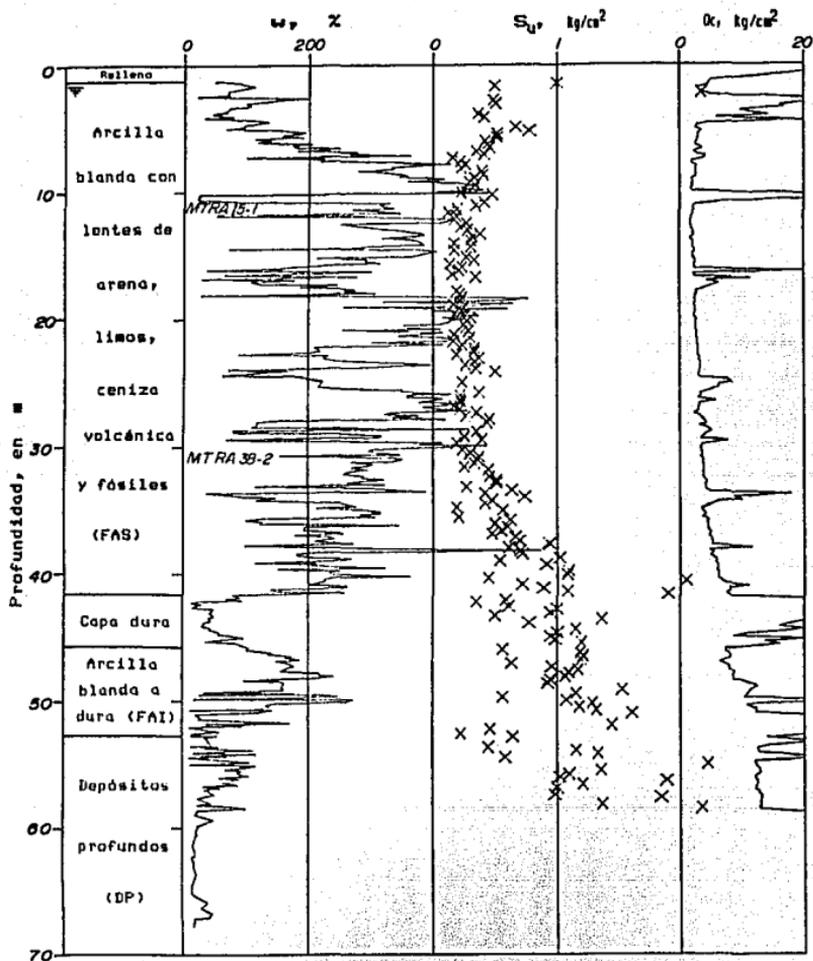
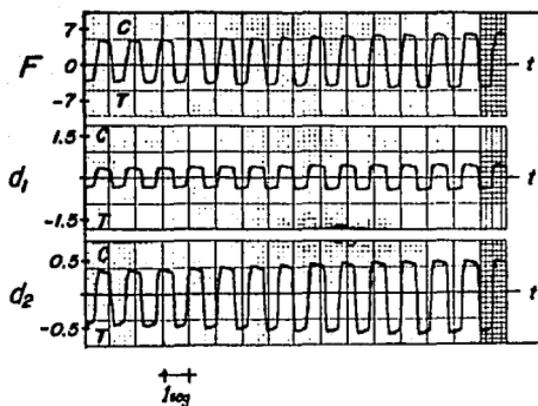


Fig. 4.13 Perfil estratigráfico, sondeo CAD



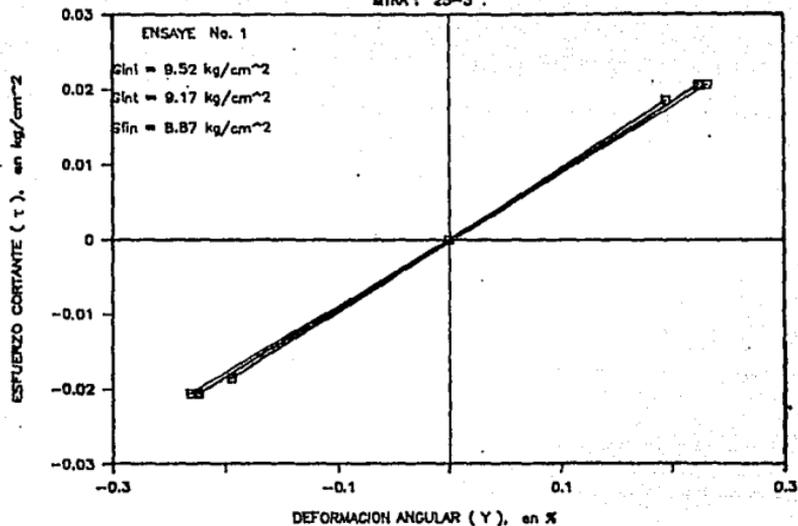
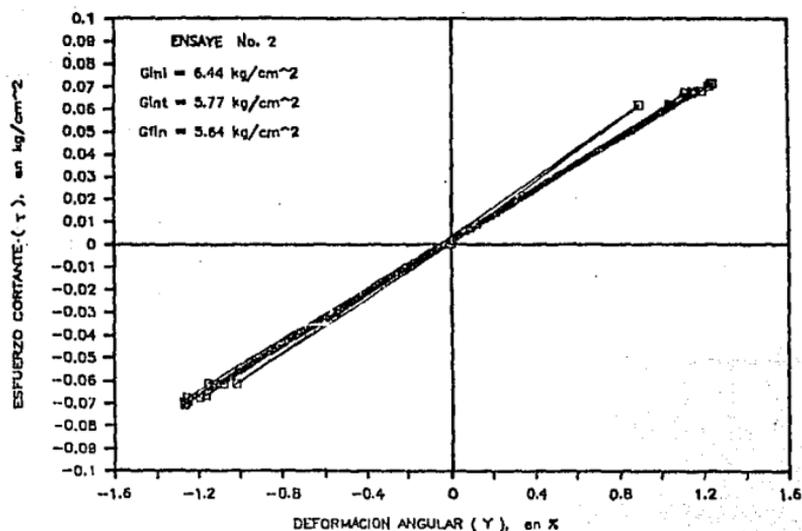
$F$  Fuerza, en kg

$d_1$  Desplazamiento con Gan=2, en mm

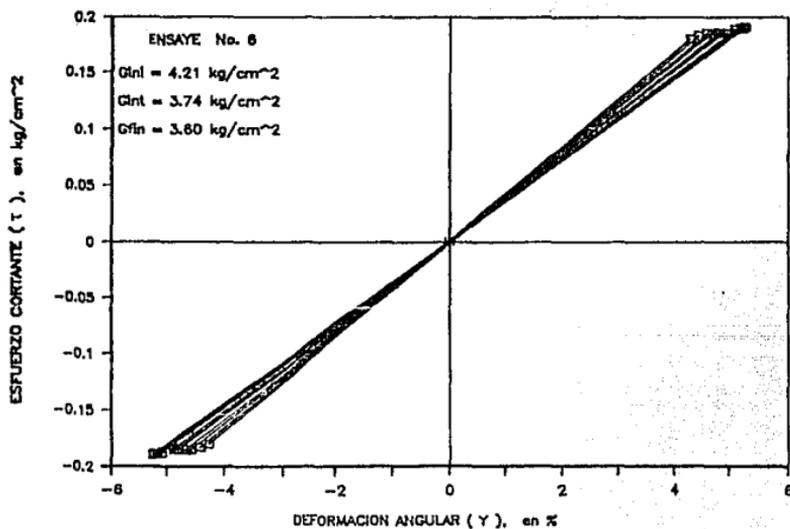
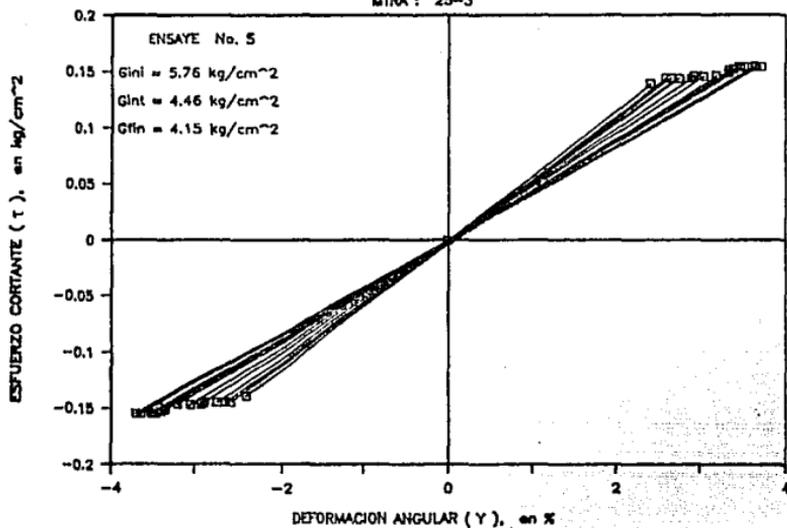
$d_2$  Desplazamiento con Gan=5, en mm

Fig. 4.14 Registro típico de la prueba de corte simple cíclico

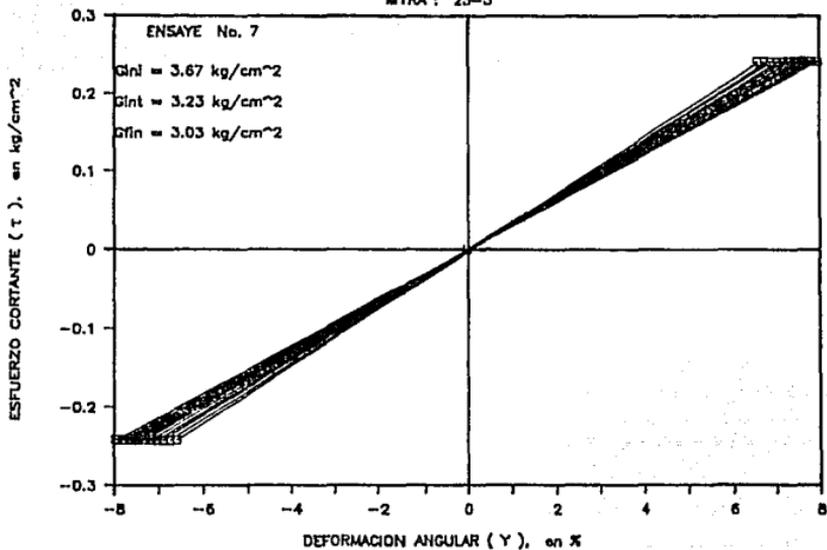
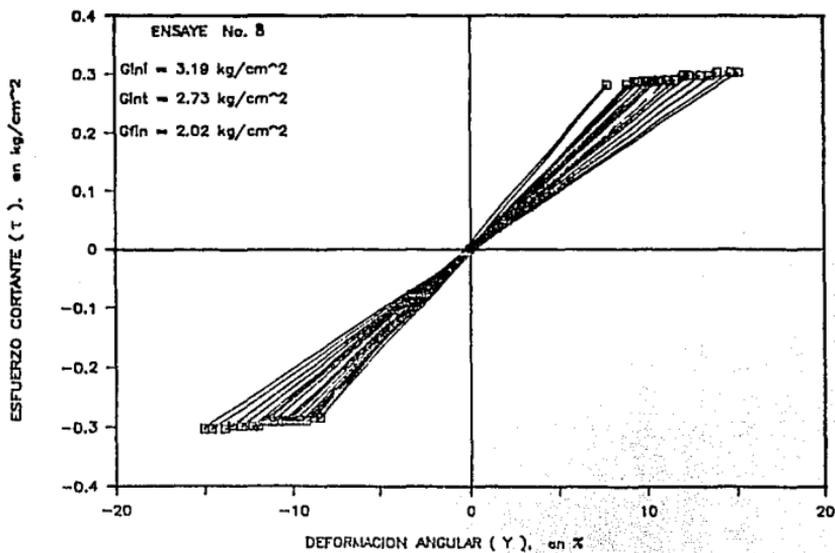
MTRA : 25-3 .

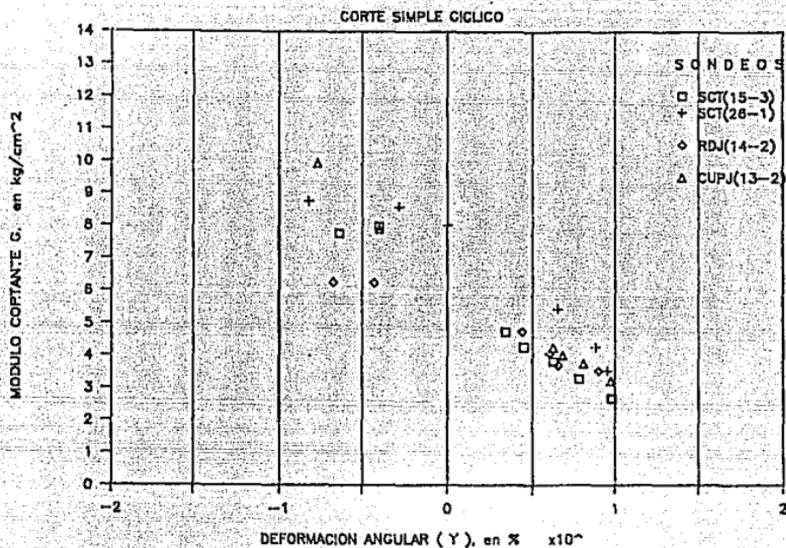
Fig. 4.15 Ensaye  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple cíclico.Fig. 4.16 Ensaye  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple cíclico.

MIRA : 25-3

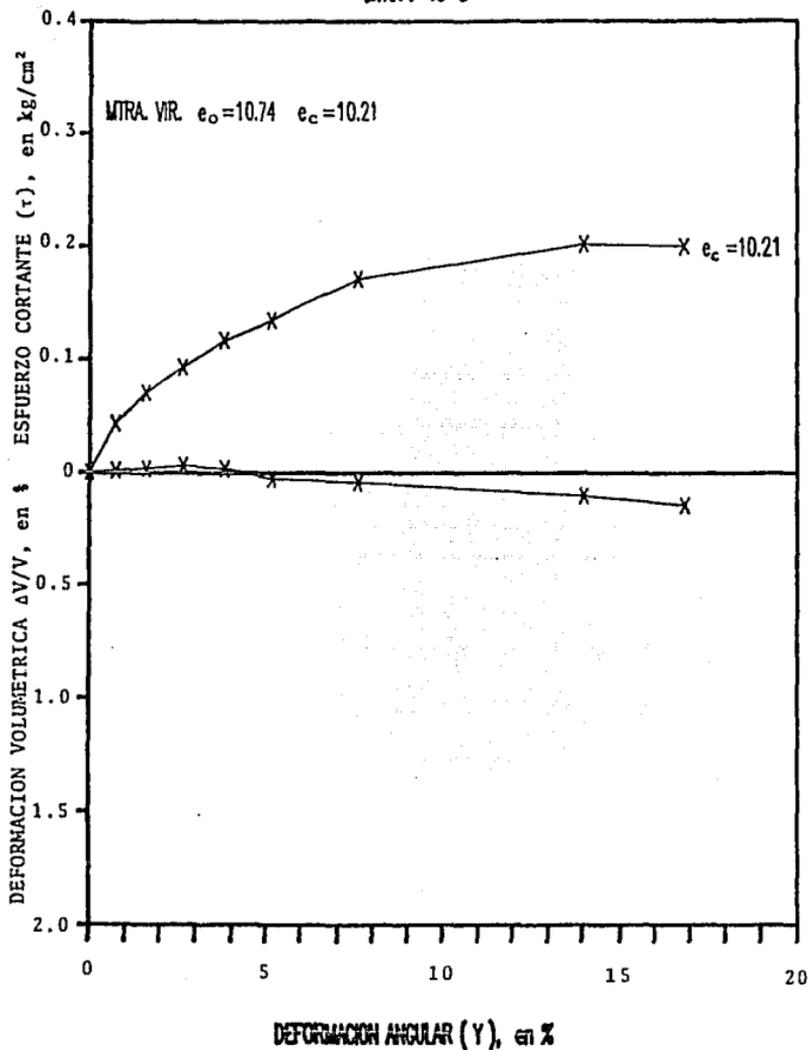


MTRA : 25-3

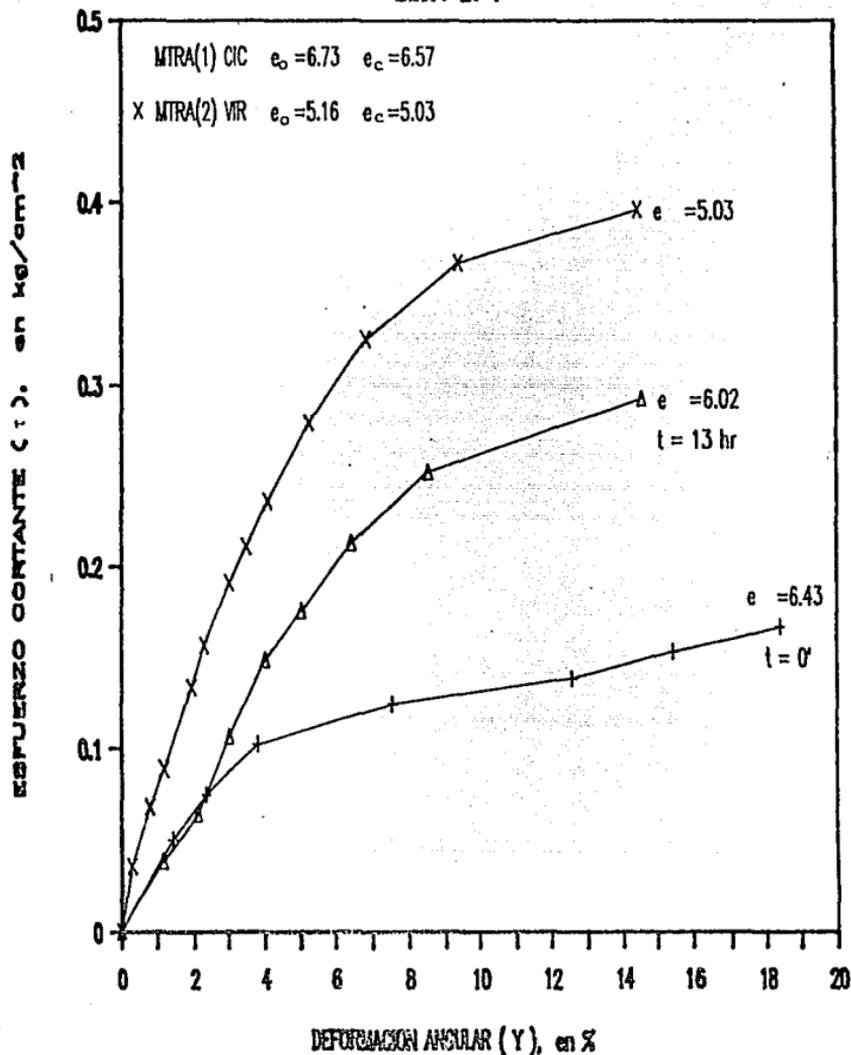
Fig. 4.19 Ensaye  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple cíclicoFig. 4.20 Ensaye  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple cíclico



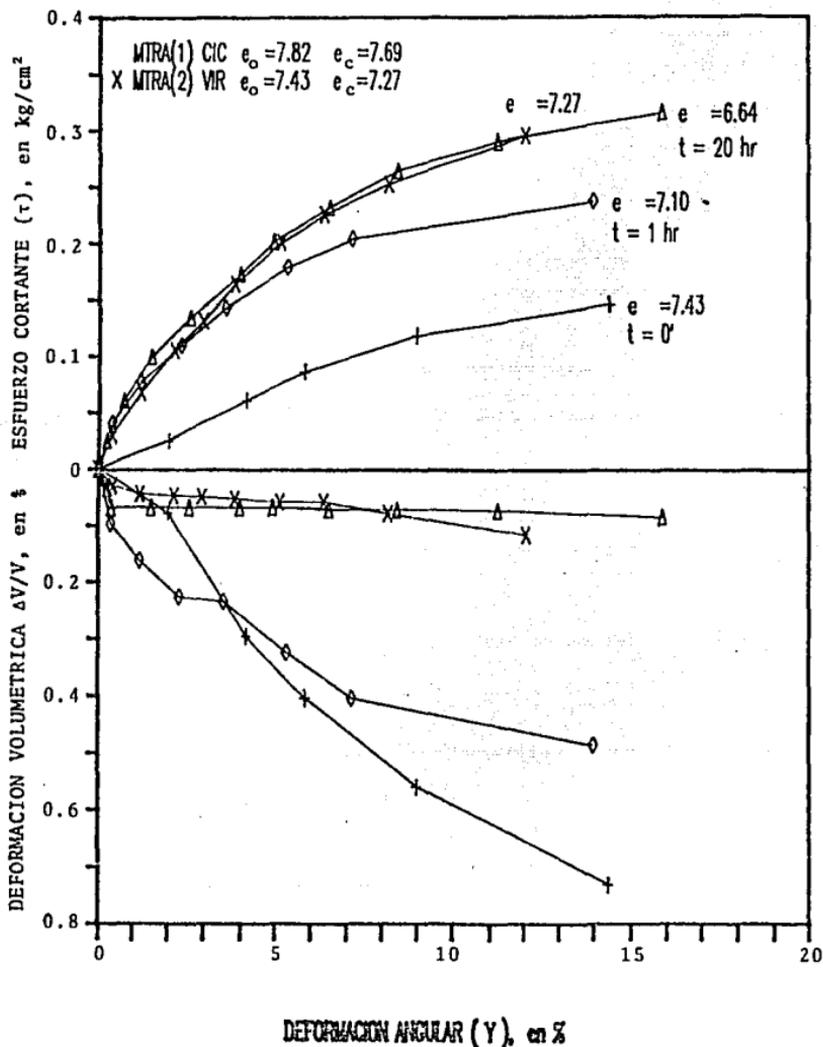
MTRA: 15-3

Fig. 4.23 Curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple estático

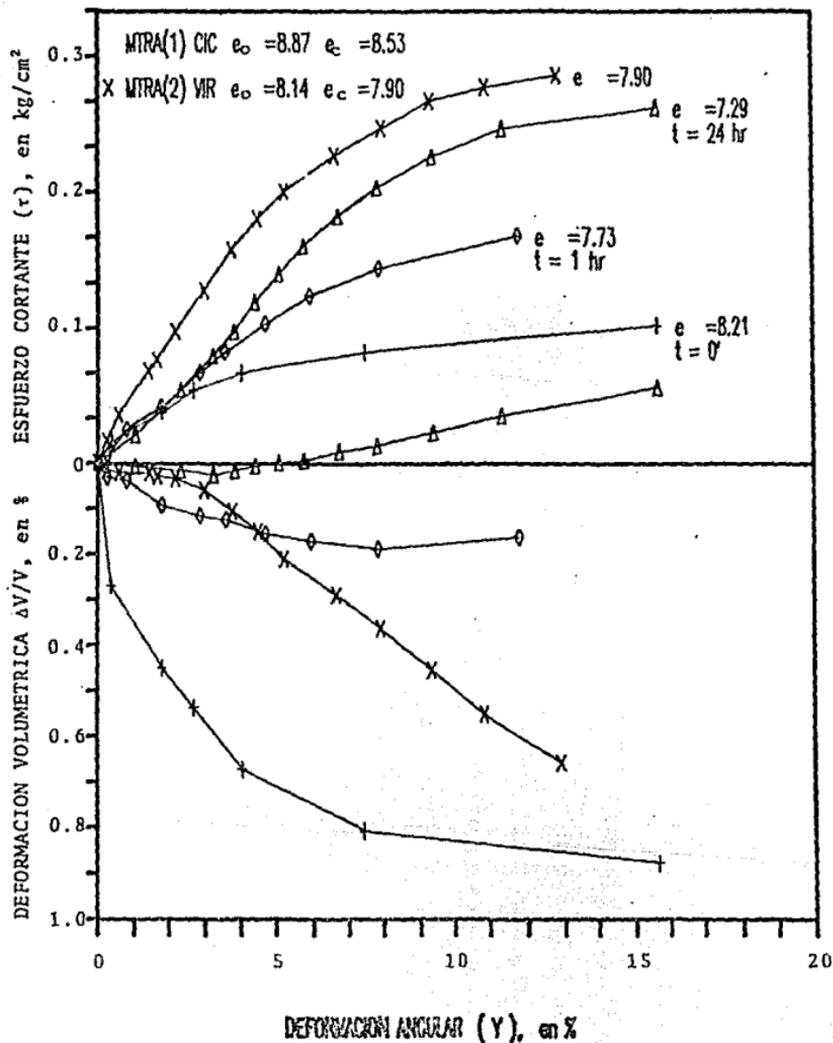
MTRA : 26-1

Fig. 4.24 Curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple estático

MTRA: 13-2

Fig. 4.25 Curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple estático

MTRA: 14-2

Fig. 4.26 Curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple estático

MTRA: 13-1

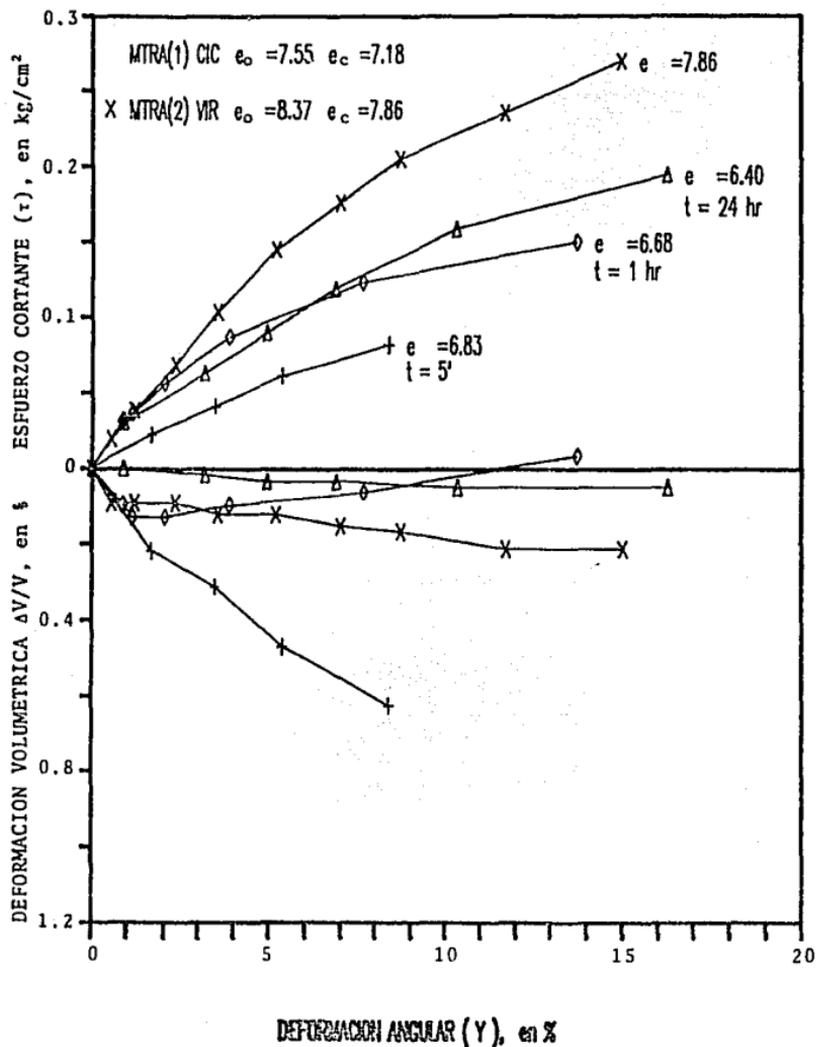
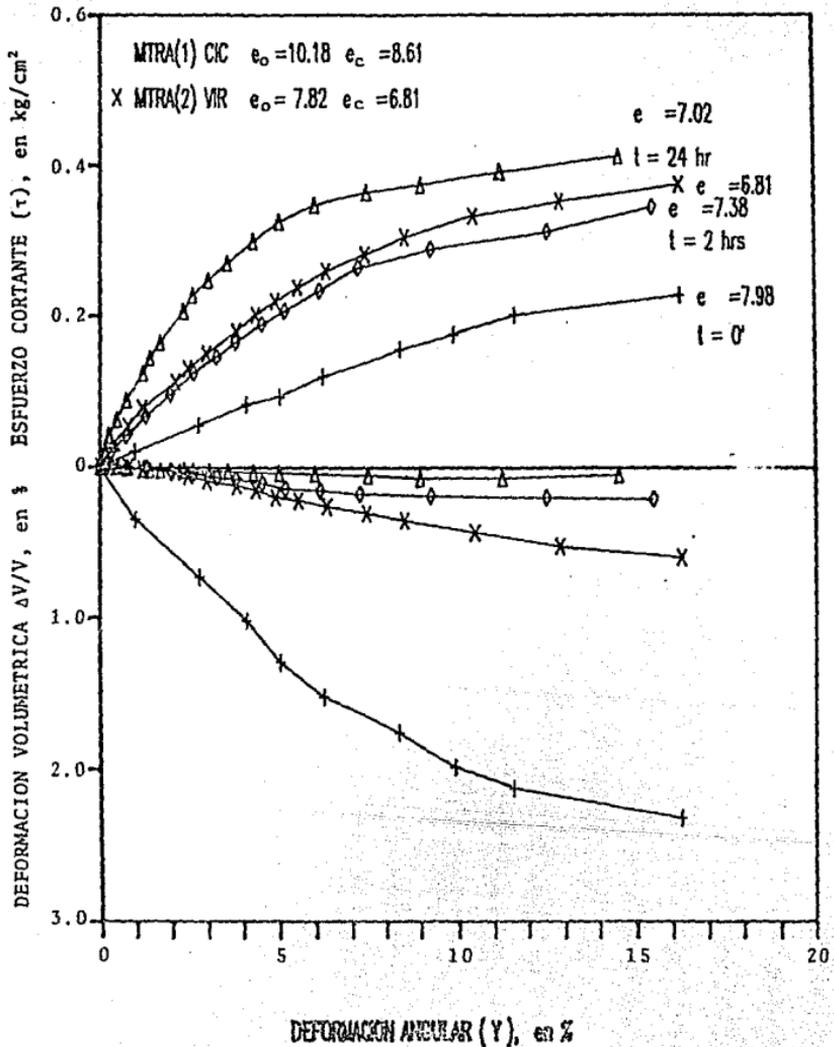


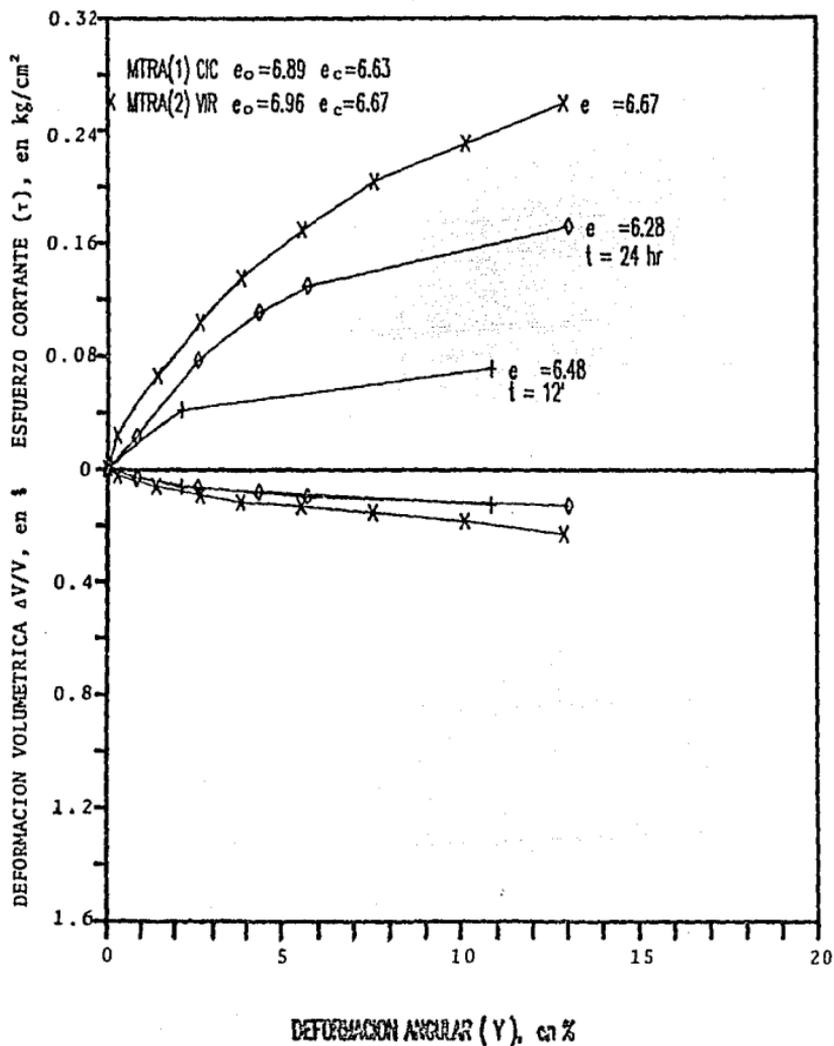
Fig. 4.27 Curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple estático

MTRA: 25-3

Fig. 4.28 Curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple estático

# SITIO : CAO

MTRA : 15-1


 Fig. 4.29 Curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple estático

# SITIO : CAO

MTRA : 38-2

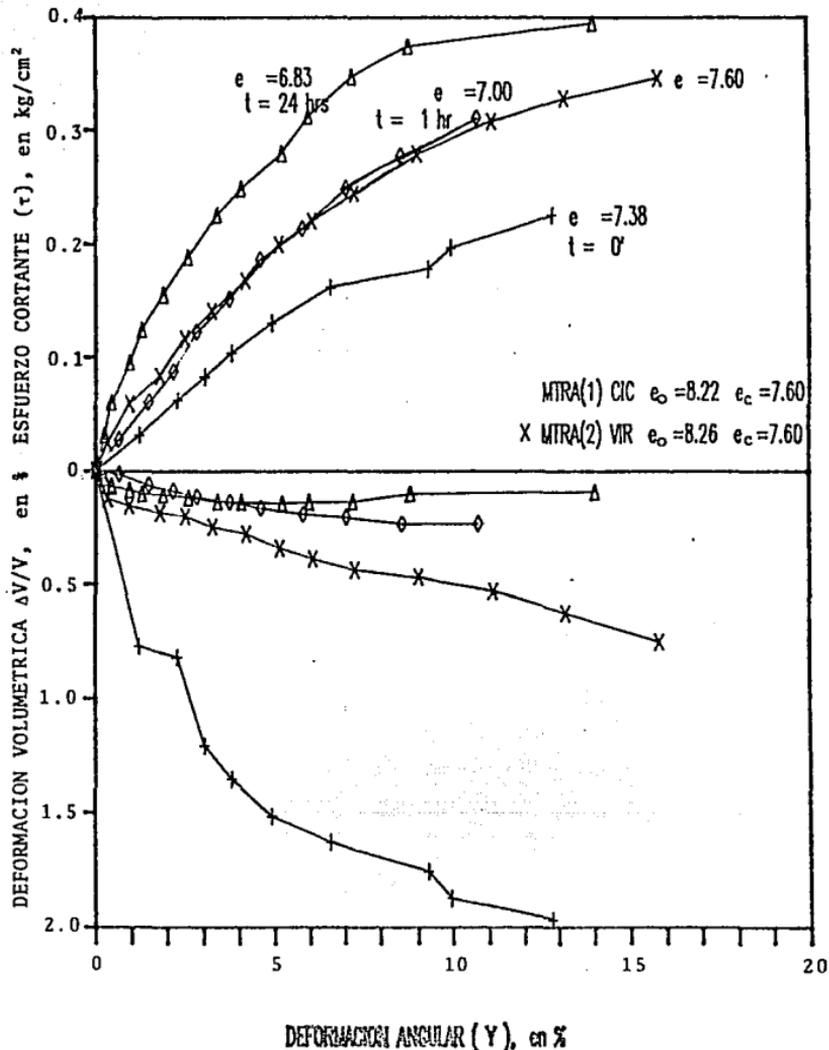


Fig. 4.30 Curvas  $\tau$  vs.  $\gamma$  Corte simple estático

## CAPITULO V

## 5. APLICACION DE LOS RESULTADOS

### 5.1 Pruebas estáticas

La resistencia al esfuerzo cortante que se obtuvo en las pruebas estáticas de las muestras vírgenes y reconsolidadas está dentro del intervalo de resistencia de las pruebas triaxiales consolidada-no drenada (CU) y no consolidada-no drenada (UU). Se obtuvieron resultados para deformaciones angulares máximas de 15%, en promedio, para la zona del LTP valores de  $\tau \approx 0.294 \text{ kg/cm}^2$  y en la zona del LTV, dependiendo de la profundidad valores entre  $\tau \approx 0.27$  y  $\tau \approx 0.36 \text{ kg/cm}^2$ .

Basados en la tabla 4.4, se hace una comparación entre los valores obtenidos en pruebas estáticas drenadas de corte simple y las resistencias obtenidas en pruebas triaxiales UU y CU. Para ambas zonas del lago de Texcoco, preconsolidado y virgen, las resistencias son menores en un 24% al ser comparadas con las pruebas CU, mientras que para la zona del LTP y LTV son del 17% y 7% menores a las pruebas UU, respectivamente.

La resistencia alcanzada por muestras reconsolidadas, a diferentes tiempos de consolidación, fue incrementándose. Cuando la consolidación primaria cesó (generalmente, a las 24 hrs) en la mayoría de los casos la resistencia al cortante fue ligeramente menor a la de las muestras vírgenes.

Para ciertas condiciones de carga en el campo, las pruebas de corte simple simulan mejor las condiciones reales, por lo que se utiliza para determinar la respuesta del suelo en esos casos. Por ejemplo, en el análisis de estabilidad de diques, como el que se muestra en la fig 5.1, sometido a cargas impuestas por el fluido hidráulico presente. La experiencia ha mostrado que diques cimentados en arcillas blandas y cargados como se indica, son en la mayoría de los casos los que tienden a fallar por corrimiento o deslizamiento horizontal. La estabilidad del dique por lo tanto dependerá de la magnitud del esfuerzo cortante  $\tau_{xy}$  aplicado, el cual puede sobrepasar al esfuerzo inicial (suelo-dique) sin que cause la falla de la arcilla debido a la forma en que se fue aplicando. La prueba de corte simple cíclico duplica las condiciones de este tipo de carga casi exactamente. Haciendo que el esfuerzo vertical inicial en el ensaye sea el mismo del campo. La condición del desplazamiento horizontal del dique podría ser, por lo tanto, evaluado rápidamente por la comparación del valor

máximo del  $\tau_{xy}$  medido en la prueba de corte con el valor de  $\tau_{xy}$  impuesto por la carga del fluido o material hidráulico de relleno.

Con los datos de los ensayos de corte simple estáticos de muestras remoldeadas (tabla 4.3) se preparó la fig 5.2. En el eje de las abscisas se tiene el tiempo que se permitió al suelo consolidarse antes de aplicar el cortante; en el de las ordenadas, la relación entre la resistencia obtenida a cierto tiempo de consolidación y la correspondiente a un 100% de consolidación primaria. Se aprecia la evolución de la resistencia del suelo en función del tiempo que se permitió la consolidación del espécimen, antes de aplicar los esfuerzos cortantes estáticos. Como se ve en la figura 5.2, el suelo gana rápidamente resistencia después de haber sido sometido a un remoldeo energético a volumen constante (confinado). El suelo aún ensayado inmediatamente después del remoldeo tiene una resistencia apreciable, entre 40 y 55% de la resistencia que alcanza cuando se le deja consolidar al 100%. De esto se infiere que la arcilla remoldeada en condiciones confinadas sufre una pérdida parcial de resistencia, pero no totalmente y no se presenta algo similar a la licuación.

## 5.2 Pruebas cíclicas

Otro caso donde las pruebas de corte simple proporcionan información análoga son las condiciones de carga en el campo sobre un estrato de arcilla saturada sujeta a movimientos horizontales del terreno por un sismo. Como se muestra en la fig 5.3, movimientos semejantes del terreno inducen esfuerzos cortantes sobre los planos horizontales, similares a los esfuerzos cortantes en las probetas de corte simple ensayadas en el laboratorio. Esta prueba nos da la más útil información a este respecto que cualquier otro tipo de prueba, y determinar así aspectos importantes del comportamiento bajo este tipo de carga.

Los esfuerzos que se presentan en un sismo, son similares a los existentes en la proximidad de un pilote de fricción al ser sometido a variación de carga axial cíclica durante un sismo o en una prueba, fig 5.4.

De los resultados obtenidos de las pruebas de corte simple se puede observar que, a deformaciones angulares menores de 1%, los valores de  $G$  de las muestras del LTV caen ligeramente arriba de los correspondientes a las probetas del LTP (figs 4.21 y 4.22). Sin embargo, a deformaciones mayores de 1% no se puede establecer una distinción entre ambas zonas. También se ve que los módulos  $G$  de ambas zonas convergen a su valor mínimo a deformaciones angulares mayores de 10%.

Los modelos empíricos de Hardin-Drnevich y Seed e Idriss (cap 2) consideran que el suelo no se degrada con el número de ciclos de aplicación del esfuerzo dinámico. Sin embargo los resultados experimentales obtenidos muestran claramente que existe una degradación del módulo  $G$  con el número de ciclos de carga. Esto mismo ha sido obtenido por otros investigadores (Idriss et al, 1970; Jaime, 1987).

Tomando en cuenta lo anterior el módulo de cortante, se normalizó de la siguiente manera, dividiendo el  $G_n$ , de cualquier ciclo, entre el  $G_1$ , ciclo inicial. Estos valores se graficaron con respecto a su número de ciclo correspondiente. En las figs 5.5 a 5.9, se observa la degradación del módulo de cortante, se aprecia la existencia de dos tendencias, una donde llega a ser del 5 al 10% y otra con variaciones del 30 al 40%.

El esfuerzo cortante crítico medio con el cual se empiezan a presentar las mayores deformaciones angulares ocurre en la zona del LTP a un esfuerzo  $\tau \approx 0.144 \text{ kg/cm}^2$ , fig 5.10 y para la zona del LTV es a  $\tau \approx 0.12 \text{ kg/cm}^2$ , fig 5.11.

Aun son pocos los ensayos para hacer un estudio estadístico completo de la ley de degradación de las arcillas; sin embargo los datos obtenidos permiten ya incorporar estos resultados a análisis dinámicos.

Al realizar los ensayos dinámicos nunca se llegó a observar una pérdida de resistencia en la muestra de suelo, como sucede en la licuación de las arenas, lo que se observó es que al aplicar una mayor carga el suelo este respondía con un aumento en la deformación, ocurriendo así una disminución en el módulo de cortante,  $G$ .

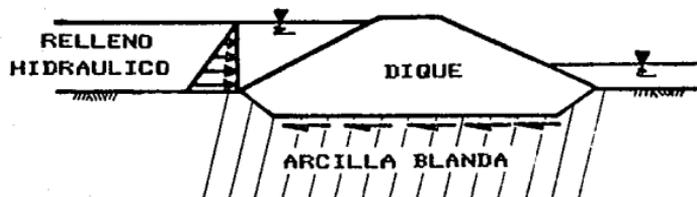


Fig. 5.1 Análisis de la estabilidad de un dique cimentado en arcilla

# EVOLUCION RESISTENCIA DE LA ARCILLA

A DIFERENTES TIEMPOS DE CONSOLIDACION

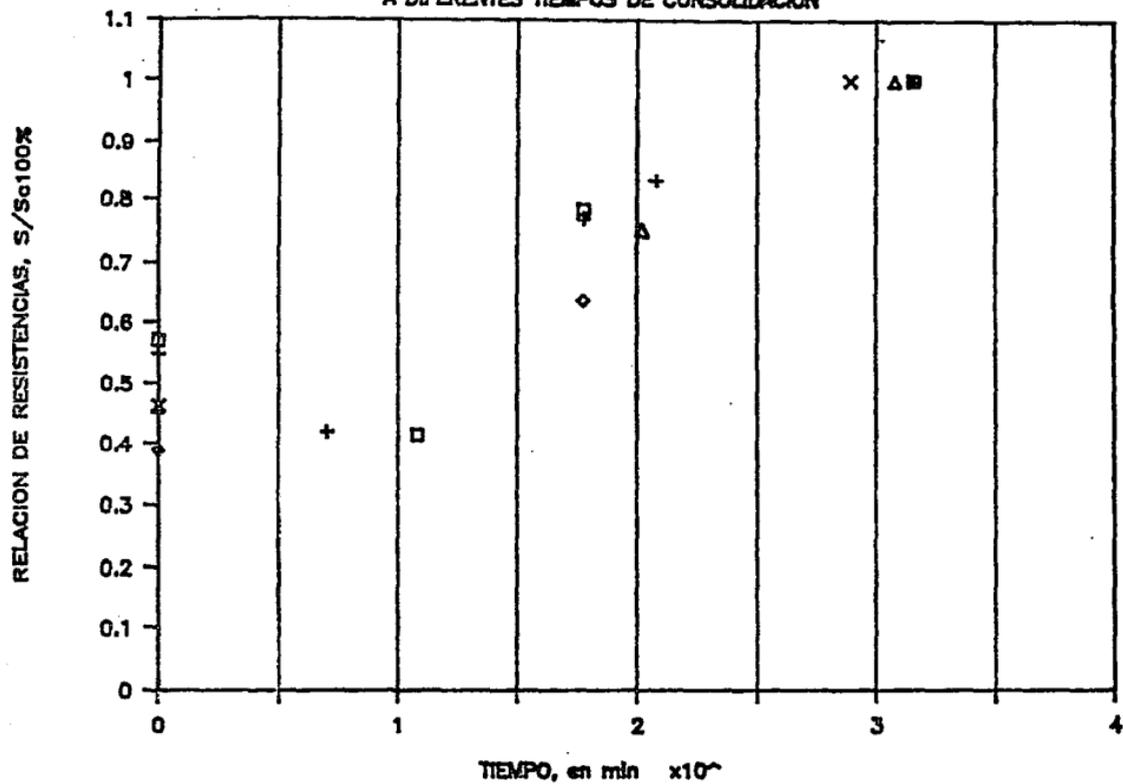


Fig. 5.2 Evolución de la resistencia de la arcilla remoldeada en función del tiempo de consolidación



Fig. 5.3 Esfuerzos producidos en un estrato de arcilla o arena por sismo

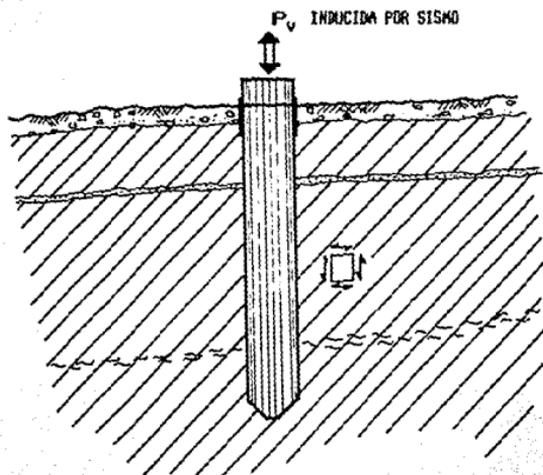
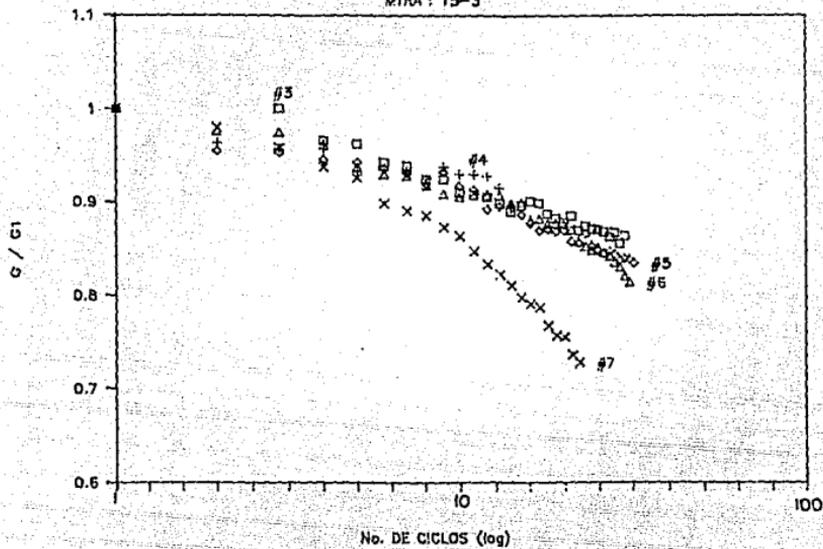


Fig. 5.4 Cargas inducidas al pilote por acción de un sismo

SITIO : SCT

MTRA : 15-3



SITIO : SCT

MTRA : 26-1

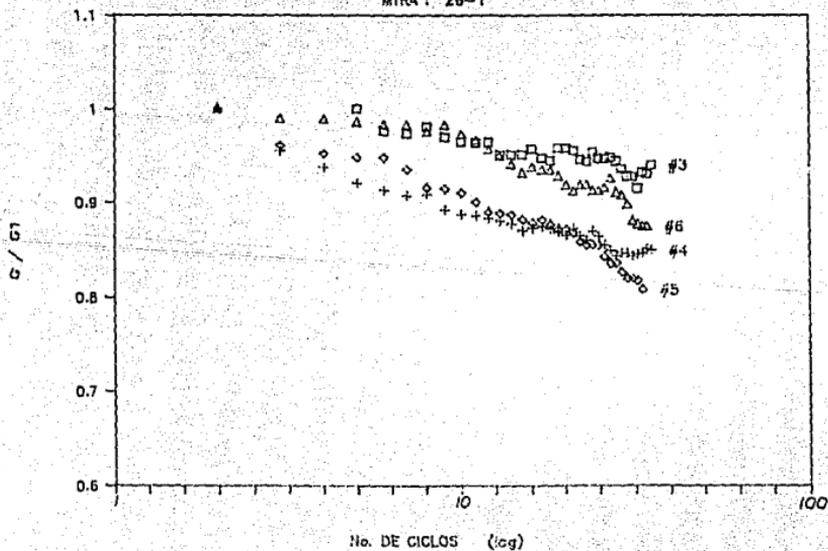


Fig. 5.5 Degradación del módulo G con el número de ciclos, sondas SCT

## SITIO : CUPJ

MTRA : 13-2

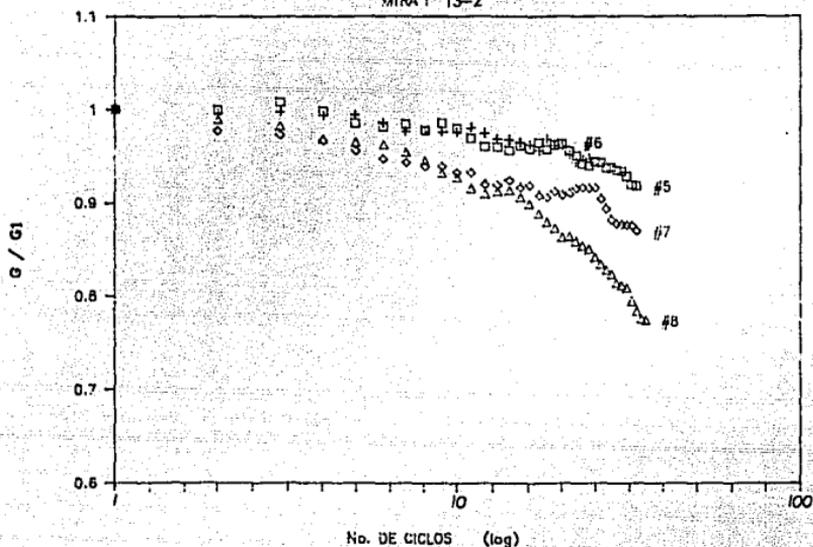


Fig. 5.6 Degradación del módulo  $G$  con el número de ciclos, sondeo CUPJ

## SITIO : RDJ

MTRA : 14-2

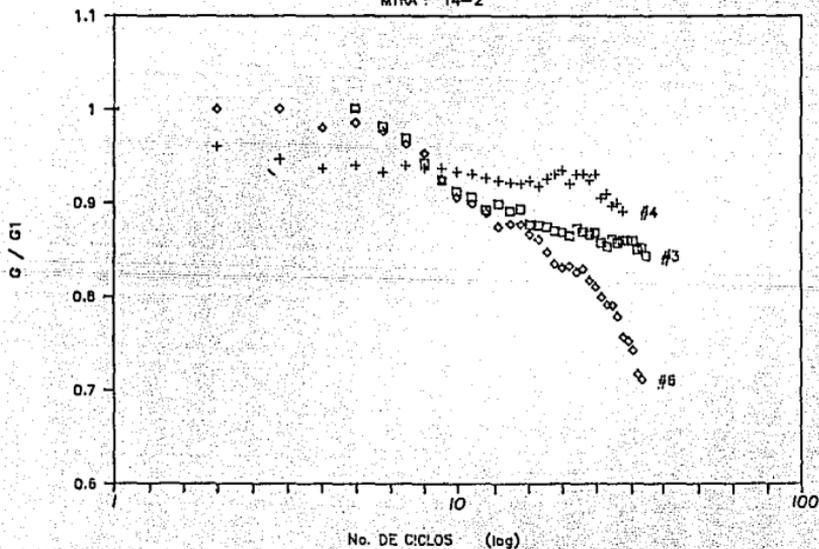
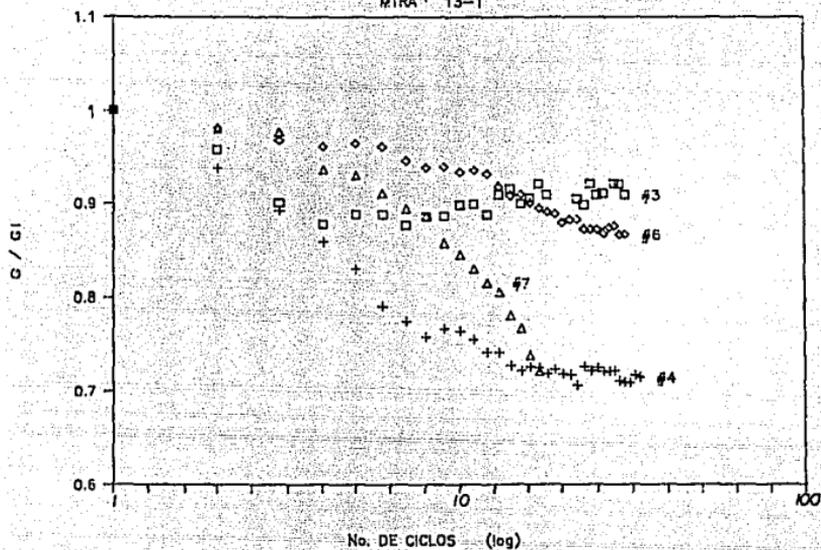


Fig. 5.7 Degradación del módulo  $G$  con el número de ciclos, sondeo RDJ

## SITIO : EUVI

MTRA : 13-1



## SITIO : EUVI

MTRA : 25-3

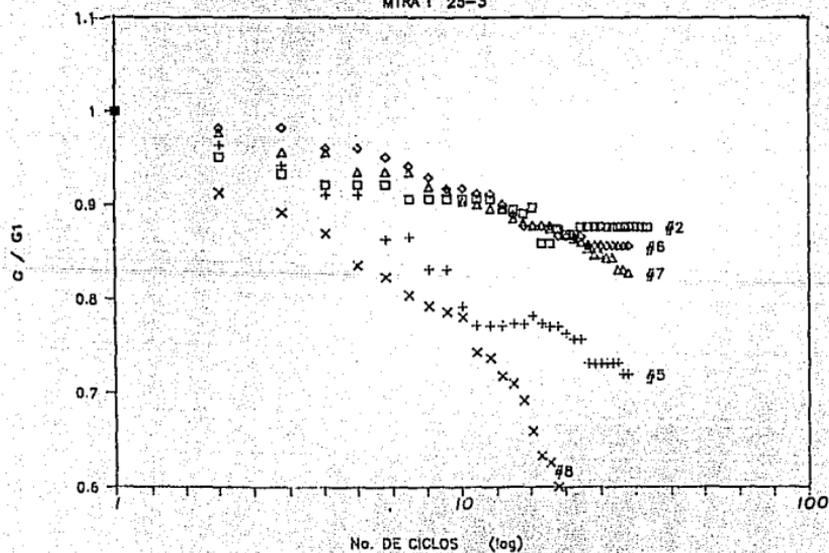
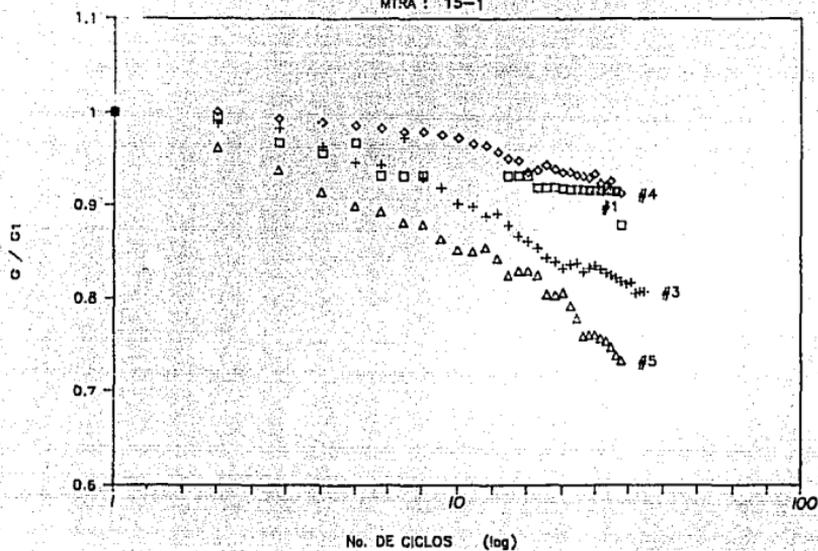


Fig. 5.8 Degradación del módulo G con el número de ciclos, sondeo EUV\*

MTRA : 15-1



SITIO : CAO

MTRA : 38-2

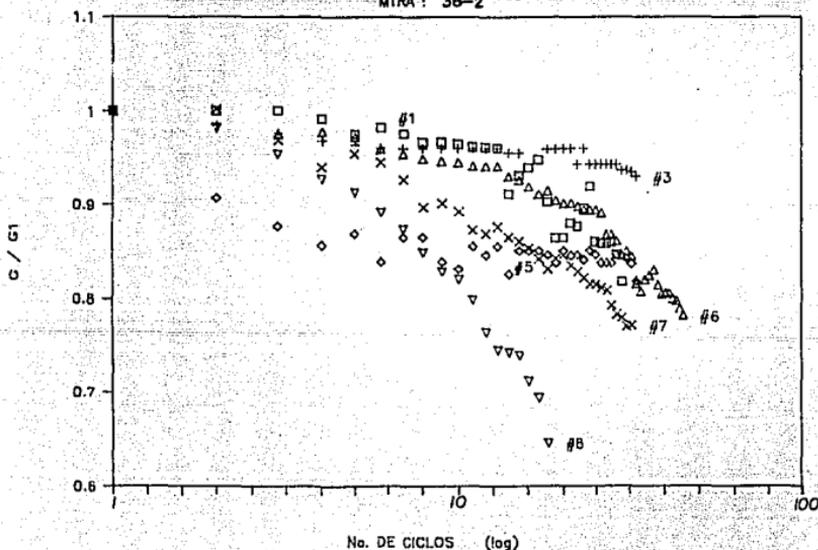


Fig. 5.9 Degradación del módulo G con el número de ciclos, sondeo CAO

# LAGO DE TEXCOCO PRECONSOLIDADO

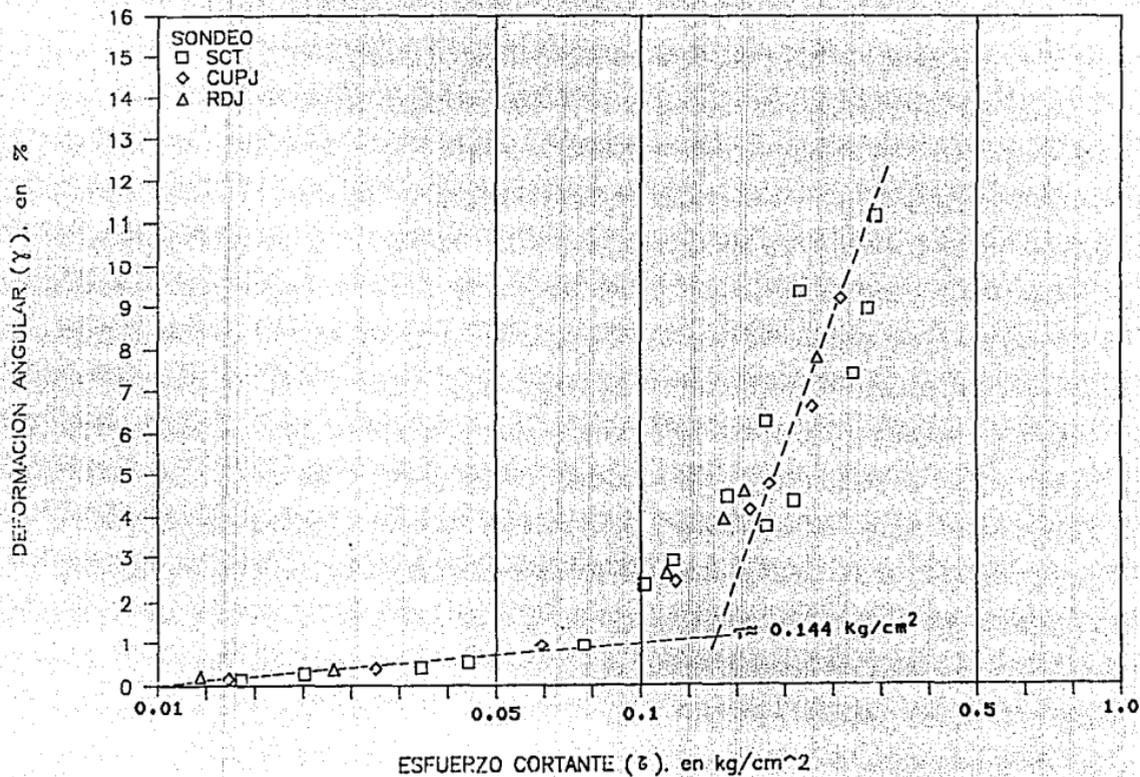


Fig. 5.10 Esfuerzo cortante crítico medio, LTP

# LAGO DE TEXCOCO VIRGEN

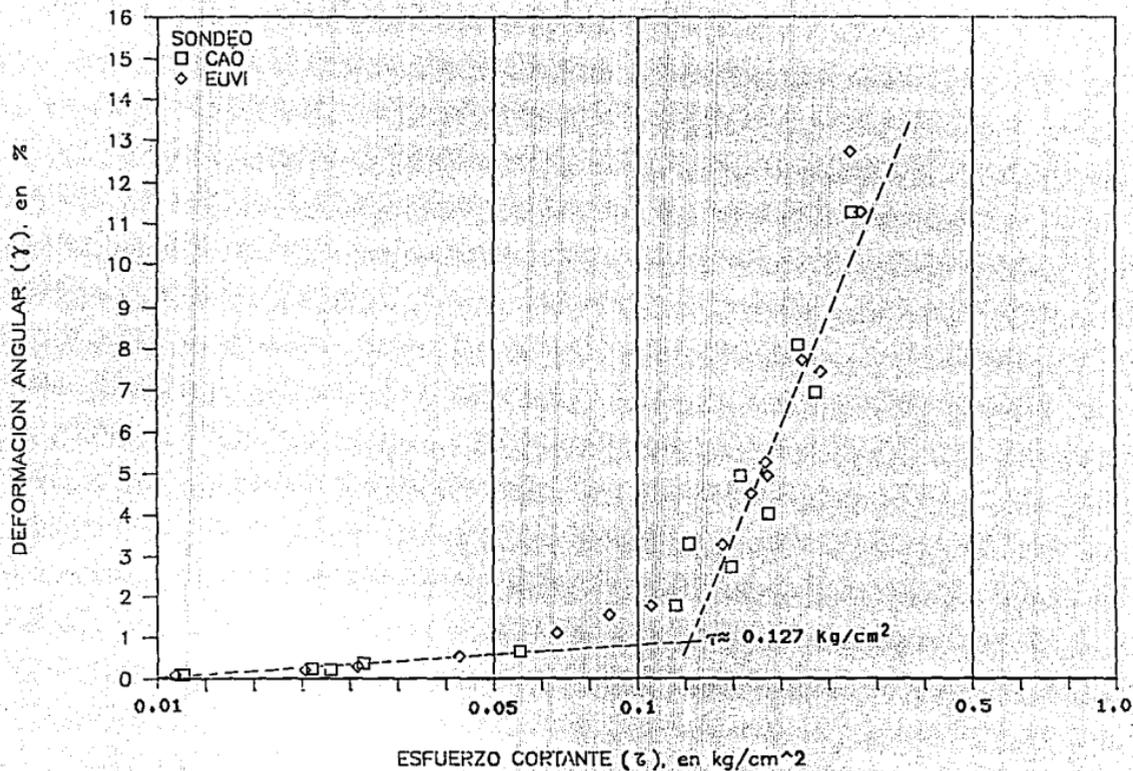


Fig. 5.11 Esfuerzo cortante critico medio, LTV

## CAPITULO VI

## 6. CONCLUSIONES

### 6.1 Aparato de corte simple

- El aparato de corte simple cíclico trabaja dentro del rango establecido, cumpliendo con los requisitos fijados al inicio de su diseño.
- Se pueden llevar a cabo ensayos de corte simple estático y dinámico, proporcionando un medio útil para el estudio de las características esfuerzo-deformación de un suelo sometido a corte simple.
- En una segunda etapa se sugiere que la instrumentación del equipo sea conectada a una computadora a través de un convertidor de señales analógico-digital y viceversa, con el que se pueden conocer las trayectorias de esfuerzo cortante vs deformación angular para determinar las curvas histeréticas y poder estimar la relación de amortiguamiento.

## 6.2 Resultados obtenidos

- El suelo gana rápidamente resistencia después de haber sido sometido a un remoldeo energético a volumen constante. Así el suelo ensayado inmediatamente después del remoldeo tiene una resistencia apreciable, entre 40 y 55% de la resistencia que alcanza cuando se le deja consolidar al 100%. De esto se infiere que la arcilla sufre una pérdida parcial de resistencia, pero no totalmente y no se presenta algo similar a la licuación.
- Existe una degradación del módulo de cortante,  $G$ , de las arcillas ensayadas en función del número de ciclos de carga y de la magnitud de esta. Se distinguen dos tendencias, una degradación entre 80 y 90% del  $G$  inicial después de 30 ciclos con esfuerzos cortantes menores de 0.144 y 0.12  $\text{kg/cm}^2$  y otra hasta del 55 y 60% del inicial para esfuerzos mayores. Nos se tiene la información suficiente para proponer modelos teóricos que describan este proceso; sin embargo, estos resultados ya pueden ser incorporados en análisis dinámicos.
- El esfuerzo cortante crítico medio con el cual se empiezan a presentar las mayores deformaciones angulares ocurre en la zona del LTP a un esfuerzo  $\tau \approx 0.144 \text{ kg/cm}^2$ , fig 5.10 y para la zona del LTV es a  $\tau \approx 0.12 \text{ kg/cm}^2$ , fig 5.11.

## REFERENCIAS

**REFERENCIAS**

Duncan, J.M. y Dunlop, P. (1969), "Behavior of soils in simple shear tests.", Proceedings of the seventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol I, México, Agosto

Hardin, O.B. y Black, F.L. (1968), "Vibration Modulus of normally consolidated clays.", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 94, No. SM2, March

Hardin, O.B. y Drnevich, P.V. (1972), "Shear modulus and damping in soils; I Measurement and parameter effects ; II Design equations and curves.", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 98, No. SM6 and SM7, June-July

Jaime, A. (1977), "Aparato de corte simple cíclico bidireccional.", publicación No. 393, Instituto de Ingeniería, UNAM, México

Jaime, A. (1978), "Comportamiento de arenas bajo carga estática y cíclica.", Tesis de Maestría, DEPFI, México, Abril

Jaime, A. (1980), "Comportamiento dinámico de los suelos.", X Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Morelia, Michoacan, Noviembre

Jaime, A. (1987), "Comportamiento dinámico de las arcillas el valle de México", Tesis Doctoral, DEPFI, UNAM, México, Diciembre

Jaime, A.; Legorreta, H. y Martín, G. (1987), "Aparato de corte simple cíclico.", publicación No. 508, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, Noviembre

Jaime, A. y Romo, M. (1987), "Degradación del módulo de corte de las arcillas del valle de México.", Reunión Nacional de Sismica, Querétaro, México

Jaime, A.; Romo, M.; Ovando, E. y Legorreta, H. (1987), "Algunos aspectos del comportamiento dinámico de la arcilla del valle de México.", Simposio interdisciplinario; Generación, Propagación y Efectos de Temblores, SMMS, publicación en trámite, México, Abril

Jaime, A. , Romo, M. P. y Ovando E. (1987), "Características del Suelo en el Sitio SCT", Informe del I de I UNAM al DDF, proy. 6504, Enero.

Jaime, A. , Romo, M. P. y Ovando E. (1987), "Características del Suelo en el Sitio CUPJ", Informe del I de I UNAM al DDF, proy. 6504, Enero.

Jaime, A. y Romo, M. P. (1987), "Características del Suelo en el Sitio Plaza Río de Janeiro", Informe del I de I UNAM al DDF, proy. 6504, Enero.

Jaime, A. , Romo, M. P. y Ovando E. (1987), "Características del Suelo en el Sitio Eugenia y Calzada de la Viga", Informe del I de I UNAM al DDF, proy. 6504, Febrero.

Jaime, A. , Romo, M. P. y Ovando E. (1987), "Características del Suelo en el Sitio Central de Abasto Oficinas", Informe del I de I UNAM al DDF, proy. 6504, Febrero.

León, J. y Jaime, A. (1972), "Una cámara triaxial para aplicaciones de cargas repetidas.", Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, México

León, J. y Rábago A. (1974), "Un aparato de columna resonante a torsión.", Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, Julio

Roscoe, K.H. (1953), "An apparatus for the application of simple shear to soil sample.", Proceeding of the third international conference of soil mechanics and foundation engineering, Vol I, Zurich

Seed, B.H. e Idriss, H.I. (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis.", Report No. EERC 70-10, College of Engineering, University of California Berkeley, December

Taylor, P.W. and Bacchus, D.R. (1969), "Dynamic cyclic strain test on a clay.", Proceedings of the seventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol I, México, Agosto

Thiers, G.R. and Seed, H.B. (1968), "Cyclic stress-strain characteristics of clay.", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, March

Woods, R.D. (1978), "Measurement of dynamic soil properties.", Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Proceeding of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, Pasadena Cal, Vol I, June

(1967), "Free vibration torsion tests to the shear modulus of elasticity of soils.",  
ings Third Panamerican Conference on Soil Mechanics  
oundation Engineering, Vol I, P III, Caracas, Venezuela

## APENDICE A

## APENDICE A. CALIBRACION DE LOS TRASDUCTORES

El transductor de fuerza que mide la carga vertical se calibró sujetándolo a la base del aparato. Por medio de un marco de carga, se aplicaron a dicho transductor pesas de magnitud conocida y se registró en el graficador la variación de la señal de salida. Posteriormente, se digitalizaron los registros obtenidos con diferentes amplificaciones y ganancias. En la fig A.1 se presentan los resultados.

El transductor de fuerza que mide la carga horizontal fue calibrado igual que el anterior, a fin de conocer su respuesta a la compresión. Para evaluar su respuesta a la tensión, se colocó el transductor en posición normal; es decir, unido a la placa deslizante. Esta, en su otro extremo, se ligó con un cable (guiado por una polea) a un portapesas, y así se obtuvieron los registros de carga de tensión vs señal de salida, en la fig A.2 se muestran los resultados.

El transductor de desplazamiento se calibró sujetando su cuerpo a una base fija y su núcleo a un tornillo micrométrico apoyado en dicha base. De esta manera, se desplazó el núcleo a varias distancias conocidas y mediante el graficador, se detectaron las señales de salida correspondientes. En la fig A.3 se presentan los resultados.

# TRASDUCTOR DE COMPRESION

GRAFICADOR HONEYWELL

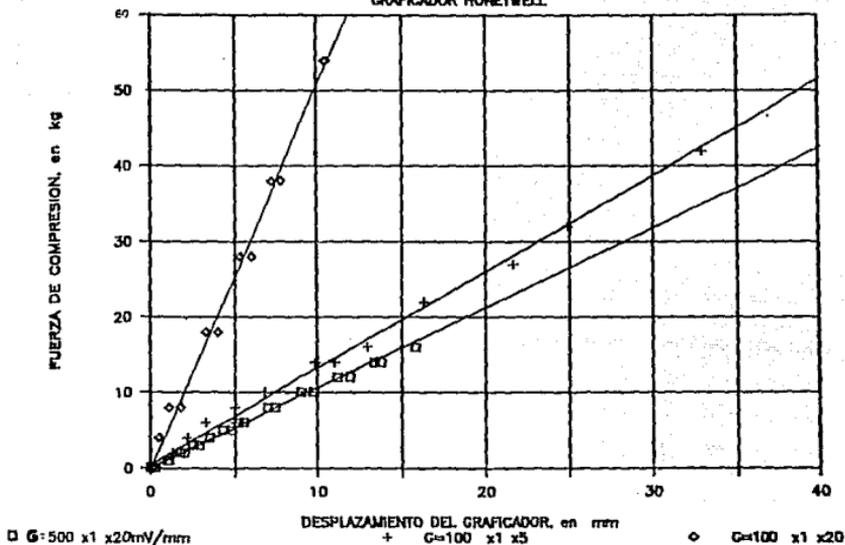


Fig. A.1 Calibración del transductor de compresión

# TRASDUCTOR DE COMPRESION-TENSION

$C_{max} = 81 \text{ kg}$   $T_{max} = 54 \text{ kg}$

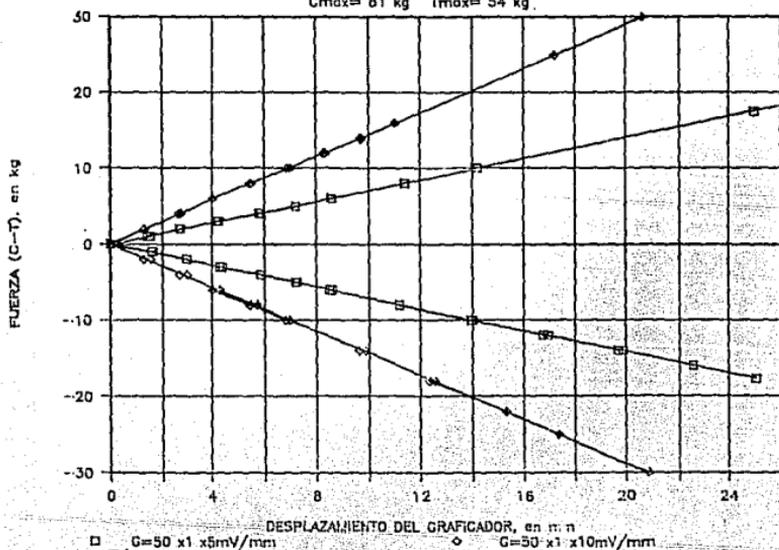


Fig. A.2 Calibración del transductor de compresión-tensión

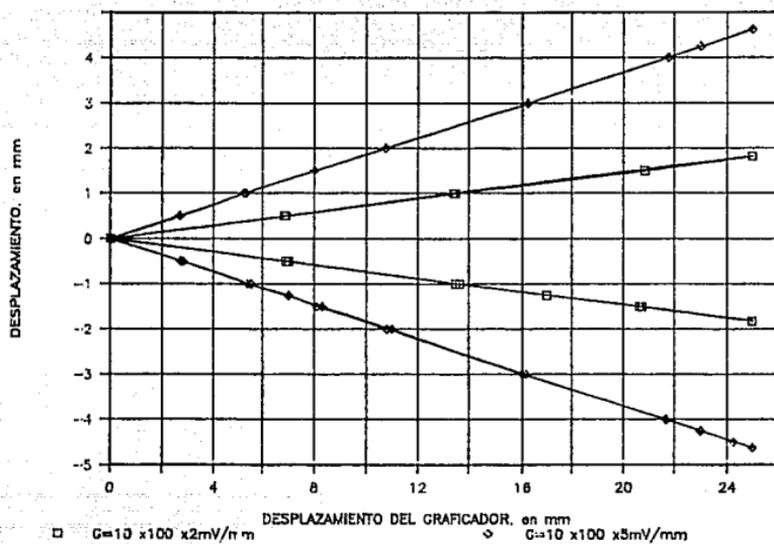


Fig. A.3 Calibración del transductor de desplazamiento (DCDT)