

26  
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

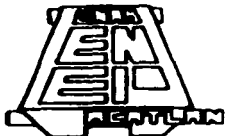
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES



"ENSAYES DE CORTE DIRECTO EN LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO CON REFERENCIA A LOS PILOTES DE FRICCION "

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A:  
OSCAR LOPEZ VELAZQUEZ

DIRECTOR DE TESIS:  
DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY



Acatlán, Edo. de Mex.

1997

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. OSCAR LOPEZ VELAZQUEZ  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.  
PRESENTE.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 21 de Junio de 1995, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis titulado "ENSAYES DE CORTE DIRECTO EN LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO CON REFERENCIA A LOS PILOTES DE FRICCION", el cual se desarrollará como sigue:

- I. INTRODUCCION
- II. PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO
- III. COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES DE FRICCION
- IV. TECNICAS EXPERIMENTALES
- V. RESULTADOS EXPERIMENTALES
- VI. INTERPRETACION DE RESULTADOS
- VII. CONCLUSIONES

Así mismo fue designado como asesor de tesis al Dr Efraim Ovando Shelley. Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de las ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.



ENEP-ACATLAN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA

ATENTAMENTE.  
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "  
Acatlan Edo. de México a 20 de Enero de 1997

  
Ing. Carlos Rosales Aguilar.  
Jefe del Programa de Ingeniería Civil

**A mis padres:**

**Irene Velázquez y Narciso López**

*Por ser las personas cuya devoción a su familia está acentuada por la ternura de su firmeza y sus consejos, y cuyo amor por la vida, rumbo de conducta y sabiduría práctica, hoy tienen para mí más significado que casi todo lo que he aprendido.*

**" Gracias "**

**A mis abuelos:**

**Castula, Gudela y Buenaventura**

*Donde quiera que estén les dedico este trabajo con mucho cariño.*

**A mis hermanos:**

**Victor Manuel y Norma Angélica**

**Compañeros de risas, juegos e ilusiones y quienes siempre me han brindado apoyo y cariño.**

**Narciso Martín, Juan Daniel y José Antonio.**

**Quienes me motivan a superarme día con día y como un estímulo para que estudien con entusiasmo.**

**A Erica:**

**Por aceptarme como soy y por permitirme compartir sueños, deseos y proyectos.**

**" Hay que ser honestos mutuamente y consigo mismo y no disimular los sentimientos"**

**A todas las personas que creyeron y creen en  
mí, familiares, amigos y conocidos**

**AGRADECIMIENTOS**

*Al Dr. Efraín Ovando S. por su invaluable ayuda y su atinada dirección para la realización de esta tesis.*

*Al Instituto de Ingeniería por todas las facilidades otorgadas para la realización de este trabajo.*

*Al Sr. Gonzalo Roque y a todas las personas que directa o indirectamente fueron partícipes de este trabajo.*

---

**ENSAYES DE CORTE DIRECTO EN LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MÉXICO  
CON REFERENCIA A LOS PILOTES DE FRICCIÓN**

**ÍNDICE**

**1.- INTRODUCCIÓN**

**1.1 ANTECEDENTES**

SISMICIDAD  
ESTRATIGRAFÍA  
ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

**1.2 OBJETIVOS**

**1.3 ALCANCES**

**FIGURAS**

**2.- PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO**

**2.1 PROPIEDADES ESTÁTICAS**

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL  
PESO VOLUMÉTRICO  
LÍMITES DE PLASTICIDAD  
DENSIDAD DE SÓLIDOS  
RELACION DE VACÍOS  
GRADO DE SATURACIÓN  
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE  
RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE  
COMPRESIBILIDAD

**2.2 PROPIEDADES DINÁMICAS**

**2.2.1 MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE**

**2.2.2 AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO**

**2.2.3 RELACIÓN DE POISSON**

**2.2.4 RESISTENCIA A LA FALLA DINÁMICA**

**2.2.5 RESPUESTA ESFUERZO - DEFORMACIÓN**

**FIGURAS**



### **3. COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE FRICCIÓN**

#### **3.1 TRANSFERENCIA DE CARGA**

##### **3.1.1 MÉTODOS ELÁSTICOS**

##### **3.1.2 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS**

##### **3.1.3 MÉTODO DE TRANSFERENCIA DE CARGA**

##### **3.1.4 EXPLICACIÓN DEL FENÓMENO DE TRANSFERENCIA DE CARGA**

##### **3.1.5 TRANSFERENCIA DE CARGA DE UN GRUPO DE PILOTES**

#### **3.2 MÉTODOS PARA CALCULAR LA FRICCIÓN LATERAL**

##### **3.2.1 MÉTODO ALFA EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES**

##### **3.2.2 MÉTODO BETA EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS**

##### **3.2.3 MÉTODO LAMBDA O MÉTODO MIXTO**

#### **3.3 EFECTOS DE CONSOLIDACIÓN REGIONAL**

##### **3.3.1 DISEÑO EN TÉRMINOS DE CAPACIDAD DE CARGA**

##### **3.3.2 DISEÑO EN TÉRMINOS DE DEFORMACIONES**

#### **3.4 EFECTOS SÍSMICOS**

#### **FIGURAS**

### **4.- TÉCNICAS EXPERIMENTALES**

#### **4.1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO**

##### **4.1.1 INSTRUMENTACIÓN Y REGISTRO DE DATOS**

#### **4.2 MATERIALES**

##### **4.2.1 MUESTRAS INALTERADAS**

##### **4.2.2 MUESTRAS RECONSTITUIDAS**

##### **PROCESO DE RECONSTITUCIÓN**

#### **4.3 DESARROLLO DE LOS ENSAYES**

##### **4.3.1 PREPARACIÓN Y MONTAJE DE LA MUESTRA**

##### **4.3.2 PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA**

##### **CONSOLIDACIÓN ETAPA DE CORTE LECTURA DE DATOS**

#### **TABLAS FIGURAS**

## 5.- RESULTADOS EXPERIMENTALES

### 5.1 RESULTADOS EXPERIMENTALES EN MUESTRAS INALTERADAS

#### 5.1.1 ENSAYES SUELO-SUELO

COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN  
EVOLUCIÓN DE LA DILATANCIA DURANTE EL CORTE

#### 5.1.2 ENSAYES SUELO-CONCRETO

COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN  
EVOLUCIÓN DE LA DILATANCIA

#### 5.1.3 ENSAYES SUELO-ACERO

COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN  
EVOLUCIÓN DE LA DILATANCIA

### 5.2 RESULTADOS EXPERIMENTALES EN MUESTRAS RECONSTITUIDAS

#### 5.2.1 ENSAYES SUELO-SUELO

CURVAS DE DILATANCIA  
COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN  
TRAYECTORIAS DE ESFUERZO

#### 5.2.2 ENSAYES SUELO-CONCRETO

CURVAS DE DILATANCIA  
COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN  
TRAYECTORIAS DE ESFUERZO

#### 5.2.3 ENSAYES SUELO-ACERO

CURVAS DE DILATANCIA  
COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN  
TRAYECTORIAS DE ESFUERZO

### TABLAS Y FIGURAS

## 6.- INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

### 6.1 ENSAYES CON SUELO NATURAL INALTERADO

INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE AGUA  
ENVOLVENTES DE ESFUERZO O LÍNEAS DE RESISTENCIA

### 6.2 ENSAYES CON MATERIAL RECONSTITUIDO

REPRESENTACIÓN DEL COMPORTAMIENTO PARA LAS MUESTRAS DE ARCILLA RECONSTITUIDA  
INFLUENCIA DE LAS TRAYECTORIAS DE ESFUERZO EN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS  
ENVOLVENTES DE ESFUERZO O LÍNEAS DE RESISTENCIA  
COEFICIENTES DE ADHERENCIA

### FIGURAS

## 7.- CONCLUSIONES

## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

## GLOSARIO

# CAPITULO 1

## INTRODUCCIÓN

La Ingeniería de cimentaciones en la zona lacustre del valle de México presenta múltiples problemas debido a la baja resistencia y a la alta compresibilidad de los estratos arcillosos, el hundimiento regional originado por el bombeo del agua y la frecuencia e intensidad de los sismos que la afectan.

En los sismos de 1985 las fallas atribuibles a las cimentaciones provocaron el colapso o daño irreparable en el 13% de los edificios afectados por el temblor; de este 13% una proporción alta se debió a fallas en cimentaciones resueltas con pilotes de fricción (Rosenblueth y Ovando, 1990). El mal comportamiento se tradujo en asentamientos totales y diferenciales excesivos en cimentaciones de tipo superficial, incluyendo zapatas, losas y cajones, y en desplomes o colapso total en construcciones pesadas o esbeltas con cimentación profunda a base de pilotes de fricción.

De esta manera, es de suma importancia conocer las propiedades y el comportamiento dinámico de los suelos y al respecto se han realizado en los últimos años una gran cantidad de estudios enfocados principalmente a evaluar los parámetros dinámicos de la arcilla de la ciudad de México. Por otro lado, los conocimientos que se tienen sobre el comportamiento de la arcilla del valle de México en contacto con otras estructuras como zapatas, cajones de cimentación, pilas y pilotes (interacción suelo-estructura) son muy erráticos y oscuros. Menos se sabe sobre el comportamiento de estas interfaces bajo condiciones

dinámicas. Este problema es especialmente relevante al analizar el comportamiento de pilotes de fricción

## 1.1 ANTECEDENTES

### Sismicidad

La República Mexicana está ubicada en una zona de alta sismicidad ya que en la costa del pacífico se generan movimientos bruscos en la corteza terrestre a lo largo de las fallas que separan las diferentes placas que la forman. La placa de Cocos, localizada frente a las costas mexicanas del Pacífico, tiende a penetrar debajo de la placa Norteamericana, fenómeno que se conoce como subducción. A lo largo de la zona de subducción se acumulan grandes cantidades de energía que al liberarse provocan muchos de los fuertes sismos que afectan a nuestro país.

Los temblores que afectan a la ciudad de México se clasifican en cuatro grupos (Rosenblueth y Ovando, 1990): los locales, que se originan en el interior del valle de México o en sus inmediaciones; los que se originan en el resto de la placa Norteamericana; los de subducción de la placa de Cocos bajo la Norteamericana; y los de la placa de Cocos subducida originados a profundidades entre 50 y 100 km.

Los temblores originados por la subducción de la placa de Cocos son los que más estragos han causado en la ciudad de México, de hecho, a este grupo pertenece el ocurrido el 19 de septiembre de 1985 el cual tuvo una magnitud de 8.1° en la escala Richter.

### Estratigrafía

De acuerdo con los resultados de 15 sondeos realizados en la ciudad de México (Marsal y Mazari, 1959) se elaboró un modelo estratigráfico típico de los depósitos de la zona lacustre el cual contiene los siguientes estratos (fig. 1.1):

**Costa superficial:** formada principalmente por rellenos artificiales y depósitos aluviales blandos.

**Formación arcillosa superior:** compuesta por arcillas volcánicas muy compresibles, intercaladas con pequeños lentes de arena y vidrio volcánico.

**Capa dura:** es un estrato heterogéneo con espesor variable y hasta un máximo de 5 m constituido por suelos arcillo o limo-arenosos compactos.

**Formación arcillosa inferior:** constituida por arcillas volcánicas más comprimidas y resistentes que la primera capa arcillosa del mismo origen, su espesor varía entre 4 y 14 m.

**Depósitos profundos:** constituidos por arena y grava con intercalación de estratos de limo y arcilla-arenosa bien cementados

### Zonificación geotécnica

La ciudad de México se ubica sobre tres zonas características dependiendo del tipo de la estratigrafía que presentan. En la fig. 1.2 se presenta un resumen actualizado de la zonificación geotécnica de la ciudad de México, basado en la zonificación inicial propuesta por Marsal y Mazari (1959):

**Zona de lago:** se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad y suele dividirse de acuerdo a la consolidación inducida en cada sitio y al espesor y propiedades de la costra superficial, en:

**Lago virgen:** comprende el oriente de la ciudad y sus suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación.

**Lago centro I:** está asociado al sector no colonial de la ciudad y ha estado sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta sub-zona representan una condición intermedia.

**Lago centro II:** esta sub-zona corresponde a la antigua traza de la ciudad donde la historia de las cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, provocando que en determinados sitios los suelos estén mas consolidados que otros.

**Zona de lomas:** está formada por las serranías que limitan al valle de México al norte y poniente de la ciudad. El subsuelo poniente de la ciudad está constituido por tobas pumíticas bien cementadas y suelos limo-arenosos compactos y el sur queda representado por derrames de roca basáltica del Pedregal de San Ángel

**Zona de transición:** esta zona se ubica entre la zona de lomas y la de lago, presenta una estratigrafía muy variable, encontrándose superficialmente depósitos arcillosos o limosos orgánicos cubriendo a una arcilla volcánica muy compresible y de espesor variable, intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, que descansan sobre grandes mantos de arena y grava. Esta zona se divide en dos sub-zonas de acuerdo a la cercanía de las lomas y del espesor de suelos relativamente blandos. Si la zona de transición está más próxima a la zona de lomas será de transición alta; y si está más cerca de la zona de lago, transición baja.

### 1.2 OBJETIVOS

El presente trabajo tiene los siguientes objetivos:

- Estudiar el comportamiento de la interface suelo-pilote a partir de pruebas de corte directo utilizando muestras de arcilla natural y reconstituida

- Determinar los parámetros de resistencia del suelo sólo y en contacto con una interface de concreto y acero (cohesión y ángulo de fricción) en el aparato de corte.
- Interpretar los resultados desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones

### **1.3 ALCANCES**

Para lograr los objetivos señalados se realizaron ensayos de laboratorio en muestras de arcilla inalterada y reconstituida, utilizando el aparato de corte simple aplicando diferentes esfuerzos de consolidación y llevando las muestras más allá de la falla.

En los capítulos 2 y 3 se da una breve descripción de las propiedades dinámicas y mecánicas de la arcilla de la ciudad de México, así como, del comportamiento de los pilotes de fricción. La descripción del aparato de corte directo, de las muestras empleadas y del desarrollo de los ensayos se presentan en el capítulo 4; y los resultados de laboratorio se indican en el capítulo 5. En el capítulo 6 se da una interpretación de los resultados obtenidos y finalmente en el capítulo 7 se presentan las conclusiones obtenidas de este trabajo.

**FIGURAS  
CAPITULO 1**

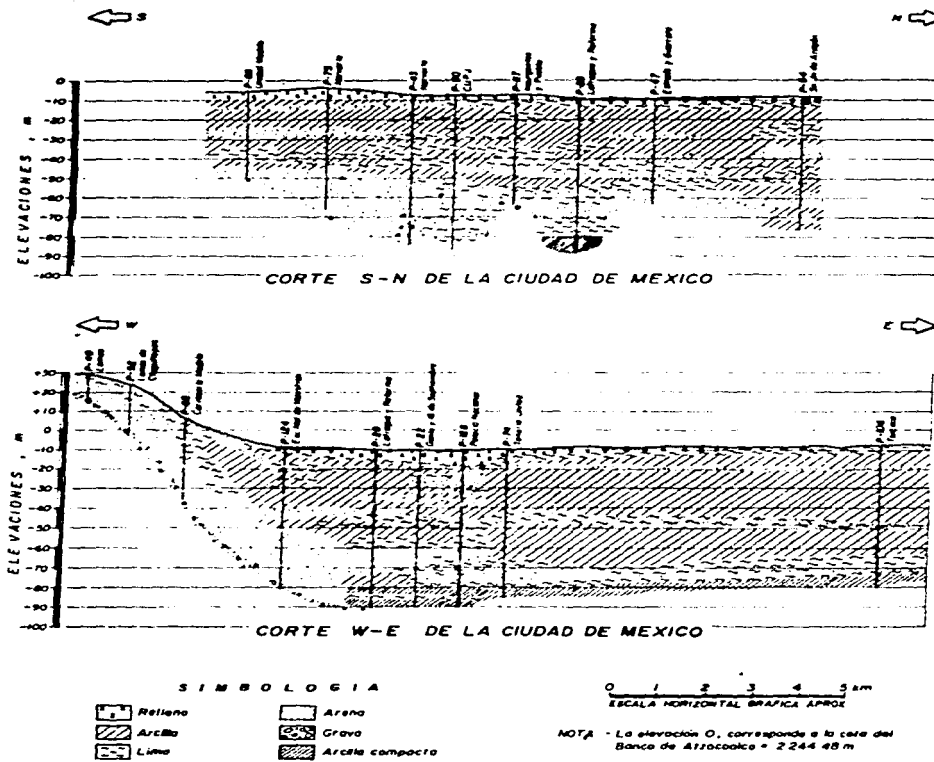


Fig 1.1 Cortes estratigráficos de la ciudad de México según Marsal, 1959



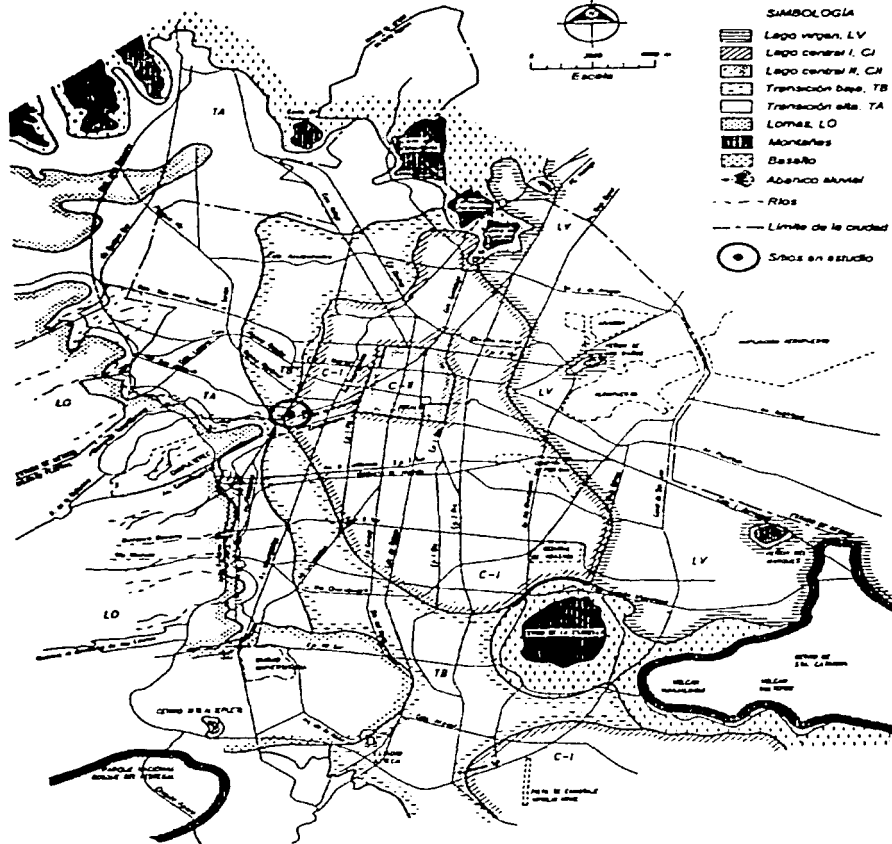


Fig 1.2 Zonificación geotécnica de la ciudad de México

## **CAPITULO 2**

### **PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

Con el fin de verificar la teoría del hundimiento de la ciudad de México que desarrolló el Dr. Nabor Camillo en 1948, Marsal y Mazari (1959) realizaron trabajos de exploración y de laboratorio que permitieron conocer la estratigrafía y las propiedades índice y mecánicas del subsuelo del valle de México. Estas últimas se han ido corroborando con los múltiples sondeos hechos para las diversas obras en la ciudad de México.

A pesar de los amplios estudios geotécnicos que se han realizado para obtener información acerca de la propiedades estáticas (índice y mecánicas) de la arcilla de la ciudad de México, éstas no deben utilizarse, sin antes efectuar un previo y cuidadoso análisis de las mismas.

#### **2.1 PROPIEDADES ESTÁTICAS**

Las propiedades estáticas de las arcillas del valle de México se explican haciendo referencia a sus propiedades índice y sus propiedades mecánicas.

### 2.1.1 PROPIEDADES ÍNDICE

Las propiedades índice de los suelos y las arcillas de valle de México no son la excepción, permiten establecer a priori y en forma cualitativa el tipo de comportamiento mecánico y dinámico que puede esperarse de cada suelo. El contenido de agua ( $w$ ), el peso volumétrico natural ( $\gamma_m$ ), los límites de plasticidad (LL y LP), la densidad de sólidos ( $S_s$ ), la relación de vacíos ( $e$ ) y el grado de saturación ( $G_i$ ), son propiedades índice que caracterizan a los suelos arcillosos.

#### Contenido de humedad natural

El contenido de agua ( $w$ ) es la relación del peso del agua entre el peso de los sólidos multiplicada por 100. El contenido de humedad tiene la ventaja de ser fácilmente determinable en el laboratorio y es una de las características más expresivas de las arcillas de la ciudad de México, por ello, como se verá más adelante, la mayoría de las otras propiedades se correlacionan con la humedad natural.

Generalmente la variación que se observa del contenido de humedad con la profundidad de las arcillas en la zona de lacustre, es de 200 a 600%, excepto donde existen materiales limo arenosos, lentes duros y la capa dura donde se tienen valores de hasta 25%. Es interesante notar que ante los altos contenidos de agua, las arcillas no tienen la consistencia de un fodo y al tacto exhiben reacción elástica y resistencia a compresión relativamente alta.

#### Peso volumétrico

El peso volumétrico de las arcillas en su estado natural ( $\gamma_m$ ) es la relación de su peso entre la unidad de volumen con su contenido natural de humedad. Debido a la gran cantidad de estudios de Mecánica de Suelos que se han hecho en el valle de México, los valores del peso específico se han caracterizado ampliamente para los diferentes estratos típicos de los perfiles estratigráficos habiéndose obtenido correlaciones estadísticas de pesos volumétricos contra contenido de agua para la zona lacustre, como la que se muestra en la fig 2.1.

#### Límites de plasticidad

Los límites de consistencia o de Atterberg son los parámetros que definen el intervalo de humedades a las cuales la arcilla tiene un comportamiento plástico; de esta manera, el contenido de agua mínimo necesario para que la arcilla se comporte plásticamente se define como límite plástico (LP), mientras que el contenido de agua máximo se denomina límite líquido (LL).

Estudios experimentales demostraron que el secado de los materiales arcillosos del valle de México influyen en los valores de los límites de consistencia (Marsal y Mazari, 1959). Cuando las muestras se secan previamente a la determinación de dichos límites, estos disminuyen rápidamente; por otro lado, si el secado se hace llegando a valores muy pequeños de humedad, los límites disminuyen apreciablemente al ser determinados añadiendo agua a las muestras.

Con el fin de presentar en forma concisa los numerosos datos que se obtuvieron de los límites de plasticidad en diferentes puntos de la ciudad Marsal y Mazari (1959) correlacionaron estadísticamente mediante gráficas los valores de contenido inicial de agua ( $w$ ) con los respectivos del límite líquido (LL) y del límite plástico (LP) (véase la fig 2.2).

### **Densidad de sólidos**

Es una propiedad que debe determinarse en todos los suelos debido a que este valor interviene en la mayor parte de los cálculos relacionados con la mecánica de suelos. Esta propiedad de los sólidos se ha determinado de modo sistemático al investigar las arcillas, pues presentan variaciones significativas no obstante que los especímenes aparentemente pertenecan a un mismo estrato. Los valores de esta propiedad están comprendidos entre 2.00 y 2.70.

En la fig 2.3 se muestra la curva de regresión de densidad de sólidos ( $S_s$ ) contra contenido natural de agua ( $w$ ) propuesta por Marsal y Mazari (1959); en esta figura se aprecia que en el intervalo  $200\% \leq w \leq 850\%$ , la densidad de sólidos permanece constante e igual a 2.40; mientras que para  $w \leq 2.00\%$   $S_s$  crece rápidamente hasta 2.58

### **Relación de vacíos**

Esta propiedad se define como el cociente del volumen de vacíos al volumen de la fase sólida de un suelo en su estado natural: En muestras de arcilla de la ciudad de México se han registrado valores de  $0.5 \leq e_i \leq 16$ , pero generalmente sus valores varían entre 4 y 10

### **Grado de saturación**

Se denomina así al cociente del volumen ocupado por el agua y del volumen de vacíos de un suelo en su condición natural multiplicado por 100 y para fines prácticos se ha calculado con la expresión:

$$G_i e_i = S_s w_i$$

donde:

$G_i$  = grado de saturación inicial

$e_i$  = relación de vacíos inicial

$S_s$  = Densidad de sólidos

$w_i$  = contenido natural de agua

Salvo los estratos ubicados por arriba del NAF, las arcillas del subsuelo tienen un grado de saturación del 100%.

## 1.2 PROPIEDADES MECÁNICAS

Debido a los múltiples problemas que se presentan en el subsuelo de la ciudad de México con respecto al comportamiento de cimentaciones, es importante conocer las propiedades mecánicas de las arcillas del valle de México tales como la resistencia a la compresión simple, la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad.

### Resistencia a la compresión simple

Los factores que más afectan la resistencia a la compresión simple son: la historia de cargas aplicada, el contenido de humedad y la profundidad. De esta manera los valores medios más altos de la resistencia a la compresión simple de la arcilla del valle de México, se encuentran en las zonas que han estado sometidas a grandes sobrecargas y afectadas por un proceso de consolidación inducido por el bombeo de los acuíferos.

La resistencia a la compresión simple del subsuelo del valle de México varía con la profundidad como a continuación se menciona: en la costra superficial se registran valores extremadamente altos, alcanzando valores de 4.3 kg/cm<sup>2</sup>; en la formación arcillosa superior se registran valores más bajos que varían de 0.20 a 1.00 kg/cm<sup>2</sup>; en la capa dura se registran nuevamente valores altos registrándose máximos de 3 y 6 kg/cm<sup>2</sup> y en la formación arcillosa inferior los valores son aproximadamente 43% mayores que para el depósito superior.

En la fig 2.4 se muestra la forma en que el contenido de agua afecta a la resistencia a la compresión simple de la arcilla de la ciudad de México en condiciones inalterada y remoldeada. Como se ve en dicha figura la resistencia al compresión en condición remoldeada resultó ser menor que la correspondiente a condiciones inalteradas. Por otro lado, de acuerdo a los sondeos de cono eléctrico realizados en la ciudad de México se ha podido correlacionar la resistencia por punta con la resistencia a la compresión simple de la arcilla, mediante la siguiente relación:

$$q_p = \frac{q_c}{16}$$

donde:

$q_c$  = resistencia a la compresión simple

$q_p$  = resistencia de punta en kg/cm<sup>2</sup>

### Resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al esfuerzo cortante dependerá del tipo de prueba que se realice ( rápida, rápida consolidada y lenta), la cual se hará atendiendo a las condiciones críticas del problema que se esta

tratando; de esta manera, es obvio suponer que en el caso de una cimentación desplantada sobre una arcilla saturada como la de la ciudad de México una prueba rápida es la que mejor representa las condiciones críticas que se presentarán en las etapas iniciales de su vida, ya que, según el proceso de consolidación inducido por el edificio provocará un aumento de la resistencia del suelo con el tiempo. Por otro lado, por ser la arcilla un material impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura será despreciable.

Los valores de la resistencia no drenada de la arcilla del valle de México se encuentran generalmente en un rango de 0.18 a 0.50 kg/cm<sup>2</sup> y al igual que la resistencia a la compresión simple, en base a los sondeos de cono eléctrico realizados en la ciudad de México se ha podido correlacionar para las arcillas blandas la resistencia de punta ( $q_c$ ) con la resistencia al corte en condiciones no drenadas ( $C_u$ ) con la siguiente relación:

$$C_u = \frac{q_c}{13}$$

### Compresibilidad

Los materiales que forman la corteza del subsuelo del valle de México se caracterizan por su extraordinaria compresibilidad, por esta razón no es sorprendente que cargas relativamente moderadas causen asentamientos totales de varios centímetros superando en algunos casos el metro. Por esta razón, para poder diseñar una cimentación en la ciudad de México, es importante determinar las propiedades que permitan predecir los hundimientos de una estructura.

Con el objeto de ilustrar las diferencias de compresibilidad entre las arcillas del valle de México y las de otros lugares Marsal y Mazari (1959) comparan las curvas de relación de vacíos vs presiones aplicadas obtenidas en pruebas de consolidación unidimensional para dos muestras de arcilla de la ciudad de México con diferentes contenidos de humedad (391 y 550%) con las obtenidas en arcillas de Boston y Chicago (fig 2.5); así mismo, en la misma figura, se muestran las diferencias del módulo de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ ) para los mismos suelos, en curvas de presiones medias aplicadas contra  $m_v$  en kg/cm<sup>2</sup>.

De la fig 2.5 se ve que las diferencias de compresibilidad entre las muestras del subsuelo de la Ciudad y los otros suelos es notable, siendo el contenido de agua  $w$  el parámetro más característico de los materiales lacustres del valle de México.

## 2.2 PROPIEDADES DINÁMICAS

A pesar de que la ciudad de México se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, existen relativamente pocos estudios sobre los diversos aspectos de las propiedades dinámicas y del comportamiento cíclico de las arcillas del área metropolitana. A partir de los sismos de 1985 las investigaciones prioritarias son las que tienen por objeto estudiar el comportamiento dinámico de los

suelos del valle de México. Los trabajos realizados por Romo y Jaime (1986), Jaime (1987); Romo *et al* (1988) y Romo *et al* (1989); se enfocaron principalmente a evaluar el módulo de rigidez  $G$ , y el amortiguamiento,  $\lambda$ , en función de la deformación angular. Para esto, utilizaron columna resonante, triaxial cíclica y corte simple cíclico. Los resultados de estas investigaciones mostraron que en general, la arcilla de la ciudad de México tiene un amplio intervalo de deformación en el que su comportamiento es cercano al elástico-lineal

El comportamiento dinámico de las arcillas del valle de México se puede describir a partir de las siguientes propiedades:

- Módulo de rigidez al corte
- Amortiguamiento histerético
- Módulo de Poisson
- Resistencia a la falla dinámica
- Respuesta esfuerzo-deformación
- Presión de poro

En una gráfica esfuerzo-deformación como se puede ver en la fig 2.6 ocurren dos tipos de deformaciones, una transitoria que varía cíclicamente con la carga, y la otra permanente que se acumula durante la aplicación de los esfuerzos cíclicos. La deformación cíclica o transitoria es la que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo y la deformación permanente se usa para estimar los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causadas por la acción de los sismos.

### **2.2.1 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE**

El valor del módulo de rigidez al ( $G$ ) corte depende fuertemente de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida. Al aumentar la deformación disminuye la rigidez de la arcilla. Por otro lado, el módulo de rigidez de la arcilla también depende del tipo de consolidación y del esfuerzo octaédrico de consolidación (véase la fig 2.7).

Estudios experimentales han demostrado que existe un valor crítico de la deformación angular a partir de la cual la degradación del módulo de rigidez se acelera de manera notable; en las arcillas de la ciudad de México, esta deformación crítica varía entre 0.01% y 0.5% de la altura del espécimen dependiendo del índice de plasticidad, IP, del suelo (Romo *et al*, 1989); al aumentar este la deformación crítica aumenta. El hecho de que la degradación del módulo de rigidez aumente a deformaciones más altas al crecer el IP, indica que el intervalo de comportamiento lineal de la arcilla aumente con su plasticidad.

La presión de poro afecta al módulo de rigidez del suelo de manera inversa. Los suelos arcillosos saturados generalmente desarrollan presiones de poro cuando son sometidos a cargas cíclicas. Si las deformaciones cíclicas inducidas exceden un valor crítico, la presión de poro se incrementa hasta

alcanzar valores tales que reducen la rigidez inicial del suelo. En casos extremos, la presión de poro puede igualar al esfuerzo efectivo causando una pérdida de resistencia. Por otra parte, si las deformaciones cíclicas inducidas no exceden la deformación crítica el efecto de la duración de la carga dinámica (número de ciclos) es de poca importancia.

El tipo de consolidación también influye en la degradación del módulo de rigidez, de tal modo que, las arcillas consolidadas anisotrópicamente son más susceptibles a degradarse por la acción de la carga cíclica (Romo *et al.*, 1989).

### **2.2.2 AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO**

Cuando un suelo se somete a cargas dinámicas, su respuesta esfuerzo deformación se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis, que son una manifestación de la capacidad que el suelo tiene para disipar energía. Por otro lado, debido a la rigidez del suelo, este almacena energía potencial en cada ciclo de carga. La relación entre la energía disipada y la energía almacenada se denomina amortiguamiento histerético.

Resultados experimentales muestran que la capacidad de los suelos para disipar energía depende primordialmente de la magnitud de la deformación inducida. Al incrementarse ésta, el amortiguamiento aumenta como se indica en la fig 2.8. Esta figura muestra los resultados de dos ensayos triaxiales cíclicos de la arcilla de la ciudad de México para dos tipos de consolidación en la que se puede ver, que el tipo de consolidación parece tener un efecto sobre el amortiguamiento para deformaciones angulares mayores del 0.9%.

Resultados de estudios experimentales revelan que la magnitud del esfuerzo de consolidación no influye en el amortiguamiento; por otro lado, muestran que el índice de plasticidad influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía (Romo *et al.*, 1989).

### **2.2.3 RELACIÓN DE POISSON**

La relación de Poisson es otro de los parámetros necesarios para definir las propiedades dinámicas de un suelo. Generalmente no se justifica intentar una determinación muy precisa, la cual además es muy compleja. Sin embargo se ha observado que en los suelos cohesivos esta relación varía entre 0.4 y 0.45 y para la condición de carga sin drenaje a volumen constante, se aproxima a 0.5, como se puede deducir teóricamente



## 2.2.4 RESISTENCIA A LA FALLA DINÁMICA

En pruebas de laboratorio realizadas a la arcilla de la ciudad de México muestran que la resistencia a la falla dinámica es sensiblemente mayor que la correspondiente en condiciones estáticas (Romo *et al.*, 1989). Los resultados indican que independientemente de la trayectoria de consolidación seguida y la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación, la resistencia a la falla dinámica no drenada,  $C_{ud}$ , varía entre 1.2 y 1.4 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas,  $C_u$ .

Los resultados de las investigaciones realizadas por Romo *et al.* (1989) muestran que la resistencia a la falla dinámica en condiciones no drenadas,  $C_{ud}$ , se puede estimar a partir de ensayos triaxiales estáticos mediante la siguiente expresión:

$$C_{ud} = \frac{a(3 - M_e)}{3 - aM_e} C_u$$

donde:

$C_{ud}$  = resistencia a la falla dinámica no drenada.

$C_u$  = resistencia no drenada en condiciones estáticas.

$M_e$  = pendiente de la envolvente de falla estática en términos de esfuerzos totales.

$a$  = factor que puede tomar valores entre 1.20 y 1.30

## 2.2.5 RESPUESTA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Como ya se mencionó, cuando un espécimen de suelo se somete a carga cíclica se deforma de manera transitoria (deformación cíclica) y, además, después de varias aplicaciones de carga acumula deformación (deformación permanente). Para un material dado, la primera depende de la magnitud del esfuerzo cíclico y la segunda es función de éste y del número de veces que se aplica el esfuerzo cíclico.

La deformación acumulada después de cada ciclo de carga se puede determinar midiendo el desplazamiento del ciclo de histéresis en cuestión con respecto al ciclo anterior. Los resultados de una prueba triaxial cíclica sobre una muestra de arcilla la cual fue sometida a 50 ciclos de esfuerzos dinámicos de diferente amplitud, revelaron que:

- Las deformaciones permanentes son importantes cuando se rebasa un esfuerzo total (esfuerzo cíclico  $\sigma_c$ , más el esfuerzo estático o sostenido,  $\sigma_e$ ) es 1.2 veces mayor que  $2 C_u$ .

- El comportamiento esfuerzo-deformación permanente sigue un patrón que se puede ajustar a una hipérbola del tipo:

$$\sigma = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_s}{2C_u} = \frac{\epsilon_p}{a + b\epsilon_p}$$

donde:

$\sigma_{cy}$  = esfuerzo cíclico inducido

$\sigma_s$  = esfuerzo estático o sostenido

$C_u$  = resistencia al corte no drenada obtenida en pruebas triaxiales

$\epsilon_p$  = deformación permanente

$a$  y  $b$  = son parámetros del suelo que dependen del tipo de consolidación aplicada. Los valores típicos para la arcilla plástica (IP>250%) de la ciudad de México son:  $a = 0.000317 / 2C_u$  y  $b = 0.724 / C_u$  para consolidación isotrópica y  $a = 0.00031 / 2C_u$  y  $b = 1.195 / 2C_u$  para una consolidación anisotrópica.

Para poder estimar las deformaciones permanentes inducidas por un sismo la ecuación anterior se puede escribir de la siguiente forma:

$$\epsilon_p = \frac{a\sigma}{1 - b\sigma}$$

De esta manera, conociendo la resistencia no drenada del suelo a partir de ensayos triaxiales; bastará con evaluar los esfuerzos dinámicos a partir de un análisis sísmico y calcular el estado de esfuerzos impuesto por la cimentación sobre el suelo (esfuerzos sostenidos) para poder estimar las deformaciones producidas por un sismo

## 2.2.6 PRESIÓN DE PORO DINÁMICA

Al someter una muestra de arcilla a carga dinámica (en condiciones a volumen constante) se generan distorsiones elásticas en la estructura del suelo que causan presiones de poro transitorias, que desde el punto de vista del diseño de obras civiles carecen de importancia. Cuando el esfuerzo total (cíclico más sostenido) excede un valor crítico, también se originan distorsiones que generan presiones de poro permanentes, las cuales se acumulan con la aplicación continua de los esfuerzos cíclicos.

La presión de poro permanente depende del índice de plasticidad de la arcilla y del nivel de las deformaciones angulares inducidas. A menor índice de plasticidad se acumula mayor presión de poro, para igual esfuerzo total (cíclico más sostenido). A mayores distorsiones inducidas más alta será la presión de poro.

Resultados de estudios experimentales revelaron que para las arcillas plásticas de la ciudad de México la presión de poro acumulada varía con el esfuerzo total (cíclico más sostenido) y con el tipo de consolidación (Romo *et al.*, 1989).

**FIGURAS  
CAPITULO 2**

DEPOSITOS LACUSTRES DE LA CIUDAD DE MEXICO Y TERCOCO

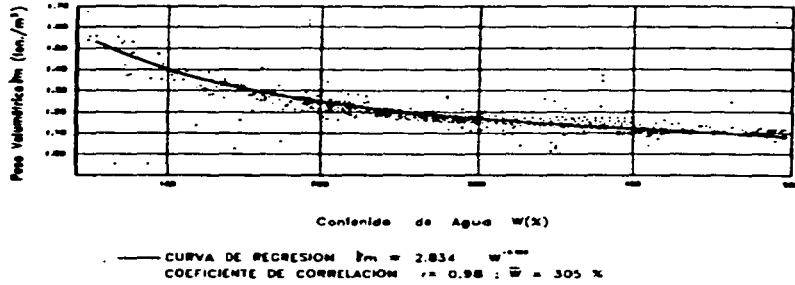


Fig 2.1 Curva de regresión del peso volúmetrico en función del contenido natural de agua para las arcillas del valle de México.

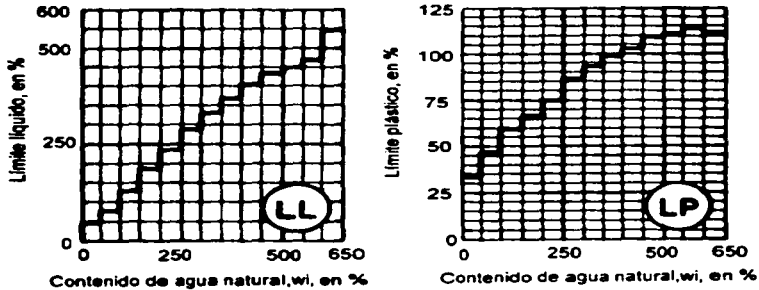


Fig 2.2 Curvas de regresión estadística del límite líquido y límite de plasticidad en función del contenido natural de humedad.

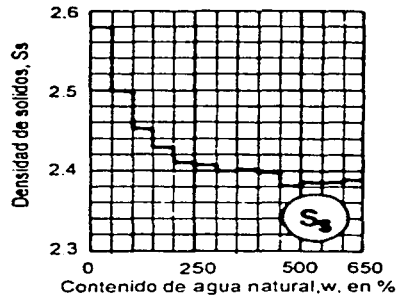


fig 2.3 Curva de regresión estadística de la densidad de sólidos en función del contenido de agua.

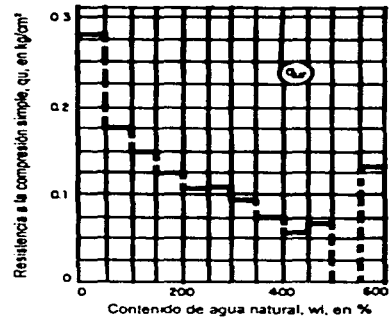
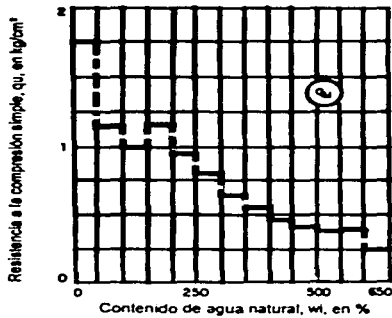


fig 2.4 Curvas de regresión estadística de las resistencias natural ( $q_u$ ) y remoldeada ( $q_r$ ) en función del contenido de humedad natural.

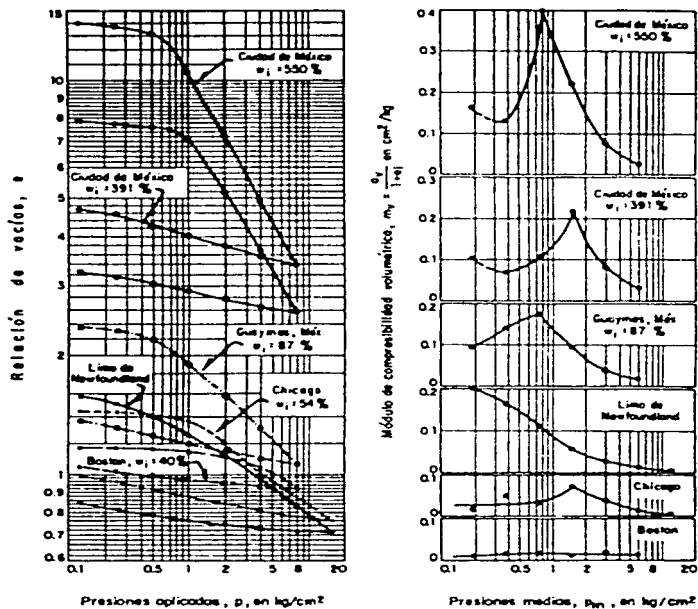


Fig 2.5 Comparación de la compresibilidad de las arcillas del valle de México con las de otros sitios

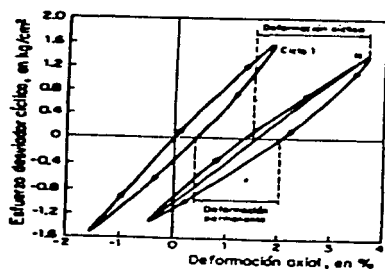


fig 2.6 Componentes de deformación en carga dinámica.

fig 2.7 Efecto del tipo de consolidación y esfuerzo octahédrico en el módulo de rigidez

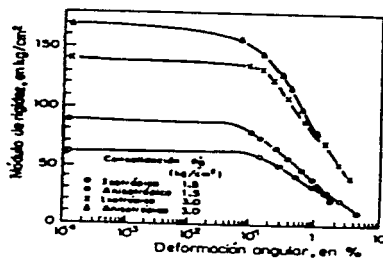
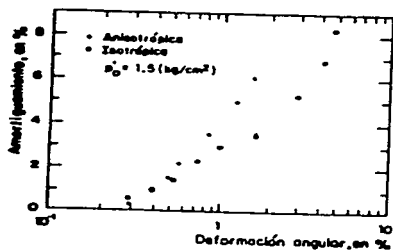


fig 2.8 Efecto del tipo de consolidación en el amortiguamiento histerético.



## **CAPITULO 3**

### **COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE FRICCIÓN**

#### **3.1 TRANSFERENCIA DE CARGA**

La función de los pilotes de fricción es la de transferir la carga al suelo principalmente a través de su superficie lateral y su punta no se apoya en los estratos resistentes subyacentes. En la ciudad de México generalmente se utilizan en combinación con cimentaciones superficiales o cimentaciones parcialmente compensadas.

La forma en que el pilote transfiere la carga al suelo es un fenómeno muy complejo debido a la interacción que se presenta entre dos materiales de distinta naturaleza. Resulta difícil evaluar la magnitud de las cargas transferidas al suelo a través del área lateral de un pilote debido a los problemas que se presentan al obtener los parámetros de resistencia del suelo, pues en el contacto con el pilote, las propiedades de los suelos se ven alteradas por el hincado de éste y tales variaciones son difíciles de predecir. Debido a esto, se han desarrollado diversos métodos y enfoques para determinar la magnitud de los incrementos de esfuerzo; estos se pueden dividir en tres grupos:

- Métodos elásticos
- Métodos de elementos finitos
- Métodos de transferencia de carga



### 3.1.1 MÉTODOS ELÁSTICOS

Los métodos elásticos sirven para calcular los asentamientos del suelo y del pilote (Reséndiz, León, Auvinet y Mendoza) y siguen la solución de Mindlin (1933), considerando al suelo como un medio homogéneo, elástico e isótropo, definido por los parámetros  $E$  y  $\nu$ ; suele desarrollarse en forma matricial y resolverse con programas de computadora.

### 3.1.2 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Estos métodos cuantifican los asentamientos del pilote debidos a la deformación axial del mismo, el ocurrido por la carga transferida al suelo a lo largo del fuste del pilote y el aportado por la carga transmitida a la punta (Ellison et al, 1971; Cooke - Price, 1973; Ottaviani, 1975)

### 3.1.3 MÉTODO DE TRANSFERENCIA DE CARGA

Estos métodos describen la manera en que el pilote transfiere la carga al suelo con la profundidad y consisten esencialmente en dividir al pilote en  $n$  elementos considerados como columnas cortas compresibles. Si se conocen las cargas axiales en cada uno de estos segmentos, se podrán calcular las fuerzas de fricción en cada elemento.

Una manera de visualizar este método, consiste en instalar celdas de carga a diferentes profundidades a lo largo del eje del pilote. Cuando se realiza la pruebas de carga del pilote, se obtendrán cargas axiales a diferentes profundidades; si esos valores se grafican contra la profundidad, se obtiene una curva  $Q(z)$  que proporcionará la carga axial que esta actuando sobre el pilote a diferentes profundidades; véase la fig 3.1.

De la fig 3.1 se ve que a la profundidad  $z = D$ , la curva indica la carga por punta,  $Q_p$ , mientras que la carga transferida al subsuelo a la profundidad  $z$  será:

$$Q_f = Q_0 - Q(z),$$

donde:

$Q_f$  = Carga transferida al suelo

$Q_0$  = Carga total aplicada sobre el pilote

$Q(z)$  = Carga soportada por el pilote a la profundidad  $z$

la cual representa la carga por fricción lateral.

La pendiente de la curva  $Q(z)$  en cualquier punto, dividido entre el perímetro del pilote proporcionará una medida de la carga transferida (por fricción lateral) del pilote al suelo en dicho punto, de esta manera:

$$f_{(z)} = \frac{1}{P} \frac{dQ}{dz}$$

La curva  $Q(z)$  permite encontrar las componentes de la deformación total  $\delta$ : la deformación elástica del pilote  $\delta_p$  y la deformación del suelo  $\delta_s$ . También, permite calcular la deformación del pilote a cualquier profundidad; es decir:

$$\delta_p(z) = \frac{1}{AE} \int_0^z Q(z) dz$$

donde:

$\delta_p(z)$  = deformación elástica del pilote a la profundidad  $z$   
 $A$  = área de la sección transversal  
 $E$  = módulo de elasticidad del pilote  
 $Q(z)$  = carga que actúa sobre el pilote a la profundidad  $z$

La deformación del suelo debajo de la punta será:

$$\delta_s = \delta_r - \delta_p$$

En pruebas de carga sobre pilotes aislados instrumentados, hincados en arcillas, realizadas por Seed y Reese (1957) en la Bahía de San Francisco, EUA y por Reséndiz, en la ciudad de México, se encontró lo siguiente:

- Las curvas obtenidas al graficar la carga axial que actúa sobre el pilote contra la profundidad, muestran una distribución parabólica con una tendencia hacia la distribución uniforme en la parte de abajo (véase las figs 3.2 y 3.3). Debido a la ecuación  $Q_r = Q_0 - Q(z)$ , se puede ver que la carga transferida al suelo en la parte superior es mínima, mientras que en la zona cercana a la punta del pilote, se presentó la mayor transferencia de carga.

- La magnitud de la carga transferida, será igual al esfuerzo cortante que se desarrolle en el suelo como producto de la deformación relativa entre el pilote y el suelo.

- El efecto de alteración en la resistencia del suelo provocado por el hincado del pilote, disminuye con el tiempo a medida que se consolida el suelo adyacente al pilote, generándose un incremento en la resistencia del suelo; y con esto un incremento en la capacidad de carga.
- La fricción última desarrollada por los pilotes (aproximadamente después de un mes del hincado) es aproximadamente igual a la resistencia no drenada del suelo.
- La carga máxima que el pilote puede transferir al suelo no será mayor a la resistencia al esfuerzo cortante del mismo.

### 3.1.4 EXPLICACIÓN DEL FENÓMENO DE TRANSFERENCIA DE CARGA

Para comprender mejor el mecanismo de transferencia de carga conviene hacer referencia al modelo mecánico propuesto por Reese (1976) en donde el pilote se sustituye por un resorte y el suelo por un sistema formado de un resorte y un bloque de fricción como se muestra en la fig 3.4.

Si el pilote fuera completamente rígido, todos los puntos del mismo tendrían el mismo desplazamiento. Sin embargo, el asentamiento que se observa en la cabeza del pilote es mayor al que se presenta en la punta, en una cantidad igual a la compresión elástica del pilote. Este movimiento induce deformaciones que ocasionan el desarrollo de esfuerzos cortantes en la masa del suelo circundante al pilote. Estos esfuerzos varían con la profundidad ya que la deformación disminuye con la misma.

La magnitud de la carga transferida, que como se sabe depende del movimiento del pilote y de la profundidad, será igual al esfuerzo cortante que se desarrolla en el suelo como producto de la deformación que se presenta entre el pilote y el suelo. En la fig 3.4 se observa que el valor del esfuerzo cortante se incrementa con la profundidad y por lo tanto, también aumenta la carga transferida al suelo pero la deformación axial del pilote disminuye. De esta manera la carga transferida en la parte superior es mínima, de tal manera que no se iguala a la resistencia máxima del suelo; mientras que en la zona cercana a la punta del pilote, se presenta la mayor transferencia de carga al suelo.

### 3.1.5 TRANSFERENCIA DE CARGA DE UN GRUPO DE PILOTES

A la fecha, aún se ignora la manera en que un grupo de pilotes transfiere la carga al suelo, sin embargo esto se ha resuelto a través de los métodos empíricos (Terzaghi, 1948, Skempton 1953, Meyerhof, 1960). Estos métodos simplifican notablemente el problema suponen que el grupo de pilotes trabaja como una gran pila que transmite la carga neta a través de un plano paralelo a la base del conjunto. La principal diferencia entre los diferentes métodos está en la profundidad de dicho plano y el

criterio para el cálculo de la distribución de esfuerzos en el subsuelo. Asimismo, hay diferencia en la elección del estrato compresible.

El criterio de Terzaghi supone que la carga soportada por el grupo de pilotes está aplicada en el tercio inferior de la longitud de estos, con una distribución lineal inclinada  $30^\circ$  con la vertical; así, a cierta profundidad, el esfuerzo es igual a la carga soportada por el grupo dividido por el área de la sección transversal de la pirámide formada a ese nivel (fig 3.5). En otros métodos la distribución de esfuerzos se calcula con Boussinesq, a partir del mismo plano, o bien del que corresponda a la punta de los pilotes; otros consideran la carga aplicada en la parte superior de los pilotes y una distribución lineal con pendiente 1:2 ó 1:4.

### 3.2 MÉTODOS PARA CALCULAR LA FRICCIÓN LATERAL

Como ya se dijo, los pilotes de fricción transfieren las carga al suelo principalmente a través de su superficie lateral y se emplean cuando el estrato superior blando es de gran espesor, lo que hace antieconómico usar pilotes de punta.

Cuando se hincan un pilote, se ocasionan cambios en los esfuerzos iniciales y en las propiedades de resistencia y deformabilidad de la masa de suelo cercana al pilote, por lo tanto, las características del suelo que influyen en el comportamiento de una cimentación piloteada serán diferentes a las originales. Lo anterior queda de manifiesto cuando se hincan los pilotes en arcilla saturada como la del valle de México, el suelo cerca del pilote es desplazado y remoldeado hasta una distancia de aproximadamente un diámetro del pilote; Zeevaert (1974) ha encontrado que el remoldeo completo del material tiene lugar a una distancia de 0.4 del radio del pilote a partir de su fuste y las alteraciones continúan a menor grado hasta cerca de un diámetro de distancia. Debido a las alteraciones inducidas por el hincado, la resistencia del suelo cercano al fuste se ve reducida a un 60% de la original (Zeevaert, 1974). Sin embargo, después del hincado la arcilla adyacente sufre una reconsolidación y posteriormente presenta una resistencia al corte que usualmente es, incluso, mayor que la obtenida en especímenes inalterados muestreados antes del hincado. Seed y Reese (1957) reportaron un incremento del 60%.

Una manera general de evaluar la capacidad de carga última de un pilote de fricción es mediante la siguiente expresión:

$$Q_u = fA,$$

donde:

$Q_u$  = capacidad de carga última

$f$  = fricción generada a lo largo del fuste del pilote

$A$  = Área lateral en el fuste del pilote

Para estimar la fricción que se genera en el fuste del pilote existen diferentes métodos y en lo que sigue se describirán los más usuales. Todos los métodos consideran que la transferencia de carga se lleva a cabo en forma uniforme en una longitud dada a lo largo del pilote.

### 3.2.1 MÉTODO ALFA EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

Es el método convencional para el cálculo de fricción lateral en los pilotes y hace uso de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de la arcilla. En suelos suaves semejantes a los de la ciudad de México, la experiencia ha mostrado que una buena estimación de la fricción lateral  $f$ , es:

$$f = \alpha C_u$$

donde:

$C_u$  = resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas.  
 $\alpha$  = coeficiente de adherencia

El coeficiente empírico  $\alpha$  relaciona la adherencia promedio que se presenta a lo largo del fuste con la resistencia al esfuerzo cortante,  $C_u$ . Dicho coeficiente depende de las características del suelo y del pilote, tales como la naturaleza y resistencia de la arcilla, dimensiones y método de instalación del pilote, tiempo transcurrido desde el hincado, etc. El valor de  $\alpha$  varía dentro de un amplio intervalo y decrece conforme a la resistencia de la arcilla se incrementa. Para arcillas blandas el valor máximo es de 1.25, mientras que en las duras es de 0.3 el mínimo. En la ciudad de México el coeficiente  $\alpha$  ha sido considerado por los diseñadores igual a la unidad; sin embargo en resultados experimentales se ha demostrado que en la arcilla de la ciudad de México se puede tomar un valor de  $\alpha$  igual a 1.2 (Enriquez y Rosenblueth, 1959; Reséndiz, 1969).

### 3.2.2 MÉTODO BETA EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

Como ya se mencionó, durante la instalación de un pilote, el suelo adyacente sufre remoldeo, generándose incremento en la presión de poro. Sin embargo, al cargar el pilote la presión de exceso se disipa, presentándose la reconsolidación del suelo y por lo tanto un incremento en su resistencia. Dicho incremento ocurre dentro del primer mes después del hincado (Terzaghi y Peck, 1967) pero este tiempo puede variar dependiendo de la naturaleza del suelo. Por lo tanto, la resistencia debida a la fricción lateral estará en función del valor de los esfuerzos efectivos, ya que estos aumentan conforme el suelo se reconsolida alrededor del pilote. Por ello es necesario conocer los parámetros de resistencia del suelo en condiciones drenadas.

Muchos autores aplican la ecuación de Coulomb en esfuerzos efectivos para expresar la condición de falta en la interface suelo-pilote:

$$f = \sigma'_h \tan \delta + c'$$

Donde:

$\sigma'_h$  = Esfuerzo vertical efectivo horizontal que actúa sobre el pilote

$\delta$  = Ángulo efectivo de fricción entre la arcilla y el pilote

$c'$  = Cohesión efectiva

Si consideramos  $c' = 0$  por efectos de remoldeo

$$f = \sigma'_h \tan \delta$$

Por otro lado aceptando que el esfuerzo horizontal es proporcional al esfuerzo vertical efectivo:

$$\sigma'_h = K \sigma'_v$$

y considerando que la falla se presenta en el suelo remoldeado cerca del fuste (Burland, 1973)

$$\delta = \phi_r$$

donde  $\phi_r$  es el ángulo de fricción interna del suelo en condición remoldeada. Entonces:

$$f = K \sigma'_v \tan \phi_r$$

o

$$f = \beta \sigma'_v$$

donde:

$$\beta = K \tan \phi_r$$

Aquí se puede ver que  $\beta$  se define a través de los parámetros efectivos  $K$  y  $\phi_r$ . La magnitud del coeficiente  $K$  depende del tipo de suelo, de la historia de cargas a las que se ha visto sometido y el método utilizado para instalar el pilote. Algunos autores (Zeevaert, 1959; Dawson, 1970; Kerisel, 1976) consideran que  $K$  podría ser igual al coeficiente de presión de tierras en reposo,  $K_0$ . Por esto es usual utilizar la fórmula de Jaky (1944) para estimar este parámetro:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$$

Considerando valores usuales de  $\phi$  para las arcillas es de  $20^\circ < \phi < 30^\circ$ , llegamos a que  $\beta$  puede variar de:

$$0.25 < \beta < 0.4$$

Burland y Auvinet recomiendan que el valor del factor de fricción lateral,  $\beta$ , para pilotes hincados en arcillas blandas y medianas sea tomado como 0.3. Meyerhof (1976) sugiere dicho valor cuando la longitud del pilote embebido no exceda de 15 m (50 pies) y a partir de esa profundidad el factor  $\beta$ , se reducirá como se indica en la fig 3.6.

Por otro lado Zeevaert (1973) consideró que para el hincado de pilotes en suelos suaves, se desarrollan condiciones límite cerca del eje del pilote. Entonces, las consideraciones geométricas basadas en el círculo de Mohr pero la falla en condiciones drenadas conducen a:

$$K_o = \frac{1 - \text{sen } 2\phi_r}{1 + \text{sen } 2\phi_r}$$

### 3.2.3 MÉTODO LAMBDA O MÉTODO MIXTO

El método Lambda fue propuesto por Vijayvergiya y Focht en 1972 a partir del análisis de una serie de pruebas de carga realizadas en pilotes metálicos. Es un método mixto y global, desarrollado para pilotes largos y aplicado a arcillas normalmente consolidadas. La fricción lateral promedio a lo largo del pilote esta relacionada con la resistencia al esfuerzo vertical efectivo medio entre la superficie y la punta del pilote:

$$f = \lambda(\sigma'_v + 2Cu)$$

El factor  $\lambda$  esta relacionado con la longitud del pilote y ha sido obtenido como dato experimental in situ. Fox (1972) corrige los valores de  $\lambda$  propuestos originalmente por Vijayvergiya y Focht para arcillas normalmente consolidadas y pilotes cortos (fig 3.7)

Por otro lado, de la fig 3.7 notamos que: si consideramos para las arcillas normalmente consolidadas un valor medio de la relación de esfuerzo cortante no drenado con el esfuerzo vertical efectivo de 0.25 ( $Cu / \sigma'_v = 0.25$ ) y si tomamos un pilote de 15 m (50 pies) de largo, el valor de  $\lambda$  será de 0.2 según la gráfica de dicha figura y por consiguiente la fricción lateral será:

$$f = 0.3\sigma'_v$$

Esta última expresión será similar al del método Beta.

### 3.3 EFECTOS DE CONSOLIDACIÓN REGIONAL

En las áreas afectadas por asentamiento regional causado por la consolidación del subsuelo, los pilotes de fricción se ven sometidos a una carga compleja. Esto ha mostrado (Reséndiz y Auvinet, 1973 y Hanell, 1981) que mientras la fricción superficial se desarrolla en la parte baja del pilote, la fricción negativa puede desarrollarse en la parte alta. Un nivel neutral es definido donde no ocurren desplazamientos relativos entre el suelo y pilote.

A continuación se mencionarán dos criterios de diseño para pilotes de fricción sometidos a consolidación regional, propuestos por Auvinet y Mendoza (1987) y más adelante se describirá cada uno de ellos:

- Diseño en términos de capacidad de carga
- Diseño en términos de deformaciones

### 3.3.1 DISEÑO EN TÉRMINOS DE CAPACIDAD DE CARGA

En este tipo de diseño, el número y las dimensiones de los pilotes deben ser tales que sean capaces de soportar la carga de la estructura bajo condiciones estáticas así como dinámicas con un factor de seguridad mayor que 1.5 (véase la fig 3.8). La posición del punto neutro puede determinarse por aproximaciones sucesivas hasta lograr que se cumpla la ecuación de equilibrio siguiente (Reséndiz y Auvinet, 1973):

$$W + F_n = F_p + C_p + U$$

Donde:

$W$  = peso de la construcción.

$F_n$  = fricción negativa en la parte superior de los pilotes, sobre el nivel neutro.

$F_p$  = fricción positiva en la parte inferior de los pilotes, abajo del nivel neutro

$C_p$  = capacidad de carga por punta de los pilotes

$U$  = subpresión sobre la estructura (en caso de que la haya)

Cuando el nivel neutro se encuentra en una posición baja (debido a un número grande de pilotes o a la presencia de un estrato resistente), la fricción negativa desarrollada induce una compresión significativa en el pilote. Por otro lado, es posible que la parte superior del pilote tienda a emerger a largo plazo debido a la consolidación entre el nivel neutro y la superficie circundante del terreno.

En este tipo de diseño se acepta que, la capacidad de carga de los pilotes es estimada tomando en cuenta el comportamiento del grupo. Cuando la densidad de pilotes es alta y la fricción del suelo esta dispuesta sobre el perímetro del grupo de pilotes, la capacidad de carga base será menor que la suma de la fricción sobre los pilotes individuales (Reséndiz y Zonona, 1969)

### 3.3.2 DISEÑO EN TÉRMINOS DE DEFORMACIONES

En esta caso, la cantidad y dimensiones de los pilotes son tales que su capacidad de carga es más pequeña que el peso del edificio, aún cuando sólo se desarrolle fricción positiva se desarrolle en toda su longitud; esto implica que la losa de cimentación necesariamente transmite al suelo parte de su peso (fig 3.7). Bajo estas condiciones, los pilotes se usan como un suplemento al sistema del cajón de cimentación, a fin de disminuir los asentamientos de la estructura. De este enfoque de diseño resulta la cimentación mixta propuesta por Zeevaert (1957). La ecuación de equilibrio es:



$$W = QL + F_p + C_p + U$$

donde:

$QL$  = presión de contacto efectiva entre el suelo y la placa

Este método de diseño representa una solución económica ya que los pilotes trabajan a su capacidad límite, restringiendo así el desarrollo de la fricción negativa y tomando ventaja del efecto de compensación.

Una de las causas principales del comportamiento inadecuado de los edificios cimentados con pilotes de fricción en la ciudad de México durante los sismos de 1989, está relacionado con el abuso, mediante altas presiones de contacto, de este enfoque de diseño. Debido a esto, el reglamento de construcciones del D.F. a través de sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-87) establece que, la capacidad de carga del sistema de cimentación será igual al mayor de los dos valores siguientes:

- a) Capacidad de carga de la losa de cimentación, sin considerar el aporte de los pilotes.
- b) Capacidad de carga de los pilotes, sin considerar el aporte de la losa, que será igual a la suma de la capacidad de carga por punta del pilote más el menor valor de:
  - Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
  - Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilote.
  - Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación

### 3.4 EFECTOS SÍSMICOS

Durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, algunos edificios en la ciudad de México cimentados sobre pilotes de fricción (con alguna compensación, losa o cajón) sufrieron daños por asentamientos y en más de un caso se presentó colapso por volteamiento de la estructura. Los sismos inducen en las estructuras momentos de volteo alternantes, los cuales a su vez generan fuerzas cíclicas en los pilotes. En la mayoría de los casos los pilotes se ven sometidos a cargas cíclicas que hacen oscilar las solicitaciones sobre ellos (principalmente la carga axial si se trata de edificios esbeltos). Así dichas solicitaciones varían alrededor de la carga estática en cada ciclo de vibración de la estructura.

Esta variación de la carga en los pilotes produce esfuerzos cíclicos en el suelo que circunda el fuste, lo cual puede provocar una degradación del material, en particular asentamientos y reducción de la adherencia suelo-pilote.

Ante la escasa información en la literatura técnica sobre el comportamiento dinámico de cimentaciones con pilotes de fricción y con la intención de aclarar algunas incertidumbre Alberto Jaime, Romo y Reséndiz (1988) realizaron una serie de pruebas de carga en pilotes hincados en una zona de las más dañadas por los sismos de 1985; se efectuaron pruebas cíclicas y estáticas de compresión y extracción. Las pruebas de carga cíclica revelaron que ocurre una ligera pérdida en la capacidad de carga y se presentan grandes desplazamientos cuando la carga que actúa sobre los pilotes se incrementa entre 1.15 y 1.3 veces la carga última del pilote. Es decir, después de la aplicación de cargas dinámicas, los pilotes de fricción siguen soportando un 80 a un 85% de la carga que soportarían si no hubiesen sido perturbadas dinámicamente y existen grandes desplazamientos.

Con base en estos resultados Mendoza (1988), propone involucrar un factor de corrección  $F_c$  en la capacidad de carga última por fricción, debido a la eventual degradación en la adherencia suelo-pilote, dicho factor se puede calcular con las expresiones:

$$F_c = \frac{1.2 - 0.4(P_s + P_d)}{Q_u} \quad \text{para} \quad \frac{P_s + P_d}{Q_u} > 0.5$$

y

$$F_c = 1 \quad \text{para} \quad \frac{P_s + P_d}{Q_u} \leq 0.5$$

donde:

$P_s$  = carga estática sostenida por el pilote

$P_d$  = carga sísmica sobre un pilote, debido a un momento de volteo

$Q_u$  = capacidad de carga última de un pilote

$F_c$  = factor de corrección

**FIGURAS  
CAPITULO 3**

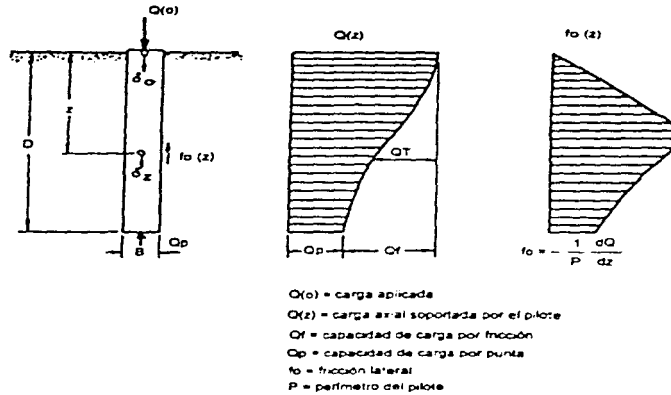


Fig 3.1 Transferencia de carga de un pilote (Vesic, 1970)

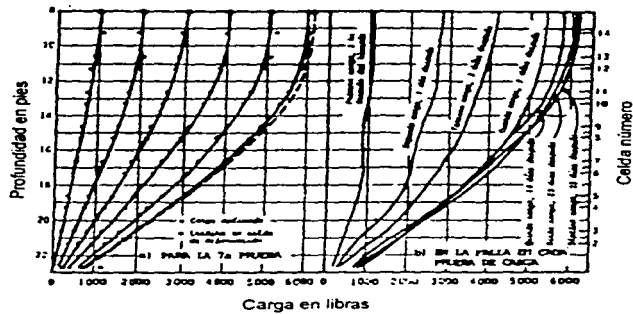


Fig 3.2 Distribución de carga en un pilote Instrumentado (Seed y Reese, 1957)

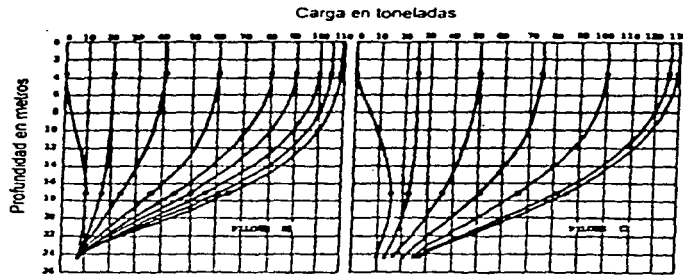


Fig 3.3 Distribución de carga en un pilote instrumentado (Roséndiz, 1964)

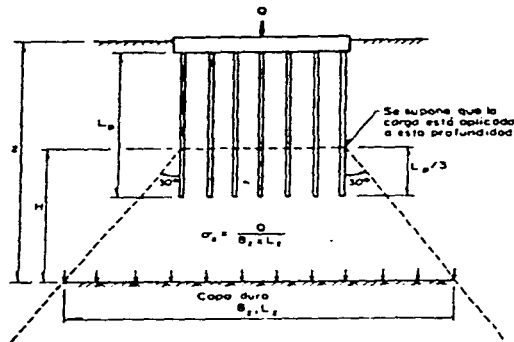


Fig 3.5 Distribución de esfuerzos bajo un grupo de pilotes de fricción en arcilla (Terzaghi, 1948)

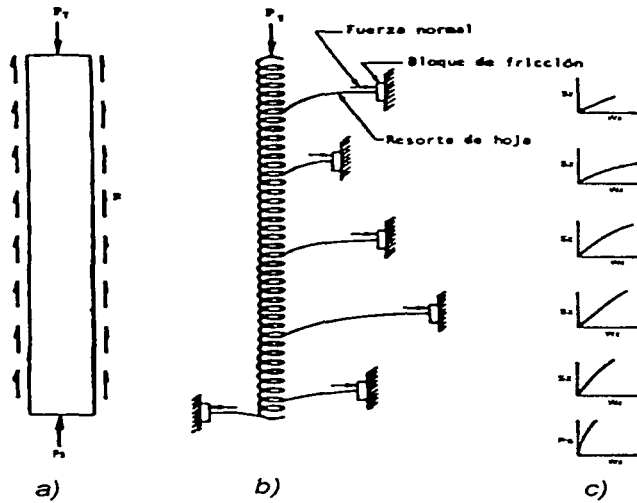


Fig 3.4 Modelo mecánico de un pilote sometido a carga axial, (Reese, 1976)

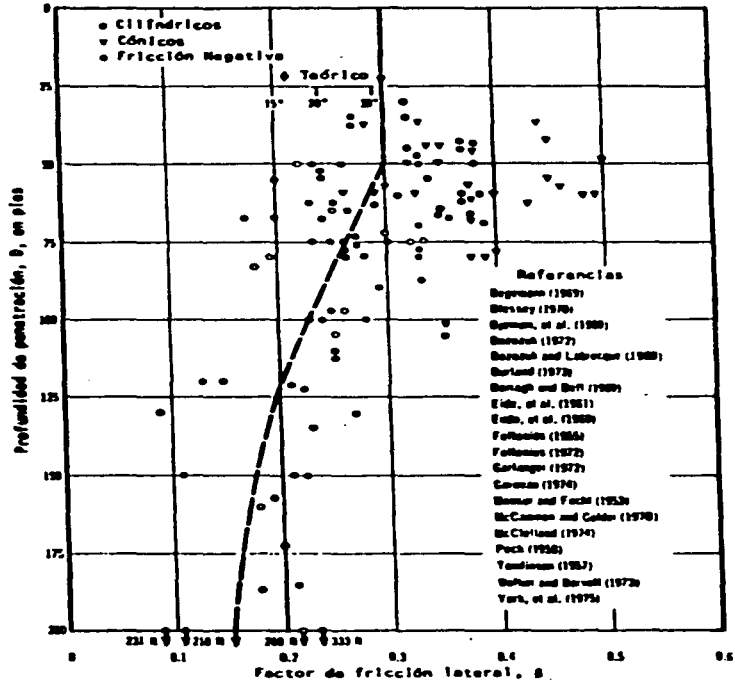
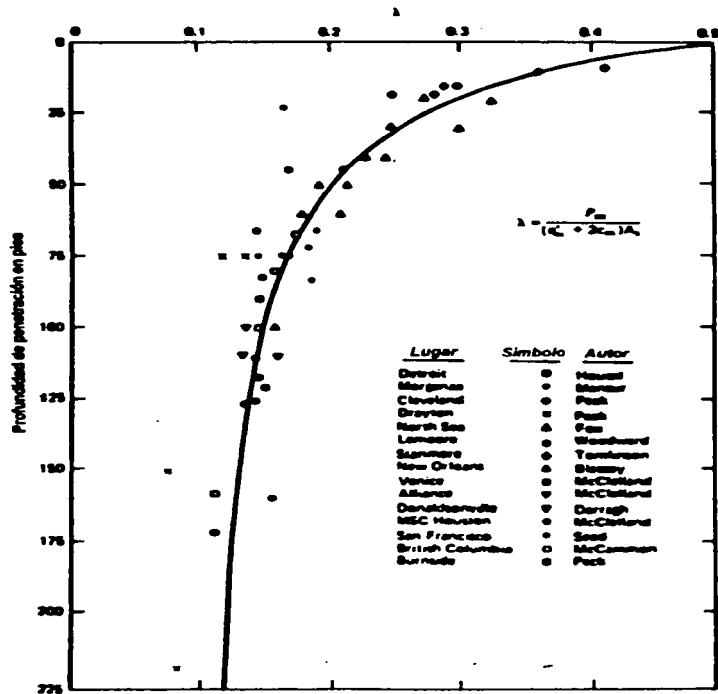


Fig 3.6 Factor de fricción lateral  $\beta$ , de pilotes hincados en arcillas blandas, (Meyerhof, 1976)



**Fig 3.7** Coeficiente de fricción lateral  $\lambda$  contra la longitud embebida del pilote (Vijayvergiya y Focht, 1972)



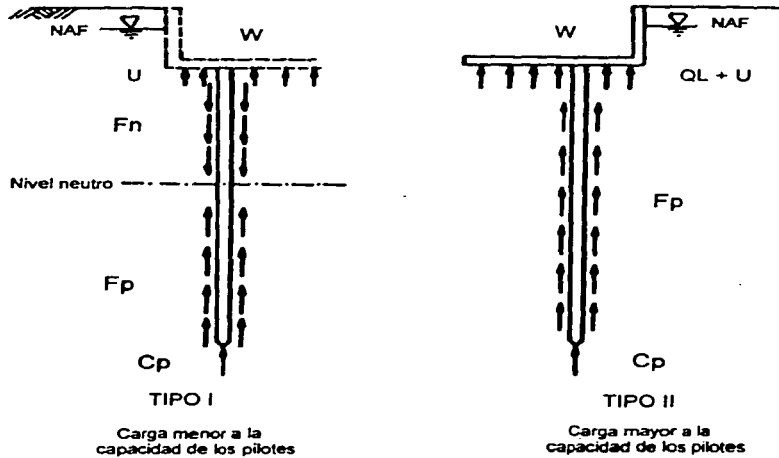


Fig 3.8 Enfoques de diseño para pilotes de fricción en un estrato en proceso de consolidación regional

## CAPITULO 4

### TÉCNICAS EXPERIMENTALES

#### 4.1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

El equipo empleado para realizar los ensayos es un aparato de corte simple, el cual se modificó para realizar pruebas de corte directo y pruebas de interface. El diseño original del aparato se basa en el aparato de corte simple desarrollado originalmente en el Swedish Geotechnical Institute y más adelante por el Norwegian Geotechnical Institute. En la versión original del aparato, la muestra, que puede estar cubierta por una membrana flexible, se coloca en una cámara de tal modo que se permita la aplicación de una presión isotrópica de confinamiento. Las figs 4.1 y 4.2 muestran la representación esquemática del dispositivo en su forma original.

El aparato tiene dos pistones neumáticos para aplicar un esfuerzo cortante horizontal y una carga vertical normal. La carga vertical se controla manualmente mediante un regulador de presión. El pistón horizontal está conectado a un sistema de control con un circuito cerrado a través del cual se aplica el esfuerzo cortante monotónico o cíclico sobre el espécimen. Consecuentemente, el aparato funciona únicamente como un dispositivo de carga controlada. Para estudiar el comportamiento del suelo y del suelo en interface con otros materiales, el aparato de corte directo y los ensayos de deformación controlada son los que mejor se adaptan a estos propósitos pues dichos ensayos proporcionan una

descripción clara de las características esfuerzo-deformación de los materiales, especialmente después de que se alcanza el esfuerzo cortante máximo.

De acuerdo con los propósitos de esta investigación, se modificó el aparato a fin de cumplir con los siguientes requisitos:

- Que el equipo sea capaz de realizar pruebas de corte directo y pruebas de interface en las que el espécimen esté confinado por una frontera lateral rígida.
- Que el sistema sea capaz de proporcionar cargas laterales a una velocidad de deformación constante y que permita invertir la dirección del esfuerzo cortante.
- Que el sistema sea capaz de realizar pruebas manteniendo constante el esfuerzo vertical normal y que también pueda realizar pruebas en la que la altura de la muestra después de la consolidación se mantenga constante durante el corte.

Para poder realizar pruebas de corte directo y de interface, se eliminó la cámara para aplicar la presión isotrópica y en su lugar se pusieron dos anillos de bronce para confinar a los especímenes (véase la fig. 4.3). Dichos anillos tienen una altura de 27.5 mm para el superior y de 37.5 mm para el inferior, ambos con un diámetro interior de 71.3 mm. El anillo inferior se fija a la base del aparato y el superior a la cabeza móvil mediante tornillos opresores, para actuar como un anillo flotante durante la etapa de corte. Durante la consolidación se coloca entre los anillos una lámina delgada de cobre partida en dos, de la misma sección transversal de los anillos y con un espesor de 0.25 mm. Los dos anillos confinantes y la lámina intermedia se acoplan mediante pernos, los cuales permiten mantener a los anillos sin movimiento relativo durante la consolidación. Los pernos y la lámina de cobre intermedia se retiran cuando la muestra se somete a esfuerzos cortantes. La función de la lámina es dejar un pequeño espacio para evitar la fricción entre los anillos durante el movimiento relativo que se produce al aplicar el esfuerzo cortante.

Para realizar las pruebas a esfuerzo normal constante, se requiere que la fuerza normal suministrada por el pistón vertical, disminuya de manera proporcional al área reducida provocada por el corte. La relación a la cual la carga vertical debe disminuir se rige por una función cuadrática del desplazamiento horizontal de la forma siguiente (Cuanalo, 1993):

$$A_c = A_i - \delta_s \sqrt{(\pi r)^2 - \delta_s^2}$$

donde:

$A_c$  = área corregida en  $\text{cm}^2$

$A_i$  = área inicial del espécimen, en  $\text{cm}^2$

$\delta_h$  = desplazamiento horizontal en cm  
 $r$  = radio inicial del espécimen

Para proporcionar un esfuerzo normal constante, es necesario que el desplazamiento horizontal aumente a intervalos de tiempo constante. Para lograr esto, el pistón para aplicar el esfuerzo horizontal se reemplazó por un motor de velocidad constante el cual se conecta a una celda de carga localizada en la tapa superior del dispositivo mediante un cople roscado. El motor proporciona una velocidad constante que varía de entre 0.005 y 0.25 mm/min. Por prueba y error se analizaron algunas trayectorias de esfuerzo con el equipo descrito anteriormente; sin embargo, no se alcanzaron las trayectorias requeridas y por ello las pruebas se efectuaron bajo el régimen de fuerza normal constante (CF) en arcilla natural inalterada y reduciendo la carga vertical para el suelo reconstituido.

Para realizar las pruebas a volumen constante, se diseñó un sistema neumático de control análogo, usando un dispositivo para modificar automáticamente la presión del pistón de la carga vertical. El sistema se conecta a una válvula eléctrica, la cual regula la presión del pistón. La válvula aumenta o disminuye esta presión dependiendo de la magnitud de la señal de voltaje suministrada por un transductor. Este transductor se coloca debajo de la base del aparato y mide el desplazamiento relativo del pistón vertical. Si se produce un pequeño desplazamiento, el voltaje cambia y abre o cierra la válvula que regula la presión en el pistón. La sensibilidad del sistema, permite operar efectivamente manteniendo constante la altura de la muestra con una tolerancia del orden de +/- 0.01 mm (equivalente casi al +/- 0.02% de la deformación axial). Este grado de precisión se verificó desde el inicio de la investigación proporcionando buenos resultados, como se discutirá mas adelante.

En la fig 4.4 se muestra un diagrama general del aparato de corte directo modificado.

#### 4.1.1 INSTRUMENTACIÓN Y REGISTRO DE DATOS

El equipo de corte directo cuenta con transductores eléctricos que miden la carga horizontal, la carga vertical y los desplazamientos. Las celdas de carga o transductores de fuerza operan bajo cargas de tensión y de compresión. La celda de carga para medir la fuerzas horizontales tienen las siguientes especificaciones:

Marca..... Interface  
Modelo..... 500/94159  
Capacidad..... +/- 1.1 kN (115 kg)  
Excitación..... 5 volts

Las especificaciones para el transductor que mide las cargas verticales son:

Marca..... interface  
Modelo..... 1210/0B  
Capacidad..... +/- 4.4 kN (454 kg)  
Excitación..... 5 volts

Por otro lado, se requirieron de tres transductores de desplazamiento para operar el sistema. Uno de ellos se usa para generar la señal de error en pruebas a volumen constante y los dos restantes miden los desplazamientos horizontales y verticales. El transductor que mide los desplazamientos horizontales tiene las siguientes especificaciones:

Marca..... Trans-tec  
Modelo..... 352-000  
Desplazamiento..... 38 mm  
Excitación..... 10 volts

Los dos transductores restantes se colocan en la parte inferior del aparato y miden los desplazamientos verticales, teniendo casi las mismas especificaciones que el anterior, con la única diferencia de que en estos se restringe el desplazamiento a 25.4 mm. El sistema también cuenta con un transductor de presión conectado en su base para medir la presión de poro, pero este no se utilizó. Con el fin de obtener lecturas directas de los desplazamientos (horizontal y vertical) se instalaron dos micrómetros.

Las señales de los transductores (cargas y desplazamientos horizontales y verticales) se registran de manera continua en papel milimétrico mediante un dispositivo de plumas calientes. Los valores de cargas y desplazamientos se obtuvieron de manera manual interpolando los registros continuos obtenidos para cada prueba. Los micrómetros y una consola electrónica digital formada por diferentes volímetros, son un medio auxiliar para verificar las lecturas durante el curso de cada ensaye.

## **4.2 MATERIALES**

Los ensayos de corte directo se realizaron en muestras de arcilla natural inalterada de la ciudad de México extraídas con tubos muestreadores de pared delgada tipo shelby así como en muestras reconstituidas de lodo, usando arcilla reconstituida.

La experiencia en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, ha mostrado que el comportamiento esfuerzo-deformación en muestras reconstituidas de la arcilla de la ciudad de México, observado en consolidómetros y pruebas triaxiales (estáticas y cíclicas) es muy similar cuantitativa y cualitativamente al de muestras naturales, teniendo aproximadamente las mismas propiedades índice. Consecuentemente, se decidió llevar a cabo un programa experimental usando muestras reconstituidas de arcilla de la ciudad de México, ya que estas se consideran como un modelo físico de un suelo natural.

#### **4.2.1 MUESTRAS INALTERADAS**

Las muestras de arcilla inalterada se extrajeron de dos sitios representativos de la zona de lago de la ciudad de México, las cuales fueron proporcionadas por una empresa consultora. El Instituto de Ingeniería de la UNAM y la empresa mencionada estudiaron a detalle las características y las propiedades del suelo en esos lugares. Ambos sitios (el IMSS y el Águila) se encuentran sobre la Av. Paseo de la Reforma y están localizados cerca de los límites entre la zona de lago y la zona de transición hacia el oriente de la ciudad (fig 4.5). A continuación se describirá brevemente las características geotécnicas de cada lugar.

##### ***Características geotécnicas del sitio El Águila.***

La exploración geotécnica incluyó pruebas de cono eléctrico así como 28 sondeos para la obtención de muestras inalteradas; se instaló una estación con piezómetros abiertos. Se realizaron pruebas triaxiales y de consolidación. Los resultados de las pruebas de campo y de laboratorio así como el conocimiento detallado de la estratigrafía proporciona un sistema de referencia adecuado para poder interpretar las pruebas de corte directo de esta investigación.

La estratigrafía del sitio se muestra en la fig 4.6, la cual se elaboró a partir de los resultados de las pruebas con cono eléctrico realizadas hasta 35 m, después de ahí se siguió perforando con una broca tricónica hasta una profundidad de 55 m. Los materiales usados en los ensayos de esta investigación son arcillas blandas que en el sitio aparecen intercaladas con pequeños lentes de arena endurecida, pequeñas vetas de arena fina, arena y grava, los cuales se extienden hasta la profundidad que se pudo explorar con el cono. La gráfica presentada en la fig 4.6 muestra los resultados de unas de las pruebas de penetración, la distribución de la presión de poro y del esfuerzo vertical efectivo y la profundidad a la cual se extrajeron las muestras para ensayarlas en el laboratorio.

##### ***Características geotécnicas del sitio IMSS***

Los trabajos de exploración en este lugar consistieron en dos pruebas de cono eléctrico realizadas hasta una profundidad de 33 m. Los resultados de una de estas dos pruebas se dan en la fig. 4.7. En esta figura también se indican los piezómetros abiertos instalados a 18, 29 y 34 m y la altura del agua registrada en ellos. Comparando los resultados de los sondeos de cono realizados en ambos lugares se ve que la estratigrafía del sitio del IMSS es muy similar a la que se encontró en el sitio del Águila, en la profundidad explorada. En realidad, la resistencia a la penetración por punta es casi idéntica, lo cual indica que, los suelos de ambos lugares tienen el mismo origen y la misma edad así como una historia de cargas parecida.

#### **4.2.2 MUESTRAS RECONSTITUIDAS**

Las muestras de suelo natural presentan variaciones aleatorias en sus propiedades índice y mecánicas debido a las alteraciones producidas durante el muestreo y el manejo en el laboratorio. En muchas ocasiones estas variaciones pueden oscurecer los resultados de las investigaciones de laboratorio ya que tienden a producir una dispersión en los datos experimentales. Para superar estas desventajas conviene utilizar muestras de suelo reconstituido.

El suelo reconstituido se ha empleado en muchos proyectos de investigación para tratar de formular leyes constitutivas. Estos materiales son capaces de imitar los principales aspectos del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos naturales. De aquí que el material reconstituido se puede considerar como un modelo físico de un suelo real. El proceso de reconstitución, el cual involucra la sedimentación y la consolidación, se lleva a cabo generalmente durante varios meses.

Para elaborar el material reconstituido se extrajo una porción de arcilla remoldeada con tubos colocados horizontalmente dentro del terreno en el fondo de una lumbrera, debajo de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México a una profundidad de 20 m. Esta muestra se envió al laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, donde se sometió a un proceso de reconstitución que se describirá a continuación.

##### ***Proceso de reconstitución.***

El material recibido en el laboratorio inicialmente tenía un contenido de humedad medio de 206% un límite plástico de 77% y un límite líquido de 229%. Usando 6.7 kg de suelo con su contenido natural de agua, se formó un lodo con un agitador mecánico (mezcladora) agregando agua destilada hasta que el contenido de agua de este fuera de 460%. Los terrones y las partículas grandes fueron separadas cribando el lodo a través de la malla 200 (ASTM).

Para desairear el lodo, se colocó dentro de un tanque cilíndrico que se sumergió en agua calentada a una temperatura de 60°C. Inmediatamente después de alcanzar esta temperatura, se conectó una línea al vacío, durante cuatro horas.

Después de desairear, el lodo se trasvasó por sifoneamiento y se depositó en una cámara de consolidación. La cámara tiene un diámetro interior de 18.2 cm y una altura de 56.5 cm, está provista de un pistón de carga en el que se pueden colocar pesas para consolidar el material. La base del pistón se asienta sobre el suelo sedimentado, proporcionando un drenaje libre en su frontera; el espécimen también puede drenar a través del fondo de la cámara de consolidación. Los detalles de la cámara de consolidación se muestran en la fig 4.8

Inicialmente el lodo se sedimentó bajo la acción de su propio peso y cuando éste alcanzó la suficiente consistencia, se colocaron las pesas sobre el pistón para consolidar el material. Su comportamiento se observó cuidadosamente llevando un registro de los desplazamientos verticales y el volumen del agua expulsada. Después de la aplicación de un incremento de esfuerzo, el esfuerzo total se mantenía constante hasta que se alcanzaba la consolidación primaria, de esta manera se podía aplicar un nuevo incremento de esfuerzo, el cual era aproximadamente el doble del anterior. Con el fin de evitar que el material se secase se mantuvo un tirante de agua de aproximadamente 2 cm en su superficie. La máxima presión de consolidación fue de 11.8 kPa ( $1.1 \text{ kg/cm}^2$ ) y las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de esfuerzo se muestran en la fig 4.9. El proceso de reconstitución se llevó en 158 días.

El suelo reconstituido se extrajo de la cámara de consolidación y se cortó en pequeños trozos, los cuales fueron encerados y almacenados en el cuarto húmedo. El contenido de humedad promedio después de la reconstitución fue a 259%. Los límites de consistencia y los nuevos valores del contenido de humedad se obtuvieron para cada muestra antes de ensayarse en el aparato de corte directo. Las variaciones en los contenidos de humedad de las muestras ensayadas fueron despreciables (entre el 2 y 3%).

El suelo reconstituido simula el de un lugar de la ciudad de México ubicado en la colonia Roma, en el cual, ya se habían realizado pruebas de campo sobre un pilote instrumentado (Jaime *et al.*, 1988). La estratigrafía del sitio se indica en la fig 4.10, que como se ve, es cualitativamente similar a la que existe en los dos sitios de donde se extrajeron las muestras inalteradas. El contenido de humedad del suelo en el sitio presentaba grandes variaciones, entre un poco más de 250 y cerca de 400%; los contenidos de agua se reducen a una profundidad de 13 m. Se decidió reproducir las condiciones de un estrato localizado a una profundidad de 10 m. Este estrato pertenece a la primera formación de arcilla y tiene aproximadamente la misma edad; el suelo reconstituido se elaboró reproduciendo un ambiente similar, en términos de sus propiedades índice.

#### 4.3 DESARROLLO DE LOS ENSAYES

La prueba de corte directo fue una de las primeras técnicas desarrolladas y la más simple para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Algunas de las limitantes de esta prueba son las siguientes:

- Se tienen los efectos de falla progresiva, lo cual indica que la distribución de esfuerzos a lo largo del plano de corte no es uniforme.
- No se puede aplicar presión confinante al espécimen.
- No se puede deducir el estado completo de esfuerzos dentro de la muestra y dibujar el círculo de Mohr respectivo si no se hacen hipótesis y suposiciones con respecto al valor del esfuerzo normal horizontal.
- No se puede registrar el incremento de presión de poro



- El área de la superficie de falla varía durante la aplicación del esfuerzo cortante, siendo necesario hacer correcciones en función de la deformación horizontal.

El programa experimental desarrollado para esta investigación, se elaboró de acuerdo a las capacidades del equipo disponible en la UNAM y el cual se describe a continuación:

Para los ensayos con muestras naturales inalteradas se realizaron un total de 24 pruebas bajo el siguiente orden:

- 4 pruebas de suelo sin interface, dos a volumen constante (CV) y dos a fuerza vertical constante (CF)
- 11 pruebas de interface suelo-concreto, 5 a volumen constante (CV) y 6 a fuerza vertical constante (CF)
- 6 pruebas de interface suelo-acero, tres a volumen constante y tres a fuerza vertical constante.

Para las muestras de suelo reconstituido se hicieron un total de 15 pruebas, como se describe a continuación:

- 6 pruebas de suelo únicamente, de las cuales dos de ellas se llevaron a cabo disminuyendo el esfuerzo vertical y las cuatro restantes, aumentándolo.
- 5 pruebas de interface suelo-concreto, 2 disminuyendo el esfuerzo vertical y 3 aumentándolo.
- 4 pruebas de interface suelo acero, dos aumentando el esfuerzo vertical y las otras dos disminuyéndolo.

#### **4.3.1 PREPARACION Y MONTAJE DE LA MUESTRA**

Las muestras naturales se extrajeron de los tubos muestreadores y se labraron en pastillas circulares con dimensiones promedio de 71 mm de diámetro y espesores de 30 mm para pruebas de suelo-suelo y 12 mm para las pruebas de interface suelo-concreto y suelo-acero. Estas muestras se cortaron con su eje vertical perpendicular al eje del tubo muestreador, de esta manera las condiciones de carga impuestas en ellas se aproximan mejor a las que actúan sobre el suelo a lo largo del fuste del pilote.

Las muestras de material reconstituido se labraron en pastillas circulares con las mismas dimensiones mencionadas arriba, a partir de los trozos cortados del suelo que se extrajo de la cámara de consolidación.

Una vez labradas las muestras, se anotan en la hoja de registro su peso y sus dimensiones. El material de suelo excedente durante el labrado se utiliza para determinar las propiedades índice de los especímenes. En las tablas 4.1 y 4.2 se muestran estos resultados para las muestras naturales y reconstituidas respectivamente, además, en dichas tablas se incluyen las condiciones iniciales de éstas (antes de ser cortados) tales como el lugar y la profundidad de donde fueron extraídas, el tipo de prueba, el contenido de humedad después de la consolidación, su relación de vacíos antes y después de la consolidación y finalmente el índice de liquidez. Estos parámetros serán de gran utilidad para poder discutir el comportamiento de los materiales.

De las tablas 4.1 y 4.2 se ve que para las muestras naturales los contenidos iniciales y finales de humedad presentan una gran variabilidad (de 155 hasta 377% para los iniciales y de 142 a 332% para los finales). Sin embargo, para un mismo tipo de prueba (suelo-suelo, suelo-concreto o suelo-acero), la dispersión del contenido de agua no es muy grande.

Los anillos de bronce con su lámina de cobre intermedia debidamente sellada con grasa de silicón y alineados con sus respectivos pernos, se colocan en posición ajustándose en la base fija del aparato de corte simple. Se saturan las piedras porosas de la base y la cabeza que están en contacto con el suelo, después se introduce la pastilla de suelo y en el caso de pruebas de interface, se introduce primero la pastilla de concreto o de acero (según sea el caso) y sobre esta la muestra de suelo; finalmente sobre estos, se fija la cabeza móvil que efectúa la consolidación y el corte directo. Cabe señalar que las pastillas de concreto se saturaban antes de utilizarse durante 24 horas con el fin de evitar la pérdida de humedad por absorción de la pastilla.

#### 4.3.2 PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

En general las pruebas se realizaron en dos etapas: consolidación y corte directo.

##### Consolidación

Esta se realiza mediante la aplicación de incrementos de cargas verticales operando manualmente el pistón vertical. Las cargas verticales se aplican a intervalos de 50 kN por minuto (0.5 kg/min) hasta el valor del esfuerzo establecido. Los esfuerzos verticales aplicados con el pistón son iguales al esfuerzo horizontal in situ, estimado como:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

tomando un valor de  $K_0 = 0.5$ .

Para el caso de las muestras naturales, estos incrementos se aplicaban continuamente hasta alcanzar el valor del esfuerzo estimado y se dejaba consolidar durante 24 horas (tiempo suficiente para

alcanzar la consolidación secundaria), mientras que, para las muestras reconstituidas, se proporcionaban de tres a cuatro incrementos de carga (de 0.5 kN cada uno) y se permitía alcanzar la consolidación primaria, antes de volver aplicar los otros incrementos; una vez que el esfuerzo vertical calculado se alcanzaba, se dejaban al menos 12 horas bajo esas condiciones antes de ser cortadas.

Para las muestras reconstituidas, el valor del esfuerzo vertical efectivo, se estimó considerando que la presión de poro estaba distribuida hidrostáticamente en el sitio cuyas condiciones se estaban simulando, desde la profundidad a la cual se encontró el nivel de aguas freáticas (aproximadamente 2 m), hasta la profundidad explorada, tomando un peso volumétrico promedio de 12 kN/m<sup>3</sup> (1.2 ton/m<sup>3</sup>). Para una profundidad de 10 m, el esfuerzo vertical efectivo fue alrededor de 40 kPa y el esfuerzo horizontal efectivo 20 kPa (fig 4.10). De esta manera, los valores del esfuerzo normal aplicado, variaron entre 20 y 40 kPa. aproximadamente. Esto permitió explorar el comportamiento del suelo por encima de un rango razonable de esfuerzos y fue suficiente para cubrir las condiciones del sitio representado.

Cabe señalar que, los estados de esfuerzos aplicados con el aparato de corte directo no simulan en volúmen los estados reales de esfuerzo del suelo localizado en la interface suelo-pilote, donde el esfuerzo normal paralelo a la interface, igual al esfuerzo vertical efectivo, es mayor que el esfuerzo normal actuando sobre el fuste del pilote. Sin embargo, simula los estados de esfuerzo sobre un elemento de área del fuste del pilote.

#### **Etapa de corte**

Después de la consolidación, se aprietan los tornillos opresores que fijan el anillo superior con la cabeza móvil que efectúa el corte y se retiran los pernos alineadores y la lámina de cobre intermedia, para que el anillo confinante superior se mueva libremente durante el corte. Finalmente el esfuerzo cortante se aplica con el motor de velocidad constante.

Para las muestras naturales, la etapa de corte se lleva a cabo bajo las siguientes sub-etapas:

- Carga: se aplica el esfuerzo cortante hasta el desplazamiento máximo que permite el aparato (7 mm)
- Descarga: se invierte la dirección del esfuerzo cortante hasta la posición original.
- Recarga: se continúa aplicando el esfuerzo cortante invertido hasta el desplazamiento máximo permitido (-7 mm).

De esta manera, para una prueba CF la fuerza vertical después de la consolidación se mantiene constante durante el corte y en una prueba CV el sistema neumático que modifica la presión del pistón vertical esta operando durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Para obtener mejores resultados experimentales las trayectorias de esfuerzos aplicadas al suelo reconstituido se tuvieron que modificar, ya que estas eran similares durante la mayor parte del proceso de corte a las que presentaron las muestras naturales inalteradas en las pruebas CF y CV. Consecuentemente, se decidió realizar pruebas disminuyendo o aumentando el esfuerzo vertical durante el corte:

#### **Lectura de datos**

La lectura de datos se hace de manera directa en los volímetros de bajo rango y alta resolución que están en la consola digital, los cuales, como ya se mencionó sirven como una herramienta auxiliar para verificar los valores proporcionados por el graficador de plumas calientes, a través del cual, se lleva un registro continuo desde el inicio de la prueba.

**TABLAS Y FIGURAS  
CAPITULO 4**

TABLA 4.1 CONDICIONES INICIALES DE LAS MUESTRAS INALTERADAS

SITIO	MUESTRA	TIPO DE PRUEBA	PROF. MTS.	WI %	LL %	LP %	Wf %	θi	θf	IL %
Águila	1	suelo-suelo	20.3	178	184	71.6	165.3	4.653	4.634	83.36
Águila	2	CV	20.3	189.2	188	72.3	179.1	5.065	4.91	92.31
Águila	3	suelo-suelo	15.5	159	159	64.7	150.68	4.064	3.98	91.18
Águila	4	CF	15.5	155	162	63.9	147.32	3.967	3.894	85.04
Águila	7		15.1	196	268	68.1	180.97	5.34	5.04	56.46
Águila	8		15.1	200	268	68.1	184.84	5.34	5.05	58.4
IMSS	11	suelo-concreto	7	183.6	241	41.9	159.55	4.41	4.05	59.09
IMSS	13	CV	7	185.2	241	41.9	141.39	4.86	3.77	49.97
IMSS	14		7	189.4	241	41.9	154.29	4.76	4	56.45
IMSS	9		6.5	236	269.5	86.6	206.15	5.52	5.06	64.98
IMSS	10		6.5	243	269.5	86.6	228	5.93	5.69	77.06
IMSS	15	suelo-concreto	10.1	267.7	375.3	86.8	246.8	7.29	6.41	55.46
IMSS	16	CF	10.1	290.1	375.3	86.8	252.93	7.18	6.42	57.58
IMSS	17		8.2	224.4	293	59.2	197.4	5.98	5.4	59.11
IMSS	18		8.2	226.5	293	59.2	202.95	7.18	6.42	61.48
IMSS	19	suelo-acero	21.9	220.3	277.5	86.5	211.66	6.129	5.989	65.63
IMSS	20	CV	21.9	217.4	275	86.3	209.66	5.945	5.83	65.37
IMSS	21		21.9	223.2	279	87.2	214.19	6.141	6.001	66.21
IMSS	22		10.7	372.8	104	104	328.58	8.149	8.006	99.37
IMSS	23	suelo-acero	10.7	377.2	103.5	103.5	325.45	8.727	7.97	97.71
IMSS	24	CF	10.7	375.4	104.8	104.8	331.31	8.236	8.088	101.48

Donde Wf=contenido inicial de agua, LL=límite líquido, LP=límite plástico, Wf=contenido de agua después de la consolidación,

θi=relación de vacíos inicial, θf=relación de vacíos después de la consolidación, IL=índice de liquidez,

CV=volumen constante, CF=fuerza constante

TABLA 4.2 CONDICIONES INICIALES DE LAS MUESTRAS DE ARCILLA RECONSTITUIDA

MUESTRA	TIPO DE PRUEBA	PROF. MTS.	WI %	LL %	LP %	WI %	θi	θf	IL %
1	suelo-suelo	12	262.6	262.5	84.0	231.5	6.98	6.70	82.64
2		12	264.9	262.5	84.0	194.2	7.02	5.46	61.72
3		12	262.5	262.5	84.0	233.5	7.36	7.15	63.75
4		12	261.4	262.5	84.0	236.3	7.62	7.53	85.29
5		12	261.8	262.5	84.0	236.4	7.20	7.12	85.35
6		12	259.5	262.5	84.0	232.4	6.90	6.74	63.15
7	suelo-concreto	12	253.9	239.0	77.0	232.9	6.19	6.14	96.23
8		12	256.4	239.0	77.0	213.7	6.24	5.68	84.37
9		12	254.3	239.0	77.0	227.7	6.27	6.09	93.03
10		12	254.8	239.0	77.0	225.3	6.08	5.84	91.52
11		12	255.2	239.0	77.0	216.2	6.23	5.81	85.94
12	suelo-acero	12	262.0	238.0	84.6	219.5	7.15	6.50	87.95
13		12	261.6	238.0	84.6	218.8	6.94	6.32	87.45
14		12	260.4	238.0	84.6	231.0	7.00	6.70	95.43
15		12	263.2	238.0	84.6	206.1	6.83	5.81	79.22

Donde: WI=contenido inicial de agua, LL=limite liquido, LP=limite plástico, WI=contenido de agua después de la consolidación;

θi=relación de vacíos inicial, θf relación de vacíos después de la consolidación, IL=índice de liquidez;

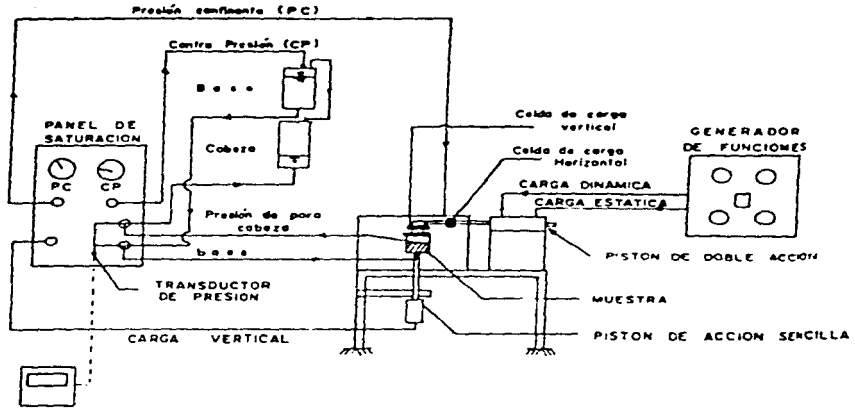


Fig. 4.1 Esquema general del aparato de corte simple original

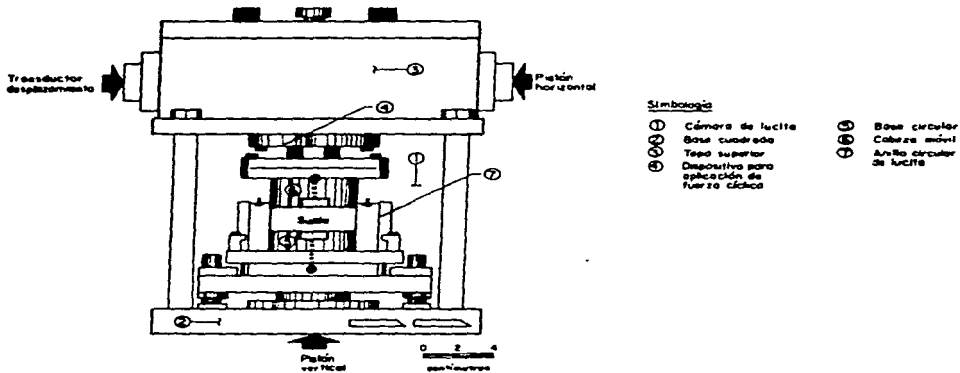
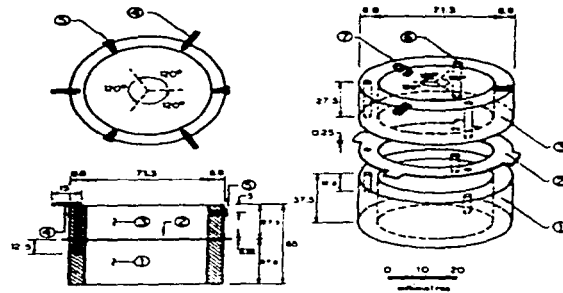


Fig. 4.2 Dispositivo de confinamiento





Simbología

- |                                   |                                    |
|-----------------------------------|------------------------------------|
| ① Anillo inferior                 | ⑤ Tornillo Allen opresor de (1/8") |
| ② Lámina de cobre                 | ⑥ Barrero de (1/8")                |
| ③ Anillo superior                 | ⑦ Rosca de (1/8")                  |
| ④ Perno de alineamiento de (1/8") |                                    |

Fig 4.3 Anillos de corte directo

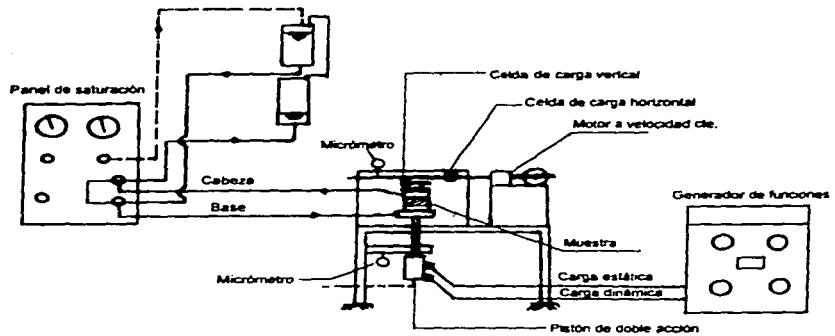


Fig 4.4 Esquema general del aparato de corte simple modificado

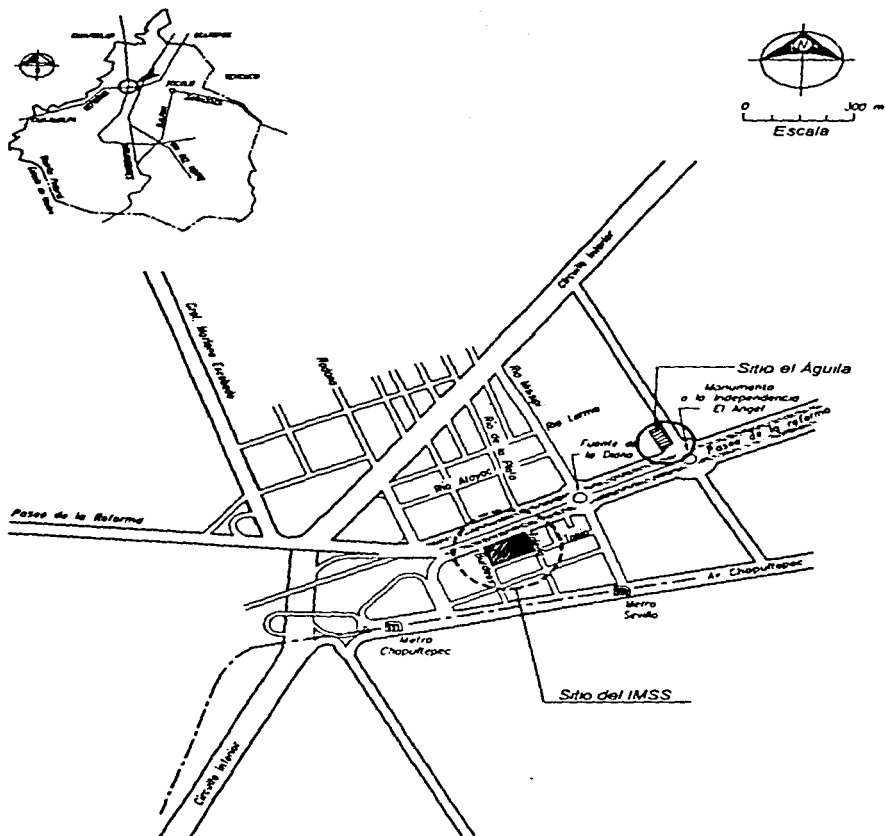


Fig 4.5 Localización de los sitios de donde se extrajeron las muestras naturales

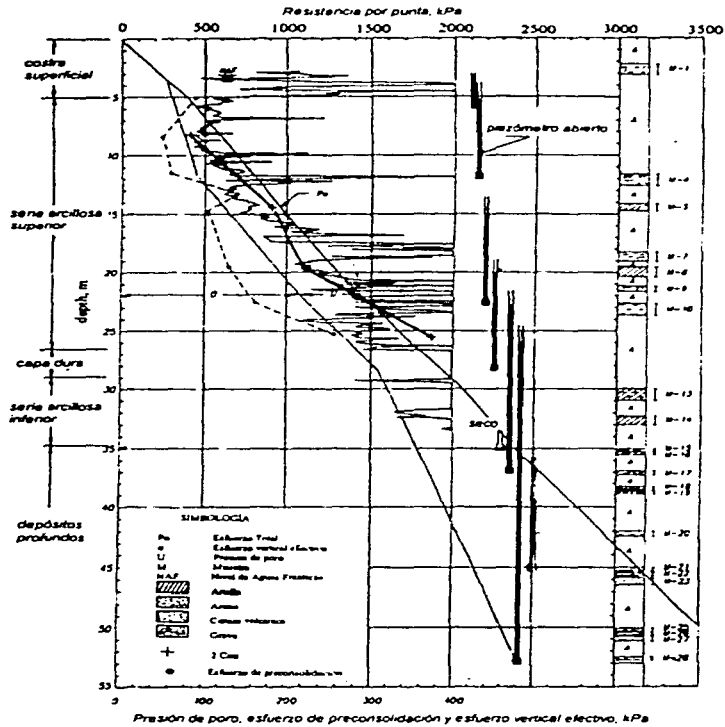


Fig 4.6 Condiciones geotécnicas del sitio El Águila

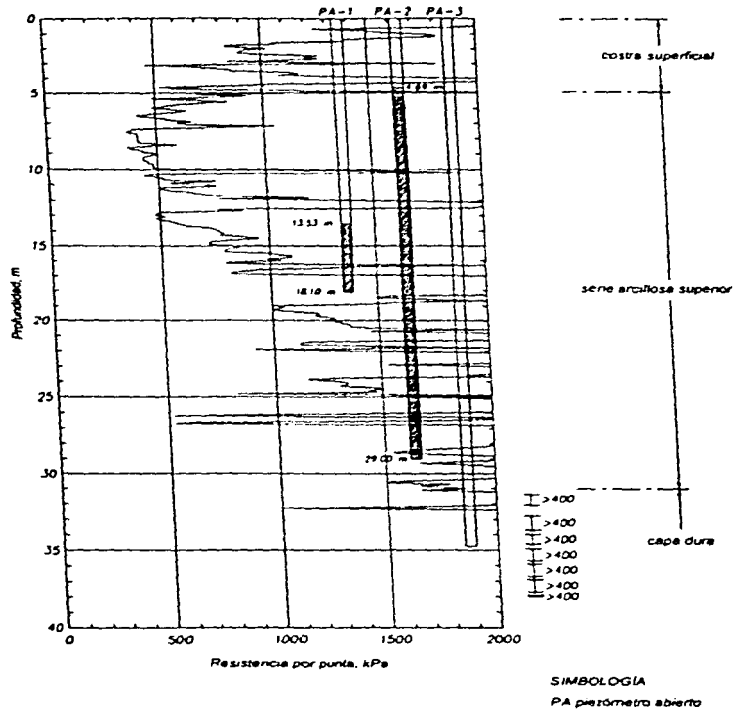
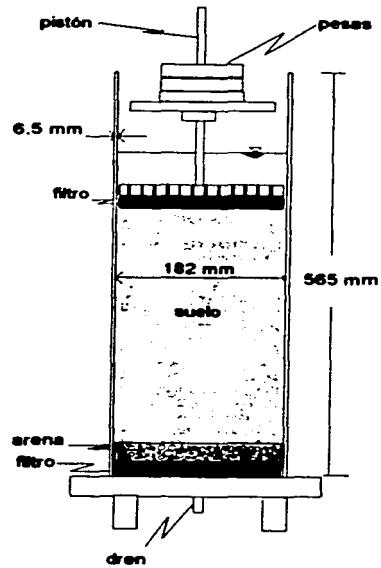
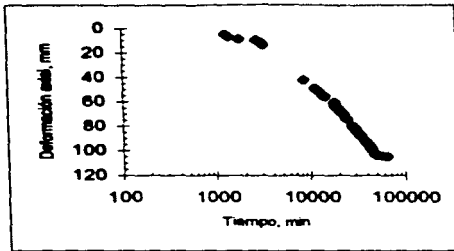


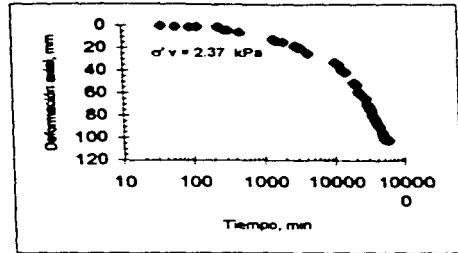
Fig 4.7 Condiciones geotécnicas del sitio IMSS



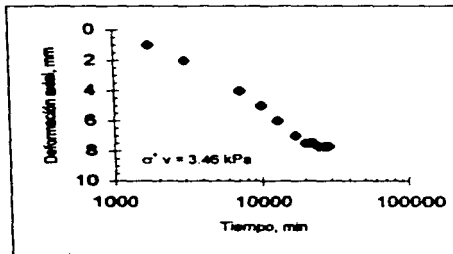
**Fig 4.8 Consolidómetro para el material reconstituido**



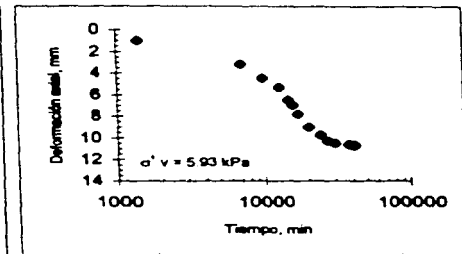
a) Sedimentación bajo el peso de los sólidos



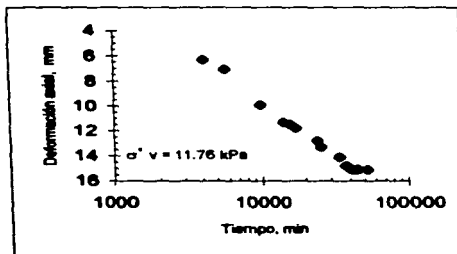
b) Curva de consolidación



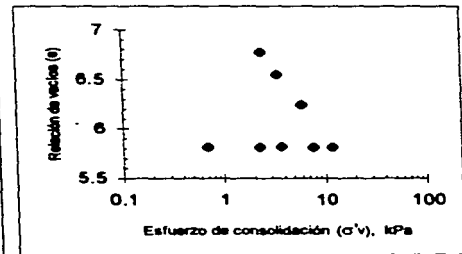
c) Curva de consolidación



d) Curva de consolidación



e) Curva de consolidación



f) Curva de compresibilidad

**Fig 4.9 Etapas de consolidación del material reconstituido**

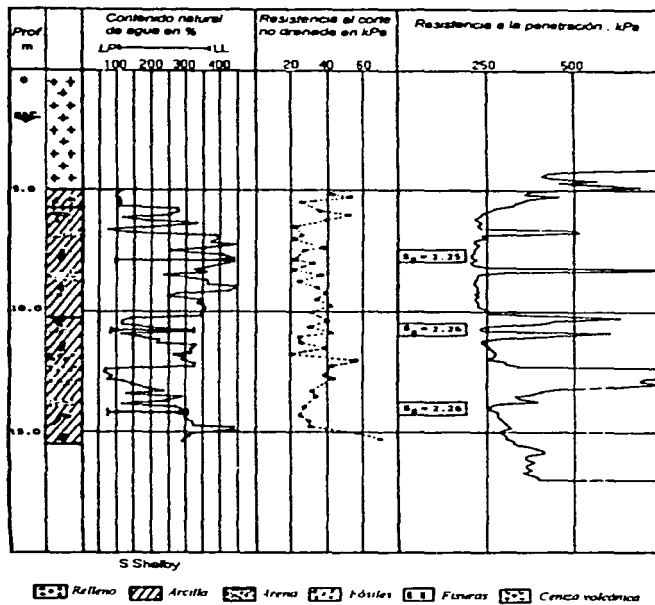


Fig 4.10 Condiciones geotécnicas del sitio simulado (Jaime et al, 1988)

## CAPITULO 5

# RESULTADOS EXPERIMENTALES

Los datos que se obtuvieron durante los ensayos con la instrumentación electrónica disponible fueron:

- Fuerza horizontal ( $F_h$ ).
- Fuerza vertical ( $F_v$ ).
- Desplazamiento horizontal ( $\delta_h$ ).
- Desplazamiento vertical ( $\delta_v$ ).

para obtener curvas de:

- Consolidación.
- Dilatación ( $\delta_h - \delta_v$ ).
- Esfuerzo cortante vs deformación horizontal ( $\tau - \delta_h$ ).
- Trayectorias de esfuerzos ( $\sigma'_h - \tau$ ).



Los ensayos se realizaron con el propósito de obtener parámetros indispensables para el comportamiento de la interface suelo-pilote, como son:

- Esfuerzo cortante pico, post-pico y residual.
- Ángulo de fricción pico, post-pico y residual.
- Cohesión pico, post-pico y residual.

Las curvas obtenidas para todas y cada una de las pruebas se muestran, al final de este capítulo; en la figs 5.1 a la 5.36, para las muestras de suelo natural y reconstituido.

### **Curvas de consolidación**

Las curvas de consolidación se reportan de la manera tradicional que se hace en Mecánica de Suelos, es decir, en el eje de las ordenadas la deformación horizontal en escala aritmética y en el eje de las abscisas el tiempo en escala logarítmica. Las muestras se consolidaron aplicando el esfuerzo vertical en pequeños incrementos como se mencionó anteriormente. Cuando las muestras se cargaban con el esfuerzo vertical normal requerido, se dejaban consolidar durante más de 12 horas, lo cual, es suficiente para que la presión de poro se disipe totalmente. Las curvas de consolidación se muestran en las figs 5.1 a la 5.36. El comportamiento de las muestras durante la consolidación es el típico que se puede esperar en un suelo altamente plástico.

## **5.1 RESULTADOS EXPERIMENTALES EN MUESTRAS INALTERADAS**

Las pruebas a fuerza vertical constante (CF) y a volumen constante (CV) se realizaron en muestras extraídas del Águila y del IMSS. Los ensayos consistieron en pruebas tradicionales de corte directo para investigar las características al corte de los suelos, pruebas suelo-suelo, así como de los suelos cortados contra una intrface de concreto y acero, pruebas de interface. La primera proporciona un marco de referencia para interpretar el comportamiento de los especímenes de suelo cortados contra otros materiales.

### **5.1.1 ENSAYES SUELO-SUELO**

Como ya se mencionó, se realizaron cuatro pruebas de este tipo (ensayos 1,2,3 y 4 de la tabla 5.1), obteniendo las curvas de dilatación, esfuerzo-deformación y las trayectorias de esfuerzo que se indican en las figs 5.1 a la 5.4. Dos de ellas se planearon a volumen constante (CV) y las otras dos a fuerza vertical constante (CF). Como se ve en las figs 5.1 y 5.2, las condiciones a volumen constante no se alcanzaron debido a que estas fueron las primeras pruebas y el sistema para realizarlas estaba todavía en proceso de desarrollo.

### **Comportamiento esfuerzo - deformación**

El esfuerzo cortante máximo (esfuerzo cortante pico) obtenido en la primera etapa de corte ocurrió para un desplazamiento de casi 2 mm, después de ahí, el esfuerzo permaneció más o menos constante hasta 7 mm (desplazamiento máximo que permite el aparato). La relación entre el esfuerzo cortante pico y el esfuerzo post-pico es de 0.84. Los ángulos de fricción que se desarrollaron en el esfuerzo cortante pico y post-pico se indican en la tabla 5.1. Estos valores son extremadamente altos pero consistentes con los ángulos de fricción obtenidos en investigaciones anteriores (Marsal y Mazari, 1957).

En todas las pruebas se observó que en la etapa de recarga, bajo el esfuerzo cortante invertido, no se presentó ninguna caída en el esfuerzo cortante máximo alcanzado. Esto último ocurre por efecto de las modificaciones ocurridas en la estructura y orientación de las partículas del suelo a lo largo del plano de corte durante la etapa de carga. Consecuentemente, el ángulo de fricción que se desarrolló la etapa de descarga-recarga puede tomarse como una buena aproximación del ángulo de fricción residual.

### **Evolución de la dilatancia durante el corte.**

La evolución de la deformación vertical como una función del desplazamiento horizontal se presenta en las figs 5.1 a 5.4. En estas figuras el desplazamiento vertical positivo indica dilatancia y el negativo contractancia. A continuación se presentan las siguientes conclusiones obtenidas a partir del análisis de estas gráficas:

- a) El comportamiento de las muestras ensayadas generalmente fué contractante. Las muestras 1 y 2 (figs 5.1 y 5.2) presentaron únicamente contractancia; la muestra 3, al inicio presenta una ligera tendencia contractante después una pequeña deformación dilatante y finalmente se contrae.
- b) Según el esfuerzo post-pico alcanzado en la primera etapa de carga, la contractancia se interrumpe o se incrementaba con el esfuerzo en un porcentaje muy bajo.
- c) En la etapa de recarga, todas las muestras siguieron contractándose.
- d) Al final de las pruebas, la máxima deformación contractiva fue inferior al 10% del desplazamiento horizontal máximo.

### **5.1.2 ENSAYES SUELO - CONCRETO**

Los resultados de 11 pruebas de suelo-concreto se presentan en las figs 5.5 a la 5.15. Las pruebas 7, 8, 11, 13 y 14 fueron pruebas a volumen constante, mientras que las pruebas 9, 10, 15, 16, 17 y 18 fueron a fuerza normal constante. Las condiciones iniciales se dieron en la tabla 4.1.

De las figs 5.5 a la 5.15 se puede ver que, las condiciones de volumen constante no se alcanzaron, sin embargo, durante la primera etapa de carga, el desplazamiento vertical se mantuvo en general, por debajo de 0.1 mm. La mayor compresión ocurrió cuando se cambiaba la dirección del corte, debido a esto, el aparato tuvo que modificarse para mejorar estos aspectos.

### Comportamiento esfuerzo deformación

En las curvas  $\tau-\delta_n$  de las figs 5.5 a la 5.15 se ve que el comportamiento de las muestras es cercano al elástico-plástico durante la primera etapa de carga, donde la resistencia después del pico permanece más o menos constante, con excepción de la prueba 7 (fig 5.5) cuyo esfuerzo cortante post-pico fue aproximadamente 35% menor que el esfuerzo pico. En las pruebas 8 y 16 (figs 5.8 y 5.13) el esfuerzo cortante se incrementaba constantemente hasta que el desplazamiento máximo permitido por el dispositivo (7 mm) se alcanzaba, por lo que las condiciones de prueba impuestas no se lograron. Los ángulos de fricción movilizados en la etapa de carga y en la condición residual (etapa de recarga) fueron más pequeños que en las pruebas con suelo sin interface (véase la tabla 5.1)

### Evolución de la dilatación

Todas las pruebas a fuerza constante presentaron un comportamiento contractivo. Es interesante notar que durante la primera etapa de carga el cambio de volumen fue relativamente pequeño y, consecuentemente, el comportamiento en las curvas  $\tau-\sigma'_n$  fue exactamente igual al observado en pruebas a volumen constante. El mayor cambio de volumen ocurrió cuando se invertía la dirección de aplicación del esfuerzo cortante, así las muestras se comprimieron considerablemente cuando la dirección de la carga se cambió. En la etapa de descarga-recarga la deformación vertical se mantuvo más o menos constante.

## 5.1.3 ENSAYES SUELO - ACERO

Los resultados de cinco pruebas de interface suelo-acero se presentan en las figs 5.16 hasta la 5.21. Las pruebas de la 19 a la 21 se realizaron a volumen constante y las dos restantes, pruebas 22 y 23 a fuerza constante. Como se ve en las figs 5.16 a la 5.18, la condición a volumen constante se logró con una buena aproximación durante la primera etapa de carga.

### Comportamiento esfuerzo - deformación

El comportamiento esfuerzo-deformación fue muy similar al que se presentó en las pruebas suelo-concreto, es decir, el suelo cortado contra una interface de acero tuvo un comportamiento muy parecido a la de un sólido elástico-plástico. El esfuerzo cortante pico en este tipo de pruebas se alcanzó para un desplazamiento horizontal pequeño (entre 0.8 y 1.0 mm). Los valores del esfuerzo cortante pico, del esfuerzo residual y de los ángulos de fricción resultaron ser más pequeños que los de las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto (véase la tabla 5.1).

### Evolución de la dilatación

De nuevo, las pruebas a fuerza constante presentaron un comportamiento contractante y comparativamente la compresión observada al invertir la dirección del corte fue de menor magnitud que la ocurrida en las pruebas de interface suelo concreto.

## 5.2 RESULTADOS EXPERIMENTALES EN MUESTRAS RECONSTITUIDAS

Las curvas de las pruebas con suelo reconstituido se presentan de la misma manera que los resultados para las muestras de suelo natural en las figs 5.22 a la 5.36.

### 5.2.1 ENSAYES SUELO - SUELO

Las curvas para este tipo de pruebas se dan en la figs 5.22 a la 5.27. Las curvas de las figs 5.22 y 5.23 se obtuvieron en pruebas disminuyendo el esfuerzo vertical efectivo durante el corte mientras que los resultados presentados en las figs 5.25 a la 5.27 se obtuvieron para pruebas aumentando el esfuerzo vertical.

#### Curvas de dilatación

Las curvas de dilatación obtenidas para las pruebas donde se redujó el esfuerzo normal durante el corte (figs 5.22 y 5.23), muestran dos etapas distintas. En la primera, hay un pequeño cambio de volumen con una ligera contracción y en la segunda ocurre una dilatación inducida por la reducción del esfuerzo vertical. En las pruebas donde se aumentó  $\sigma'_h$  hubo solamente contracción y la relación de desplazamientos fue aproximadamente constante hasta el final de la prueba la cual ocurre cuando el desplazamiento horizontal máximo que permite el aparato (7mm) se alcanza.

#### Comportamiento esfuerzo - deformación

Las muestras ensayadas disminuyendo  $\sigma'_h$  presentaron un comportamiento cercano al elástico-lineal con una visible fluencia inicial del esfuerzo cortante después de la cual, el esfuerzo aumenta un poco y después se reduce gradualmente. Por otro lado, los resultados de las pruebas aumentando  $\sigma'_h$  indicaron que las muestras continuaron soportando carga después de la fluencia inicial pero con una reducción de la rigidez.

#### Trayectoria de esfuerzos

Las trayectorias de esfuerzo desarrolladas por las muestras en pruebas disminuyendo  $\sigma'_h$  son similares a las de las pruebas a volumen constante en muestras inalteradas durante la primera etapa. Cuando el esfuerzo pico se alcanzó, las trayectorias de esfuerzo viajaron hacia el origen y al final de la prueba, cuando el esfuerzo vertical llegaba a cero, se presentaba una pequeña resistencia al corte (figs 5.22 y 5.23). Las trayectorias de esfuerzo obtenidas aumentando  $\sigma'_h$  inicialmente suben con un cierto ángulo y posteriormente se reduce cuando la muestra fluye (figs 5.24 a la 5.27).

## 5.2.2 ENSAYES SUELO - CONCRETO

Cinco de las muestras de material reconstituido se cortaron contra una pastilla de concreto. Los resultados de las pruebas realizadas disminuyendo  $\sigma'_h$  se muestran en las figs. 5.28 y 5.29 y las curvas de las figs. 5.30 a la 5.32 se obtuvieron en pruebas aumentando  $\sigma'_h$ . Las condiciones iniciales se dieron en la tabla 4.2.

### Curvas de dilatancia

El comportamiento de las pruebas de interface suelo-concreto es cualitativamente el mismo que el de las pruebas suelo-suelo. Las muestras ensayadas reduciendo  $\sigma'_h$  presentaron una ligera contractancia al inicio de la prueba la cual se interrumpía cuando el esfuerzo cortante pico se alcanzaba y finalmente se dilataban. En pruebas disminuyendo el esfuerzo vertical, las muestras únicamente se contractaron.

### Comportamiento esfuerzo - deformación

Las curvas esfuerzo-deformación para las pruebas de interface suelo-concreto son también muy similares cualitativamente, a las obtenidas en las pruebas suelo-suelo como se ve en las figs 5.28 a la 5.32.

### Trayectorias de esfuerzo

El comportamiento de las muestras contra una interface de concreto en curvas  $\tau$  vs  $\sigma'_h$  muestran los mismos rasgos que se discutieron previamente en las pruebas suelo-suelo.

## 5.2.3 ENSAYES SUELO - ACERO

Las curvas de las cuatro pruebas que se realizaron cortando el material reconstituido contra una interface de acero se muestran en las figs 5.33 a la 5.36 y sus condiciones iniciales se dieron en la tabla 4.2. Dos de las pruebas se hicieron reduciendo  $\sigma'_h$  durante la aplicación del esfuerzo cortante (figs 5.33 y 5.34) y las dos restantes aumentándolo (figs. 5.35 y 5.36).

### Curvas de dilatancia

Aún cuando el comportamiento de las muestras en interface con acero hechas reduciendo  $\sigma'_h$ , es similar al de las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto, el cambio de volumen experimentado fue mucho más pequeño. Por otro lado, la etapa dilatante estuvo ausente en una de las pruebas (fig 5.33) y en la otra (fig 5.34) fue menos intensa que en las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto. En el caso de las

pruebas aumentando  $\sigma_n$ , las curvas de dilatación son similares a las de las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto con una contracción de aproximadamente el mismo orden (figs 5.35 y 5.36)

#### **Curvas esfuerzo - deformación**

Las muestras reconstituidas en pruebas suelo-acero disminuyendo  $\sigma_n$ , inicialmente fueron más rígidas que las cortadas en pruebas suelo-suelo y suelo-concreto (figs 5.33 y 5.34). Las pruebas en las que se aumentó  $\sigma_n$ , tuvieron el mismo patrón de comportamiento que el de las pruebas anteriores (figs 5.35 y 5.36).

#### **Trayectoria de esfuerzos**

Las trayectorias de esfuerzo en pruebas donde se disminuyó  $\sigma_n$ , exhiben las mismas características que las de las pruebas suelo-suelo y suelo-concreto (figs 5.33 y 5.34). Las trayectorias de esfuerzo en las pruebas aumentando  $\sigma_n$  también son similares a las pruebas anteriores, pero muestran un cambio más marcado en la dirección de la trayectoria una vez que el esfuerzo de fluencia inicial se alcanza.

**TABLAS Y FIGURAS  
CAPITULO 5**

TABLA 5.1 RESUMEN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS  
(MUESTRAS INALTERADAS)

MUESTRA	TIPO DE PRUEBA	$\sigma'_n$ kPa	$T_p$ kPa	$T_{pp}$ kPa	$T_r$ kPa	$\phi'_p$	$\phi'_{pp}$	$\phi'_r$	$C'_p$ kPa	$C'_{pp}$ kPa	$C'_r$ kPa	$\delta_p$ mm	$\delta_r$ mm
1	suelo-suelo	60.3	82	72	64	53.43	48.95	44.47	8.1	7.57	4.69	2	25
2	CV	58.5	95	80	62	53.43	48.95	44.47	8.1	7.57	4.69	2.3	4.0
3	suelo-suelo	38	61	72	48	53.43	48.95	44.47	8.1	7.57	4.69	1.7	2.5
4	CF	38	57	80	27	53.43	48.95	44.47	8.1	7.57	4.69	2.0	2.3
7	suelo-concreto	36	68	45	33	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.8	2.4
8		37	42	-	30	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.0	2.2
11		32	40	36	28	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.4	1.4
13		50	55	50	35	40	-	26.1	9.16	-	8.94	2.6	2.0
14	CV	62	70	-	45	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.8	2.0
9	suelo-concreto	20	30	-	17	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.2	1.6
10		44	50	-	-	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.4	-
15		47	40	-	25	40	-	26.1	9.16	-	8.94	2.0	2.0
16		48	45	-	30	40	-	26.1	9.16	-	8.94	2.2	2.8
17		38	35	-	27	40	-	26.1	9.16	-	8.94	1.8	2.0
18		46	40	-	25	40	-	26.1	9.16	-	8.94	2.3	2.2
19	suelo-acero	33	37	-	22	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	0.8	1
20	CV	47.7	43	-	29	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	3.0	1.8
21		53.5	50	-	31	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	0.8	0.9
22	suelo-acero	37.3	32	-	25	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	0.7	1.2
23		49	38	-	29	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	1.0	1.0
24		58	33	-	31	12.56	-	20.2	28.48	-	10.75	0.8	1.0

Donde:  $C'_n$ =esfuerzo normal de consolidación,  $T_p$ =esfuerzo cortante pico,  $T_{pp}$ =esfuerzo cortante post-pico,  $T_r$ =esfuerzo cortante residual,

$\phi'_p$ =ángulo de fricción pico,  $\phi'_{pp}$ = ángulo de fricción post-pico,  $\phi'_r$  = ángulo de fricción residual,  $C'_p$  = cohesión pico,

$C'_{pp}$ =cohesión post-pico,  $C'_r$ =cohesión residual,  $\delta_p$ =deformación en el esfuerzo cortante pico,

$\delta_r$ =deformación en el esfuerzo cortante residual

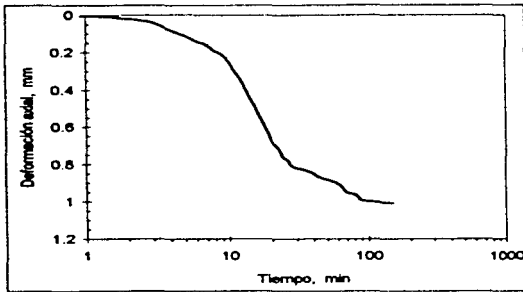


**TABLA 5.2 RESUMEN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS  
(ARCILLA RECONSTITUÍDA)**

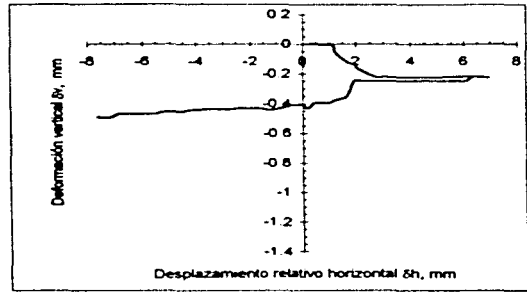
MUESTRA	TIPO DE PRUEBA	$\sigma'_n$ kPa	$\tau_p$ kPa	$\phi'_p$	$\phi'_r$	$C'_p$ kPa	$\delta_p$ mm
1	suelo-suelo	26	11	-	8.5	10	0.8
2		41	18	-	8.5	10	0.9
3		18	21	43.5	-	10	1.3
4		20	22	43.5	-	10	1.6
5		37	56	43.5	-	10	1.8
6		25	29	43.5	-	10	2.2
7	suelo-concreto	20	11	-	12.4	8	1.2
8		44	15	-	12.4	8	1.2
9		20	33	54.9	-	8	1.9
10		40	72	54.9	-	8	1.8
11		20	35	54.9	-	8	1.2
12	suelo-acero	20	13.5	-	16.7	10	1.2
13		43	21	-	16.7	10	1.4
14		20	25	38.7	-	10	1.0
15		40	41	38.7	-	10	1.6

Donde:  $\sigma'_n$ =esfuerzo normal de consolidación,  $\tau_p$ =esfuerzo cortante pico,  $\phi'_p$ =ángulo de fricción pico,

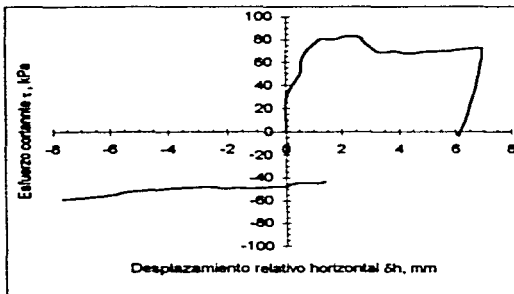
$\phi'_r$  = ángulo de fricción residual,  $C'_p$  = cohesión pico,  $\delta_p$ =deformación en el esfuerzo cortante pico;



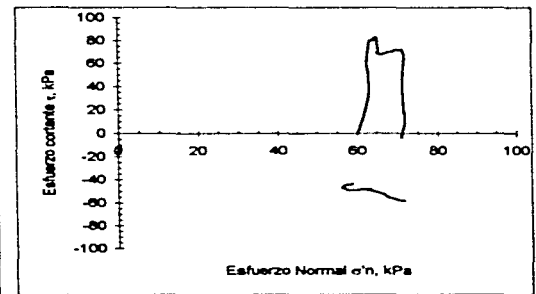
Curva de consolidación



Curva de distancia

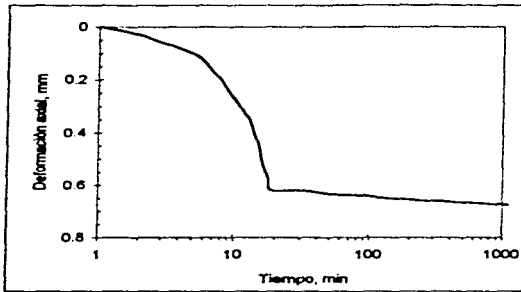


Esfuerzo cortante - deformación

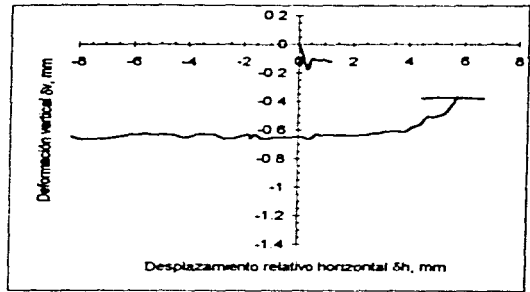


Trayectoria de esfuerzos

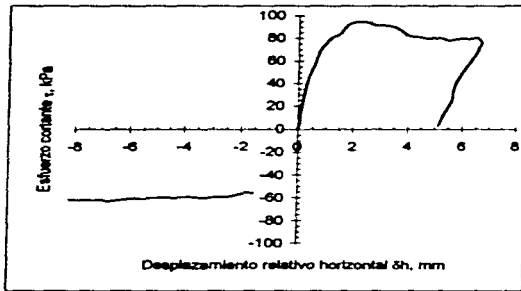
Fig 5.1 Resultados experimentales para la muestra 1: suelo-suelo, prueba CV



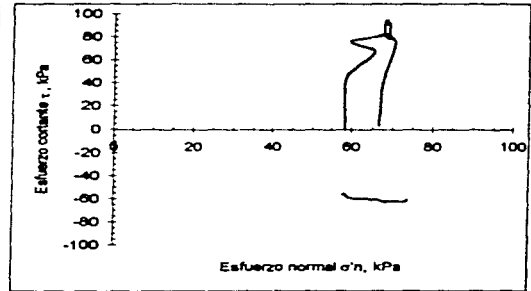
Curva de consolidación



Curva de dilatación

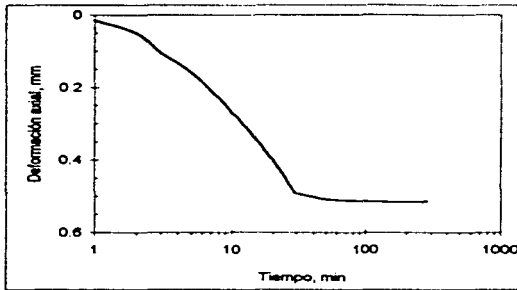


Esfuerzo cortante - deformación

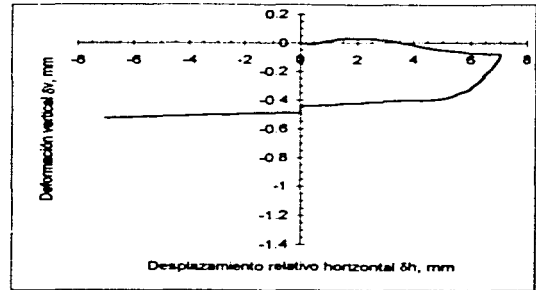


Trayectoria de esfuerzos

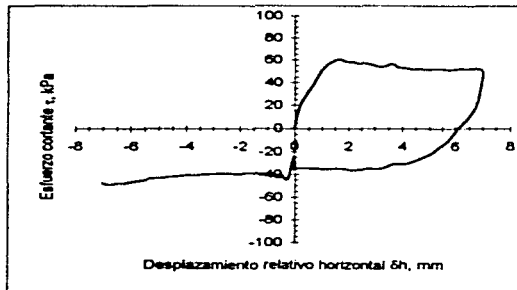
Fig 5.2 Resultados experimentales para la muestra 2: suelo-suelo, prueba CV



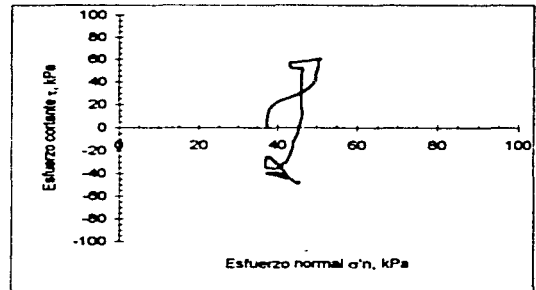
Curva de consolidación



Curva de dilatación

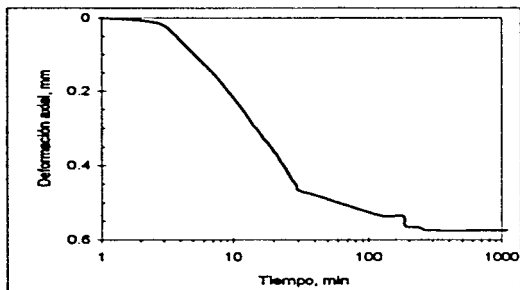


Esfuerzo cortante - deformación

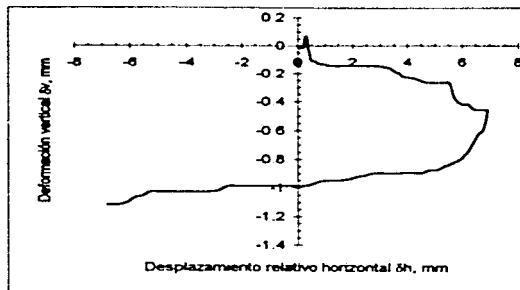


Trayectoria de esfuerzos

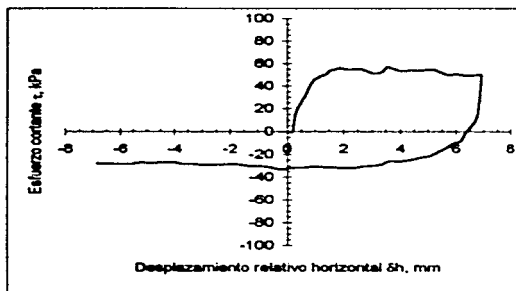
**Fig 5.3 Resultados experimentales para la muestra 3: suelo-suelo, prueba CF**



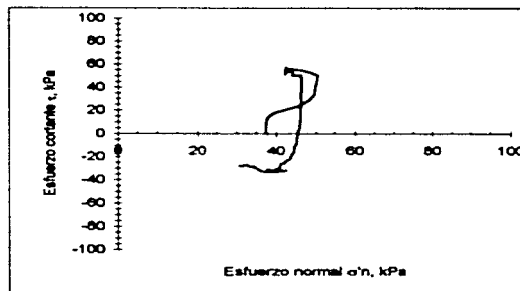
Curva de consolidación



Curva de dilatancia

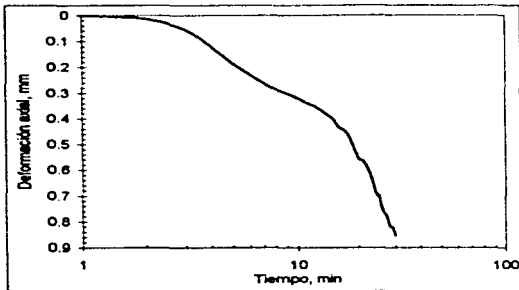


Esfuerzo cortante - deformación

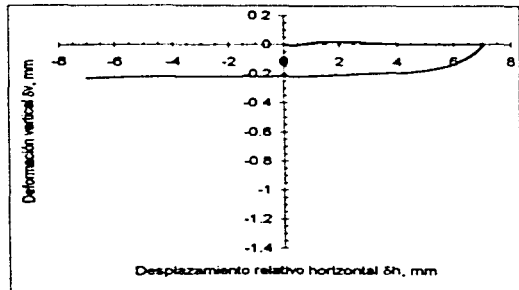


Trayectoria de esfuerzos

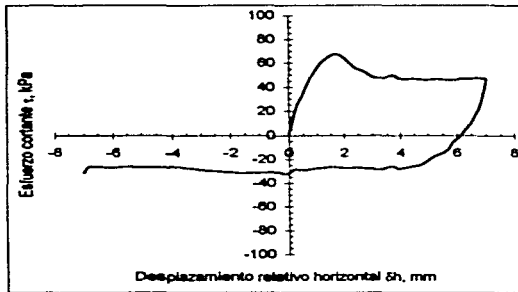
Fig 5.4 Resultados experimentales para la muestra 4: suelo-suelo, prueba CF



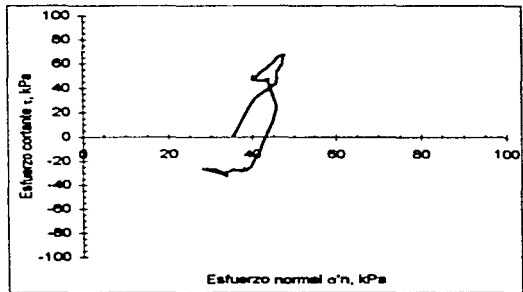
Curva de consolidación



Curva de dilatación

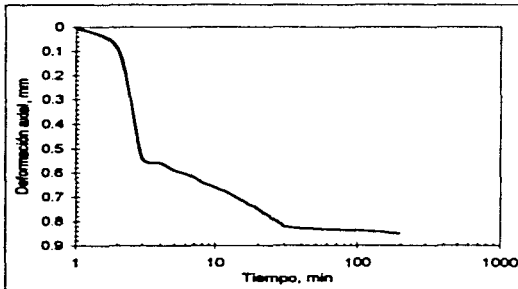


Esfuerzo cortante - deformación

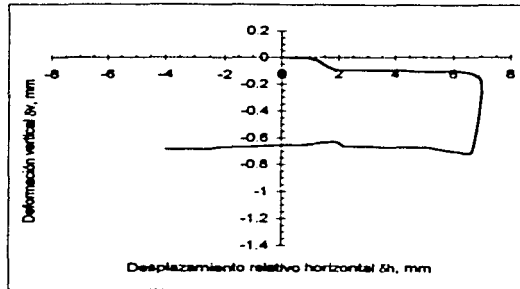


Trayectoria de esfuerzos

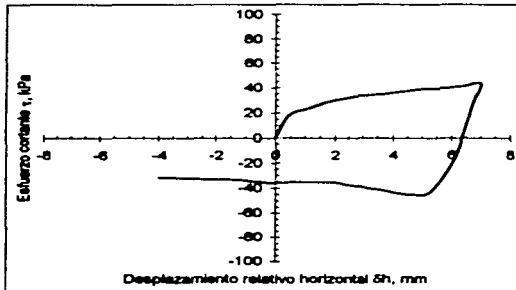
Fig 5.5 Resultados experimentales para la muestra 7: suelo-concreto, prueba CV



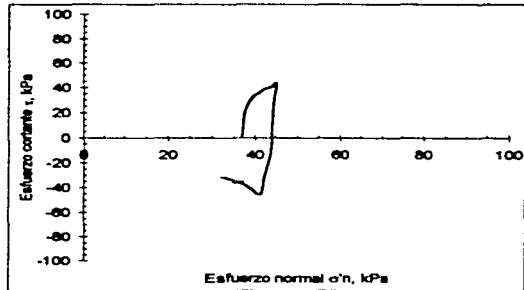
Curva de consolidación



Curva de dilatación

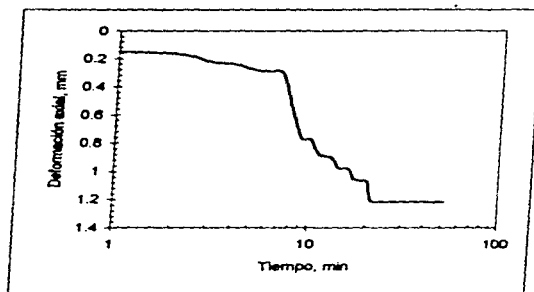


Esfuerzo cortante - deformación

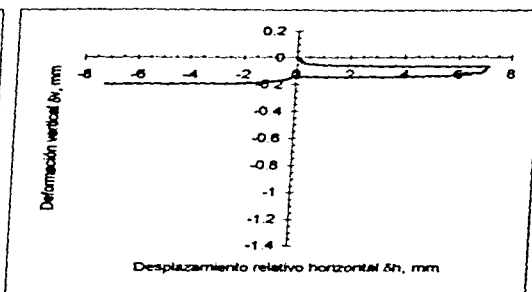


Trayectoria de esfuerzos

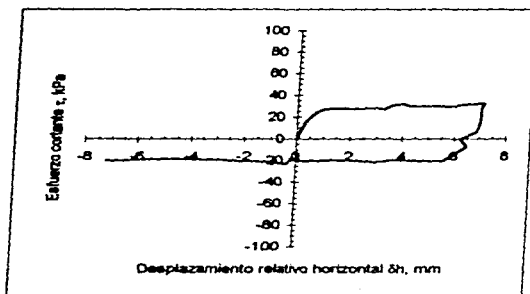
Fig 5.6 Resultados experimentales para la muestra 9: suelo-concreto, prueba CV



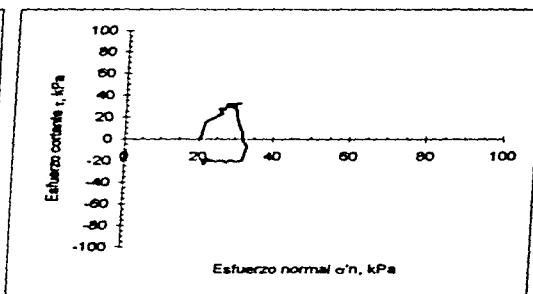
Curva de consolidación



Curva de dilatación



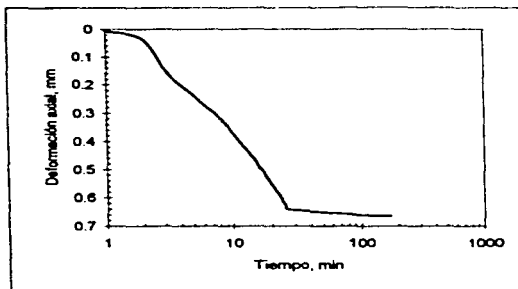
Esfuerzo cortante - deformación



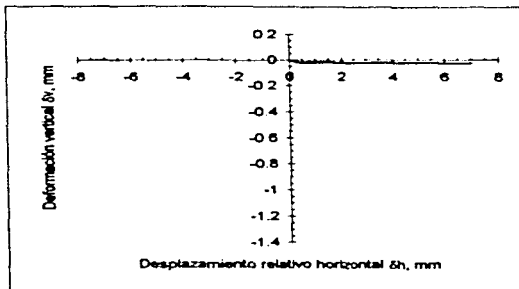
Trayectoria de esfuerzos

Fig 5.7 Resultados experimentales para la muestra 9: suelo-concreto, prueba CF

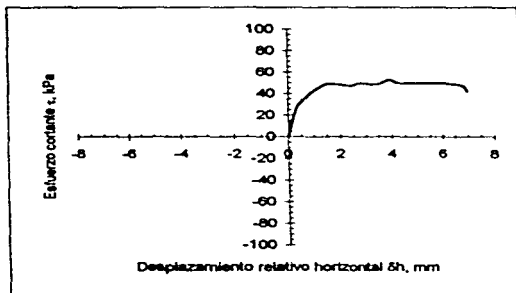




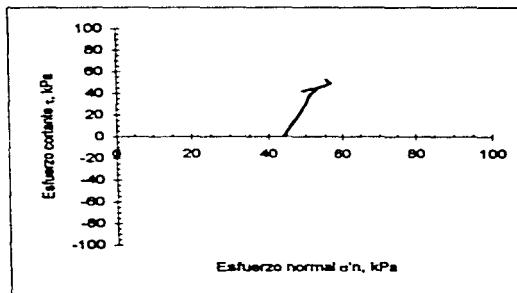
Curva de consolidación



Curva de dilatación

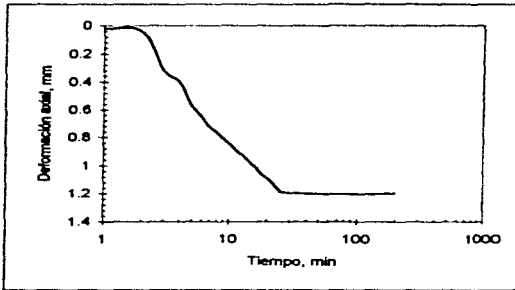


Esfuerzo cortante - deformación

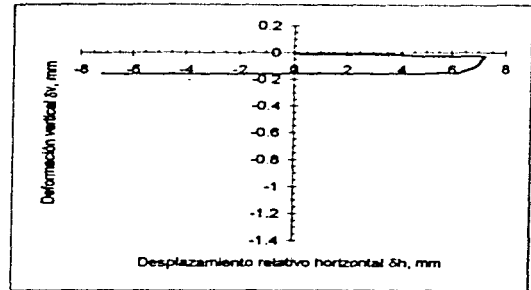


Trayectoria de esfuerzos

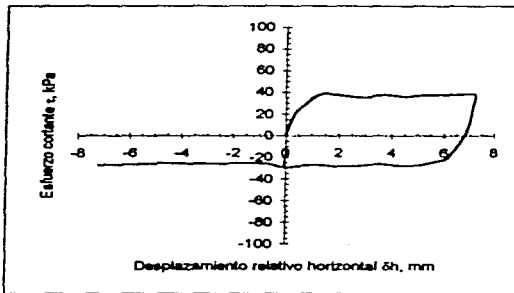
Fig 5.8 Resultados experimentales para la muestra 10: suelo-concreto, prueba CF



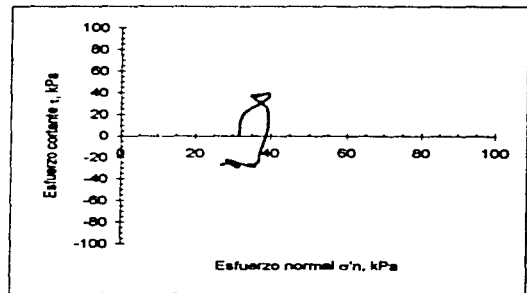
Curva de consolidación



Curva de dilatación

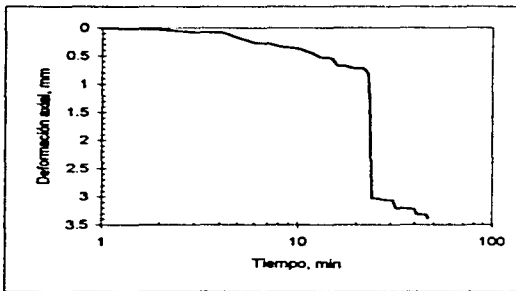


Esfuerzo cortante - deformación

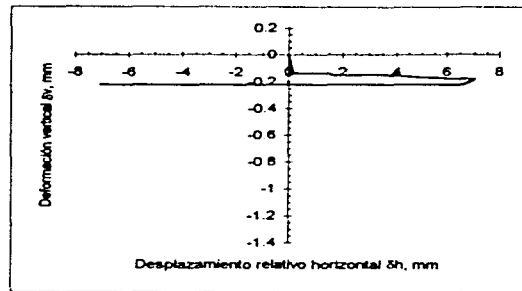


Trayectoria de esfuerzos

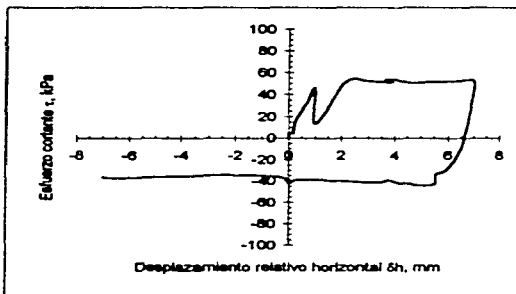
Fig 5.9 Resultados experimentales para la muestra 11: suelo-concreto, prueba CV



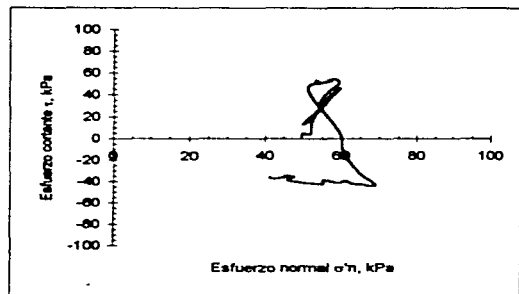
Curva de consolidación



Curva de dilatación

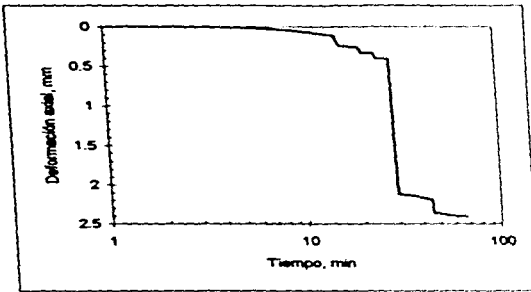


Esfuerzo cortante - deformación

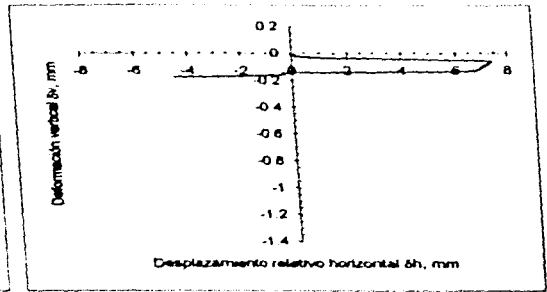


Trayectoria de esfuerzos

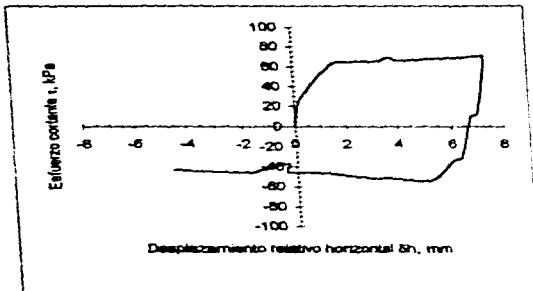
Fig 5.10 Resultados experimentales para la muestra 13: suelo-concreto, prueba CV



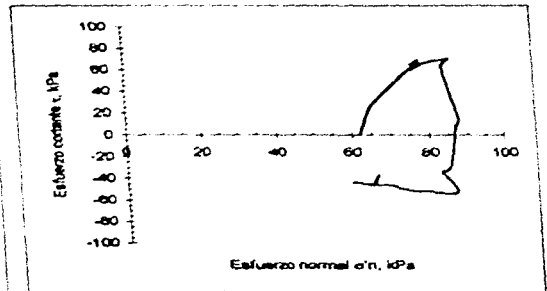
Curva de consolidación



Curva de dilatación

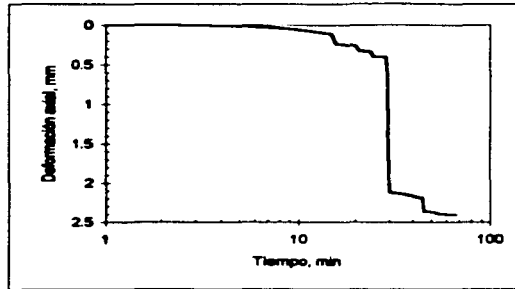


Esfuerzo cortante - deformación

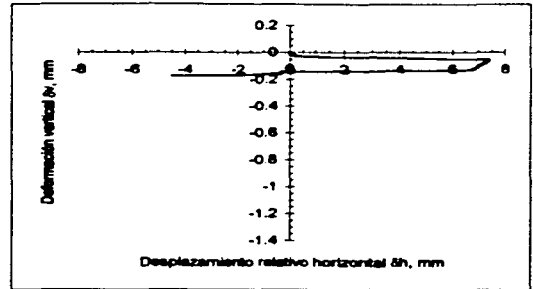


Trayectoria de esfuerzos

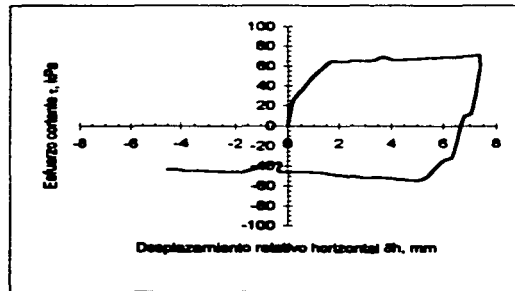
Fig 5.11 Resultados experimentales para la muestra 14: suelo-concreto, prueba CV



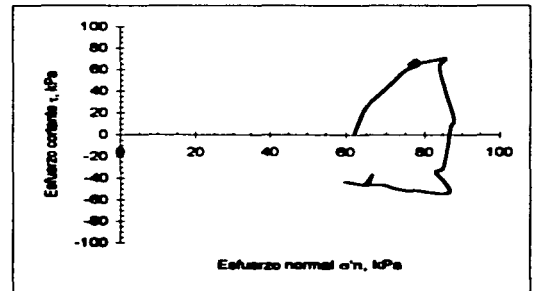
Curva de consolidación



Curva de dilatación

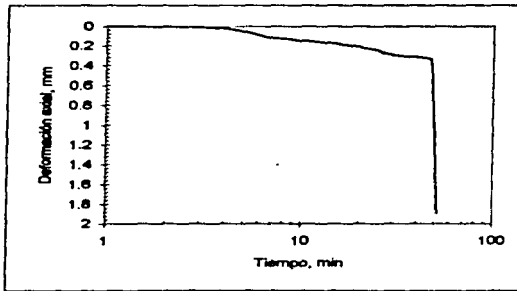


Esfuerzo cortante - deformación

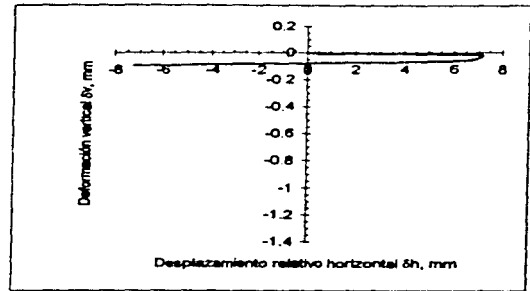


Trazectoria de esfuerzos

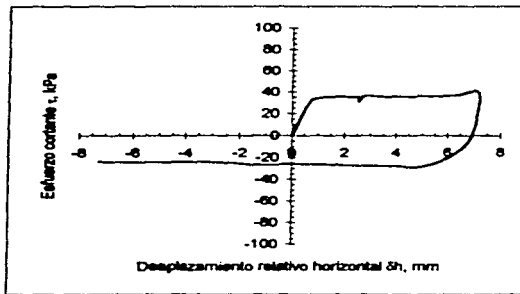
Fig 5.11 Resultados experimentales para la muestra 14: suelo-concreto, prueba CV



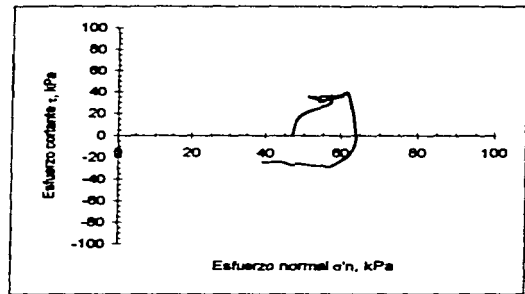
Curva de consolidación



Curva de dilatación

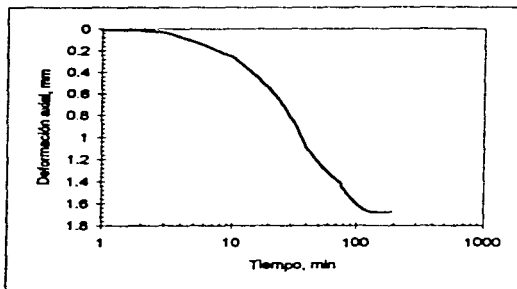


Esfuerzo cortante - deformación

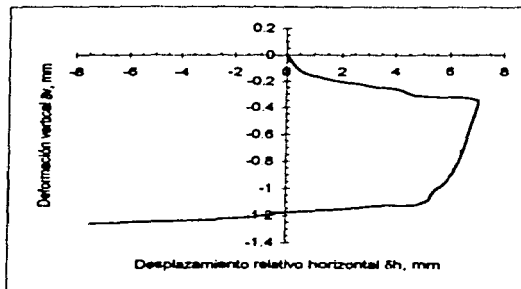


Trayectoria de esfuerzos

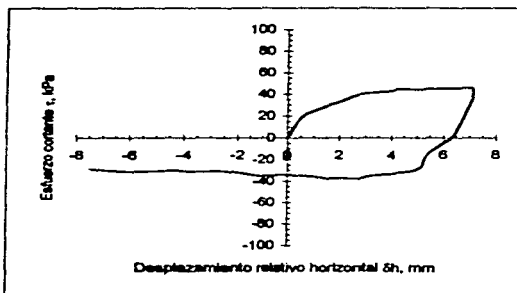
Fig 8.12 Resultados experimentales para la muestra 15: suelo-concreto, prueba CF



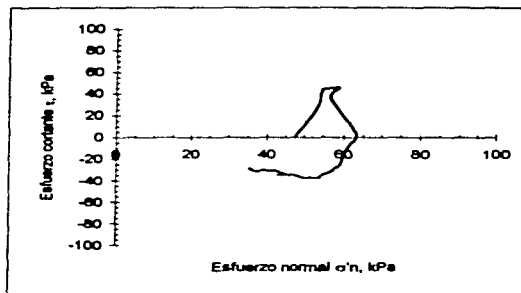
Curva de consolidación



Curva de dilatación



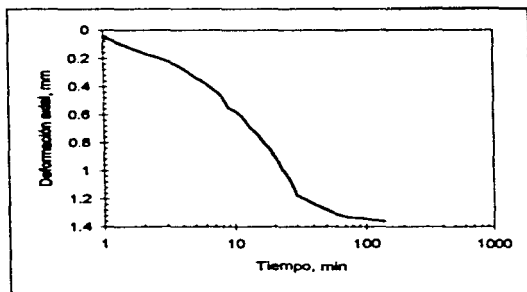
Esfuerzo cortante - deformación



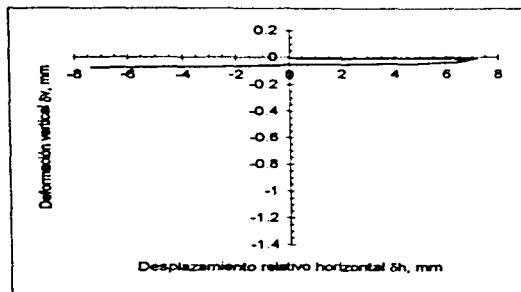
Trayectoria de esfuerzos

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

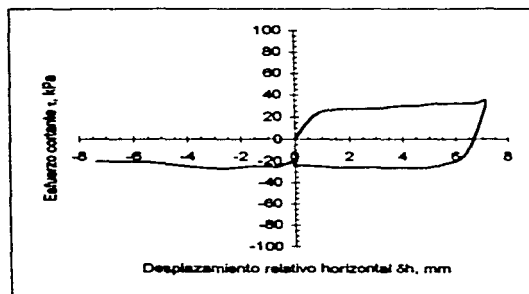
Fig 5.13 Resultados experimentales para la muestra 16: suelo-concreto, prueba CF



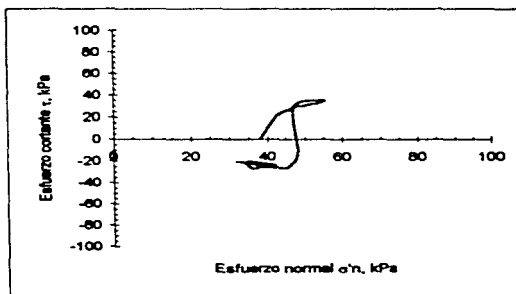
Curva de consolidación



Curva de dilatación



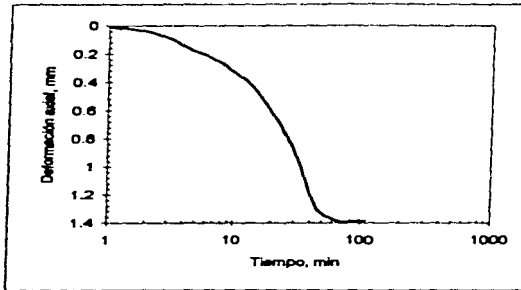
Esfuerzo cortante - deformación



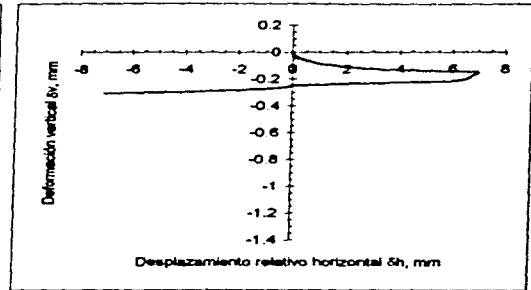
Trayectoria de esfuerzos

Fig 5.14 Resultados experimentales para la muestra 17: suelo-concreto, prueba CF

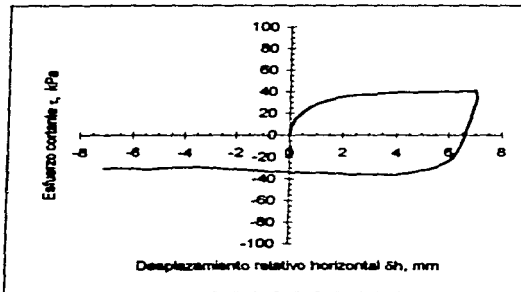




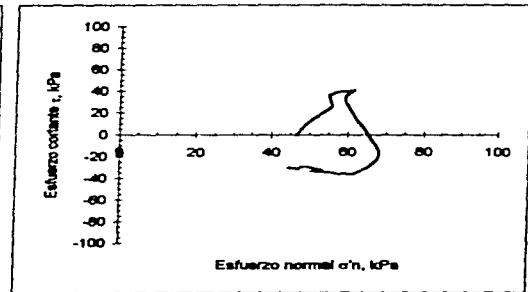
Curva de consolidación



Curva de dilatación

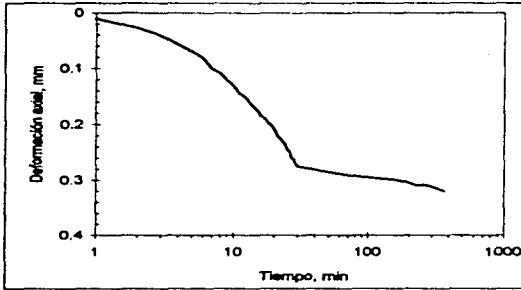


Esfuerzo cortante - deformación

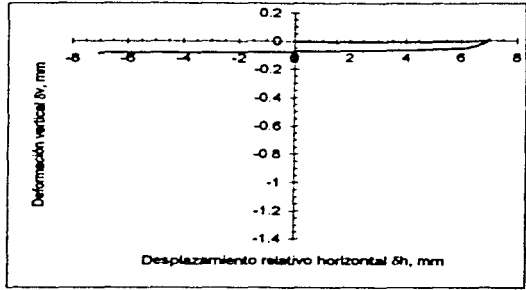


Trayectoria de esfuerzos

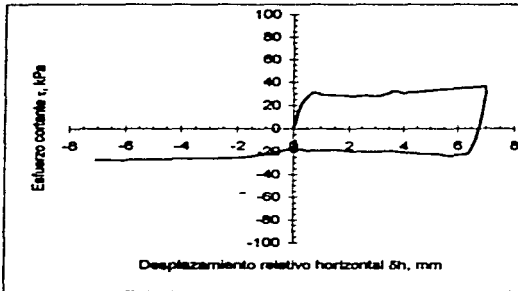
Fig 5.15 Resultados experimentales para la muestra 18: suelo-concreto, prueba CF



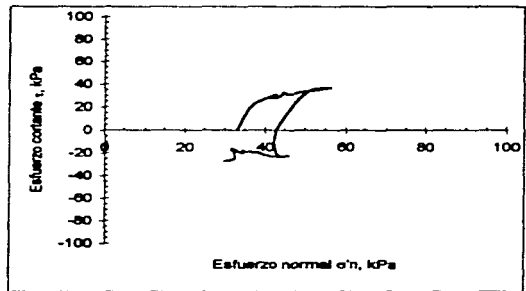
Curva de consolidación



Curva de dilatación

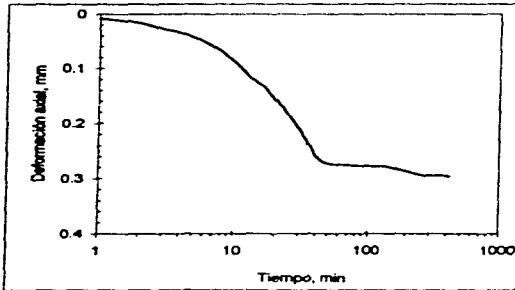


Esfuerzo cortante - deformación

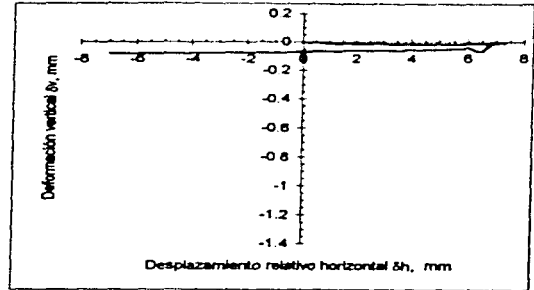


Trayectoria de esfuerzos

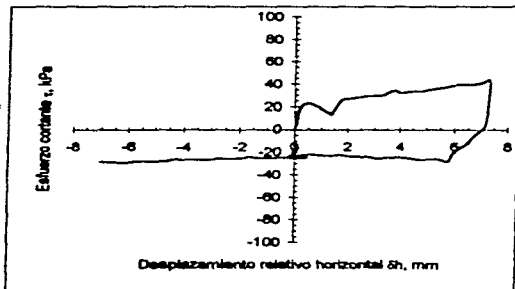
Fig 5.16 Resultados experimentales para la muestra 19: suelo-acero, prueba CV



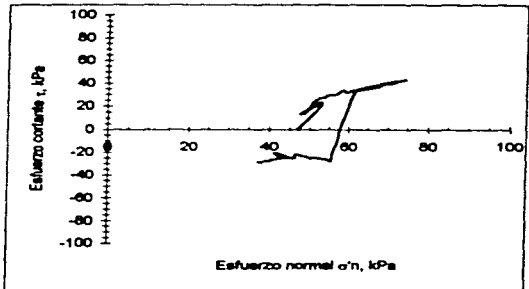
Curva de consolidación



Curva de dilatación

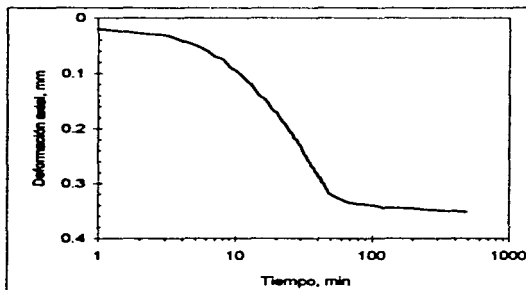


Esfuerzo cortante - deformación

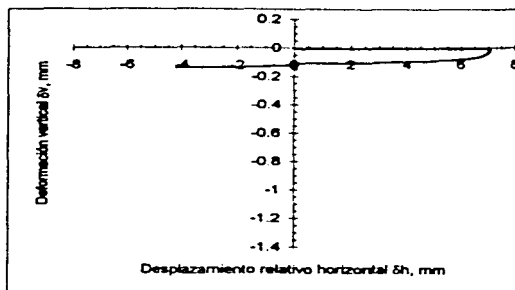


Traectoria de esfuerzos

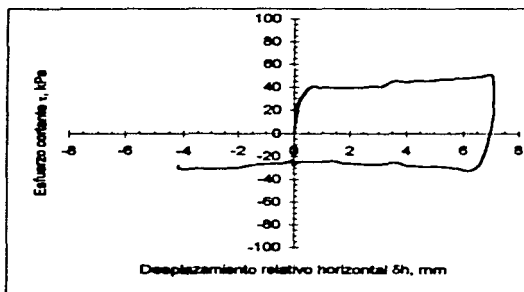
Fig 6.17 Resultados experimentales para la muestra 20: suelo-acero, prueba CV



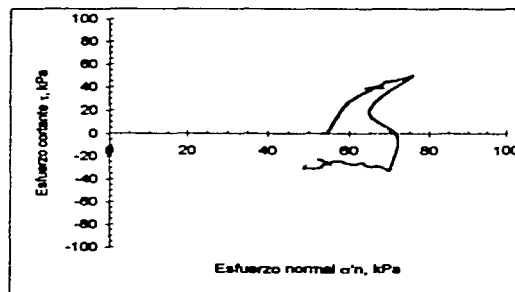
Curva de consolidación



Curva de dilatación

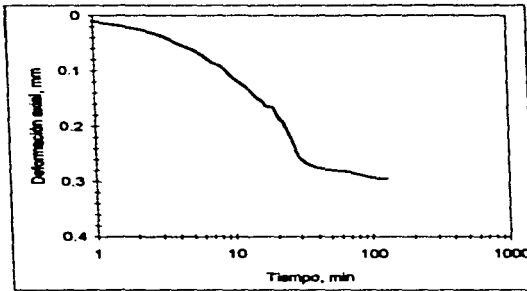


Esfuerzo cortante - deformación

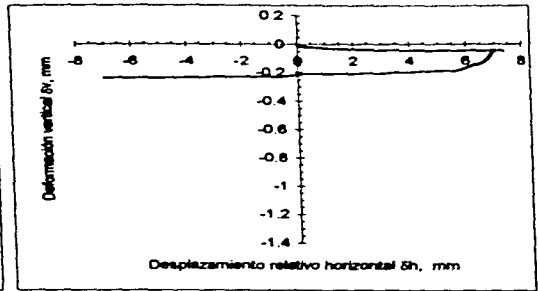


Trayectoria de esfuerzos

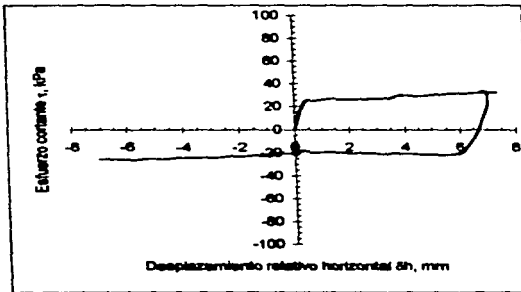
Fig 5.18 Resultados experimentales para la muestra 21: suelo-acero, prueba CV



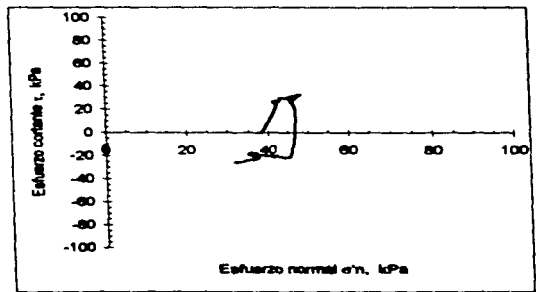
Curva de consolidación



Curva de distancia

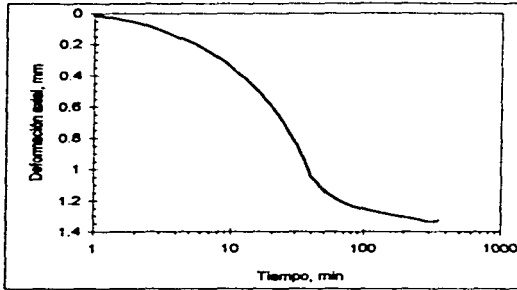


Esfuerzo cortante - deformación

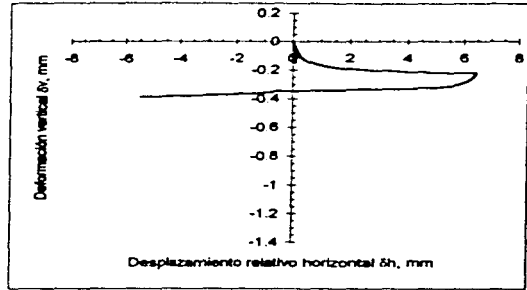


Trayectoria de esfuerzos

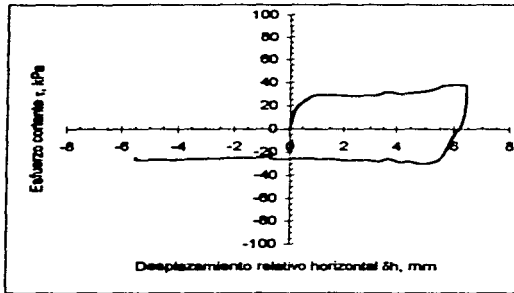
**Fig 5.19 Resultados experimentales para la muestra 22: suelo-ácero, prueba CF**



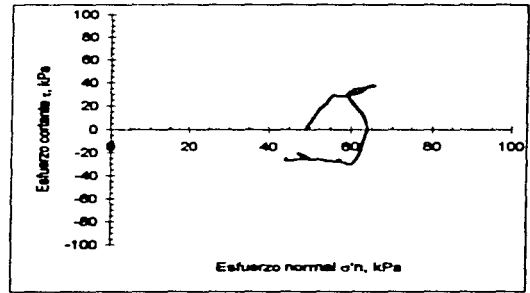
Curva de consolidación



Curva de dilatación

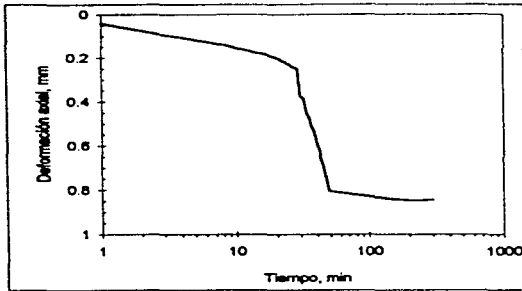


Esfuerzo cortante - deformación

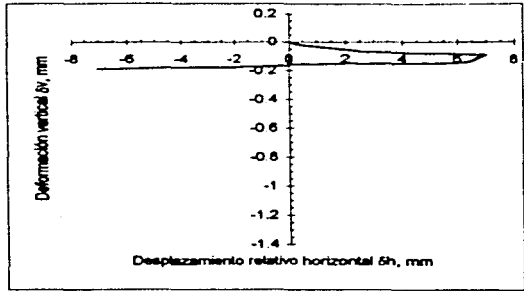


Trayectoria de esfuerzos

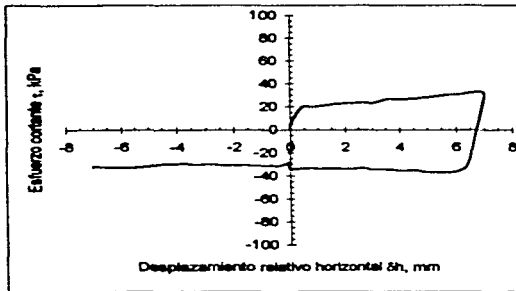
Fig 5.20 Resultados experimentales para la muestra 23: suelo-acero, prueba CF



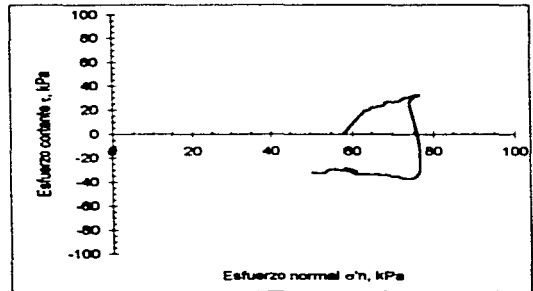
Curva de consolidación



Curva de dilatación

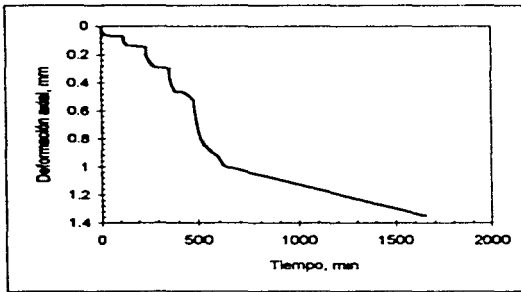


Esfuerzo cortante - deformación

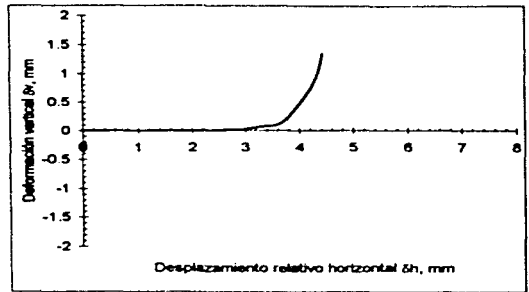


Trayectoria de esfuerzos

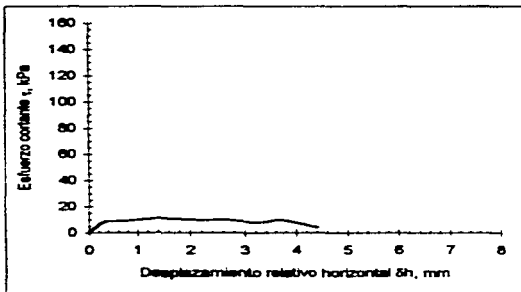
Fig 6.21 Resultados experimentales para la muestra 24: suelo-acero, prueba CF



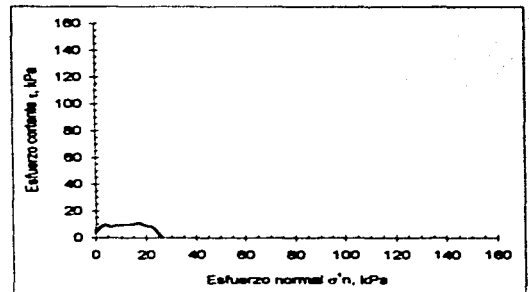
Curva de consolidación



Curva de dilatación



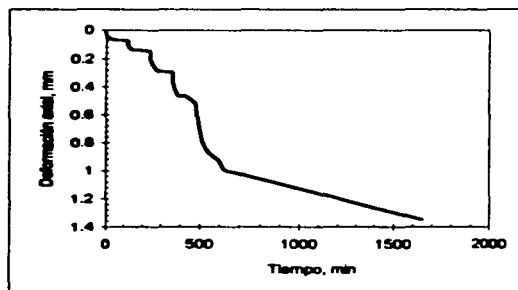
Estuerzo cortante - deformación



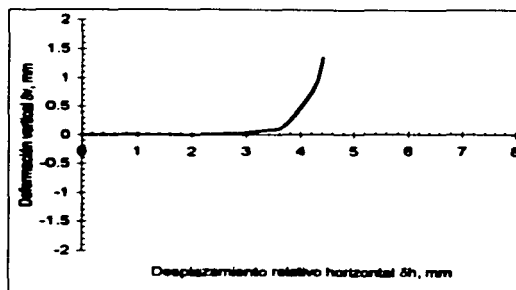
Trayectoria de esfuerzos

Fig 5.22 Resultados experimentales para la muestra 1: suelo-suelo, disminuyendo  $\sigma'v$  (material reconstituido)

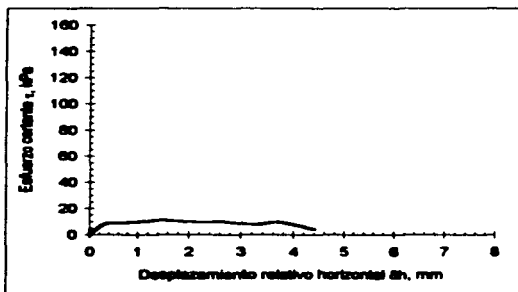




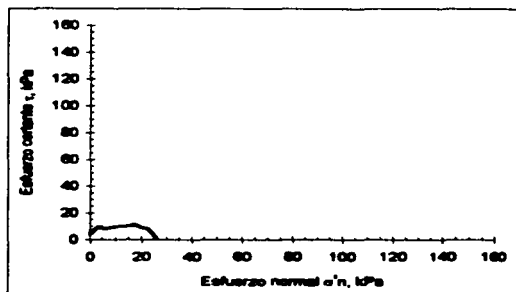
Curva de consolidación



Curva de dilatación

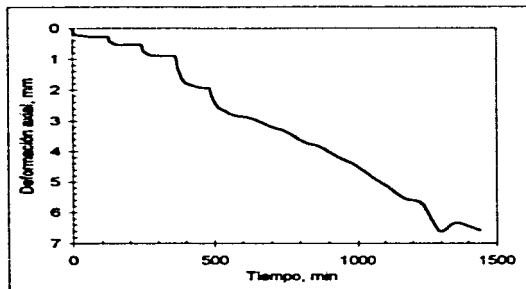


Esfuerzo cortante - deformación

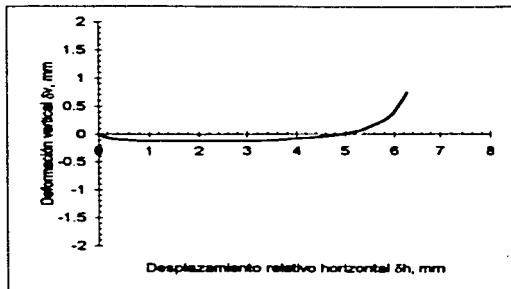


Trayectoria de esfuerzos

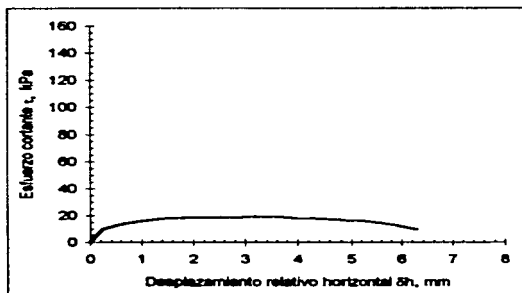
Fig 5.22 Resultados experimentales para la muestra 1: suelo-suelo, disminuyendo  $\sigma' v$  (material reconstituido)



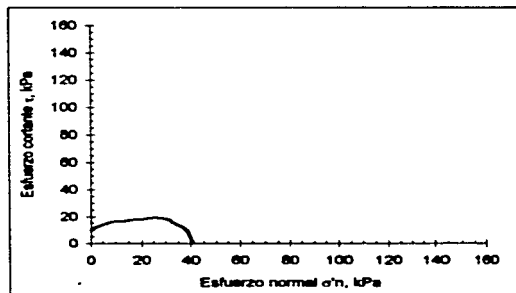
Curva de consolidación



Curva de distancia

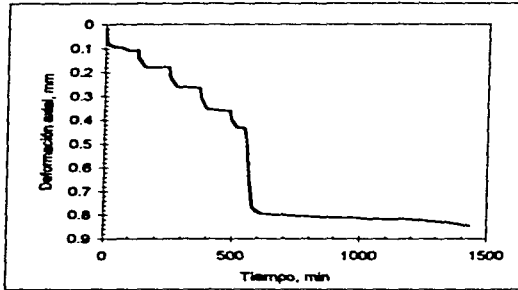


Esfuerzo cortante - deformación

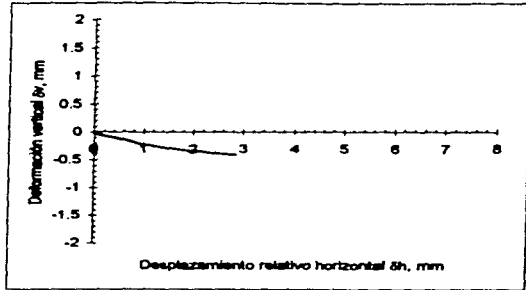


Trayectoria de esfuerzos

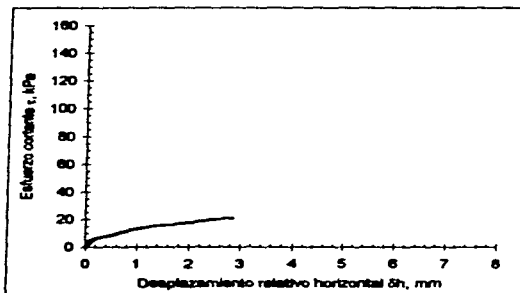
**Fig 5.23 Resultados experimentales para la muestra 2: suelo-suelo, disminuyendo  $\sigma'_v$  (material reconstituido)**



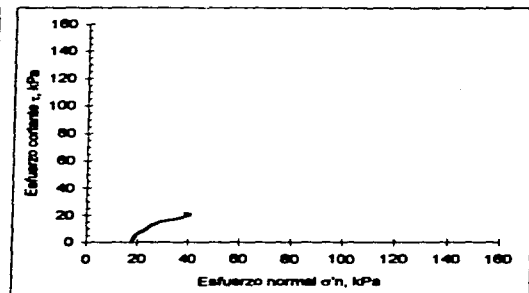
Curva de consolidación



Curva de dilatación

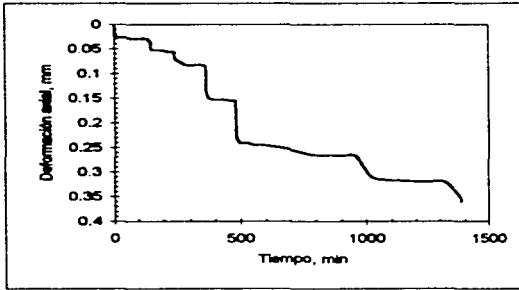


Esfuerzo cortante - deformación

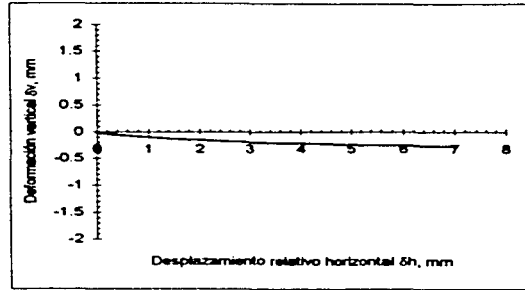


Trayectoria de esfuerzos

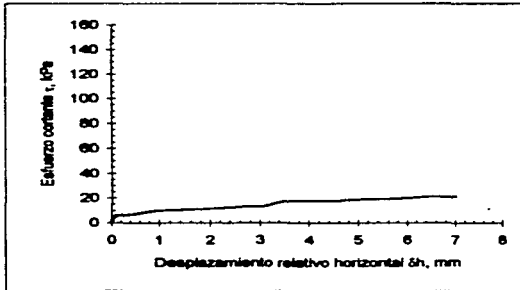
Fig 5.24 Resultados experimentales para la muestra 3: suelo-suelo, aumentando  $\sigma'v$  (material reconstituido)



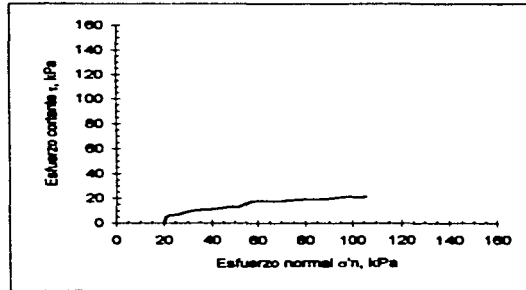
Curva de consolidación



Curva de dilatación

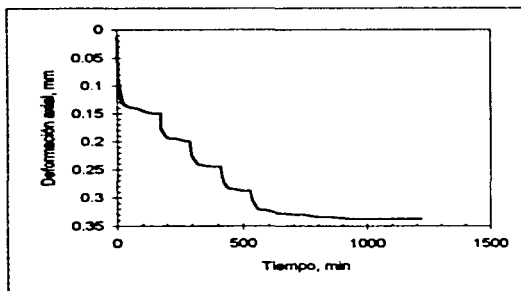


Esfuerzo cortante - deformación

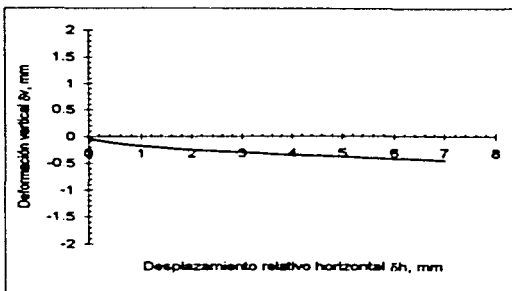


Trayectoria de esfuerzos

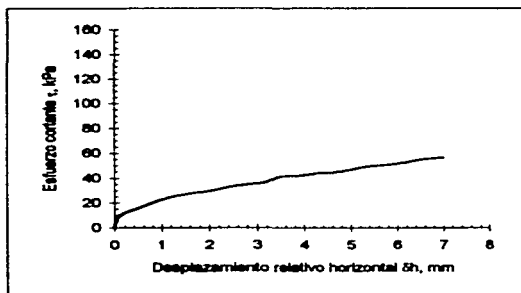
**Fig 5.28 Resultados experimentales para la muestra 4: suelo-suelo, aumentando  $\sigma'_v$  (material reconstituido)**



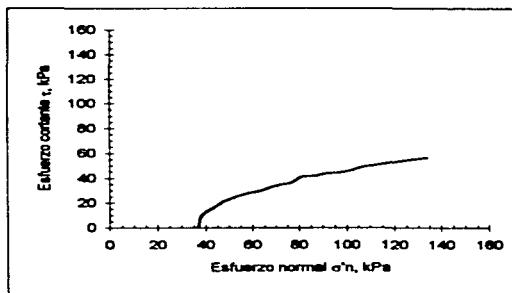
Curva de consolidación



Curva de dilatación

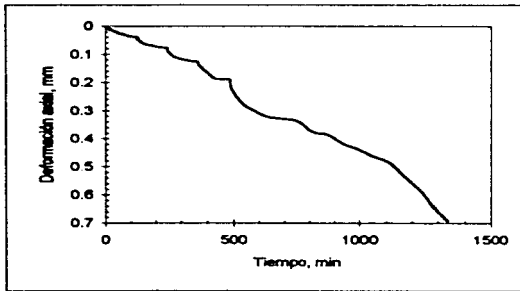


Esfuerzo cortante - deformación

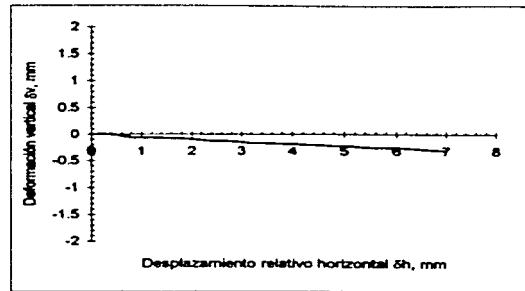


Traectoria de esfuerzos

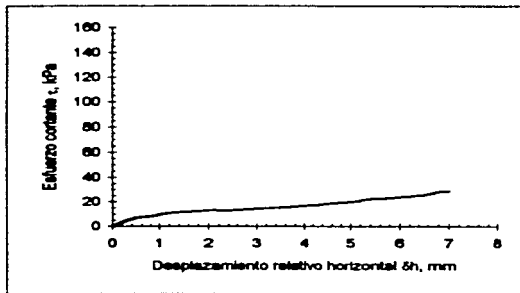
**Fig 5.26** Resultados experimentales para la muestra 5: suelo-suelo, aumentando  $\sigma'_v$  (material reconstituido)



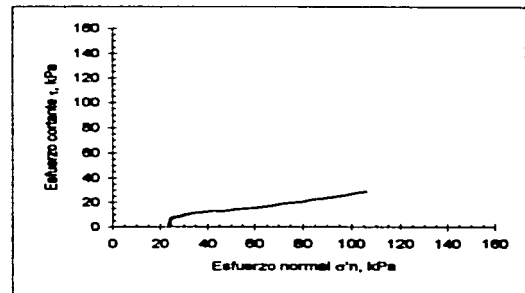
Curva de consolidación



Curva de dilatación

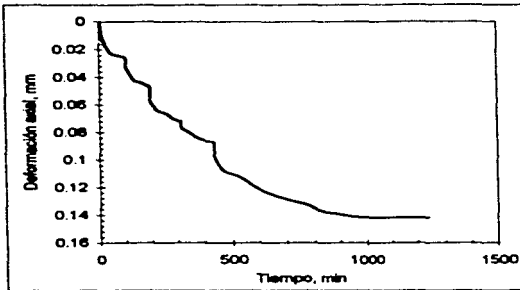


Esfuerzo cortante - deformación

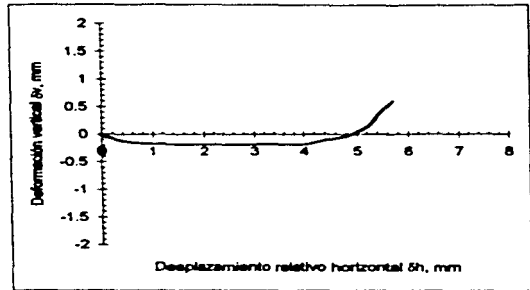


Trayectoria de esfuerzos

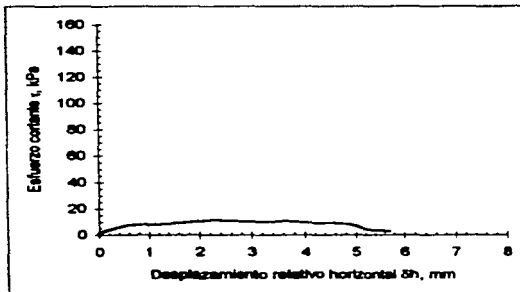
**Fig 5.27 Resultados experimentales para la muestra 6: suelo-suelo, aumentando  $\sigma'_v$  (material reconstituido)**



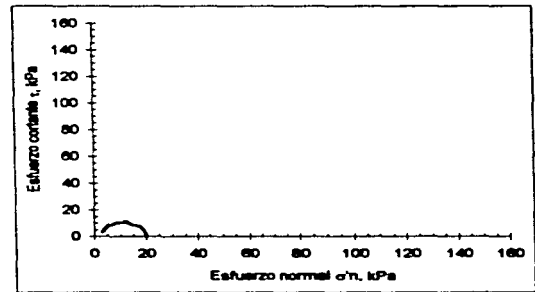
Curva de consolidación



Curva de dilatación

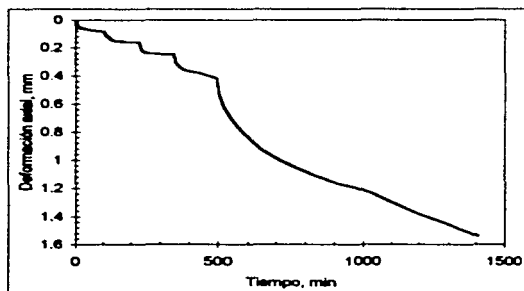


Esfuerzo cortante - deformación

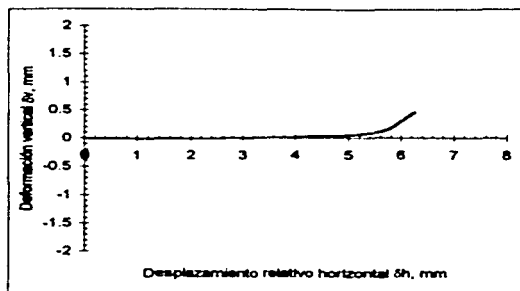


Trayectoria de esfuerzos

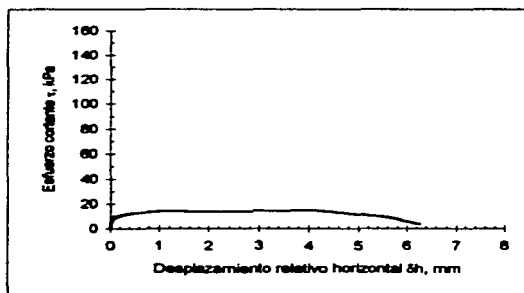
Fig 6.28 Resultados experimentales para la muestra 7: suelo-concreto, disminuyendo  $\sigma'_v$  (material reconstituido)



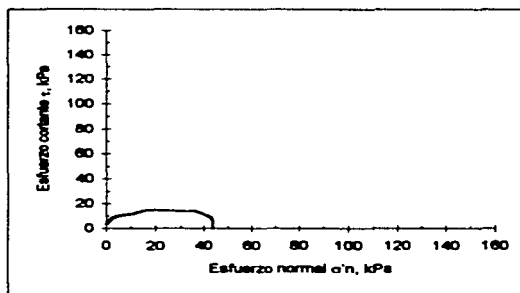
Curva de consolidación



Curva de dilatación



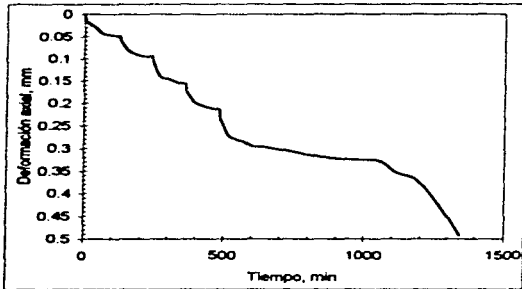
Esfuerzo cortante - deformación



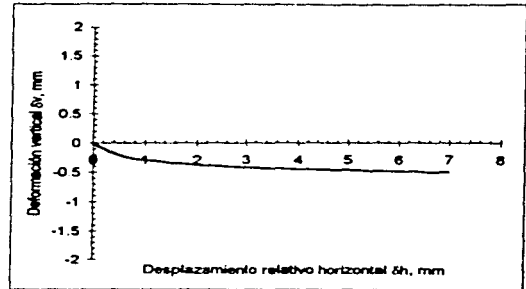
Trayectoria de esfuerzos

**Fig 5.29** Resultados experimentales para la muestra 8: suelo-concreto, disminuyendo  $\sigma_v$  (material reconstituido)

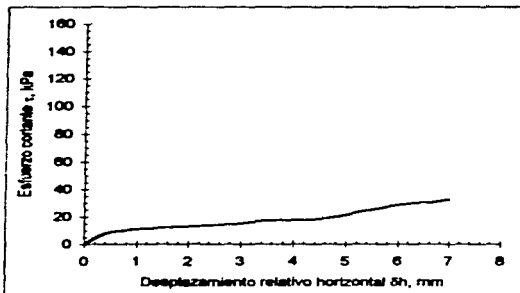




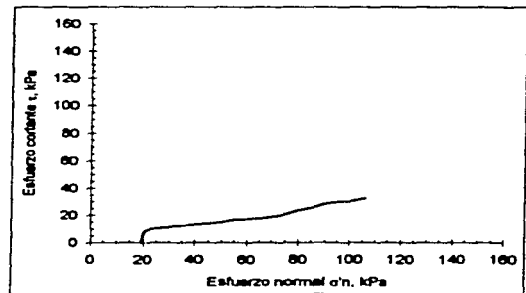
Curva de consolidación



Curva de dilatación

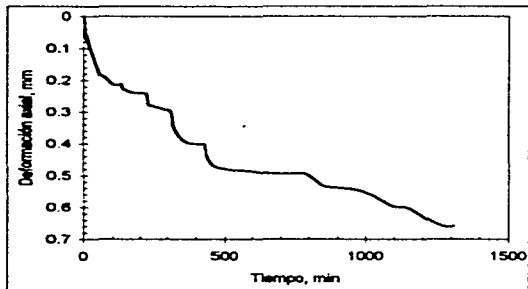


Esfuerzo cortante - deformación

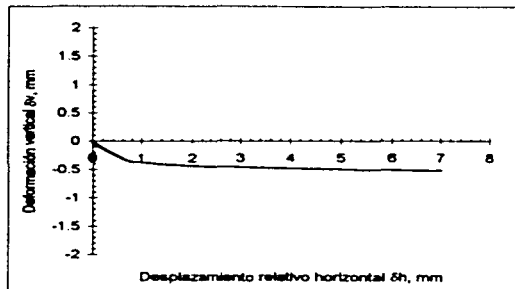


Trayectoria de esfuerzos

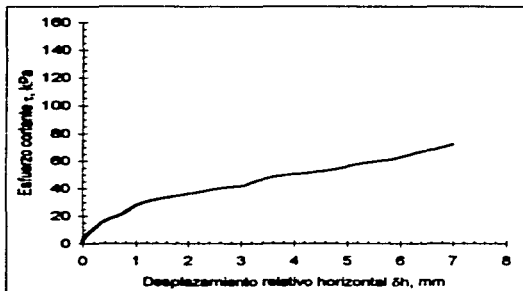
Fig 5.30 Resultados experimentales para la muestra 9: suelo-concreto, aumentando  $\sigma_v$  (material reconstituido)



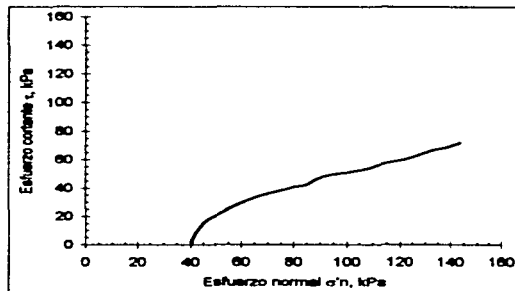
Curva de consolidación



Curva de dilatación

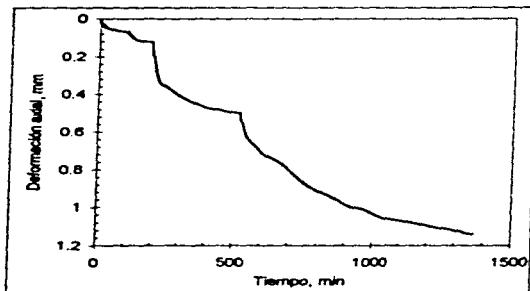


Esfuerzo cortante - deformación

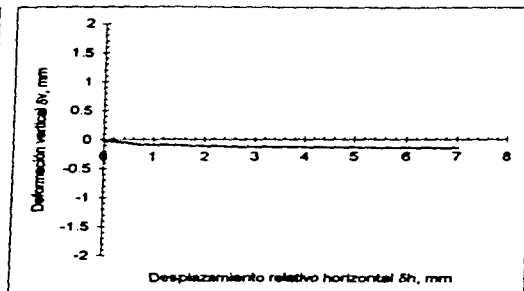


Trayectoria de esfuerzos

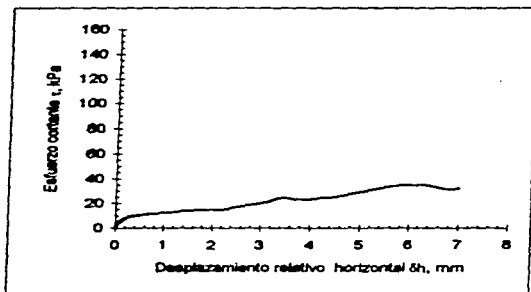
**Fig 8.31 Resultados experimentales para la muestra 10: suelo-concreto, aumentando  $\sigma_v$  (material reconstituido)**



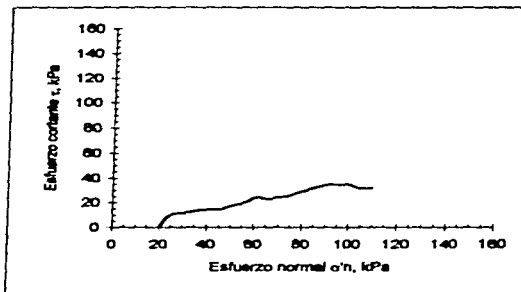
Curva de consolidación



Curva de dilatación

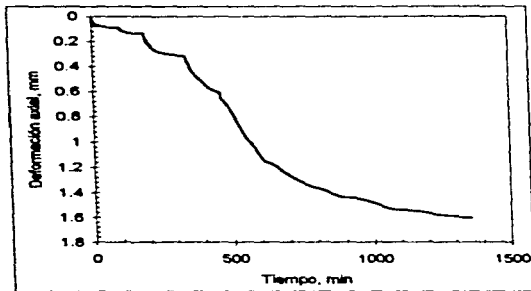


Esfuerzo cortante - deformación

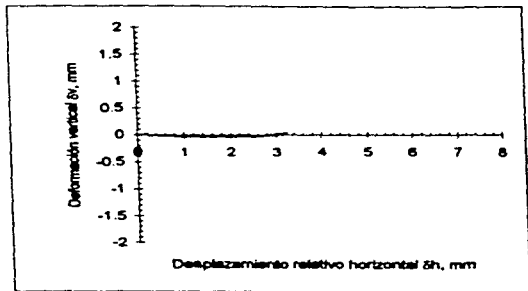


Traectoria de esfuerzos

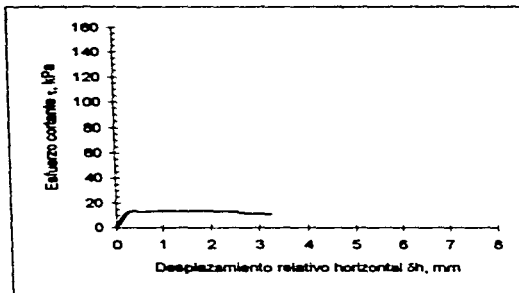
Fig 6.32 Resultados experimentales para la muestra 11: suelo-concreto, aumentando  $\sigma_v$  (material reconstituido)



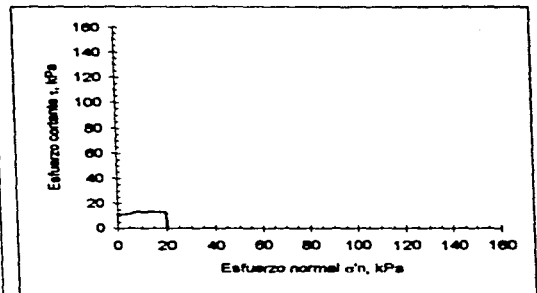
Curva de consolidación



Curva de dilatación

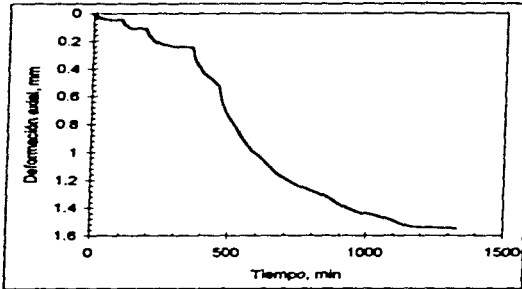


Esfuerzo cortante - deformación

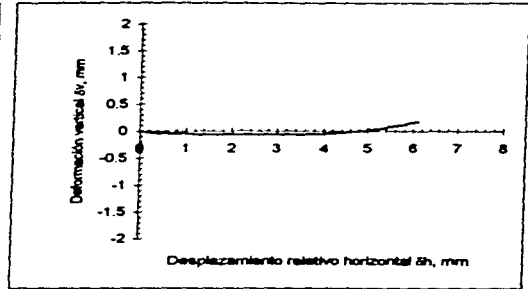


Trayectoria de esfuerzos

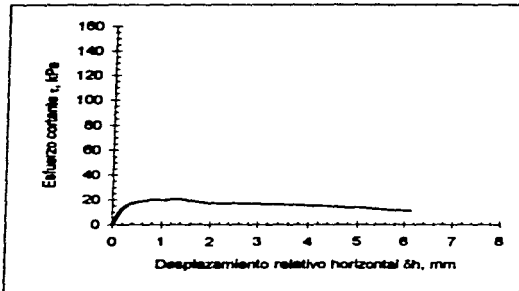
**Fig 8.33 Resultados experimentales para la muestra 12: suelo-acero, disminuyendo  $\sigma'_v$  (material reconstituido)**



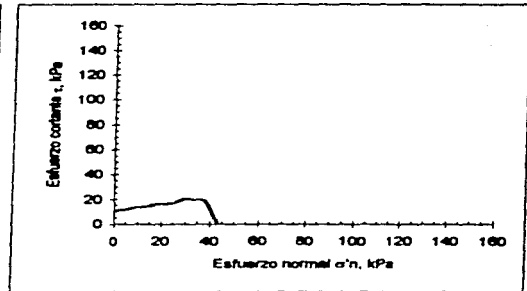
Curva de consolidación



Curva de dilatación

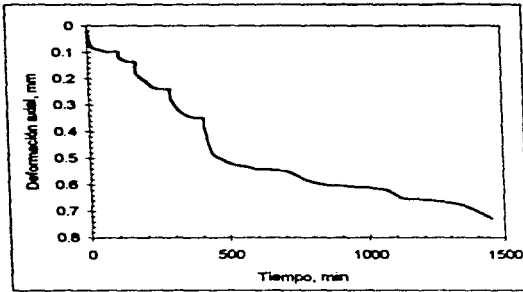


Esfuerzo cortante - deformación

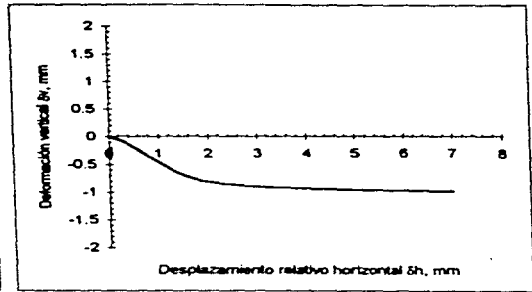


Trayectoria de esfuerzos

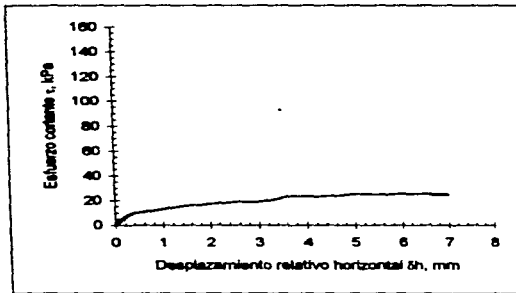
**Fig 6.34 Resultados experimentales para la muestra 13: suelo-acero, disminuyendo  $\sigma_v$  (material reconstituido)**



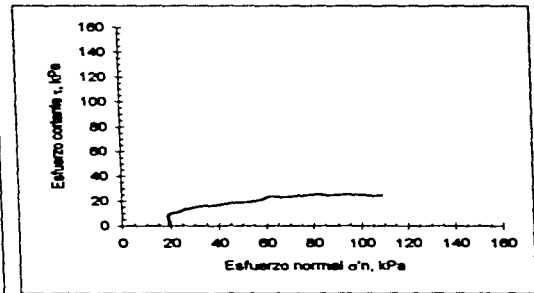
Curva de consolidación



Curva de dilatación

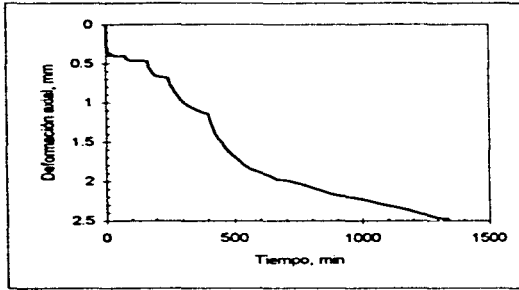


Esfuerzo cortante - deformación

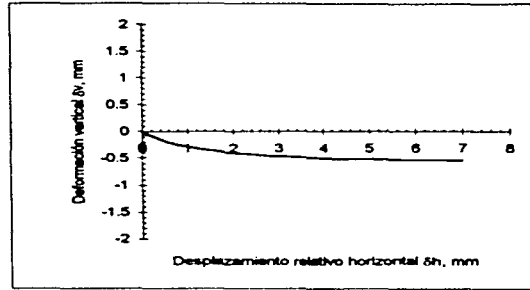


Trayectoria de esfuerzos

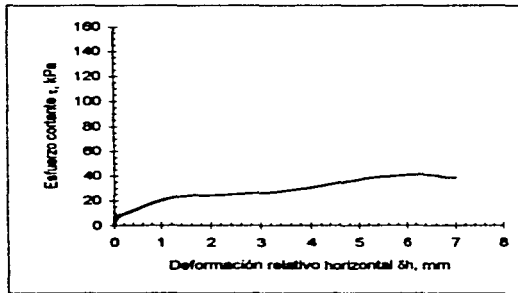
Fig 5.35 Resultados experimentales para la muestra 14: suelo-acero, aumentando  $\sigma'_v$  (material reconstituido)



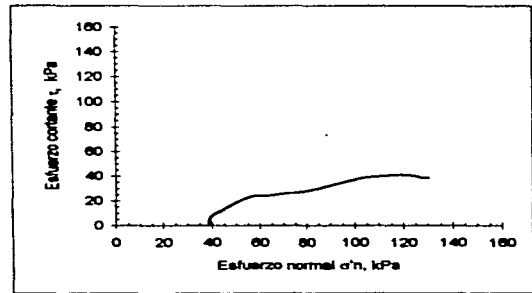
Curva de consolidación



Curva de dilatación



Esfuerzo cortante - deformación



Traectoria de esfuerzos

Fig 5.36 Resultados experimentales para la muestra 15: suelo-acero, aumentando  $\sigma'v$  (material reconstituido)

## CAPITULO 6 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

### 6.1 ENSAYES CON SUELO NATURAL INALTERADO

Las muestras inalteradas que se emplearon se ensayaron bajo diversas condiciones, dependiendo de la profundidad de la cual fueron extraídas, de su relación de vacíos inicial y de su contenido de agua. Una interpretación unificada de los aspectos más relevantes de los resultados experimentales obtenidos en términos de ingeniería de cimentaciones se presenta a continuación:

#### **Influencia del contenido de agua**

El contenido de agua de las muestras varía en un rango muy amplio y algunas de las variaciones que se encontraron en las trayectorias de esfuerzo y en las curvas esfuerzo-deformación obtenidas durante los experimentos se pueden relacionar directamente con esto. Para revelar la manera en que el contenido de agua afecta a los resultados, se calculó el cociente de esfuerzos  $\tau/\sigma'_n$  para el esfuerzo cortante pico, post-pico y residual, y se graficaron contra el contenido de agua al final de la consolidación. La gráfica de la fig 6.1 se obtuvo a partir de los resultados de todas las pruebas y en ella se puede apreciar que existe una clara tendencia entre el contenido de agua y los valores del cociente  $\tau/\sigma'_n$ . Las gráficas que se presentan en las figs 6.2 a la 6.4 muestran los mismos datos pero para cada una de las pruebas (suelo-suelo, suelo-concreto y suelo-acero).



### **Envolventes de esfuerzo o líneas de resistencia**

Las envolventes de falla para el esfuerzo cortante pico, post-pico y residual, se obtuvieron a partir de gráficas  $\tau-\sigma'_n$  y se muestran en las figs 6.5 a la 6.7 para las pruebas de suelo-suelo, suelo-concreto y suelo acero, respectivamente. La cohesión y el ángulo de fricción movilizado en cada una de las etapas de corte, se indicaron en la tabla 5.2. Es evidente que la resistencia, por fricción en la interface se relaciona con el tipo de material y de suelo así como de la magnitud del esfuerzo de consolidación aplicado; de esta manera, para las interfaces de concreto el ángulo de fricción resultó ser más pequeño que el desarrollado por el suelo solo.

## **6.2 ENSAYES CON MATERIAL RECONSTITUIDO**

### **Representación del comportamiento para la muestras de arcilla reconstituida**

Durante la re-consolidación de las muestras en el aparato de corte directo, se presentaron grandes cambios de volumen y del contenido de agua. Como consecuencia, las muestras de suelo reconstituido presentaron un rango bajo de humedades con relación a las exhibidas por el suelo del sitio simulado. Los resultados obtenidos para el material reconstituido en los ensayos donde se aumento  $\sigma'_n$  se pueden comparar cualitativamente con las pruebas CF de las muestras naturales inalteradas. Al respecto, la similitud del comportamiento es evidente en la mayoría de las pruebas realizadas bajo esas condiciones, ya que las muestras presentaron una fluencia inicial después de la cual la capacidad para tomar el esfuerzo adicional se incrementaba durante el corte, debido a la aplicación simultánea del incremento de esfuerzo vertical. En las pruebas suelo-suelo sobre material reconstituido, el esfuerzo cortante post-pico no se pudo obtener. Esto marca la diferencia principal entre el comportamiento de arcillas naturales y reconstituidas las cuales reflejan la incapacidad para reproducir los efectos de edad.

### **Influencia de las trayectorias de esfuerzo en los resultados de las pruebas**

El comportamiento que se observó en las pruebas con arcilla reconstituida fue únicamente contractante lo cual coincide con lo que puede ocurrir en arcillas blandas normalmente consolidadas. Sin embargo, en las pruebas donde se redujo  $\sigma'_n$ , la dilatación se presentó después de la fluencia inicial de las muestras. Otras diferencias también se observan en las curvas esfuerzo deformación ( $\tau-\delta_n$ ) y en las trayectorias de esfuerzo ( $\tau-\sigma'_n$ ) para las muestras ensayadas aumentando  $\sigma'_n$  y para las muestras cortadas reduciéndolo. Todos esos efectos reflejan la influencia de las trayectorias de esfuerzo que se aplicaron, mejor que las propiedades intrínsecas del suelo.

### **Envolventes de esfuerzo o líneas de resistencia**

Los esfuerzos cortantes pico (esfuerzo cortante de fluencia inicial) se graficaron contra el esfuerzo normal efectivo. En este caso las dos líneas de resistencia se trazaron para cada tipo de prueba. Los resultados obtenidos de las pruebas incrementado  $\sigma'_n$  y disminuyéndolo se muestran en la figs 6.8, 6.9 y 6.10 para ensayos suelo-suelo, suelo-concreto y suelo acero respectivamente. Los ángulos de fricción correspondientes y la cohesión interceptada se dieron en la tabla 5.2. Las pruebas que se hicieron reduciendo el esfuerzo vertical desarrollaron ángulos de fricción mas pequeños por lo que se

consideraron como los ángulos de fricción residual, mientras que los ángulos obtenidos en pruebas aumentando  $\sigma'_n$  se consideraron como los ángulos de fricción pico. Cabe señalar que estos ángulos se tomaron cuando la muestra fluía inicialmente. Por último, los valores de los ángulos de fricción  $\phi'_p$  y  $\phi'_r$  obtenidos en las pruebas suelo-concreto resultaron más altos que los de las pruebas suelo-suelo.

### Coefficientes de adherencia

A partir de los esfuerzos cortantes obtenidos en las pruebas suelo-suelo y de interface se calcularon los coeficientes de adherencia mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{\tau_{\text{interface}}}{\tau_{\text{suelo-reconstituido}}}$$

donde:

$\alpha$  = coeficiente de adherencia

$\tau_{\text{interface}}$  = esfuerzo cortante pico en las pruebas de interface

$\tau_{\text{suelo-reconstituido}}$  = esfuerzo cortante pico en las pruebas suelo-suelo

Como el material reconstituido presentó un rango bajo de humedades, no fue posible observar la influencia del contenido de agua sobre los coeficientes de adherencia, sin embargo con el fin de observar el factor que más influyó sobre  $\alpha$  a partir de las condiciones de prueba impuestas, se graficó el esfuerzo normal de consolidación aplicado sobre los especímenes en el aparato de corte directo contra el factor de adherencia. En las figs 8.11, 8.12, 8.13 y 8.14 se muestran estas gráficas para cada tipo de ensayo y de interface; en ellas, se ve la tendencia que existe entre el esfuerzo de consolidación y el coeficiente de adherencia. Cabe señalar, que estos resultados no coinciden con los encontrados por Cuanalo (1993), cuya tendencia entre el esfuerzo vertical y el coeficiente de adherencia fue inversa a lo que se presenta en este trabajo, sin embargo, los valores de  $\alpha$  están dentro del rango esperado (cercanos a 1.0).

Una posible hipótesis acerca del comportamiento observado entre el esfuerzo de consolidación y el coeficiente de adherencia se puede explicar a través de sus envolventes de esfuerzo, las cuales, realmente no son líneas rectas sino que presentan una curvatura al aumentar el esfuerzo normal, de esta manera se puede inferir que la envolventes de esfuerzo para las pruebas de interface se "achataron" más rápido que las pruebas suelo-suelo; pero esto, solamente se podrá demostrar realizando más pruebas de corte directo con un rango suficiente de esfuerzos normales de consolidación.

**FIGURAS  
CAPITULO 6**

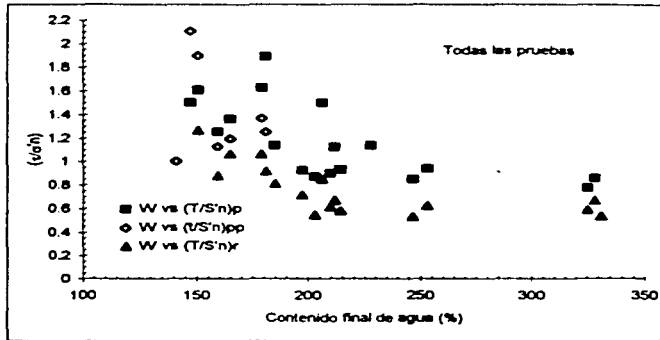


Fig. 6.1 Influencia del contenido de agua después de la consolidación sobre la relación de esfuerzos, Todas las pruebas, arcilla inalterada

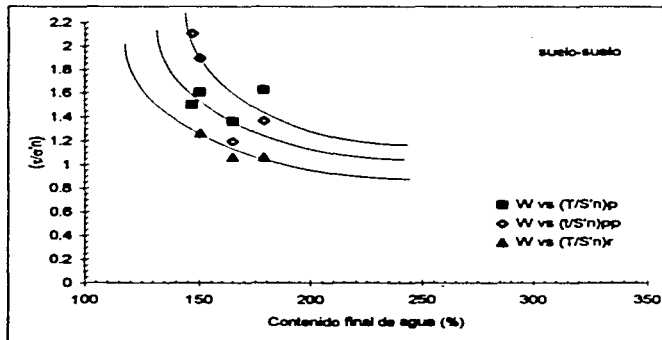


Fig. 6.2 Influencia del contenido de agua después de la consolidación sobre la relación de esfuerzos (pico, post-pico y residual). Pruebas suelo-suelo con arcilla inalterada

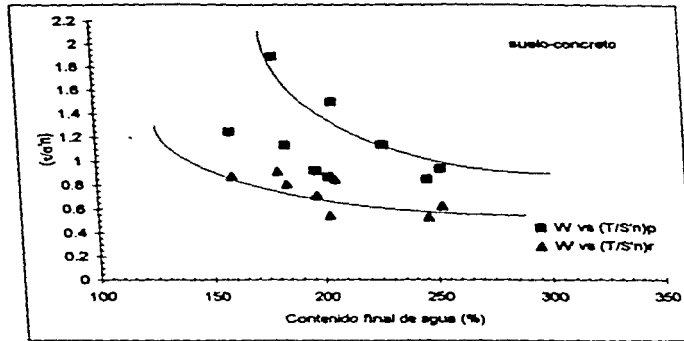


Fig 6.3 Influencia del contenido de agua después de la consolidación, sobre la relación de esfuerzos (pico, post-pico y residual). Pruebas de interfase suelo-concreto con arcilla inalterada

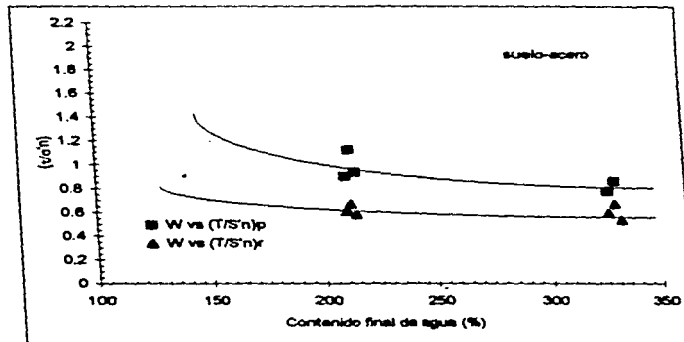


Fig 6.4 Influencia del contenido de agua después de la consolidación, sobre la relación de esfuerzos (pico, post-pico y residual). Pruebas de interfase suelo-acero con arcilla inalterada

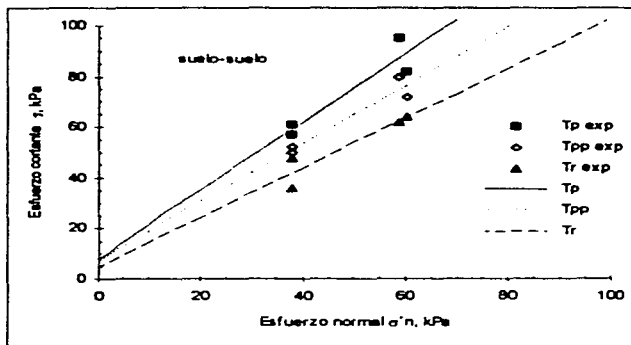


Fig 6.5 Envolventes de esfuerzo para el esfuerzo cortante pico, post-pico y residual; pruebas suelo-suelo con arcilla inalterada

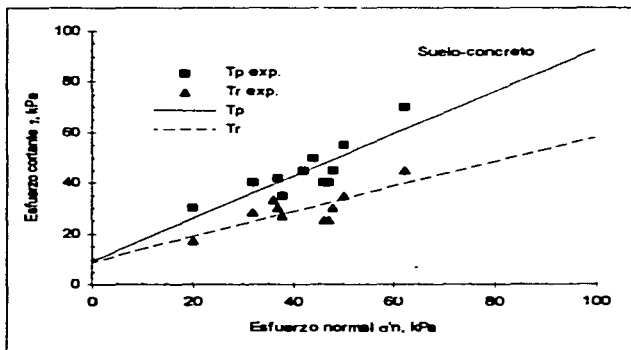


Fig 6.6 Envolventes de esfuerzo para el esfuerzo cortante pico, y residual; pruebas suelo-concreto con arcilla inalterada

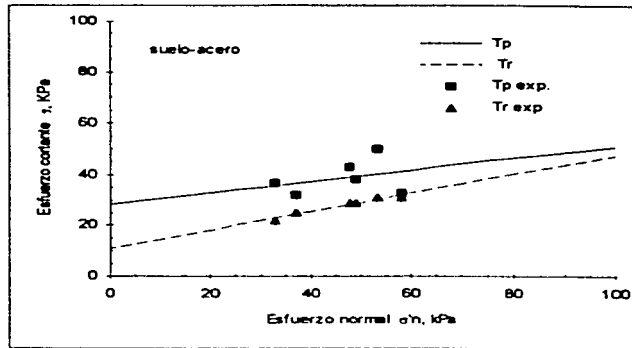


Fig 6.7 Envolventes de esfuerzo para el esfuerzo cortante pico, y residual; pruebas suelo-acero con arcilla inalterada

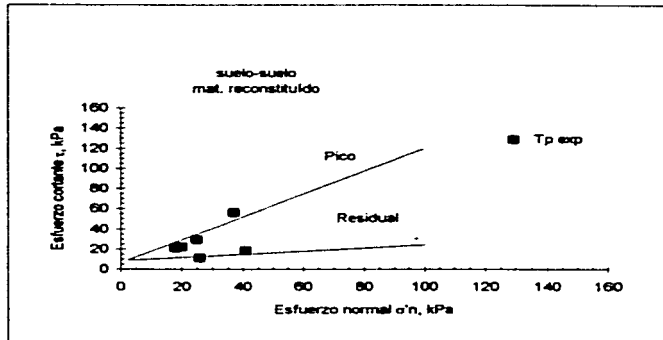


Fig 6.8 Envolventes de esfuerzo, pruebas suelo-suelo en material reconstituido

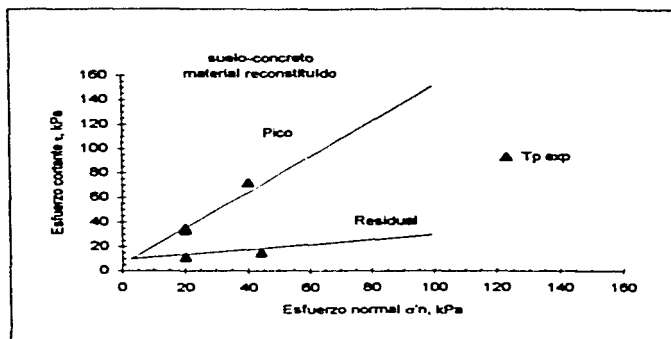


Fig 6.9 Envolventes de esfuerzo, pruebas suelo-concreto en material reconstituido

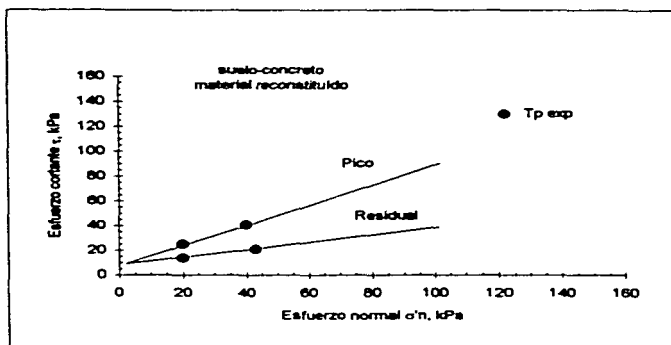


Fig 6.10 Envolventes de esfuerzo, pruebas suelo-arcilla en material reconstituido



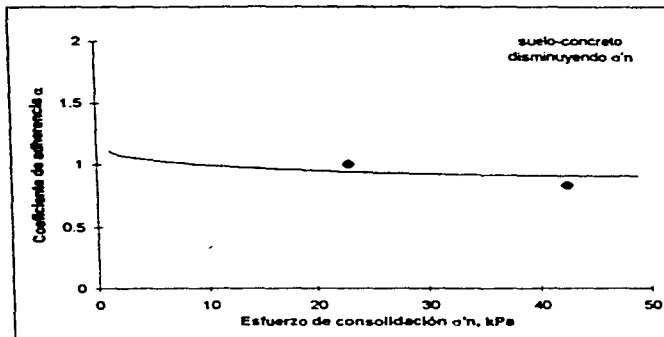


Fig 6.11 Influencia del esfuerzo de consolidación sobre el coeficiente de adherencia. Pruebas suelo-concreto con arcilla reconstituída disminuyendo  $\sigma'_n$

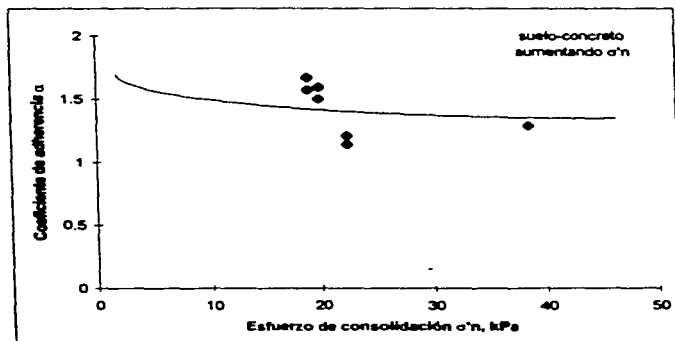


Fig 6.12 Influencia del esfuerzo de consolidación sobre el coeficiente de adherencia. Pruebas suelo-concreto con arcilla reconstituída aumentando  $\sigma'_n$

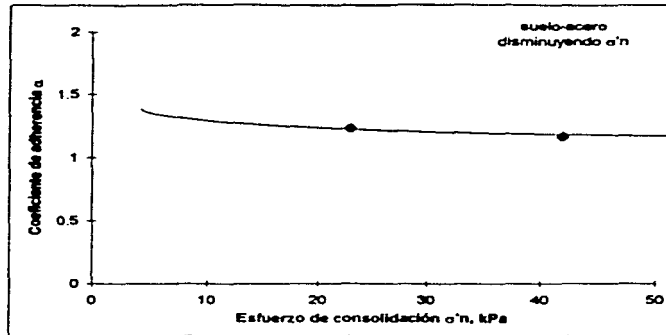


Fig 6.13 Influencia del esfuerzo de consolidación sobre el coeficiente de adherencia. Pruebas suelo-acero con arcilla reconstituida disminuyendo  $\sigma'n$

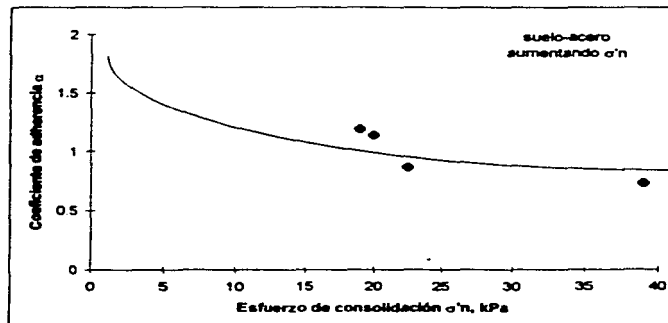


Fig 6.14 Influencia del esfuerzo de consolidación sobre el coeficiente de adherencia. Pruebas suelo-acero con arcilla reconstituida aumentando  $\sigma'n$

## CAPITULO 7

### CONCLUSIONES

El sistema diseñado para realizar las pruebas a volumen constante (CV) usaba un dispositivo analógico con un circuito cerrado en el cual una válvula electrohidráulica activa un pistón neumático que proporciona cargas normales en respuesta a una señal de error generada por un transductor de desplazamiento. El sistema se diseñó para mantener el volumen de las muestras constante con una tolerancia de  $\pm 0.01$  mm. (deformación axial). Sin embargo, en las pruebas realizadas a volumen constante este nivel de deformación vertical no se dio. Al respecto, los mejores resultados se obtuvieron en las pruebas de interface suelo-acero con muestras inalteradas. Por otro lado, la mayor desventaja del sistema que no se pudo controlar fue el cambio de volumen que se producía al cambiar la dirección del corte.

Las pruebas suelo-suelo con muestras inalteradas dieron resultados que son consistentes con el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México en pruebas de corte directo drenadas. Las muestras presentaron un esfuerzo cortante pico en aproximadamente 2 mm. de desplazamiento horizontal después del cual, el esfuerzo cortante alcanza un valor residual estable el cual fue 16% más pequeño que el esfuerzo cortante pico. Todas las muestras ensayadas se comportaron únicamente como materiales contractantes.

A partir de los ensayos suelo-suelo con material inalterado se definieron los ángulos de fricción pico, post-pico y residual. Los ángulos residuales se obtuvieron en la etapa de recarga con el esfuerzo

invertido. Para las pruebas suelo-concreto y suelo acero únicamente se pudieron definir los ángulos de fricción pico y residual.

Los cocientes de esfuerzos  $\tau/\sigma'_h$  para el esfuerzo cortante pico, post-pico y residual se graficaron contra el contenido de agua al final de la consolidación con el fin de conocer la relación que existe entre ambos, de esta manera, se obtuvieron diferentes tendencias para cada tipo de prueba suelo-suelo, suelo-concreto y suelo-acero.

Se describió el procedimiento que se siguió para reconstituir el lodo de la arcilla de la ciudad de México. Los contenidos de agua y los estados de esfuerzo alcanzados después de la reconstitución reprodujeron exactamente los estados del sitio donde previamente se habían realizado pruebas de campo sobre una pila instrumentada. Posteriormente, los cambios en los contenidos de humedad y de volumen durante la reconsolidación en el aparato de corte directo fueron más altos de lo se esperaba, sin embargo, los estados alcanzados antes de la etapa de corte se pueden considerar como una buena aproximación de los estados simulados.

Los procedimientos de las pruebas con arcilla reconstituida se tuvieron que modificar debido a que las trayectorias de esfuerzo eran muy semejantes a las obtenidas con muestras inalteradas. Por lo que, el programa experimental para el material reconstituido se llevó a cabo aplicando cargas que produjeran diferencias en la trayectorias de esfuerzo  $\tau-\sigma'_h$ . De esta manera, se realizaron pruebas incrementando y disminuyendo el esfuerzo vertical efectivo durante el corte.

El comportamiento del material reconstituido en pruebas donde se aumentó el esfuerzo vertical efectivo reprodujo los aspectos más generales del comportamiento de las pruebas CF sobre muestras inalteradas. En general los parámetros de resistencia que se obtuvieron de las pruebas con material reconstituido -cohesión y ángulos de fricción- fueron más pequeños que los de las pruebas con arcillas naturales. En general este material se comportó como un sólido elastoplástico.

El comportamiento del material reconstituido ensayado en pruebas donde se aumentó el esfuerzo vertical efectivo durante el corte fue diferente al que se obtuvo en pruebas donde se redujo. Esto refleja la influencia de la trayectoria de esfuerzo que se aplicó, mejor que las propiedades intrínsecas del suelo.

Los esfuerzos de fluencia de las pruebas donde se aumentó  $\sigma'_h$  se emplearon para definir la envolvente de esfuerzos en el pico y de esta manera los ángulos de fricción pico; mientras que con los de las pruebas donde se redujo  $\sigma'_h$  se definieron los ángulos de fricción residual.

La relación que se obtuvo entre el esfuerzo de consolidación y el coeficiente de adherencia estimado como  $\tau_{interfaz} / \tau_{suelo\ solo}$  fue diferente a la encontrada por Cuanalo (1993) y esto se explicó diciendo que probablemente las líneas de resistencia para la pruebas de interface se achataron primero que las líneas del suelo solo.

Con esto puede concluir que el comportamiento de las probetas de arcilla de la ciudad de México tanto natural como reconstituida depende del contenido de humedad, de la consistencia relativa (Ovando, 1995), del tiempo de consolidación (Ovando, 1995), del tipo de ensaye, del tipo de interface y de la trayectoria de esfuerzos aplicada. Por otro lado, las diferencias que se encontraron en el comportamiento de muestras naturales y reconstituidas parece estar estrechamente relacionado con los efectos de la edad geológica de ambos tipos de material, ya que durante el proceso de reconstitución éste no se puede simular; sin embargo, para aclarar algunos aspectos sobre comportamiento de la arcilla de la ciudad de México y de ésta en interface con otros materiales se requiere realizar trabajos experimentales adicionales con un equipo en el que las trayectorias de esfuerzos se puedan controlar de una manera más efectiva. Al respecto, el Instituto de Ingeniería de la UNAM estudia la posibilidad de adaptar un control computarizado acorde a un motor en otro aparato de corte directo.

## **BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS**

Auvinet, G. (1978), "*Fricción negativa en pilotes, estado actual del conocimiento*", El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del valle de México; Simposio Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 203-227.

Auvinet, G. y Mendoza, M. (1979), "*Comportamiento de diversos tipos de cimentaciones en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985*", Memoria, Simposio "Los sismos de 1985; casos de mecánica de suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, pp. 227-240.

Auvinet, G y Hanell, J. J., 1981, "*Negative skin friction on piles in Mexico City clay*", Proceedings, X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm Sweden.

Auvinet, G. y Mendoza, M. (1987), "*Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas*", Memoria, VII Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México, p c-239.

Auvinet, G. (1990), "*Análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el valle de México*", El subsuelo en la cuenca del valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 175-195.

Auvinet, G. (1995), "*Friction piles in soft clays*", Seismic behaviour piles in soft clays, Commission of the European Communities, first year progress report, pp 7-18

Cuanalo, O. (1993), "*Estudio experimental de interfaces arcilla-concreto*", Tesis de maestría, DEDFI, UNAM, México.

Delgado, S. (1996), "*La Mecánica de Suelos en el metro, retrospectiva y perspectiva a 30 años de la construcción de la línea 1*", Memoria, Conferencia "40 años de investigación y práctica en Geotecnia", México, Tomo I, pp. 165-192

Enriquez, R y Rosenblueth, E. (1959), "*Pruebas de extracción con pilotes a escalas reducidas en las arcillas típicas del valle de México*", Proceedings, First Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, vol. 1.

- Jaime, A. (1987), "*Características dinámicas de la arcilla del valle de México*", Tesis doctoral, DEPFI, UNAM, México.
- Jaime, A., Romo, M. y Reséndiz, D. (1988), "*Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del valle de México*", Series del Instituto de Ingeniería No. 515, UNAM.
- Jaime, A. (1990), "*Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla blanda*", El subsuelo en la cuenca del valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 197-222.
- Juarez Badillo, E y Rico Rodríguez, A. (1992), *Mecánica de suelos*, tomos I y II, Limusa, México.
- "*Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*", Sociedad de Mecánica de Suelos, segunda reimpresión
- Marsal, R. y Mazari, M. (1959), *El subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Marsal, R. y Mazari, M. (1990), "*Desarrollo de la Mecánica de Suelos en la ciudad de México*", El subsuelo en la cuenca del valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 3-24.
- Medina, J. (1990), "*Comportamiento de cimentaciones sobre pilotes de fricción*", Tesis de maestría, DEPFI, UNAM, México.
- Mendoza, M. J. y Hemández, V. M. (1988), "*Transferencia de carga y criterios de diseño de pilotes de fricción*", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- "*Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal*", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 1987, México
- Ovando, E. (1995), "*Direct shear test in Mexico city clay*", Seismic behaviour piles in soft clays, Commission of the European Communities, first year progress report, pp 51-78.
- Ovando, E. (1995), "*Direct shear tests on Mexico city with reference to friction pile behaviour*", Seismic behaviour piles in soft clays, Commission of the European Communities, first year progress report, pp. 106-137.
- Ponce, J. A. (1996), "*Sótanos profundos en la ciudad de México*", Memoria, Conferencia "40 años de investigación y práctica en geotécnia", México, Tomo I, pp. 31-43.

Romo, M (1990), "*Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones*". El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. pp 83-94.

Rosenblueth, E. (1985), "*Nota sobre el uso de pilotes de fricción en el valle de México*", revista Ingeniería, México, pp. 281-288.

Rosenblueth, E. y Ovando, E. (1990), "*Riesgo sísmico en el valle de México: una perspectiva Geotécnica*", El subsuelo en la cuenca del valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 83-94.

Sánchez, A.(1996), "*El subsuelo del valle de México a partir de la experiencia recabada en el proyecto y construcción del metro*", Memoria, Conferencia "40 años de investigación y práctica en Geotécnia", México, Tomo 1, pp. 21-30.

Tomlinson, M., Diseño y construcción de cimientos, Ediciones Urmo, España.



## GLOSARIO

**Amortiguamiento:** es una medida de la capacidad de un suelo para disipar energía.

**Amortiguamiento histerético:** relación que existe entre la energía que disipa un suelo y la que almacena.

**Arcilla inalterada:** se refiere a las arcillas cuyas propiedades mecánicas originales se mantienen intactas.

**Arcilla remodelada:** arcilla cuyas propiedades mecánicas se ven alteradas por alguna causa.

**Ensayo triaxial cíclico:** ensayo que consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a la relación de esfuerzos principales deseada. Posteriormente se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado) o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida.

**Ensayo de columna resonante:** ensayo que consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionales.

**Consolidación anisotrópica:** consolidación que se realiza aplicando esfuerzos principales de diferente magnitud. Usualmente el esfuerzo principal mayor es vertical y el esfuerzo vertical menor es horizontal.

**Consolidación isotrópica:** es la que ocurre cuando los esfuerzos principales aplicados sobre la probeta tienen la misma magnitud.

**Contractancia:** reducción de volumen, asentamiento

**Curva de dilatancia:** en este trabajo de investigación se refiere a la curva que muestra la relación que existe entre el desplazamiento horizontal y la deformación vertical durante la etapa de corte.

**Deformación cíclica:** deformación que se produce por la aplicación de una carga cíclica.

**Deformación permanente:** es la deformación acumulada durante la aplicación de varios esfuerzos cíclicos.

**Dilatancia:** aumento de volumen, expansión.

**Esfuerzo cíclico:** esfuerzo que se aplica con una forma de onda conocida, normalmente cuadrada o senoidal.

**Fluencia:** pérdida de la resistencia al corte de la muestra.

**Índice de liquidez (IL):** se define por la expresión  $w - LP / LL - LP$  ( $w$ = contenido de agua) y nos indica qué tan cerca está la humedad natural del límite líquido (LL); si el valor del IL= 0 indica que su contenido de humedad es igual a la del límite plástico, si IL= 1 indica que su humedad es igual a la del límite líquido y si IL > 1 quiere decir que su contenido de agua natural es mayor a su límite líquido.

**Interfase suelo-pilote:** zona limitada de suelo que esta en contacto con el pilote que sufre deformaciones debido a los esfuerzos que transmite el pilote.

**Módulo de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ ):** se define mediante la relación  $(a_v / 1 + e)$  ( $a_v$ = coeficiente de compresibilidad) y físicamente expresa la compresibilidad del suelo, relacionándolo con su volumen inicial.

**Módulo de Poisson ( $\nu$ ):** se define a partir de la teoría de la elasticidad y se puede determinar en el laboratorio o en campo. En el caso de las arcillas saturadas este módulo es del orden de 0.5 o muy cercano a este.

**Módulo de rigidez (G):** es la pendiente de la curva esfuerzo desviador contra deformación unitaria por cortante y nos indica qué tanto se deforma un suelo ante una carga unitaria.

**Presión de poro dinámica:** es la presión de poro que se genera por la aplicación de una carga dinámica.

**Pruebas CV:** en lo que respecta a este trabajo de investigación se refiere a las pruebas de corte directo en donde el volumen permanece constante durante la etapa de corte.

**Pruebas CF:** pruebas de corte directo en las que la fuerza vertical normal se mantiene constante.

**Pruebas de interfase:** pruebas de corte directo en las que el suelo se corta contra una superficie de concreto o acero.

**Sedimentación:** proceso mediante el cual se asienta un material.

**Subducción:** movimiento brusco de la corteza terrestre originada por la penetración de una placa tectónica bajo otra.

**Suelo reconstituido:** suelo que se reconsolida en el laboratorio para simular las condiciones de esfuerzo en el campo. Debido a la duración limitada del proceso de sedimentación y consolidación, los suelos reconstituidos no incluyen los efectos de adhesión interparticular por envejecimiento.

**Transductor:** dispositivo eléctrico que convierte una señal de entrada en una señal de salida de forma diferente, para los fines de esta investigación se emplean los transductores de carga, es decir convierten la carga a una señal eléctrica.

**Zonificación geotécnica de la ciudad de México:** clasificación que se hace en Mecánica de suelos para distinguir los distintos tipos de suelo sobre los que se encuentra la ciudad de México, en función a su estratigrafía y a su historia de cargas.

**Zona lacustre del valle de México:** nombre que se la ha designado a los depósitos de arcilla de la ciudad de México.