



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**“ CAMBIOS EN LA DEFORMABILIDAD Y
RESISTENCIA DE ARCILLAS
RECONSTITUIDAS DE LA CIUDAD DE
MEXICO DEBIDO AL ENVEJECIMIENTO ”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

LICENCIATURA EN INGENIERIA *CIVIL*

P R E S E N T A :

OCTAVIO ZALDIVAR DE LA MORA

MEXICO, D. F.

1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

CAPITULO I	
Antecedentes y objetivos.	2
CAPITULO II	
Suelos ensayados y procedimientos de reconstitución de especímenes.	
2.1 Aspectos generales.	5
2.2 Localización del material.	6
2.3 Pruebas índice y concentración salina.	8
2.4 Influencia de la salinidad en el contenido de agua.	9
2.5 Equipo empleado.	12
2.6 Procedimiento de reconstitución.	12
2.7 Proceso de sedimentación y consolidación.	18
CAPITULO III	
Equipo utilizado y programa experimental.	
3.1 Programa experimental.	32
3.2 Descripción del equipo triaxial.	34
3.3 Procedimiento de los ensayos triaxiales.	37
3.4 Resultados experimentales.	56
3.5 Ajuste hiperbólico de la relación esfuerzo-deformación.	60
CAPITULO IV	
Efecto del envejecimiento sobre la resistencia.	
4.1 Conceptos básicos.	71
4.2 Efecto del envejecimiento en la resistencia no drenada.	72
4.3 Efecto del envejecimiento en el desarrollo de la presión de poro.	81

CAPITULO V**Efecto del envejecimiento sobre la deformabilidad.**

5.1 Introducción.	87
5.2 Efecto del envejecimiento en la deformación inicial.	87
5.3 Trayectorias de esfuerzos y deformaciones.	89

CAPITULO VI**Análisis y explicación del proceso del endurecimiento y del ablandamiento.**

6.1 Estructura de las arcillas.	93
6.2 Teoría acerca de la causa del comportamiento tixotrópico.	98
6.3 Tixotropía en suspensiones concentradas.	98
6.4 Análisis del ablandamiento en arcillas sujetas a descargas.	102
6.5 Efecto de almacenamiento sobre el esfuerzo cortante en las arcillas.	104

CAPITULO VII**Conclusiones.**

109

REFERENCIAS

CAPITULO I

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

El conocimiento de las propiedades esfuerzo-deformación y resistencia del suelo son de gran interés para el ingeniero, ya sea en el campo o en el laboratorio.

Como caso particular, se ha reportado que los suelos presentan un efecto de endurecimiento causado por el tiempo, reflejándose en un aumento en la resistencia, aunado a una disminución en la deformabilidad; así lo reportan para suelos cohesivos compactados (Moretto, 1948 y Mendoza y Náder, 1979), y para suelos blandos (Bjerrum, Simons y Torblaa, 1958; Bjerrum y Lo, 1963 y Mohamed, 1979). Sin embargo, Arman y McManis (1976) y La Rochelle, Sarrailh, Roy y Tavenas (1976), han reportado que los suelos blandos con períodos prolongados de almacenamiento sin estar sometidos a cargas externas, presentan una disminución en la resistencia no drenada en pruebas de corte.

Por otra parte, en el Instituto de Ingeniería (I.I., UNAM) se han hecho investigaciones sobre las propiedades mecánicas de arcillas reconstituidas del Valle de México, en donde se ha encontrado que exhiben una gran similitud con las de arcillas inalteradas, (Mendoza et al, 1990). Sin embargo, se tenía la duda de si el envejecimiento de las muestras de arcilla reconstituida afectaría sus propiedades mecánicas.

Por lo anterior, surgió el interés de realizar pruebas con este tipo de especímenes artificiales del Valle de México, ensayándolos con tiempos de reposo de 15 días, 1 mes, 2 meses, 4 meses y 14 meses; sus resultados se compararon con los de una muestra que se probó inmediatamente después de concluido el proceso de formación.

Los ensayos realizados fueron triaxiales consolidados anisotrópicamente, no drenados y con medición de presión de poro en la etapa de falla estática; la comparación se basa en las características esfuerzo-deformación y en la resistencia cortante.

CAPITULO II

SUELOS ENSAYADOS Y PROCEDIMIENTOS DE RECONSTITUCION DE ESPECIMENES

SUELOS ENSAYADOS Y PROCEDIMIENTOS DE RECONSTITUCION DE ESPECIMENES

2.1 Aspectos generales

La Fig. II.1 muestra un diagrama general de la formación de arcilla reconstituida del Valle de México; en los puntos 2.6 y 2.7 se explicará detalladamente cada etapa de dicho proceso.

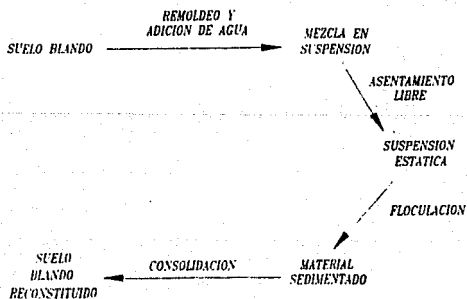


Fig. II.1 Proceso de formación artificial de arcilla de la Ciudad de México.

Los suelos blandos lacustres son depósitos originados por la sedimentación a través de agua, pasando por diferentes etapas; desde un fluido, en donde las partículas sólidas están suspendidas en el agua hasta la formación de un suelo blando.

La sedimentación es un proceso físico en donde las partículas se van asentando hasta que la velocidad se reduce lo suficiente para permitir la formación de capas en el fondo del depósito. Raymond N. Yong y Diaa S. Elmonayeri (1982), han denominado al término "suspensión de sólidos" como el estado en el que las partículas sólidas están suspendidas en un medio fluido. Adicionalmente, al aplicarle una carga al suelo, la cual se debe al peso propio de las partículas sobreyacentes, ocurre un proceso de consolidación.

Para esta investigación el proceso de sedimentación y consolidación de arcilla reconstituida se realizó utilizando material muestreado en la zona del lago virgen (Ciudad de México) y un odómetro (fabricado en el I.I.) donde se formó el suelo.

El proceso de formación consistió en homogeneizar el material inalterado, al cual se le suministró una cantidad de agua superior al contenido de agua natural de la mezcla inicial, resultando así, una suspensión de sólidos. Transcurrido un cierto tiempo el material se fue asentando por peso propio. La consolidación se realizó, además del peso propio de las partículas, con la adición de cargas externas hasta la formación de un suelo blando artificial.

2.2 Localización del material

El suelo usado para la preparación de la arcilla artificial se muestreó en la Central de Abastos Frigoríficos, a una profundidad de 12.5 m. El perfil estratigráfico se presenta en la Fig. II.2.

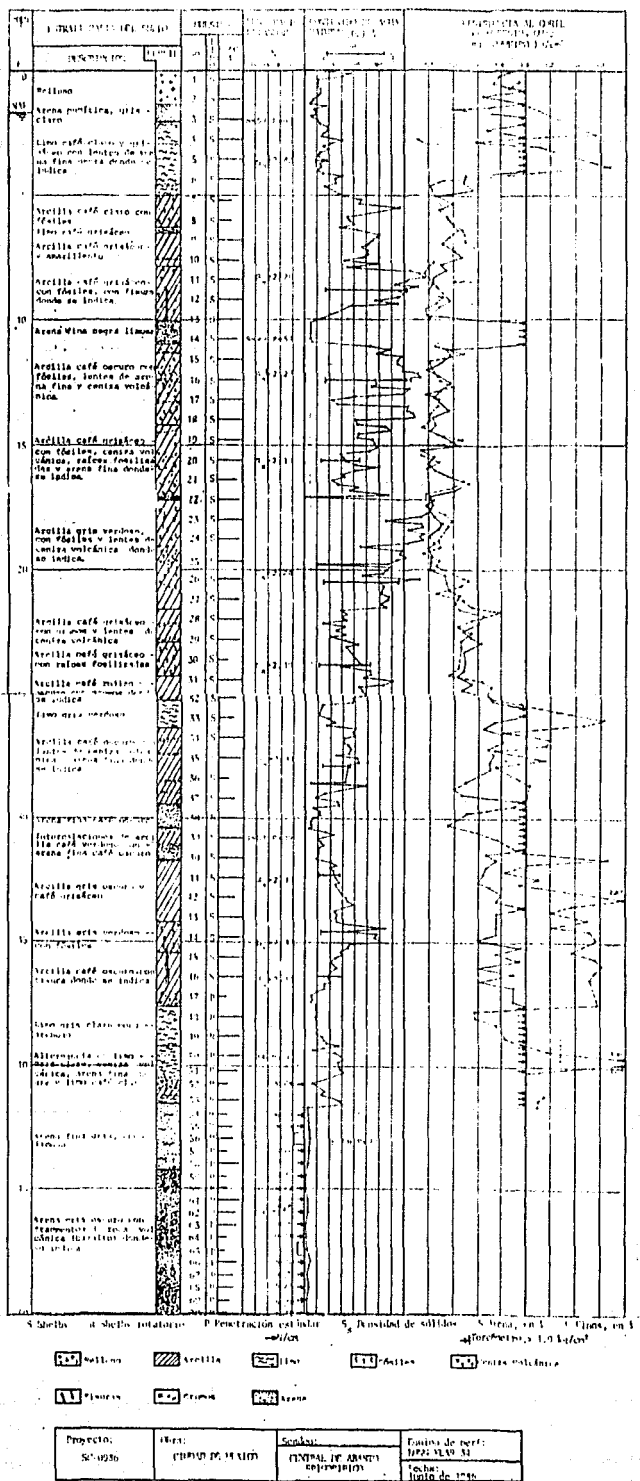


Fig. II.2 Perfil estratigráfico.

2.3 Pruebas índice y concentración salina

La obtención de las propiedades índice de la muestra se efectuaron con los métodos propuestos por Casagrande. Los resultados obtenidos fueron; para el límite líquido ($w_L = 364.0 \%$), para el límite plástico ($w_p = 101.2 \%$) y el índice plástico ($PI = 262.8 \%$).

Un aspecto importante en el estudio de la arcilla del Valle de México es la composición química de su agua intersticial. La concentración de sales unida a un alto contenido de agua de la arcilla altera la determinación exacta de propiedades tales como los límites de Atterberg y el peso específico de los sólidos, pudiéndose tener una influencia significativa en otras propiedades mecánicas. En base a esto se puede establecer que las características poco comunes mostradas por esas arcillas es el resultado de la asociación de una fase sólida integrada por partículas coloidales con agua que contienen una alta proporción de sales.

Considerando lo anterior, se aprovechó el fenómeno de consolidación de una muestra de arcilla donde se obtuvieron 350 ml de agua, con lo que mediante análisis se conoció su composición química (Mendoza et al, 1991). La Tabla II.1 muestra la composición química contenida en la muestra de arcilla y la cantidad necesaria de sales que deberían adicionarse a la mezcla inicial de 7950.50 gr, con el fin de obtener un suelo lo más semejante posible al que se encuentra en el campo.

Composición química encontrada en la arcilla	Sales suministradas a la mezcla inicial
0.4149 gr Cl^- /l	0.491 gr NaCl/l
2.317 gr SO_4^{2-} /l	3.426 gr Na_2SO_4 /l
0.064 gr CO_3^{2-} /l	0.113 gr Na_2CO_3 /l
0.258 gr HCO_3^- /l	0.355 gr NaHCO_3 /l
0.685 gr NaCl/l	0.244 gr KCl/l
0.270 gr Na^+	

Tabla II.1 Valores de la composición química encontrada en la arcilla y de las sales suministradas en la mezcla inicial.

Marsal (1975) obtuvo que en la arcilla del lago de Texcoco existe una proporción de 1:10.9 de K (potasio) con respecto a Na^+ (Sodio). Por esta razón, se decidió poner KCl en vez de NaCl para dar la concentración determinada de cloruros e inclusive se aumentó el contenido de Sodio y se incluyó cierta cantidad de Potasio.

2.4 Influencia de la salinidad en el contenido de agua

Imai et al (1979), encontró que la variación del contenido de agua en arcillas lacustres muy blandas ocasionada por la cantidad de sal está dada por:

$$w = \frac{1+\beta}{1-\beta w_m} w_m \quad (II.1)$$

donde

$$\beta = \frac{W_c}{W_w} \quad (11.2)$$

W_c = peso de sales suministradas (grs.).

W_w = peso del agua (grs.).

β = contenido de sales (proporción).

w_w = contenido de agua medido (%).

w = contenido de agua corregido (%).

Esta expresión proporciona el contenido real de agua en la muestra. En la Fig. 11.3.a 1ma muestra otra forma de obtener el contenido de agua real con la relación que existe entre los valores del contenido de sal (β) y el peso volumétrico del agua con sal (γ_w), incluyendo datos de especímenes de lodo previamente preparados artificialmente con agua, de donde posiblemente obtuvo la constante 1.467. En la figura, γ_f es sustituida por la densidad relativa de la mezcla $G_r = \gamma_f / \gamma_w$. Aquí γ_w es el peso volumétrico del agua pura (1.000 gf/cm³). De esta forma, Gr se reemplaza en la siguiente ecuación:

$$\beta = 1.467 (G_r - 1) \quad (11.3)$$

donde también se puede observar cómo el contenido de sales influye en el contenido de agua.

La Fig. 11.3b muestra como el contenido de sal afecta el contenido de agua. En este caso, se entra con el contenido de agua medido hasta cortar con la curva β correspondiente. Después se traza una línea horizontal hasta encontrar w/w_w y con el valor, se despeja el contenido de agua real (w).

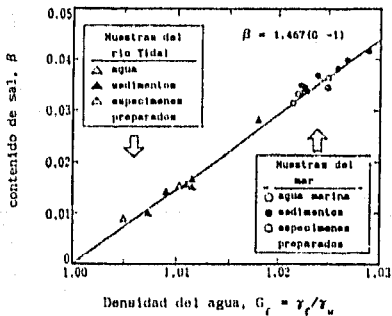


Fig. 11.3.a Relación entre el contenido de agua salada y el peso específico del agua salada.

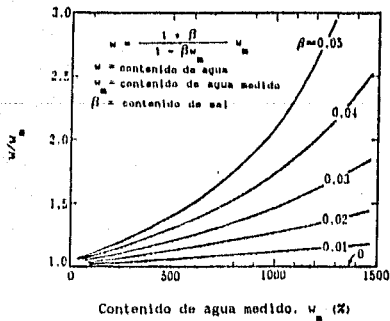


Fig. 11.3.b influencia del contenido de sal entre la relación del contenido de agua real y el contenido de agua medido.

Para esta investigación se utilizó el método analítico, tomando en cuenta la ecuación 11.1 y 11.2, debido a que no se tenía el γ_f . Dichas ecuaciones se emplearon en la mezcla después de haberle adicionado agua, obteniendo como contenido de agua real en el estado inicial en el odómetro el siguiente:

w (%)	
Medido	1940
Real	2113

2.5 Equipo empleado

En el Instituto de Ingeniería se diseñó y construyó un odómetro, el cual tiene la particularidad de que el portapesas aparte de sostener las pesas, al estar sujeto a la guía, ayuda a que la carga aplicada no sea excéntrica. La Fig. 11.4 muestra un esquema del odómetro incluyendo el sistema de cargas.

2.6 Procedimiento de reconstitución

En la primera etapa se mezclaron diferentes muestras hasta llegar a un peso de 1829.5 gr, conservando el contenido de agua correspondiente de cada muestra. Esto se realizó mediante un amasado manual durante 3 hrs. aproximadamente. Al final se obtuvieron varios valores de contenido de agua de diferentes zonas de la mezcla, resultando como promedio 370 %, el cual se tomó como base.

La segunda etapa consistió en la homogeneización de la mezcla, la cual se realizó sólo con espátulas, siguiendo el mismo método efectuado para la obtención de límite líquido (Casagrande). En esta

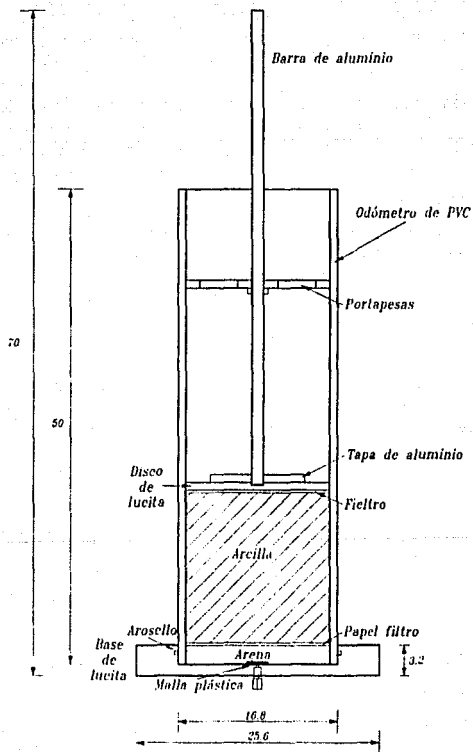


Fig. II.4 Esquma del odómetro incluyendo el sistema de carga.

etapa se le fue agregando agua en forma controlada y poco a poco, dejando para el final 500 ml de agua, en los cuales, se disolvió la cantidad necesaria de sales para la mezcla. Se alcanzó así un contenido de agua final de 2113 %. Durante esta etapa se aprovechó el agua incrementada para efectuar un tamizado a través de la malla # 200.

En la última etapa, la mezcla se sometió durante 5 minutos a la acción de una mezcladora para lodo marca Baroid (Mu ϕ mixer 952-01, 115 V, 48 W).

Con la ayuda del recipiente para el manejo de lodos (Baroid), se transfirió el lodo a 5 matraces Kitazato con capacidad de 1600 cc, cada uno, los cuales se sometieron al vacío (48 a 50 cm Hg) durante una hora. Estos se dispusieron en una charola con agua caliente. La charola se conservó durante este proceso en la parrilla eléctrica para facilitar la extracción de aire. Al final de este proceso, la mezcla se dividió en dos partes iguales, dejando en cada odómetro 3975.25 gr. Para esta investigación sólo se empleó un odómetro.

En el odómetro se dispuso previamente una capa de arena (Fig. II.4), vibrándola y apisonándola procurando tener una superficie razonablemente horizontal. Sobre esta capa se colocó una malla plástica y sobre ella un disco de papel filtro. Antes de verter el lodo en el odómetro, la capa de arena fue saturada, circulándole agua de abajo hacia arriba.

Los primeros dos matraces se vertieron por medio de un embudo y una manguera, pero al observar la formación de un vórtice en el embudo, generando de esta forma una entrada considerable de aire, se optó porque los tres últimos matraces se vertieran directamente sobre la pared del odómetro, disminuyendo la entrada de aire durante el vaciado.

Para conocer el peso de sólidos adecuado que debería tener el odómetro en la condición inicial, para alcanzar cierta altura final

una vez aplicado cierto σ_z y así poder realizar análisis posteriores, se basó en las siguientes relaciones volumétricas:

$$W_s = \frac{W_m}{1 + w_o} \quad (11.4)$$

W_s = Peso de sólidos (kg).

W_m = Peso total de la muestra (kg).

w_o = Contenido de agua natural (%).

expresada también como

$$W_s = V_s \gamma_s = V_s G_s \gamma_o \quad (11.5)$$

V_s = Volumen de sólidos (cm^3).

γ_s = Peso volumétrico de sólidos (kg/cm^3).

G_s = Densidad de sólidos.

γ_o = Peso volumétrico del agua (kg/cm^3).

Considerando que

$$W_m = H_m A \gamma_m \quad (11.6)$$

γ_m = Peso volumétrico de la muestra (kg/cm^3).

H_m = Altura de la muestra (cm).

A = Área de la muestra (cm^2).

Al sustituir las Ecs. 11.5 y 11.6 en la Ec. 11.4, se obtiene:

$$H_s A G_s \gamma_o = \frac{H_m A \gamma_m}{1 + w_o} \quad (11.7)$$

H_s = Altura de sólidos (cm).

eliminando las áreas (A), resulta:

$$H G_s \gamma_o = \frac{H_m \gamma_m}{1 + w_o} \quad (11.8)$$

Despejando la altura de sólidos (H_m), obtenemos la Ec:

$$H_m = \frac{H \gamma_m}{(1 + w_o) G_s \gamma_o} \quad (11.9)$$

y teniendo en cuenta que el peso y el volumen de las partículas sólidas no cambia en todo el proceso de sedimentación y consolidación, y distinguiendo entre la condición inicial (subíndice i) y la condición final (subíndice f) se puede establecer de la Ec 11.9 que:

$$\frac{H_{mi} \gamma_{mi}}{(1 + w_i) G_s \gamma_o} = \frac{H_{mf} \gamma_{mf}}{(1 + w_f) G_s \gamma_o} \quad (11.10)$$

De esta forma al despejar H_{mi} , obtenemos:

$$H_{mi} = \frac{(1 + w_i) \gamma_{mf}}{(1 + w_f) \gamma_{mi}} H_{mf} \quad (11.11)$$

que nos proporciona la altura que debe tener la mezcla inicial. Para la obtención del peso volumétrico inicial y final se recurrió a la fórmula:

$$\gamma_{mi, f} = \frac{G_s \gamma_o (1 + w_{i, f})}{w_{i, f} G_s + 1} \quad (11.12)$$

en la cual sólo hay que sustituir los valores iniciales o finales según sea el caso.

Obtenidos los valores de las ecuaciones anteriores, se puede finalmente calcular el peso de sólidos (W_s) con la ec. II.5, la altura de sólidos con la ec. II.11, y el volumen de sólidos (V_s) y el peso de la muestra inicial (W_{so}) con las expresiones siguientes:

$$V_s = H_s \cdot A_o \quad (II.13)$$

$$W_{so} = W_s \cdot (1 + w_o) \quad (II.14)$$

La determinación del valor del contenido de agua inicial se basó en la consideración de la altura inicial de la mezcla en el odómetro y la del contenido de agua final deseado, con la altura final del suelo ya formado en el mismo. La Tabla II.2 muestra los valores utilizados en las condiciones inicial y final en el odómetro.

	Condición inicial		Condición final	
	Teórica	Real	Teórica	Real
w (%)	2113	2213	400	461.27*
Hm (cm)	41.9	41.0	12.0	11.5
Hs (cm)	1.11	0.768	1.11	0.768
Vs (cm ³)	202.64	140.08	202.64	140.08
Ws (gr)	496.50	347.40	496.50	347.40

* Promedio

Tabla II.2 Valores utilizados en la condición inicial y final en el odómetro.

2.7 Proceso de sedimentación y consolidación

Durante los primeros cinco días, la mezcla se fue asentando por peso propio, presentándose de esta manera la formación de floculos. En el transcurso de este tiempo se observó una clara separación del suelo y agua (rompimiento de la suspensión); al sexto día, se propició la sedimentación mediante un gradiente hidráulico en dirección vertical descendente de 0.3. Después de 19 días se procedió a colocar sobre el "suelo" el sistema de carga, antes descrito, teniendo como esfuerzo aplicado 0.0078 kg/cm^2 . El tiempo que se conservó con este esfuerzo fue de 5 días. Finalmente se le fueron aplicando incrementos de carga hasta obtener en el suelo un esfuerzo de 0.1 kg/cm^2 . La Fig. 11.5 muestra la secuencia de esfuerzos durante todo el proceso de consolidación y la reducción de la altura de la muestra con el tiempo, hasta llegar a la altura deseada. Los resultados de la consolidación son mostrados en una gráfica semilogarítmica (Fig. 11.6a) y en una aritmética (Fig. 11.6.b), observándose una mejor definición en esta última.

En la Fig. 11.7 se muestra la curva de compresibilidad. Como se puede apreciar, para esfuerzos muy bajos (entre 0.007 y 0.02 kg/cm^2) el suelo es muy compresible. Con esfuerzos mayores la compresibilidad disminuye considerablemente. La Fig. 11.8 muestra en forma aritmética la curva de compresibilidad, donde se puede observar mejor dicho comportamiento.

K. Been y G. C. Sill (1981) efectuaron varios experimentos en el laboratorio sobre el comportamiento de la sedimentación y consolidación de un suelo blando. La Fig. 11.9 muestra la curva de compresibilidad que obtuvieron, y en donde al hacer una comparación cualitativa, se observa una gran semejanza con la Fig. 11.7.

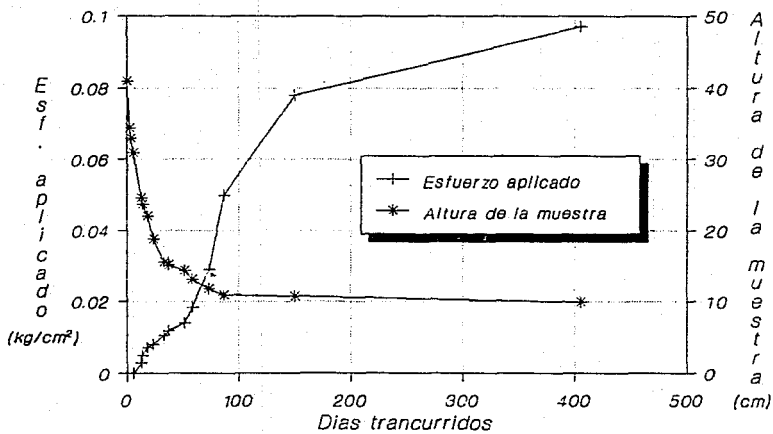


Fig. 11.5 Historia de los esfuerzos aplicados durante la consolidación.

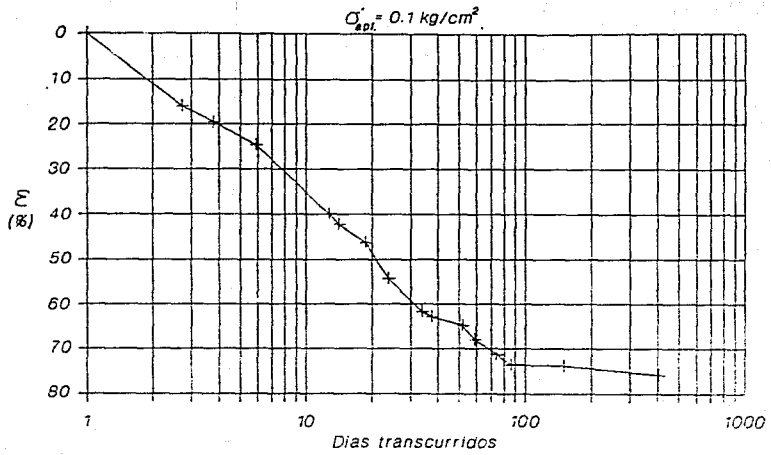


Fig. 11.6.a Curva de consolidación durante el proceso de carga.

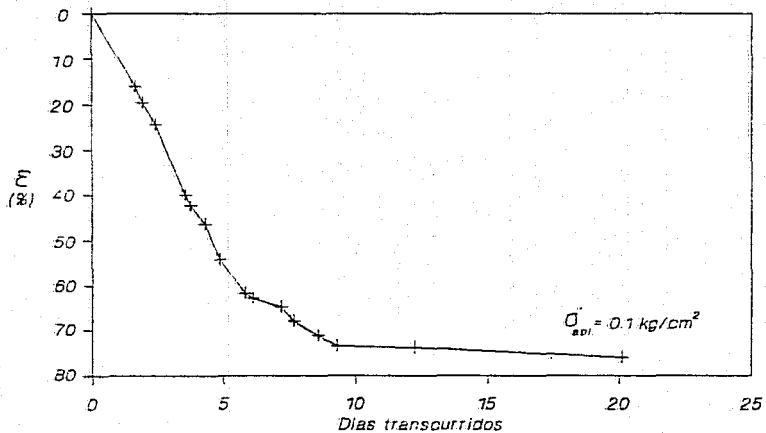


Fig. II.6.b Curva de consolidación durante el proceso de carga.

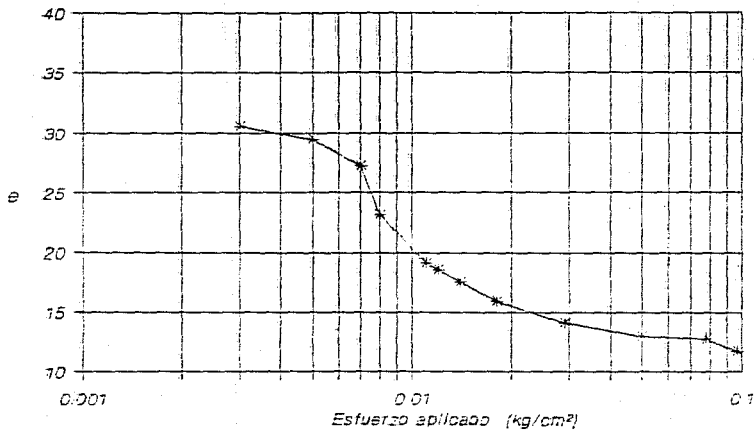


Fig. II.7 Curva de compresibilidad.

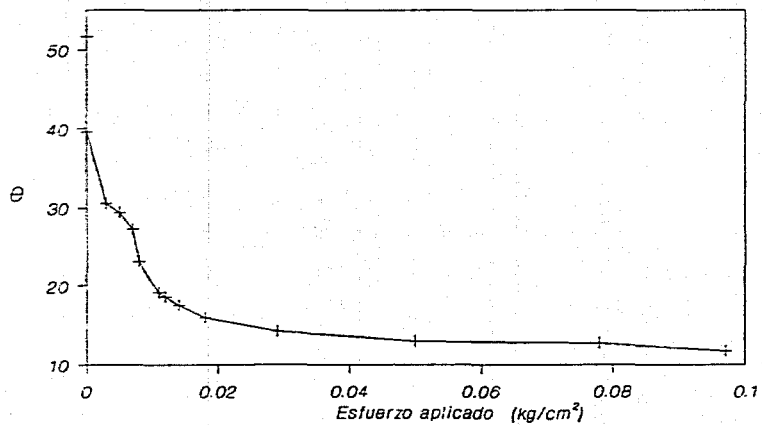


Fig. II.8 Curva de compresibilidad.

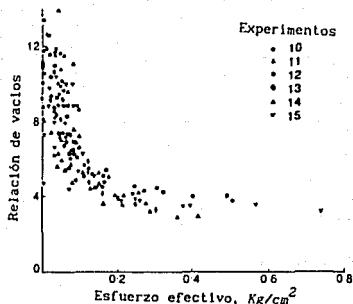


Fig. II.9 Curvas de compresibilidad (Been y Sill, 1901).

Al final de la consolidación, se procedió a desmontar el sistema de carga y a extraer el suelo del tubo.

La extracción del suelo se realizó empujando lentamente al suelo hacia abajo con la ayuda del portapesas, dejando libre la base para no aplicarle mayores esfuerzos. Faltando 1 ó 2 cm por extraer, el suelo se deslizó por sí solo, colocándolo sobre una tapa de lucita. La forma que se obtuvo en la muestra fue la de un cilindro, cuyas dimensiones fueron de 11.5 cm de altura y 15 cm de diámetro (Fig. II.10). Como observación interesante se encontró que el color del cilindro era totalmente negro, y con el paso del tiempo fue cambiando hasta adquirir un color verde olivo característico de la arcilla del lago.

Tras haber analizado cuál era la cantidad adecuada de especímenes de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura que se podían cortar en el cilindro se concluyó que la mejor opción sería como la que se muestra en la Fig. II.11, recortándolo en 3 partes y obteniendo 7 especímenes en total, de los cuales se utilizaron 6 en esta investigación. Los cortes se hicieron a lo largo de la muestra (Fig. II.10).

Para conocer la variación del contenido de agua en la muestra, se cortó a lo largo en 5 porciones de espesores iguales (que reconoceremos como capas), y en forma radial, se dividió en tres zonas (Fig. 11.9). La variación del contenido de agua por capas se presentan en las Figs. 11.12, donde se ve que la variación fue semejante en las tres zonas (A, B y C); el menor contenido de agua se encuentra en la parte superior y va creciendo hasta alcanzar el máximo en la parte inferior. Al obtener el promedio general se obtuvo que el contenido de agua menor fue de 444 % y el mayor de 476 %. Una explicación posible a esto, sería que debido a la existencia de fricción generada en el contacto suelo-pared del odómetro, la carga aplicada es mayor en la parte superior disminuyendo conforme se va acercando a la parte inferior. En la Fig. 11.13a a la 11.13e se muestra la variación en forma radial. Al comparar cada zona a lo largo de la muestra, resulta que en las capas 1, 2 y 3 no hay una clara tendencia. No obstante, en las capas 4 y 5 se observa que el contenido de agua menor se encuentra en la parte central y la mayor en la parte externa. Al obtener el promedio general se puede concluir que el contenido de agua mayor está en la orilla (469 %) y disminuye conforme se acerca al centro de la muestra (459 %).

Un aspecto importante que hay que destacar es la obtención de los contenidos de agua, los cuales se realizaron con cantidades de suelo húmedo de 7.0 gr. (promedio) en una balanza con una precisión de 0.01 gr. Estos pesos muy pequeños (menos de un gramo en el peso seco), pudieron provocar parte de las diferencias observadas de hasta el 50 % en los contenidos de agua (esto es, de 437 a 487%, por ejemplo). Por otra parte, se tiene la imprecisión misma de la determinación del contenido de agua, ya que estadísticamente se ha comprobado (Mendoza, 1991) la variación de este, al realizar varias determinaciones de una misma muestra.

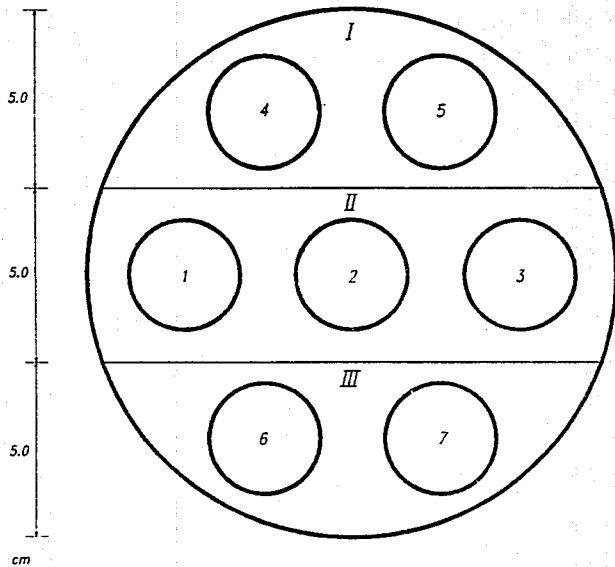
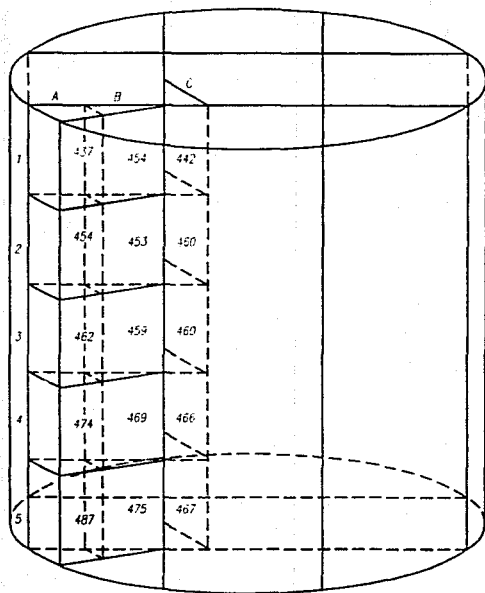


Fig. II.10 Variación del contenido de agua en forma radial y longitudinal de la muestra.



$$w = 461.27 \%$$

$$\sigma_w = 12.30 \%$$

$$r_w = 2.67 \%$$

$$\text{Desviaciones, } \Delta w = \begin{pmatrix} + 24.64 \% \\ - 25.73 \% \end{pmatrix}$$

Fig. II.11 Variación del contenido de agua en forma longitudinal y radial de la muestra.

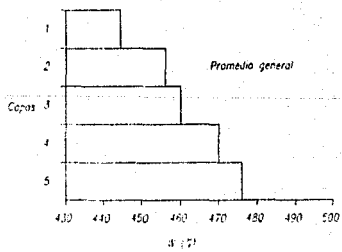
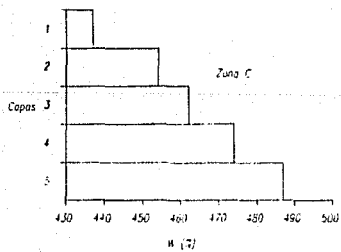
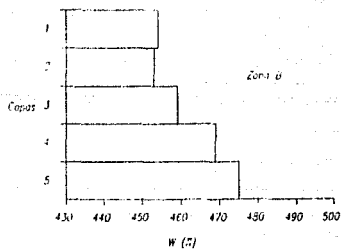
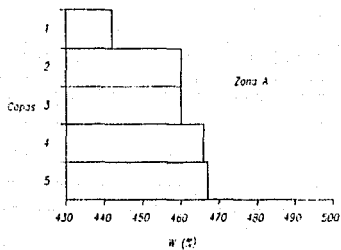


Fig. II.12 Variación del contenido de agua en forma vertical.

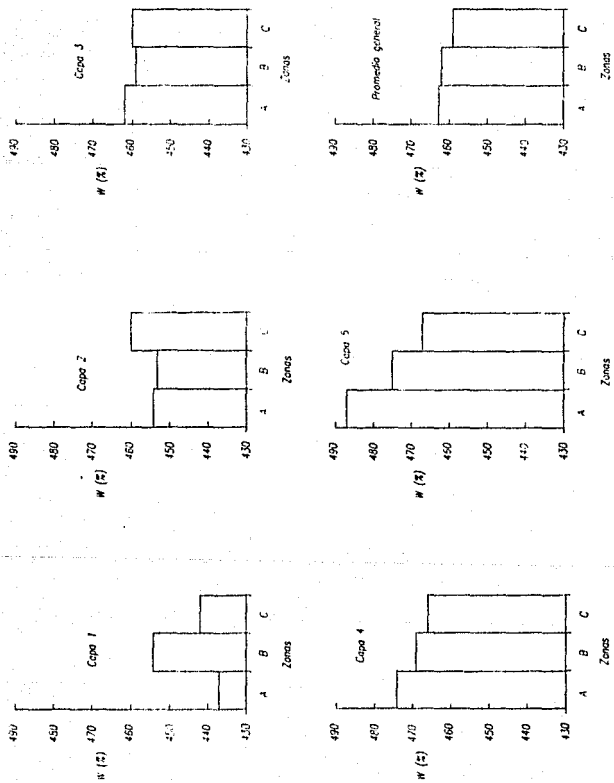


Fig. II.13 Variación del contenido de agua en forma radial.

Inmediatamente después de hacer las mediciones anteriores se tomaron los tres recortes antes mencionados y se cubrieron con manta de cielo y con una capa de parafina y brea, dejándose reposar en el cuarto húmedo instalado en el I. I.

CAPITULO III

EQUIPO UTILIZADO Y PROGRAMA EXPERIMENTAL

EQUIPO UTILIZADO Y PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Programa experimental

Para conocer los cambios en las propiedades esfuerzo-deformación y en los parámetros de resistencia cortante debidos al tiempo, se realizaron pruebas consolidadas anisotrópicamente y no drenadas con medición de poro en la etapa de falla, permitiendo con esto, la obtención de esfuerzos efectivos.

La secuencia de ejecución de las pruebas se efectuó dejando lapsos con respecto a la primera de: 15 días, 1 mes, 2 meses, 4 meses y 14 meses. Mientras tanto, los especímenes se mantenían en reposo en el cuarto húmedo. De esta forma se pudo obtener elementos necesarios para poder analizar el efecto del envejecimiento sobre la resistencia y la deformabilidad.

Para estos ensayos se utilizó una cámara triaxial INING (Santoyo y Reséndiz, 1969), identificándose como σ_3 a la presión aplicada en todo el contorno lateral del espécimen y σ_1 a la presión aplicada en forma vertical.

La característica principal de esta cámara comparada con las convencionales de pistón, es la forma de aplicación de la carga axial. Dicha aplicación se efectúa por medio de tres alambros que trabajan a tensión (Fig. III.1). Esta variante tiene la gran ventaja de eliminar prácticamente la fricción que se presenta en el

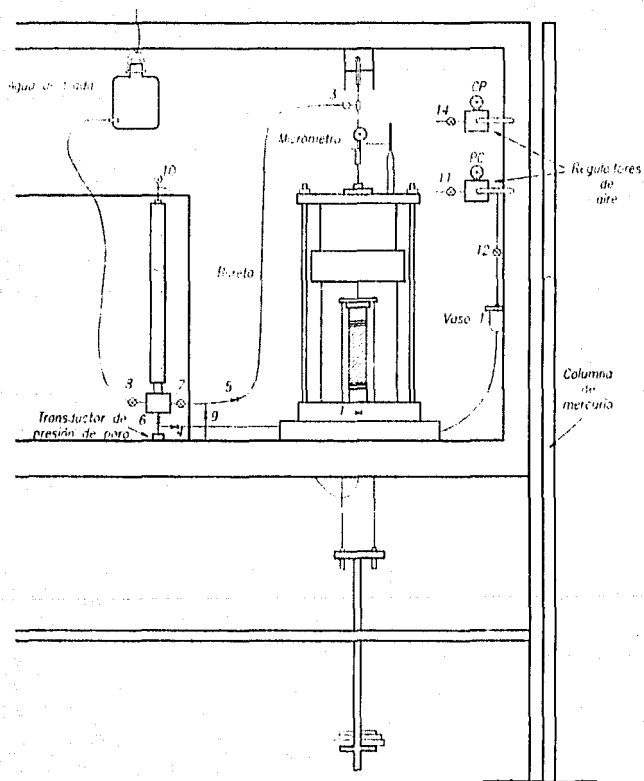


Fig. III.1 Vista frontal de la cámara triaxial.

plstón de las cámaras convencionales. La magnitud de la fricción es determinada mediante una previa calibración (Santoyo y Reséndiz, 1969).

La capacidad de los alambres varia según su diámetro. Para diámetros de 0.56 mm, se pueden aplicar 30 kg. Para 0.80 mm, las cargas máximas son 60 kg (Santoyo y Reséndiz, 1969); en esta investigación se utilizaron alambres de 0.80 mm de diámetro.

3.2 Descripción del equipo triaxial

La cámara está constituida por una camisa de lucita, que se ajusta con arosellos a una base y tapa metálicas (Fig. III.1). Las dimensiones de las muestras cilíndricas que se manejan en este tipo de cámara son de 8.5 cm de altura y 3.6 cm de diámetro.

La cámara opera mediante cargas o deformaciones controladas. En estas pruebas el equipo funcionó con esfuerzos controlados. Otras funciones que se pueden realizar con dicho equipo son las siguientes características de operación:

- Posibilidad de aplicar contrapresión
- Medición de presión de poro
- Medición de cambios de volumen

Medición de contrapresión

El suministro de presión comprende de un regulador de presión de aire (14), 2 vasos de policarbonato, una bureta graduada, valvulas de paso (1, 5 y 6) y las válvulas sin cambio volumétrico (7, 10 y 16), Figs. III.1 y III.2.

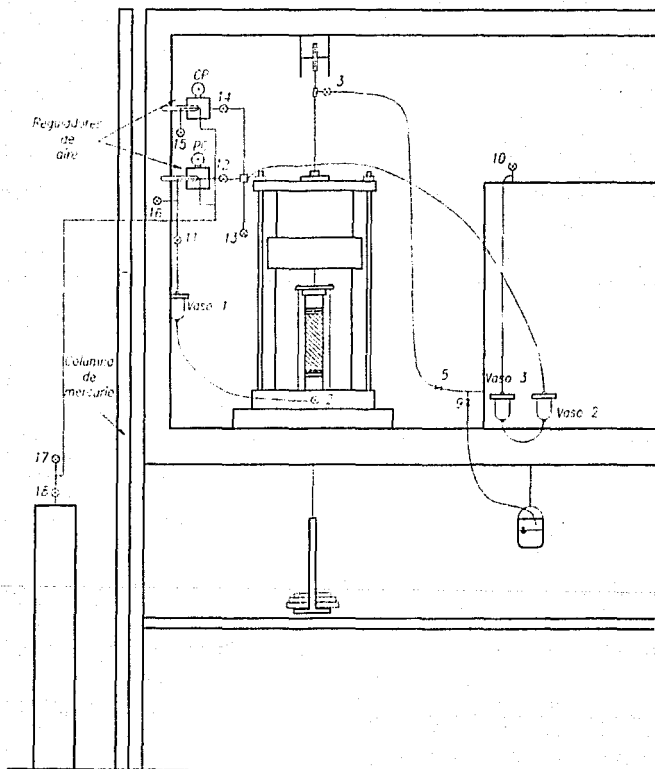


Fig. III.2 Vista posterior de la cámara triaxial.

Todo el sistema está conectado por medio de mangueras plásticas. Adicionalmente el regulador puede conectarse a una columna de mercurio, con lo que se puede verificar la presión aplicada utilizando la fórmula:

$$H_{Hg} = 73.8(P) \quad (III.1)$$

Donde P es la presión proporcionada en kg/cm^2 y H_{Hg} es la altura de la columna de mercurio en cm .

Medición de presión de poro

Consiste en un transductor de presión, el cual trabaja normalmente con un rango de capacidad de 0 a 10 kg/cm^2 y puede llegar a un máximo de 21 kg/cm^2 (Fig. III.1). Los cambios en la presión de poro son transformados a corriente eléctrica por el transductor y dirigidas a un puente de Wheatstone, en donde se leen mediciones rápidas y precisas de resistencias. De acuerdo con una previa calibración, el puente puede recibir hasta 18 kg/cm^2 . Sin embargo, en esta investigación sólo se llegó a 2.0 kg/cm^2 .

Medición de cambios de volumen

Se efectúan por medio de una bureta graduada, comunicada por una parte al regulador que proporciona la contrapresión y por otra se comunica con la parte inferior y superior de la muestra y al transductor de presión. La bureta tiene un área de 0.44 cm^2 , la cual da una resolución de 0.044 cm^3 y cambios volumétricos de hasta 10.572 cm^3 . Las lecturas se hacen por medio de un menisco que se forma al tener agua en la parte inferior y aceite en la parte superior (Fig III.1).

Medición de deformaciones verticales

Esta medición se efectúa con un micrómetro cuya sensibilidad es de 0.01 mm en un rango de 20 mm, el cual se coloca sobre una base que se sujeta a la cánula (tubo con diámetro interior de 1 mm, Fig. III.1).

Sistema de aplicación de cargas verticales

El sistema de carga está preparado para efectuar pruebas a compresión o a extensión. Las pruebas realizadas en esta investigación fueron todas a compresión, donde la carga se transmite a través de 3 alambres periféricos sujetos en la parte inferior y superior a unos discos metálicos. La poca fricción generada por la cánula superior y por los alambres, se elimina colocando primeramente en equilibrio a las dos portapesas con un peso precallibrado, después se aumenta ligeramente el peso en el portapesas delantero dejando el sistema con tendencia a bajar (Fig. III.1).

El disco inferior está unido a una barra de aluminio que a su vez está conectado a un portapesas (Fig. III.1).

El disco superior se encuentra dentro de la cámara, en la cabeza de la muestra (Fig. III.1). De aquí sale una cánula teniendo al final una conexión cánula-alambre, el cual pasa por una polea hacia atrás uniéndose finalmente al portapesas trasero (Fig. III.2).

3.3 Procedimiento de los ensayos triaxiales

El labrado del espécimen reconstituido se realizó con un cortador de alambre y con un torno. Después se cabeceó, se midió y se pesó, anotando los datos en el registro correspondiente. Al final se colocó en la cámara, cubriéndolo con una membrana de latex y sellándola al pedestal y a la base con arosellos (Fig. III.1).

Cada prueba se dividió en 3 etapas:

Saturación

Consolidación

Falla

Etapa de saturación

En esta etapa se le hizo fluir agua al espécimen de abajo hacia arriba, con la finalidad de eliminar, lo más posible, los vacíos ocupados por el aire. Para disminuir el tiempo de consolidación del espécimen, se le colocaron drenes en sus extremos superior e inferior así como en la superficie lateral (en forma de rejilla).

El procedimiento consistió en varios incrementos en la presión confinante (PC) y la contrapresión (CP), aplicados cada 30 min, dejando un diferencial de 0.04 kg/cm^2 en cada incremento (Tabla III.1). La PC es transmitida por medio del vaso N°1 y la CP a través de los vasos 2 y 3 (Fig. III.2), manteniendo abiertas sólo las válvulas 2, 3, 4, 5, 6, 7, 11, 12 y 14.

Incrementos	Presión Confinante (PC) (kg/cm^2)	Contrapresión (CP) (kg/cm^2)
1	0.50	0.46
2	1.00	0.96
3	1.50	1.46

Para verificar si realmente el suelo está saturado, se incrementó la presión confinante 0.5 kg/cm^2 , teniendo finalmente una presión confinante de 2.0 kg/cm^2 y una contrapresión de 1.5 kg/cm^2 .

Utilizando la fórmula de A. W. Skempton :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (III.2)$$

donde:

B = Coeficiente de presión de poro

Δu = Incremento de presión de poro

$\Delta \sigma_c$ = Incremento de presión confinante

se obtuvo un promedio general de 0.99. Los suelos saturados deben presentar un valor cercano al 1.

Etapa de consolidación

La consolidación del suelo en el campo, generalmente ocurre con una diferencia entre la presión vertical y la presión horizontal; esto se debe a que el suelo tiene una cierta resistencia al esfuerzo cortante. La relación entre la presión horizontal y la vertical se ha denominado "*coeficiente de presión lateral en reposo*" (K_0). Se tienen antecedentes de pruebas realizadas en arcilla de la Ciudad de México (Marsal, 1975), que reportan un K_0 igual a 0.5 en el tramo de consolidación virgen. Este valor de K_0 se utilizó en la investigación aquí presentada.

Debido a que el objetivo de las pruebas era representar el estado de esfuerzos que se tenía en el odómetro (semejante al que ocurre en el campo), a los especímenes se les aplicó bajas presiones en los esfuerzos de consolidación durante la rama de recompresión, de tal manera, el esfuerzo vertical σ_1 fue igual a 0.1 kg/cm^2 y considerando la referencia anterior, se aplicó un esfuerzo horizontal σ_3 igual a 0.05 kg/cm^2 , siendo éstos los esfuerzos máximos aplicados durante la sedimentación en el odómetro. Para

ello se dio una presión confinante de 2.0 kg/cm^2 y contrapresión de 1.95 kg/cm^2 . En la presión vertical (σ'_1) se pusieron adicionalmente 500 gr en el portapesas delantero y así obtener un $\sigma'_1 = 0.1 \text{ kg/cm}^2$.

El registro en la consolidación se llevó a cabo anotando lecturas del micrómetro y bureta a los: 6", 15", 30", 45", 1', 2', 4', 8', 15', 30', etc. De esta manera se pudo dibujar la curva de consolidación.

Existen dos representaciones para dibujar dicha curva:

1.- La semilogarítmica. Donde la curva se traza sobre papel semilogarítmico, teniendo como abscisas el logaritmo del tiempo y en las ordenadas deformación unitaria.

2.- La aritmética. Propuesta por Taylor, en donde la curva se traza sobre papel aritmético. En este caso las abscisas están formadas por la raíz cuadrada del tiempo, manteniendo las ordenadas tal como se presentan en la forma semilogarítmica.

La representación semilogarítmica es la que se utiliza comúnmente. Sin embargo, cuando no se tiene una clara definición en el desarrollo de la curva, se puede emplear aceptablemente la aritmética. Las Figs. III.3 a la III.8 muestran el desarrollo de las curvas de las cinco pruebas utilizando las dos formas, respectivamente.

Como se observa, las cuatro primeras pruebas tienen un comportamiento muy similar, en donde el 100 % de consolidación se alcanzó entre los 150 y 250 min.

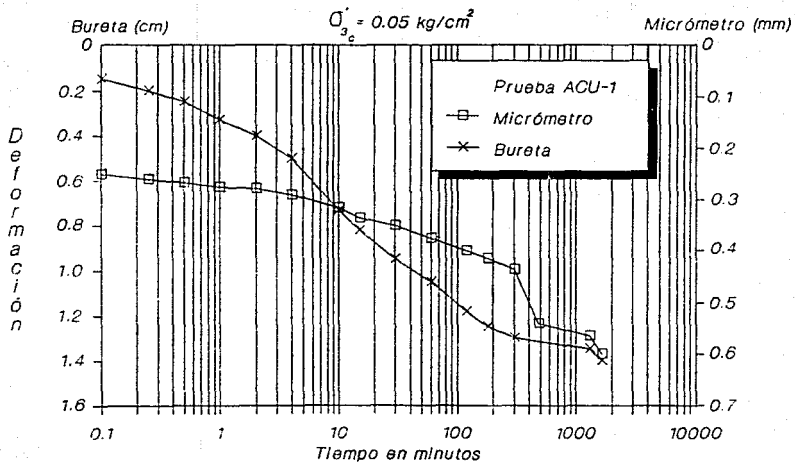


Fig. III.3.a Curvas de consolidación (forma semilogarítmica).

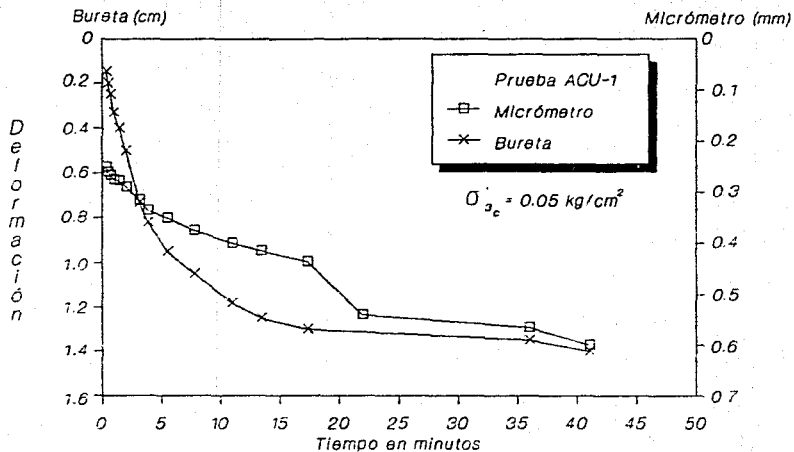


Fig. III.3.b Curvas de consolidación (forma aritmética).

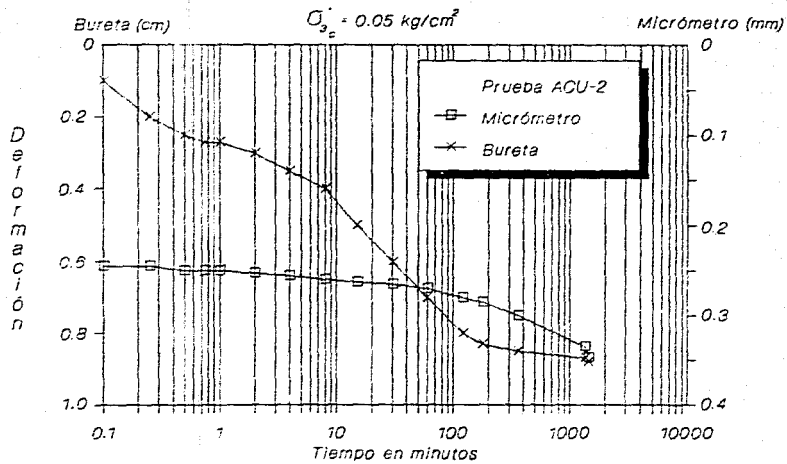


Fig. III.4.a Curvas de consolidación (forma semilogarítmica).

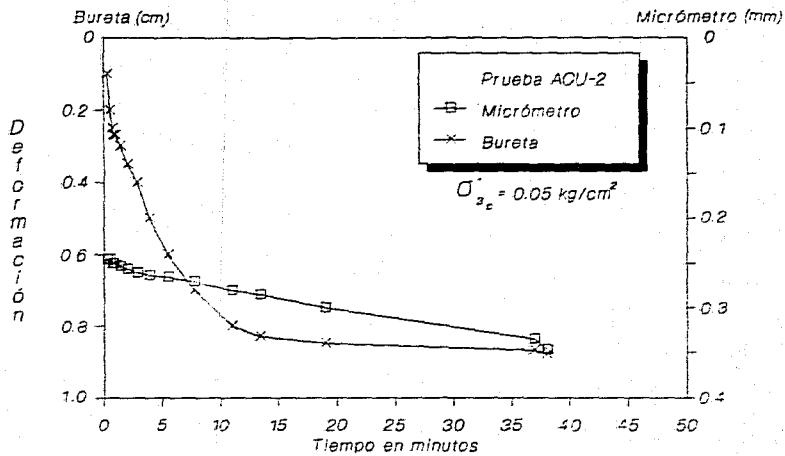


Fig. III.4.b Curvas de consolidación (forma aritmética).

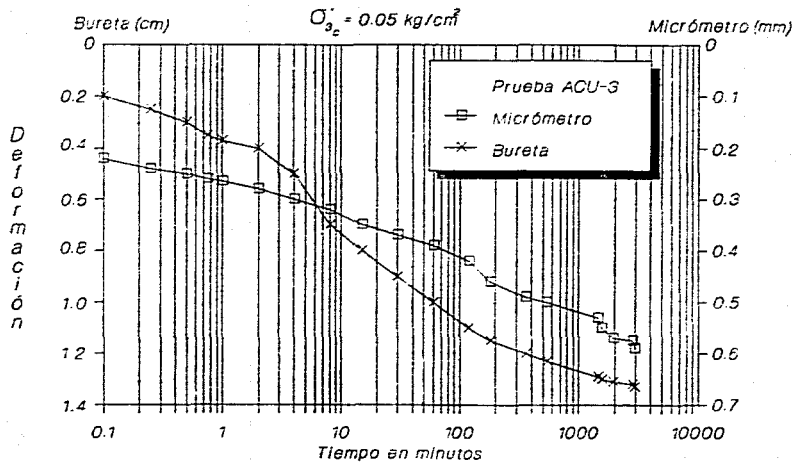


Fig. III.5.a Curvas de consolidación (forma semilogarítmica).

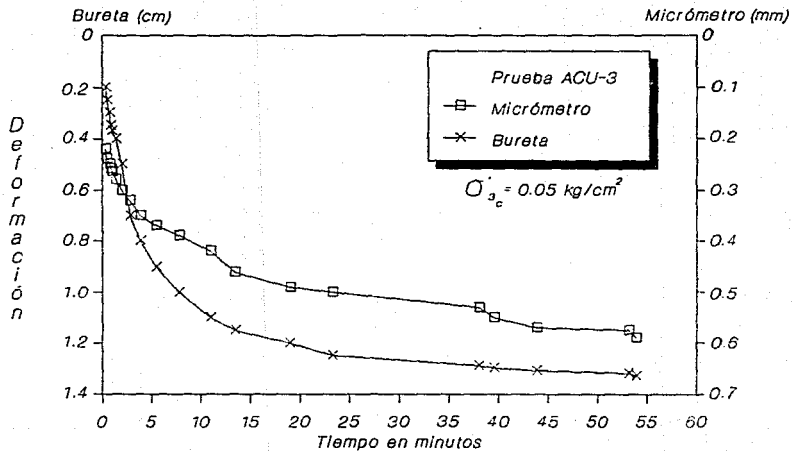


Fig. III.5.b Curvas de consolidación (forma aritmética).

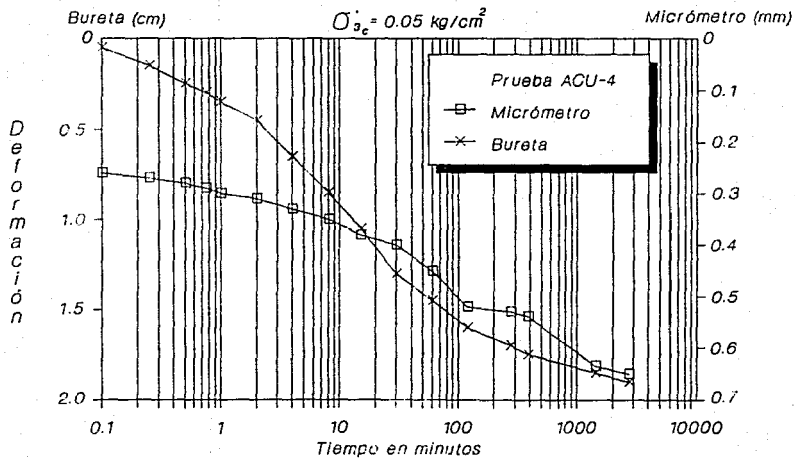


Fig. III.6.a Curvas de consolidación (forma semilogarítmica).

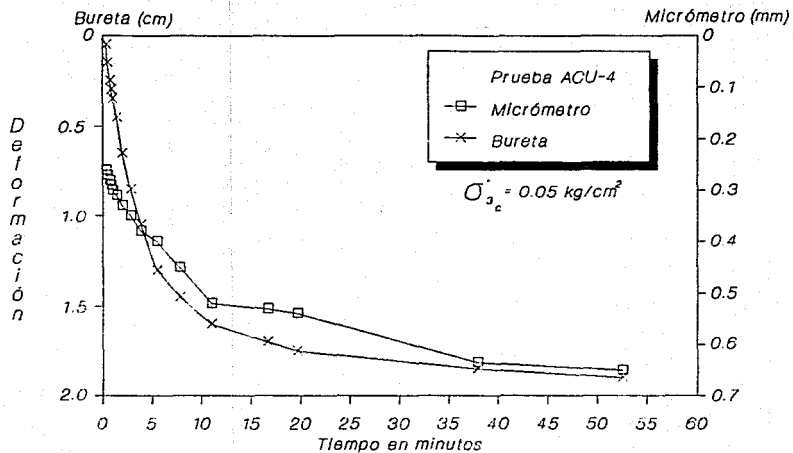


Fig. III.6.b Curvas de consolidación (forma aritmética).

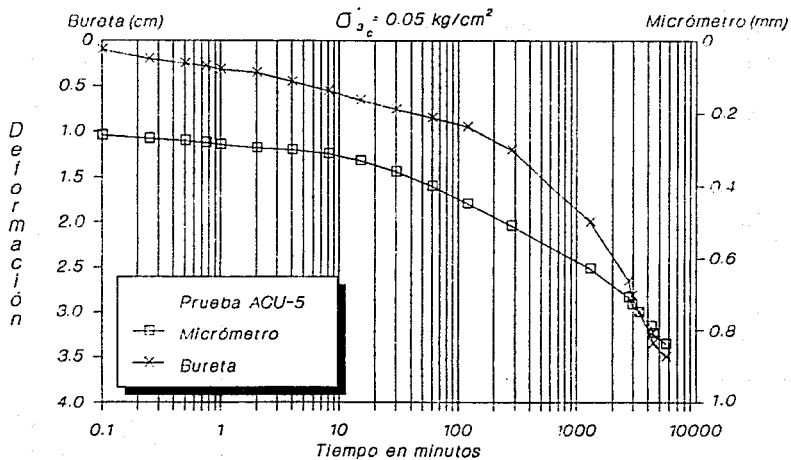


Fig. III.7.a Curvas de consolidación (forma semilogarítmica).

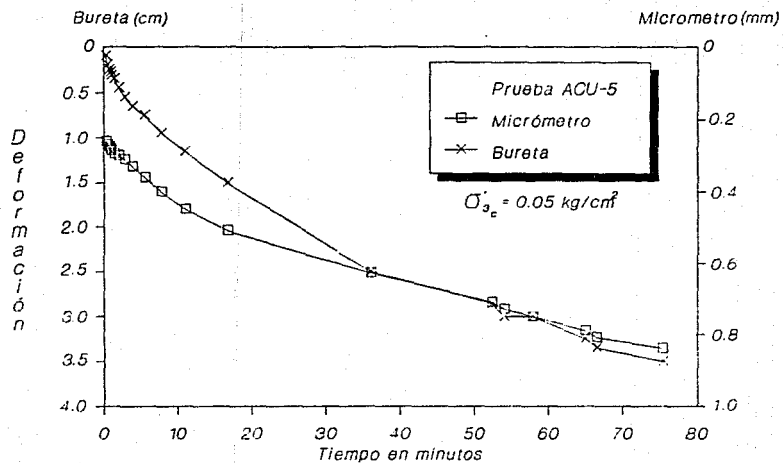


Fig. III.7.b Curvas de consolidación (forma aritmética).

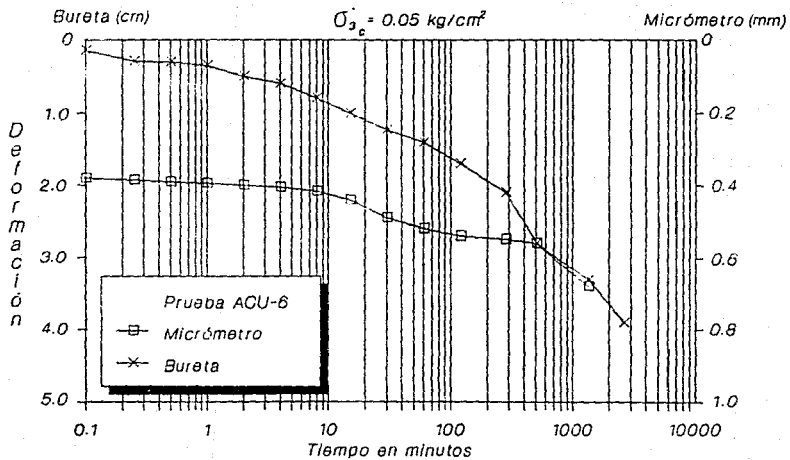


Fig. III.8.a Curvas de consolidación (forma semilogarítmica).

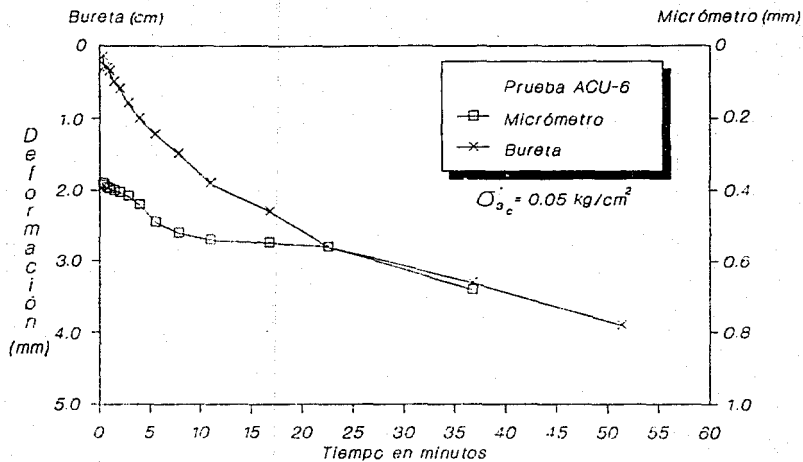


Fig. III.8.b Curvas de consolidación (forma aritmética).

De la prueba 5 se ve que lo predominante es la consolidación primaria comparada con la consolidación secundaria. En esta prueba, el 100 % de consolidación se logró a los 5100 min.

En la prueba 6 prácticamente no aparece consolidación secundaria, por esta razón se prefirió utilizar el método de Taylor para obtener más o menos el 100 % de consolidación.

Marsal y Mazari (1959) realizaron un estudio muy completo sobre el subsuelo de la ciudad de México. Ahí analizaron más de 9972 curvas de deformación-tiempo, dibujadas en papel semilogarítmico, las cuales se clasificaron tomando como base 5 formas que se consideraron representativas de cada grupo (Fig. III.9).

Comparando dichas curvas con las obtenidas en esta investigación, se obtiene que las primeras cuatro pruebas son semejantes al tipo V, que son muy parecidas a las curvas experimentales de arcillas marinas o de origen glacial, cuya presión media es mayor a la carga de preconsolidación.

La prueba 5 es similar al tipo IV. Este tipo se caracteriza por la reducción de la compresión secundaria en comparación con la atribuible a la consolidación primaria; la ley es parabólica en un 75 % de la deformación total del espécimen.

Por último, la prueba 6 se encuentra en el mismo caso que la prueba 5, con la particularidad de que en esta prueba aparentemente no hubo consolidación secundaria.

El coeficiente de variación volumétrica (c_v), se obtuvo con la siguiente fórmula:

$$c_v = \frac{\pi(D)^2}{100(t_{100})60} \quad (III.3)$$

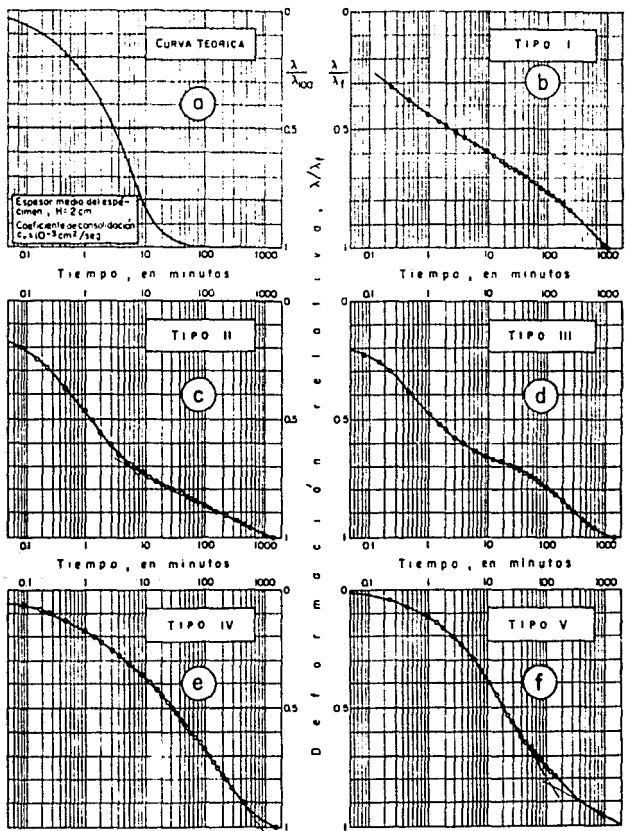


Fig. III.9 forma de las curvas "deformación-tiempo" (Marsal y Nazari, 1959).

donde:

c_v = coeficiente de variación volumétrica.

D = diámetro de la muestra.

t_{100} = es el tiempo que tarda la muestra en obtener el 100 % de consolidación

Cuyos valores son mostrados en la Tabla III.2.

Prueba	ΔV (cm^3)	$\Delta V/V_0$	δ (cm)	c_{axial} (%)	A_c (cm^2)	D (cm)	ξ_v (cm^2/seg)
ACU-1	0.5969	0.00708	0.060	0.7070	10.02	3.57	2.90E-5
ACU-2	0.4069	0.00470	0.040	0.4701	10.22	3.61	4.26E-5
ACU-3	0.6102	0.00706	0.060	0.7060	10.24	3.61	2.07E-5
ACU-4	0.6442	0.00765	0.065	0.7647	10.00	3.57	7.50E-5
ACU-5	0.8358	0.00992	0.084	0.9917	10.05	3.58	0.13E-5
ACU-6	0.9939	0.01167	0.099	1.1674	10.16	3.60	

Tabla III.2 Obtención del coeficiente de variación volumétrica de todas las pruebas.

Etapa de falla

Con base en estudios previos (Mendoza, 1989) con materiales semejantes, se adoptó un $\phi = 40^\circ$ para estimar el esfuerzo desviador máximo, el cual fue de 0.19 kg/cm^2 , que al dividirlo entre el área

del espécimen dio la carga máxima en la falla (1.9 kg/cm^2). El tiempo a la falla se obtuvo al multiplicar 8 por el t_{50} de la curva de consolidación de la primer prueba, dando como resultado 1 hora 30 min. Después de analizar cuántos incrementos, con cuánta carga y a cada cuándo se deberían dar, se concluyó que la mejor solución serían 12 incrementos de 0.150 gr. cada 15 min.

Con una gráfica esfuerzo desviador contra deformación unitaria se pudo decidir cuándo y cuánta carga era conveniente aumentar o disminuir según el caso, con el fin de definir mejor la curva.

Al final de cada incremento se tomaron lecturas del desplazamiento vertical y de la presión de poro. Obteniendo así, las deformaciones unitarias y esfuerzos desviadores correspondientes, los cuales se analizarán posteriormente.

3.4 Resultados experimentales

Del tipo de prueba realizado en la cámara triaxial en este trabajo, se pueden obtener resultados directos tales como el esfuerzo desviador, la presión de poro y la deformabilidad.

Como se puede apreciar en las curvas de esfuerzo desviador vs deformación (Fig III.10), todas tienen una forma y magnitudes similares. A pequeñas deformaciones (menores a 1 %) las curvas son muy similares, a excepción de la prueba inicial, la cual tiende a una mayor resistencia, y de la última prueba, en donde se aprecia una resistencia menor. Al aumentar la deformación, las curvas se van separando, dando como resultado que con el tiempo la resistencia disminuye.

Como se puede notar, el efecto que se presenta en la resistencia debido al tiempo es considerable, para esta investigación. En la

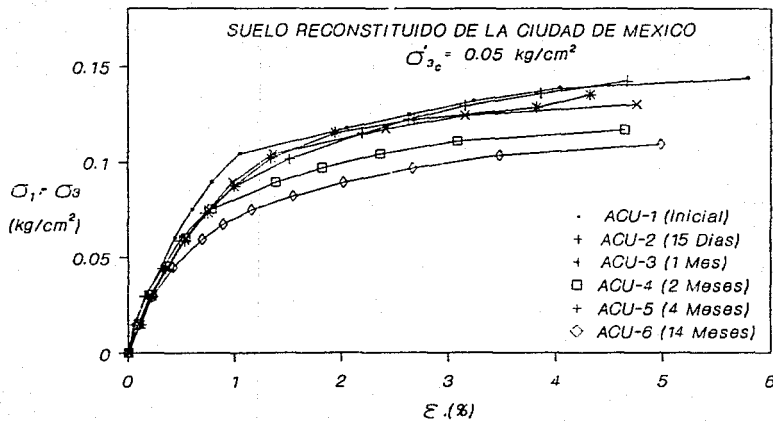


Fig. III.10 Curvas de deformación unitaria contra esfuerzo desviador.

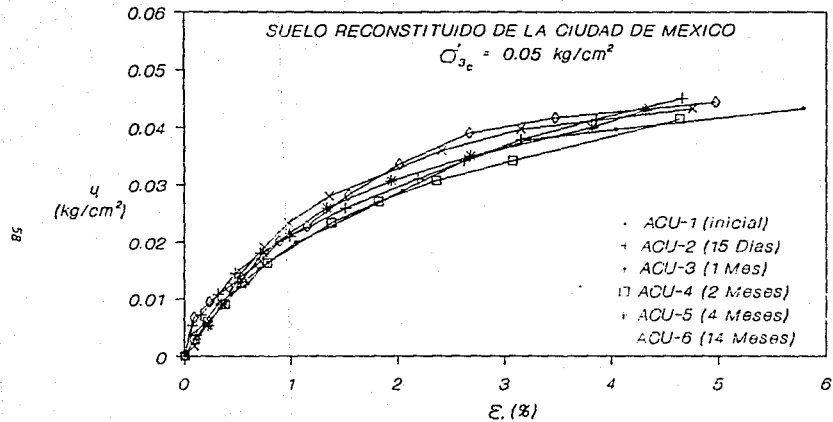


Fig. III.11 Curvas de deformación unitaria contra presión de poro.

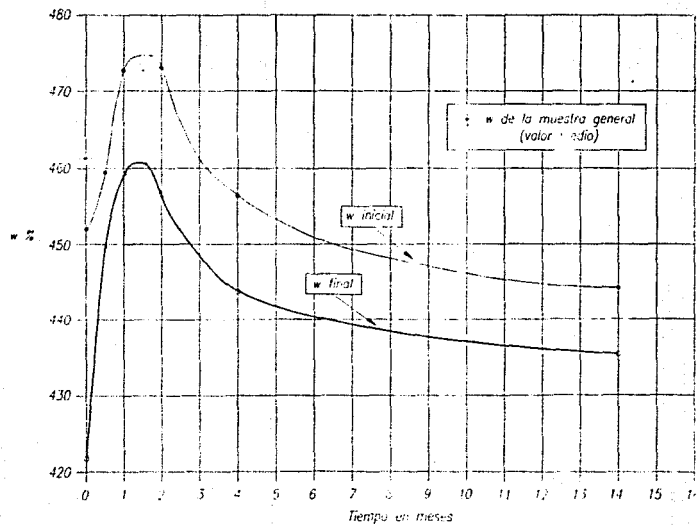


Fig. III.12 Variación del contenido de agua desde la extracción de la muestra general hasta la etapa de falla.

presión de poro el comportamiento de todas las pruebas es muy semejante, notándose una tendencia a aumentar, con el transcurso del tiempo (Fig. III.11).

Un parámetro que es importante de verificar es, que la variación del contenido de agua en todas las prueba sea similar durante el ensaye, ya que se consolidaron con las mismas condiciones de esfuerzos. Al dibujar los contenidos de agua antes de la prueba (Fig. III.12) se obtuvo que aumenta en las tres primeras (451.95, 459.50 y 472.65 % respectivamente), se mantiene casi constante en la cuarta (473.10 %) y disminuye en la quinta y sexta (456.35 y 444.27 %). Una variación semejante también se aprecia para el contenido de agua tomado después de cada prueba. Cabe destacar que sólo se tuvo una muestra del contenido de agua en cada espécimen, el que correspondió a los recortes del labrado. Finalmente, comparando las dos curvas se puede concluir que la variación del contenido de agua durante cada prueba se mantuvo constante a excepción de la primera, donde fue mas grande.

3.5 Ajuste hiperbólico de la relación esfuerzo-deformación

Kondner et al (1963) muestran que las curvas esfuerzo-deformación pueden ajustarse a una expresión analítica, pudiendo ser aproximadamente una hipérbola cuya ecuación es:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{c}{\frac{1}{a} + bc} \quad (III.4)$$

donde:

- $\sigma_1 - \sigma_3$ = esfuerzo desviador.
- σ_1 y σ_3 = esfuerzo principal mayor y menor respectivamente, durante la etapa de falla.
- ϵ = deformación axial sufrida en el espécimen.
- a y b = valores constantes determinados experimentalmente, con el ajuste propuesto.

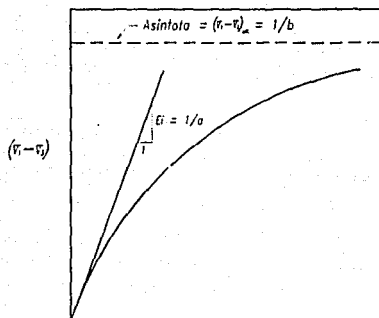


Fig. III.13a Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación.

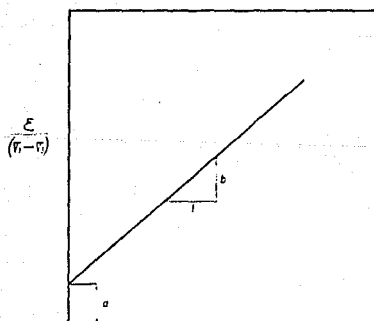


Fig. III.13b Curva hiperbólica transformada de esfuerzo-deformación.

Los valores a y b tienen un gran significado físico. Como lo muestra Kondner en la Fig. III.13.a, en donde a es el recíproco del módulo tangencial inicial E_1 y b es el recíproco del valor asintótico del esfuerzo desviador en la falla. Sin embargo, Kondner y sus ayudantes encontraron que dichos coeficientes pueden determinarse mejor si los datos de la curva esfuerzo-deformación son dibujados en ejes transformados, tal como se muestra en la Fig. III.13.b, donde la ecuación III.4 se reescribe así:

$$\frac{c}{(\sigma_1 + \sigma_2)} = a + bc \quad (III.5)$$

De esta manera se puede notar que a y b son la ordenada al origen y la pendiente, respectivamente, de la recta dibujada.

Para la obtención de los valores de a y b se recurrió a una computadora personal en donde se utilizó un programa para llevar a cabo la regresión lineal. La Tabla III.3 presenta los valores de a y b correspondientes a cada prueba.

Prueba	a	b
ACU-1	0.04206	6.22837
ACU-2	0.05169	6.04190
ACU-3	0.05908	5.99334
ACU-4	0.05353	7.29854
ACU-5	0.05230	6.43177
ACU-6	0.06136	7.93100

Tabla III.3 Valores de (a) y (b) obtenidos de la recta.

De la Fig. III.14 a la Fig. III.19 se muestran los ajustes correspondientes a cada prueba realizada en esta investigación y como se puede apreciar existe una correlación promedio de 0.99. Los módulos obtenidos en dichos ajustes serán analizados en el capítulo IV.

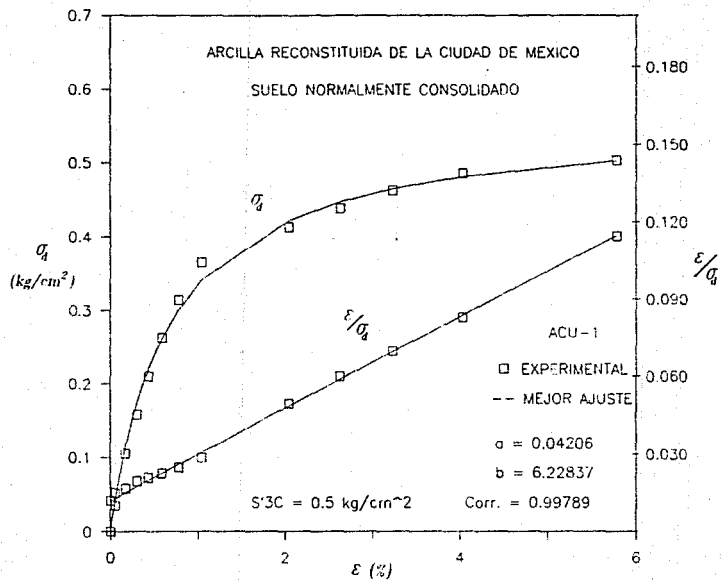


Fig. III.14 Ajuste hiperbólico de la curva esfuerzo-deformación utilizando ejes transformados.

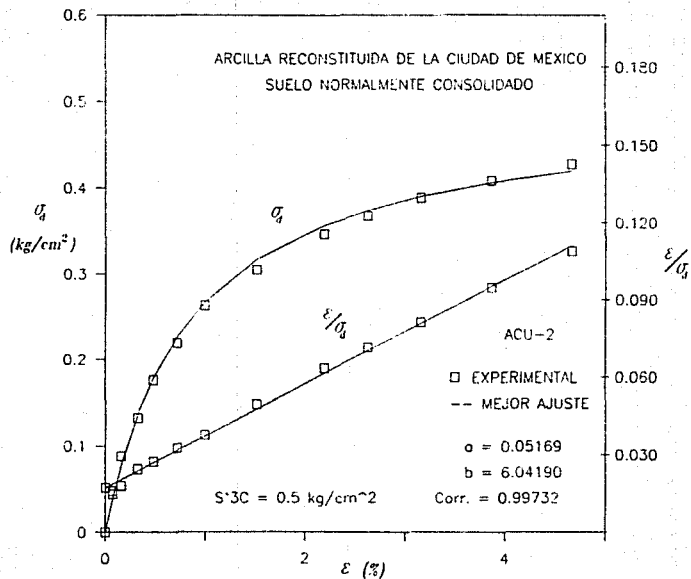


Fig. III.15 Ajuste hiperbólico de la curva esfuerzo-deformación utilizando ejes transformados.

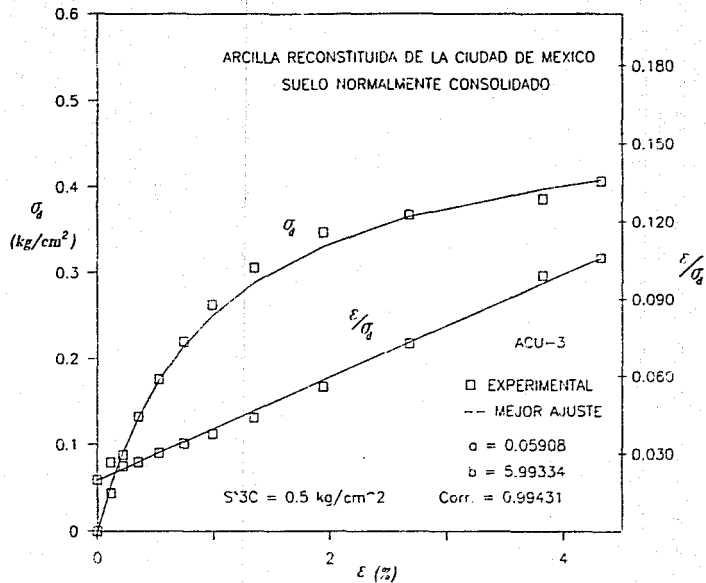


Fig. III.16 Ajuste hiperbólico de la curva esfuerzo-deformación utilizando ejes transformados.

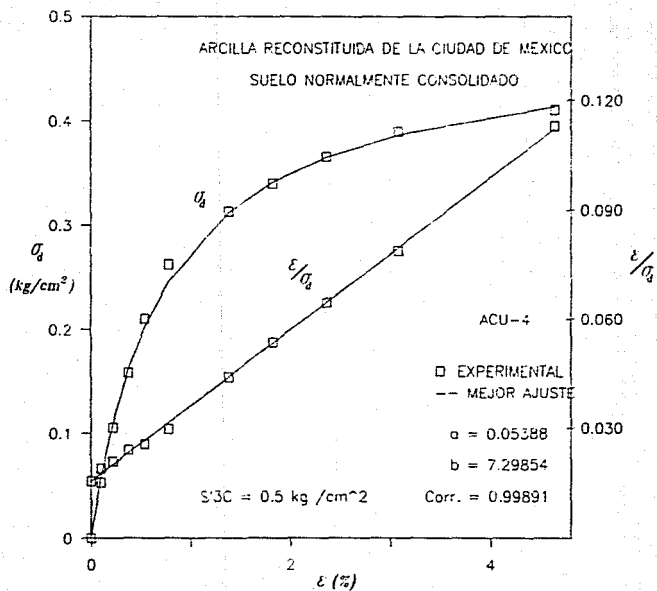


Fig. III.17 Ajuste hiperbólico de la curva esfuerzo-deformación utilizando ejes transformados.

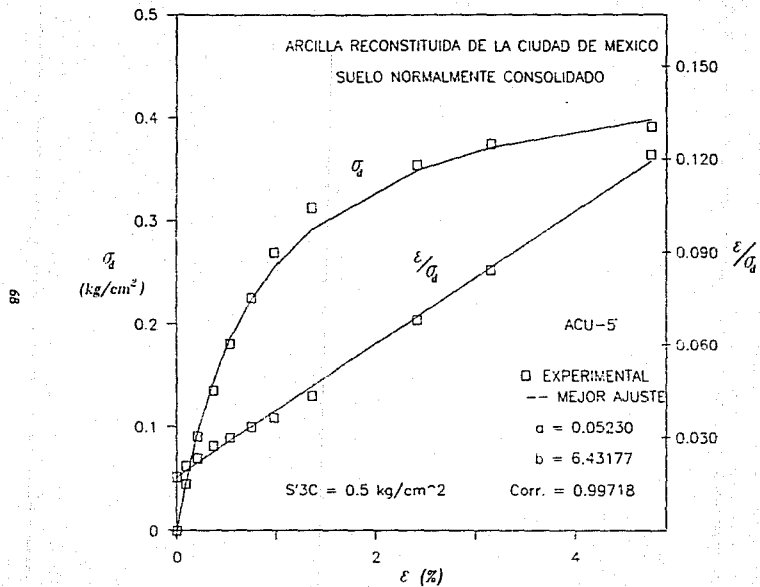


Fig. III.18 Ajuste hiperbólico de la curva esfuerzo-deformación utilizando ejes transformados.

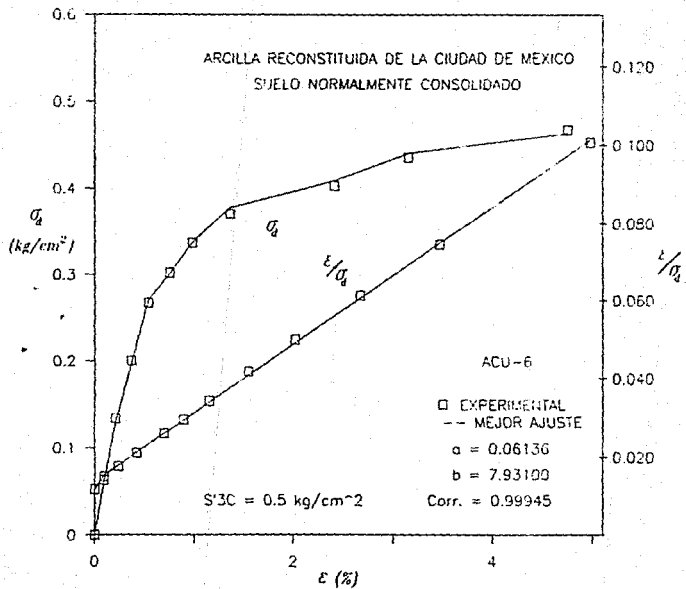


Fig. III.19 Ajuste hiperbólico de la curva esfuerzo-deformación
utilizando ejes transformados.

CAPITULO IV

EFFECTO DEL ENVEJECIMIENTO SOBRE LA RESISTENCIA

EFFECTO DEL ENVEJECIMIENTO SOBRE LA RESISTENCIA

4.1 Conceptos básicos

Se ha reportado en la literatura técnica que los suelos compactados presentan endurecimiento con el transcurso del tiempo, el cual disminuye su deformabilidad y aumenta la resistencia al esfuerzo cortante. Sin embargo, también se tiene información de que cuando un suelo blando se mantiene en reposo y sin carga constante, la resistencia disminuye y la deformabilidad aumenta.

Para el primer caso se tiene que Mendoza y Náder (1979), muestran que cuando el contenido de agua en suelos compactados es mayor, el efecto es más notable.

Después, Bjerrum y Lo (1963) realizaron pruebas isotrópica y anisotrópicamente consolidadas conservando las cargas sobre las muestras durante 3 días, 2 semanas y 4 meses antes de fallarlas. Se obtuvo como resultado un aumento en la resistencia con el tiempo, no ocurriendo de esta manera con la presión de poro, donde se apreciaba que la trayectoria de todas las pruebas son muy similares.

Otra investigación que corrobora dicho efecto, es el trabajo de

Mehter, Mohamed y Sridharan (1979) quienes utilizaron caolín y una arcilla muy plástica de la India con tiempos de reposo de 1 día a 1 mes. Los resultados obtenidos fueron que para los dos suelos se presentó una mayor resistencia al paso del tiempo, ocurriendo lo mismo en el módulo tangencial inicial. Sin embargo, se notó una disminución en la presión de poro en los dos suelos.

Para el segundo caso, La Rochelle et al. (1976) efectuaron pruebas del tipo CIU con arcillas de Saint-Louis. Sus resultados muestran una disminución entre el 10 y 15 % en el esfuerzo cortante durante un lapso de 6 meses.

Ese mismo año, Arman y McManis observaron un comportamiento parecido el de La Rochelle. Al mantener las muestras sin carga constante, el esfuerzo cortante disminuye.

En base a lo anterior, se consideró importante realizar un estudio sobre el envejecimiento en arcillas reconstituidas del Valle de México, con la finalidad de comprobar si con el tiempo se tendría una variación en la resistencia.

4.2 Efecto del envejecimiento en la resistencia no drenada

De la Fig. III.9 se obtuvieron los valores del esfuerzo máximo de cada prueba, los cuales se graficaron contra el tiempo (Fig. IV.1), y en donde se distingue una clara tendencia a disminuir. De esta gráfica se puede inferir que la resistencia decrece con el tiempo.

Otra forma de observar el efecto de envejecimiento en la resistencia no drenada es dibujar una gráfica de trayectorias de esfuerzos, la cual se puede representar en dos formas;

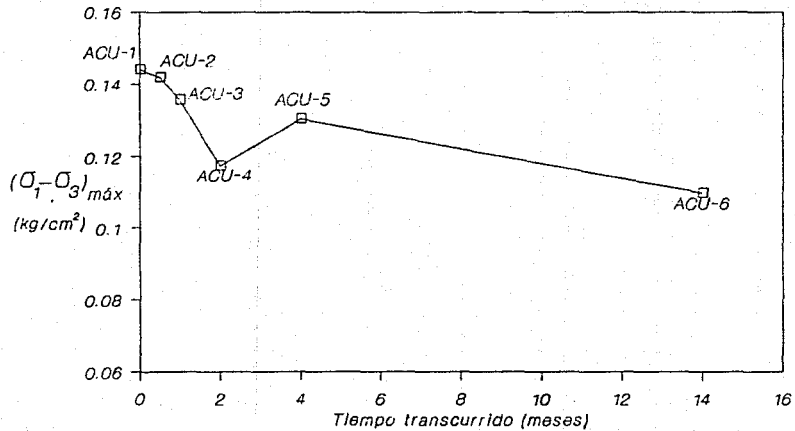


Fig. IV.1 Variación del esfuerzo desviador máximo en la etapa de falla con el tiempo.

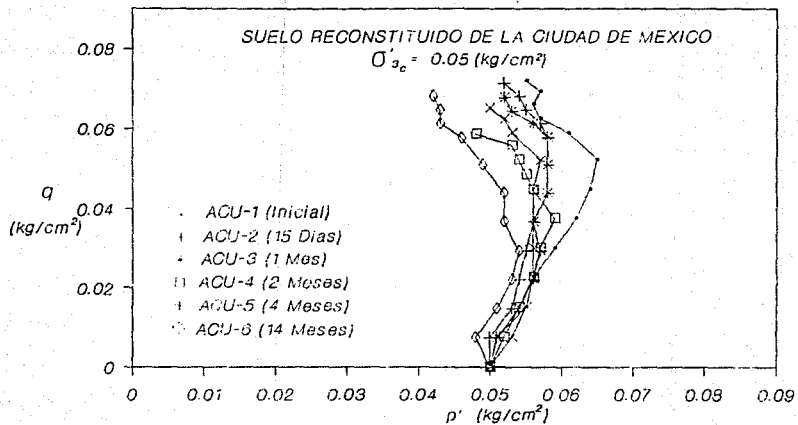


Fig. IV.2 Trayectoria de esfuerzos.

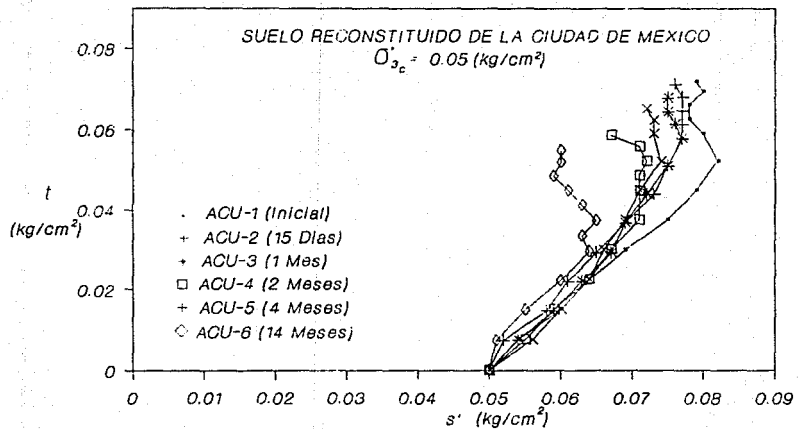


Fig. IV.3 Trayectoria de esfuerzos.

1.- $p'-q$, en donde p' es el esfuerzo normal $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ y que actúa en el plano a 45° de los esfuerzos principales efectivos (Fig. IV.2).

2.- $s'-t$, en donde s' es el esfuerzo octahédrico $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ y actúa en el plano que forma ángulos iguales con el de los esfuerzos principales efectivos (Fig. IV.3).

Al dibujar la trayectoria en ambas gráficas, se manifiesta el mismo comportamiento. Al principio de la prueba prácticamente es igual y con un mayor tiempo de reposo de las muestras la resistencia va disminuyendo, notándose que a partir de 0.3, tanto para q o t , las pruebas 1 y 6 presentan una separación importante con respecto a las demás. La Fig. IV.4 muestra la relación de s' vs $t/t_{m\acute{a}x}$, en donde se puede confirmar dicho comportamiento.

Para conocer cual es la envolvente de resistencia general se dibujaron los últimos valores de $s'-t$ de los esfuerzos efectivos (Fig. IV.5) y en donde se puede apreciar que todos los puntos forman una línea recta, la cual pasa por el origen, dando un ángulo de fricción de 44° . De aquí se puede concluir que la arcilla reconstituida del Valle de México es 100 % friccionante con una cohesión nula. Este comportamiento ya había sido reportado anteriormente por Mendoza et al. en 1992.

Por otro lado, al trazar la curva t/s' vs c (Fig. IV.6), se observa una gran similitud entre todas las pruebas que se podría afirmar, engañosamente, que el efecto del envejecimiento sobre la resistencia es nulo.

En la Fig. IV.7 se muestra la comparación entre el contenido de agua final y s' final. De aquí se puede decir que cuando el

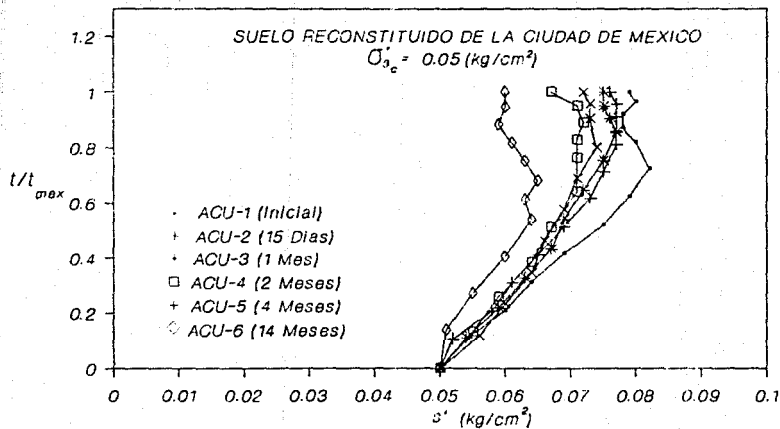


Fig. IV.4 Trayectorias de esfuerzos normalizadas respecto a $t_{m\acute{a}x}$

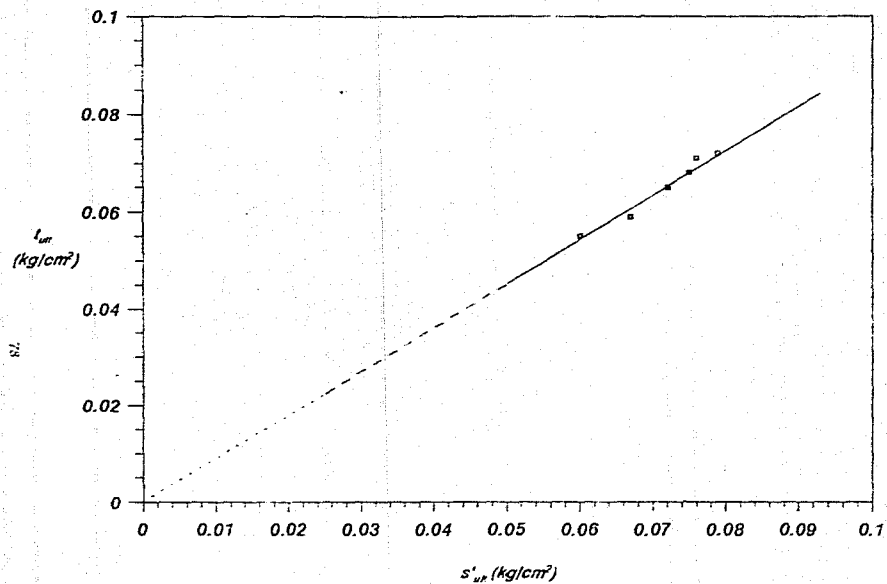


Fig. B.5 Envolvente de resistencia al esfuerzo cortante.

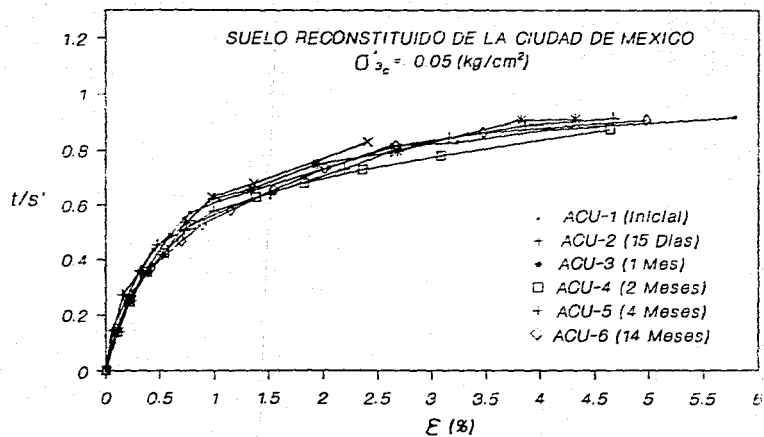


Fig. IV.6 Comparación entre la relación de esfuerzos t/s' contra la deformación.

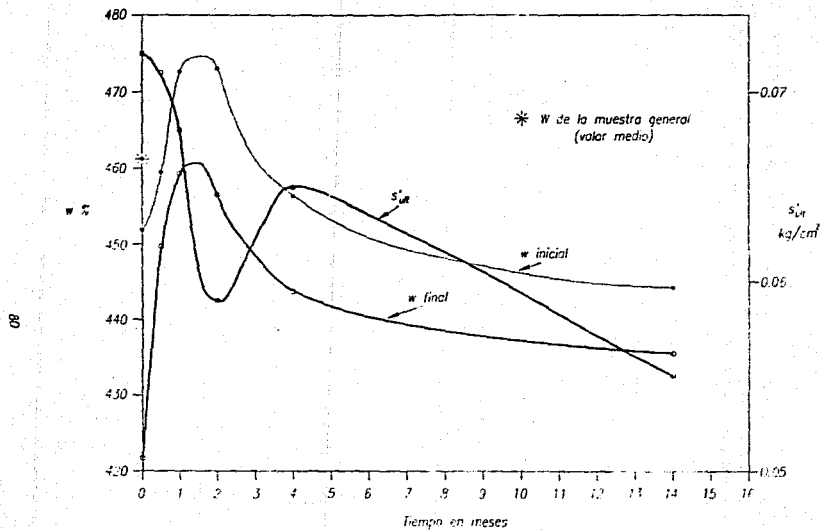


Fig. IV.7 Comparación entre el contenido de agua y s'_{un} .

contenido de agua aumenta la resistencia disminuye (prueba 1,2 y 3) y cuando el contenido de agua disminuye la resistencia aumenta (prueba 4 y 5), demostrando de esta forma una buena correspondencia entre ambos parámetros. Sin embargo, la última prueba no siguió esta implicación, teniendo una disminución tanto el contenido de agua como en la resistencia. Esto se debió posiblemente a que como sólo se obtuvo una muestra en el contenido de agua en cada espécimen, pudo haber variación en éste; así como también variaciones pequeñas (± 3 mm Hg) en la presión confinante para la última prueba. Además el suelo estaba consolidado con un estado de esfuerzo semejante al que tenía en el odómetro, por lo que la historia de esfuerzos en el suelo no se pudo borrar totalmente, teniendo que cualquier cambio en las condiciones de la prueba daría variaciones significativas en los resultados. Por eso se recomienda que en mediciones futuras se apliquen presiones pequeñas en el odómetro, y que la consolidación posterior en la cámara triaxial someta al espécimen a esfuerzos mayores que las del odómetro para garantizar condiciones de arcilla normalmente consolidada.

De los análisis anteriores se puede concluir que al tener a las muestras almacenadas sin carga constante, se desarrolla, con el tiempo, una disminución en la resistencia. También se obtiene que el cambio en el contenido de agua influye en la resistencia.

4.3 Efecto del envejecimiento en el desarrollo de la presión de poro

La Fig. IV.8 muestra la variación del último valor de la presión de poro antes de la falla de cada prueba causada por el transcurso del tiempo. Como se puede notar, la trayectoria de todas las pruebas es casi una línea recta horizontal, a excepción de la prueba número dos y cuatro, las cuales presentan una pequeña separación.

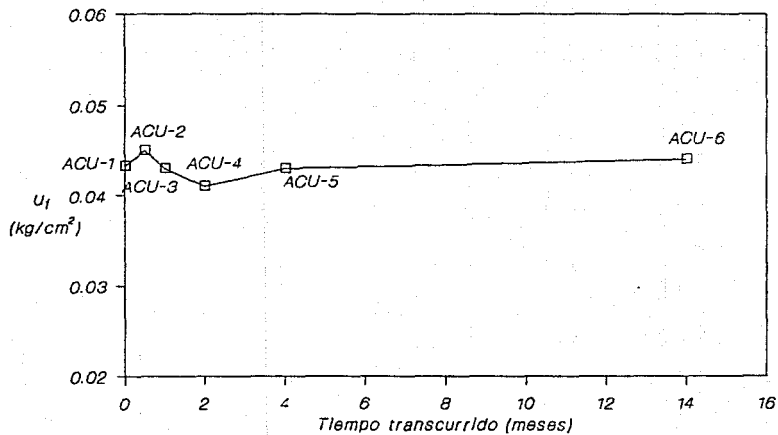


Fig. IV.8 Variación de la presión de poro final con el tiempo.

Haciendo una comparación de la presión de poro contra el esfuerzo desviador (Fig. IV.9), se observa que en cuanto a la presión de poro no hay una gran diferencia de trayectorias, no obstante, en el esfuerzo desviador la tendencia es a disminuir.

Para corroborar si el efecto de envejecimiento no altera el desarrollo de la presión de poro, se dibujó una gráfica de presión de poro (u) vs la relación de $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ correspondiente a cada prueba, y como se puede observar dicho efecto es prácticamente nulo, debido a que las curvas son muy semejantes (Fig. IV.10).

Al contrario de la resistencia, la presión de poro se mantiene casi constante. Esto se puede explicar a que la disminución originada posiblemente por la relajación de esfuerzos influyó más que el cambio del contenido de agua.

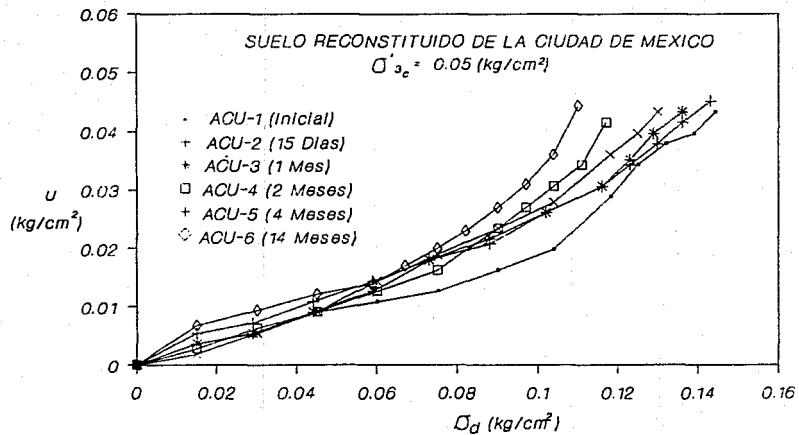


Fig. IV.9 Comparación entre la presión de poro y el esfuerzo desviador.

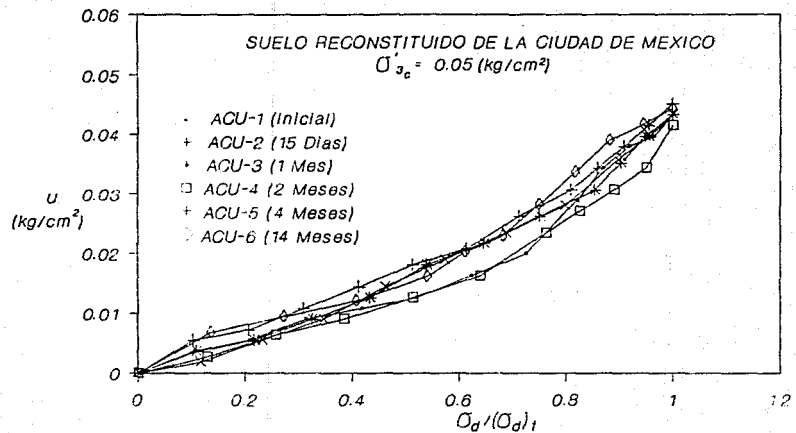


Fig. IV.10 Comparación entre la presión de poro y la relación $\sigma_d / (\sigma_d)_t$.

CAPITULO V

EFFECTO DEL ENVEJECIMIENTO SOBRE LA DEFORMABILIDAD

EFFECTO DEL ENVEJECIMIENTO SOBRE LA DEFORMABILIDAD

5.1 *Introducción*

En este capítulo se analizará el cambio en la deformabilidad ocasionada por el paso del tiempo. Para ello se utilizará el módulo tangencial inicial que resultó en el ajuste hiperbólico analizado en el capítulo III.

También se mostrarán las deformaciones desarrolladas de todas las pruebas a lo largo de las trayectorias de esfuerzos.

5.2 *Efecto del envejecimiento en la deformación inicial*

Para analizar si el tiempo influye en la deformación inicial en las muestras, se obtuvo el módulo tangencial inicial, que es un parámetro de la deformabilidad de un suelo. El valor de dicho módulo resultó de los ajustes hiperbólicos realizados a cada una de las pruebas según el método discutido anteriormente.

Analizando la variación con el tiempo del módulo tangencial (Fig. V.1), se tiene que disminuye en las tres primeras pruebas, aumenta en la cuarta y quinta y disminuye en la sexta. En la prueba inicial

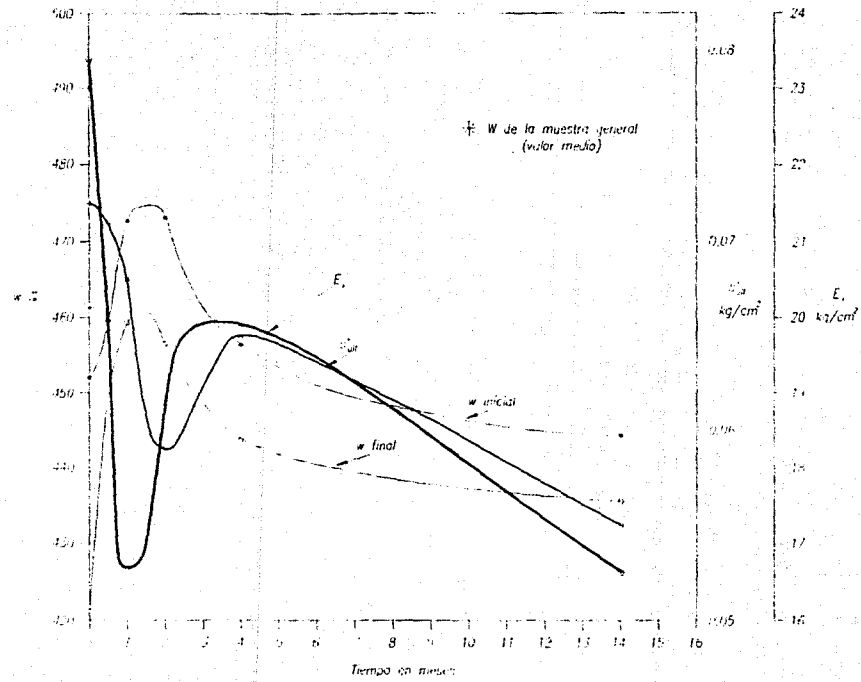


Fig. V.1 Comparación entre el contenido de agua, w y el módulo tangencial inicial.

el valor fue de 23.77 kg/cm^2 (24 % mayor con respecto a la media: 18.05 kg/cm^2) mientras que en la segunda prueba resultó 6.7 % mayor y en la sexta 9.7 % menor.

Adicionando estos valores a la comparación del contenido de agua contra s' (Cap. IV), se puede observar que el módulo tangencial inicial sigue un comportamiento similar al de s' , dando como explicación la misma que se dio en el capítulo anterior.

5.3 Trayectorias de esfuerzos y deformaciones

Para tener una visión más clara de cuánto se deforma el suelo con un determinado incremento de carga, se han dibujado los dos diferentes tipos de gráficas de trayectoria de esfuerzos; s' - t y p' - q , con las curvas que unen los puntos de igual porcentaje de deformación: 0.5 %, 1.0 %, 2.0 %, 3.0 % y 5.0 %, (Fig. V.2 y Fig. V.3), respectivamente.

En ambas gráficas se observa que, con el tiempo, para un mismo porcentaje de deformación, el estado de esfuerzos es menor y que se acentúa conforme pasa el tiempo.

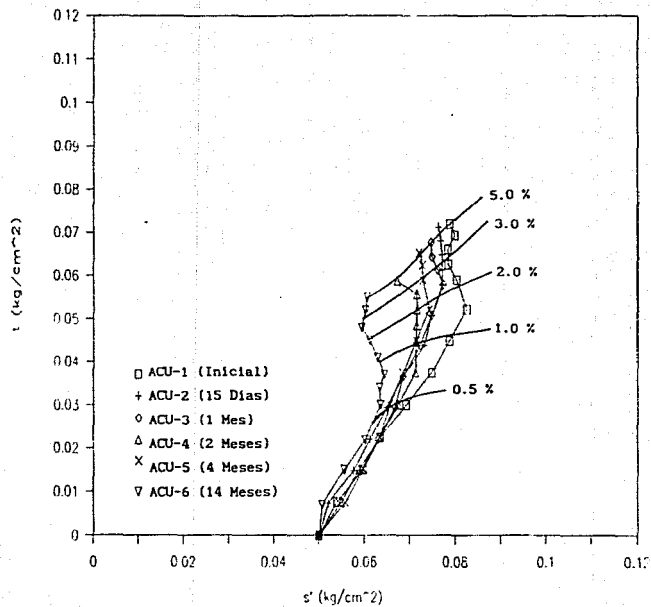


Fig. V.2 Curvas que relacionan la deformación con un cierto estado de esfuerzos (forma $s'-t$).

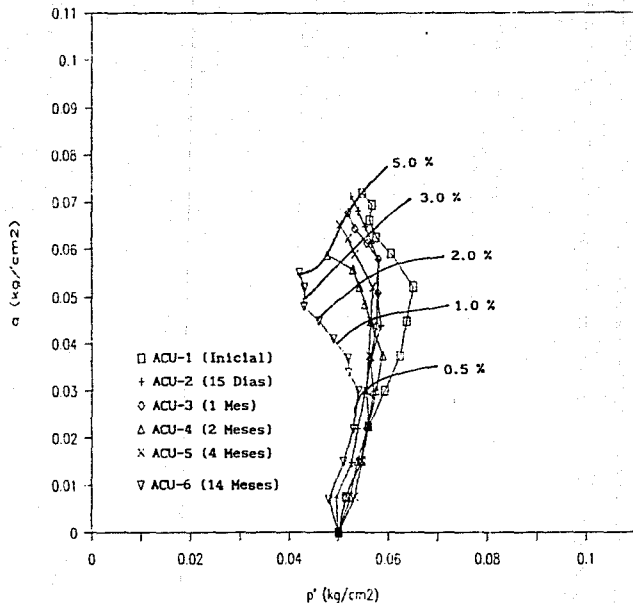


Fig. V.3 Curvas que relacionan la deformación con un cierto estado de esfuerzos (forma p' - q).

CAPITULO VI

ANALISIS Y EXPLICACION DEL PROCESO DEL ENDURECIMIENTO Y ABLANDAMIENTO

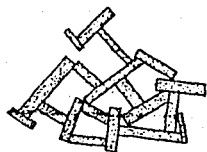
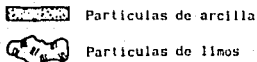
ANÁLISIS Y EXPLICACION DEL PROCESO DEL ENDURECIMIENTO Y DEL ABLANDAMIENTO

6.1 Estructura de las arcillas

Según Lambe (1989), la estructura de un suelo es función de la orientación y distribución de partículas dentro de una masa de suelo y a las fuerzas entre ellas.

Cuando se tiene una suspensión de arcilla diluida, el arreglo geométrico que predomina en las partículas es semejante a un castillo de naipes (Goldschmidt, 1926). Por otro lado, Casagrande planteó en 1934 que las arcillas sensitivas depositadas en un medio marino tenían un arreglo más abierto, en el que los granos de limo y arena estaban fuertemente ligados por partículas arcillosas.

Más tarde, Lambe (1958), considerando la teoría de la doble capa y el comportamiento de placas arcillosas en suspensiones coloidales diluidas, encontró que en las arcillas marinas inalteradas también se presentaba un arreglo geométrico parecido a castillos de naipes, coincidiendo con lo propuesto por Goldschmidt (Figs. VI.1.a,b); a su vez, estableció que las arcillas sedimentadas en agua dulce tenían un arreglo aleatorio de partículas y más cerrado (Fig. VI.1.c). De igual forma consideró que las arcillas remoldeadas tenían un arreglo paralelo (disperso u orientado) de sus partículas (Fig. VI.2).



(a) Estructura tipo floculada
(contacto orilla-cara)



(b) Estructura de arcilla
con agua salada



(c) Estructura de arcilla
con agua dulce

Fig. VI.1 Diagrama de los diferentes tipos de orientacion de partículas.



Estructura tipo dispersa
(contacto cara-cara)

Fig. VI.2 Diagrama de partículas orientadas.

Los trabajos anteriores presentan los diferentes arreglos geométricos formados sólo en suspensiones arcillosas diluidas. Cuando se tiene un suelo blando mucho más concentrado, el estudio de su estructura y de cómo ésta influye en sus propiedades mecánicas se vuelve más complejo. No obstante, gracias a los avances tecnológicos se ha podido obtener información valiosa que ayuda a entender dicho fenómeno.

En 1966, Mitchell plantea que las propiedades mecánicas del suelo arcilloso están influenciadas directamente por las características y la disposición relativa que guardan unas partículas con otras e interaccionando con el líquido que las rodea. Yong y Sheeran realizaron en 1973 un estudio de la estructura de suelos blandos utilizando un microscopio electrónico, estableciendo que la estructura está formada por grupos de partículas a diferentes niveles de apreciación, lo que determina que se tienen diferentes tamaños de asociaciones de partículas; esto es, al utilizar un microscopio convencional, la estructura que se encontró estaba formada por asociaciones de partículas, igual al observado con el microscopio electrónico pero a otro nivel. Esto les ayudó a considerar que los agregados y los grumos parecen actuar como unidades individuales grandes y que el arreglo de estos grupos definen la estructura de interés en la mayoría de los problemas de comportamiento de suelos.

Yong y Sheeran clasifican los diferentes niveles de estructuras de la siguiente manera:

El submicroscópico, considerado como la estructura formada por partículas (integrada por asociaciones muy pequeñas de partículas), sólo visible con el microscopio electrónico.

El microscópico, constituido por grupos de partículas (clusters o flóculos); es el nivel más fácil de observar con el microscopio.

El macroscópico, integrado por pedos o grumos, los cuales son visibles al ojo humano.

Esta clasificación es semejante a la planteada por Bochkó (1973), quien los denomina en forma ascendente como ultramicrobloques, microbloques y microagregados.

Las diferentes teorías expuestas anteriormente también se presentan en los suelos compactados, con la variante de que el nivel de la estructura se da en los grumos más grandes. Así, en 1958 Lambe estableció que las arcillas compactadas por impactos del lado seco, forman una estructura del tipo castillo de naipes o floculada (Fig VI.3). En cambio, cuando la compactación se hace del lado húmedo la estructura que se forma es más orientada o dispersa. Dicho análisis fue propuesto teóricamente y sustentado en evidencias indirectas con pruebas sobre propiedades ingenieriles de especímenes compactados. En aquel entonces se contaba con el microscopio petrográfico para observar la estructura. No obstante, hasta que apareció el microscopio electrónico, primero el de transmisión y después el de barrido, se pudo observar directamente la microestructura. Gracias a esta herramienta se concluyó que el arreglo de estos grumos (los más grandes) es en donde se encuentra la estructura de interés en la mayoría de los problemas de comportamiento de suelos.

Por otra parte, se ha dado gran importancia a los estudios estructurales de los suelos compactados; así, Seed y Chan (1959) al analizar el efecto de los métodos de compactación sobre la estructura de los suelos compactados concluyeron que los métodos de compactación por amasado e impactos producen un aumento en la deformación cortante que a su vez produce un aumento de paralelismo en las partículas arcillosas.

Sloane y Kell en 1966 examinaron cualitativamente la trama de un caolín compactado, utilizando procedimientos de amasado, impactos y carga estática, empleando el microscopio electrónico de

transmisión, con muestras compactadas en el óptimo, 3% arriba y abajo del mismo. Sus resultados señalan que los especímenes compactados por abajo del óptimo desarrollan un arreglo aleatorio (castillo de naipes), independientemente del tipo de compactación y cuando los especímenes son compactados por arriba del óptimo el arreglo que se distingue es paralelo, perpendicular a la acción de la compactación por amasado.

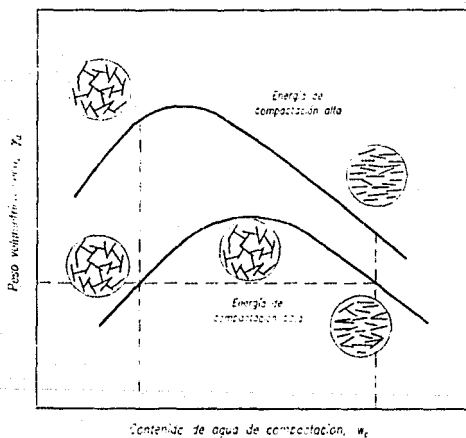


Fig VI.3. Estructura de los suelos arcillosos compactados, según Lambe (1958).

6.2 Teoría acerca de la causa del comportamiento tixotrópico

Mitchell (1960) plantea que el estado de esfuerzos después del remoldeo no está en equilibrio, ya que de lo contrario, no se presentaría ningún cambio en las propiedades del suelo con el tiempo. Cuando un suelo es remoldeado o compactado, una parte de el esfuerzo cortante aplicado externamente se utiliza para dispersar los grumos, formando un arreglo paralelo y uniforme. Es decir, la energía externa ayuda a la repulsión entre partículas, tendiendo a provocar un sistema disperso. Al final del proceso, cuando la energía externa cesa, la fuerza de atracción entre las partículas vuelve a incrementarse, teniendo como consecuencia un reacondo estructural.

Para entender mejor el proceso antes mencionado en la Fig. VI.4 se muestran las curvas de energía de atracción, repulsión y de energía total de interacción entre partículas para la condición de reposo y durante el remoldeo. Estas curvas son cualitativas, e indican el nivel de energía dentro del suelo. La curva total de interacción mostrada en la Fig VI.4.a señala una energía que dificulta más el acercamiento o floculación de los grumos. Cuando la deformación decrece en el suelo, la energía de repulsión disminuye y la curva de energía total se cambia por la que se muestra en la Fig. VI.4.b. Un dibujo de una estructura con un tiempo medio se presenta en la Fig. VI.5.a y con una estructura final en la Fig. VI.5.c.

6.3 Tixotropía en suspensiones concentradas

Para Nalezny y Li (1967) la tixotropía se puede definir como una disminución de la resistencia causada por remoldeo, que después de un tiempo determinado regresa a su resistencia original. Si una suspensión de arcilla floculada es alterada, se rompen los contactos entre los grumos y la relativa consistencia adquirida se

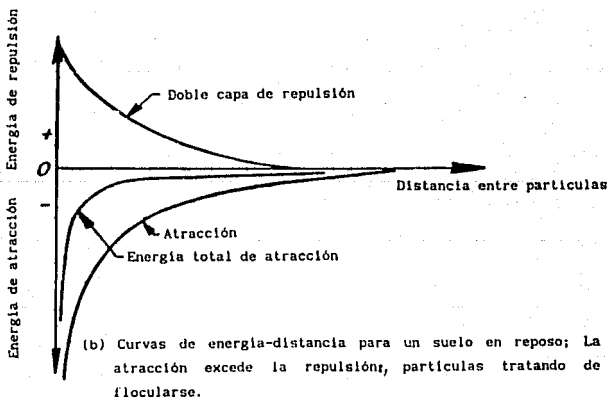
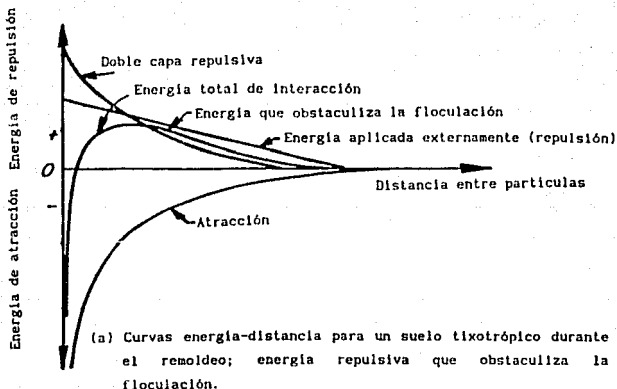


Fig. VI.1 Curvas de energía-distancia para un suelo tixotrópico.

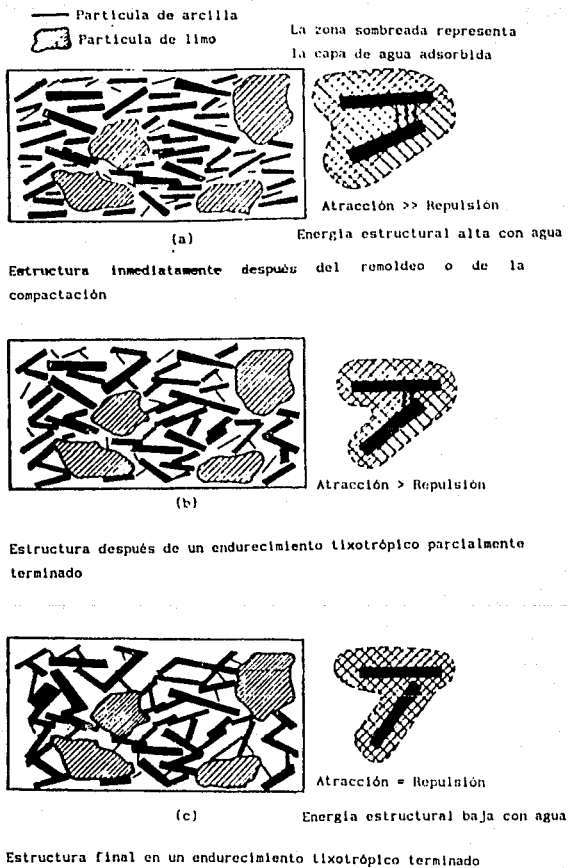


Fig. VI.5 Diagrama del cambio estructural tixotrópico en un suelo fino (Mitchell, 1960).

puede transformarse en una suspensión dispersa muy fluida. Cuando el remoldeo se detiene, se restituyen los arreglos formados nuevamente los grumos. La Fig. VI.6 muestra la energía de interacción como una función de la distancia entre la orilla y la cara de los grumos cuando la atracción es baja o alta. Si la atracción es alta y si el promedio de la distancia entre orilla-cara es menor a X, la suspensión puede flocularse rápidamente. Sin embargo, si la distancia es mayor a X, la floculación es lenta. Asimismo puede verse que el incremento de la concentración de sal aumenta la velocidad de floculación.

A la muestra general de donde se obtuvieron los especímenes analizados en este trabajo se le suministró 4.629 gr de sales (Cap. II), dando como resultado un aumento del 9 % en el contenido de agua medido. Esto probablemente provocó que las partículas de arcilla formaran una estructura floculada con mayor rapidez.

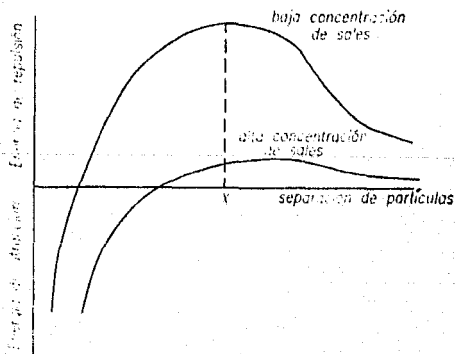


Fig VI.6 Interacción de energía entre las partículas (Nalezny y Li, 1967).

6.4 Análisis del ablandamiento en arcillas sujetas a descargas

Una causa que puede originar este comportamiento es la expansión o cambio de volumen. Terzaghi (1926) y Skempton (1948) denominan como ablandamiento al proceso de expansión sufrido en suelos arcillosos y determinan que es dependiente del tiempo por las siguientes razones:

a) La permeabilidad finita de la arcilla.

El incremento del contenido de agua en la arcilla, incluyendo incrementos en la absorción, dobla-capas y en el agua libre, requiere del flujo de agua en la arcilla.

b) La reacción en cadena natural del reordenamiento de partículas. El reajuste micro-estructural, incluyendo partículas deformadas, reorientadas y deslizamientos interparticulares.

c) El desarrollo progresivo de una estructura discontinua. La expansión no homogénea puede producir macroestructuras discontinuas tales como planos de deslizamientos y fisuras. (Terzaghi, 1936; Skempton, 1948; Casagrande, 1949 (a)).

d) Cambio químico.

El cambio químico producto de la combinación de orgánicos e inorgánicos, (Pennet, Gillott y Eden, 1970).

Más tarde, Mesri, Ullrich y Choi (1978) realizaron experimentos con arcillas preconsolidadas sujetas a descargas en pruebas unidimensionales e isotrópicas. Su trabajo partió considerando que cuando un suelo preconsolidado sufre un proceso geológico de descarga, ya sea en la presión vertical u horizontal o en ambas, éste desarrolla una expansión (cambio de volumen), dando como resultado un reajuste estructural. Dicho proceso también es conocido como "ablandamiento" (Terzaghi, 1939; Skempton, 1948, 1970).

Las causas que según Mesri et al. podrían explicar este fenómeno son las siguientes:

- (a) Cuando existe un incremento del contenido de agua dentro de la estructura.
- (b) Cuando se presenta un reajuste microestructural, incluyendo deformación y reorientación de partículas.
- (c) Si la expansión es tan grande que se generan fisuras macroestructurales. Esto puede provocar migración y redistribución de agua y a su vez un cambio en la estructura del suelo.
- (d) Al tener cambios químicos ocasionados por la descomposición orgánica.

Por otro lado, reportan que después de haber disipado la presión de poro excedida durante la descarga, se presentaron continuos cambios de volumen en pruebas unidimensionales e isotrópicas.

El ablandamiento también se puede explicar con las curvas de energía-distancia, mostradas en el capítulo IV. De la Fig. IV.b se refleja un suelo sometido a una carga (externa y/o peso propio) constante. Al eliminar la carga y mantener el suelo en reposo durante un tiempo determinado, se desarrolla un relajamiento que levanta la curva, resultando más parecida a la de la Fig. IV.a.

Desde el punto de vista ingenieril, las consecuencias indeseables del ablandamiento se reflejan principalmente en la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante.

6.5 Efecto de almacenamiento sobre el esfuerzo cortante en las arcillas

Cuando a una muestra de suelo se le mantiene con una carga externa constante y si se conservan constantes el contenido de agua y el volumen durante su tiempo de almacenamiento, ocurren ciertos cambios estructurales entre los grupos de partículas que determinan el aumento de la resistencia. Sin embargo, si el suelo se almacena sin carga externa sostenida y si existen cambios en el contenido de agua y volumen (aunque sean muy pequeños), la distancia media de esas asociaciones tiende a aumentar dando como resultado una disminución en la resistencia cortante.

En esta investigación las muestras se mantuvieron sin carga externa constante durante su almacenamiento, pero se midieron pequeñas variaciones en el contenido de agua, que posiblemente ocasionaron pequeños aumentos de volumen (no visibles al ojo humano). Lo anterior parece explicar que la resistencia aumenta si el contenido de agua disminuye y viceversa, a excepción de la última prueba. La tendencia general de los resultados muestra una reducción del 20% en la resistencia y a su vez una mayor deformación con el paso del tiempo. Este comportamiento ya lo han notado varios investigadores.

Arman y McManis (1976) observaron el efecto que se produce en la resistencia al esfuerzo cortante de suelos blandos con períodos de almacenamiento, para ello consideraron tres tipos de especímenes: cubos cortados a mano de 12" y corazones de 5" y 2.5" de diámetro.

Las muestras fueron guardadas sin carga y a una temperatura de 22°C. En la Fig VI.7 muestran el trabajo realizado por Lefebvre y en donde se ve cómo con el transcurso de los primeros 10 días el decremento de la resistencia fue mínimo. Sin embargo, en los especímenes de 5" y 2.8" la resistencia disminuyó considerablemente después de los 10 días. En este caso, el contenido de agua durante el almacenamiento lo reportan como sin cambios.

Por otro lado, en 1976, La Rochelle et al. muestran los resultados de pruebas CIU con arcillas de Saint-Louis. Para muestras cúbicas almacenadas durante cinco meses y otra a los 6 meses, en donde la resistencia disminuyó entre 10 y 15 %, en tanto que la disminución en la presión de poro fue del 8% (Fig VI.8). No obstante, los tiempos que se utilizaron están muy espaciados y son pocas las pruebas realizadas.

En arcillas normalmente consolidadas no se encontró ninguna investigación que reportara este fenómeno. Sin embargo, en el trabajo aquí presentado (suelo normalmente consolidado), la resistencia al esfuerzo cortante disminuyó con el tiempo sin que la presión de poro sufriera algún cambio. Se presume que la razón de este comportamiento se debió al relajamiento de esfuerzos ocasionado al extraer la muestra del odómetro y conservarla así, sin carga externa, durante el tiempo de reposo, con lo que eventualmente se desarrolló un pequeño aumento de volumen, favorecido por los muy bajos niveles de esfuerzo de consolidación; ello adicionalmente provocó indefinición de curvas en el proceso de consolidación y posibles efectos en la etapa de falla.

Es importante resaltar que las investigaciones que reportan una disminución en la resistencia con el tiempo, tuvieron un punto en común, mantuvieron a las muestras sin carga sostenida durante el almacenamiento, lo cual es diferente a lo que reporta Mohamed Allan y Sridharan A. (1978), en donde al mantener a la muestra almacenada con carga constante y consolidadas isotrópicamente sin drenar (CIU), la resistencia aumenta con el tiempo.

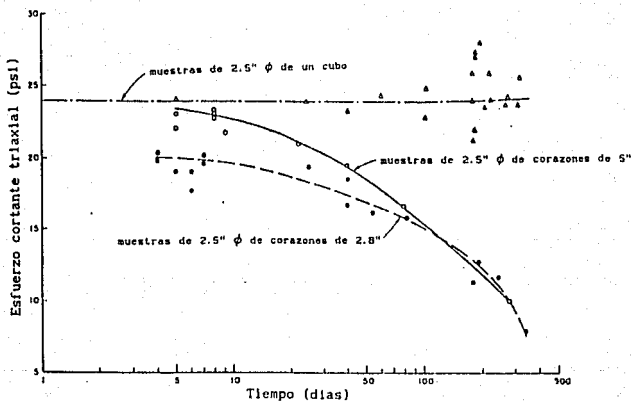


Fig. VI.7 Período de almacenamiento contra el esfuerzo cortante.

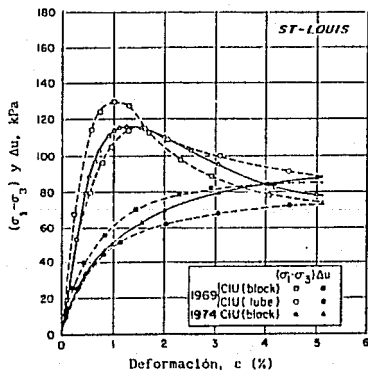


Fig. VI.8 Comparación entre pruebas CUI en muestras cúbicas y cilíndricas después de un período de almacenamiento (Lefebvre).

Cabe señalar que, el fenómeno de endurecimiento desarrollado en suelos compactados sucede incluso en especímenes sin carga externa sostenida; ello ocurre por la compresión o "preconsolidación" del esqueleto mineral ejercida por la compactación, aunado a que el suelo no está totalmente saturado generándose una succión matricial (succión a nivel capilar y/o adsorbida), que resulta equivalente a un esfuerzo aplicado externamente.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Se realizaron en esta investigación ensayos triaxiales anisotrópicamente consolidados, no drenados con medición de presión de poro, bajo idénticas condiciones de esfuerzo y con especímenes artificiales inalterados. Las pruebas tuvieron como fin, el conocer experimentalmente el efecto que produce el envejecimiento en el comportamiento esfuerzo-deformación en arcillas reconstituidas del Valle de México. Los tiempos de reposo a los que se sometieron los especímenes sin carga fueron de: 15 días, 1 mes, 2 meses, 4 meses y 14 meses; se contó con una prueba inicial, que sirvió de base de comparación con las demás.

Los resultados más relevantes que arrojaron los ensayos, fueron los siguientes:

- 1.- El contenido de agua se mantuvo prácticamente constante en cada uno de los especímenes ensayados a través del tiempo; los pequeños cambios que se tuvieron se presentan en la Fig. III.12. A corto plazo se tuvo un pequeño aumento del contenido de agua, aunque la tendencia general fue a disminuir en el lapso de observación. minutos antes del montaje en la cámara triaxial aumentó en las tres primeras pruebas, se mantuvo en la cuarta y disminuyó en la quinta y sexta. Estas variaciones fueron pequeñas, sin embargo, influyeron lo suficiente como para modificar los parámetros de resistencia y deformabilidad.

- 2.- En forma general la resistencia cortante no drenada disminuyó con el tiempo; tal reducción alcanzó un 24 % del valor inicial al cabo de 14 meses. Los valores de cada prueba se muestran en la Fig. IV.1, en donde se puede ver tal tendencia.
- 3.- La resistencia mantuvo en cinco pruebas una buena correspondencia con los resultados del contenido de agua; esto es, a mayor contenido de agua menor resistencia y a menor contenido de agua mayor resistencia. Lo anterior no se cumplió en la última prueba, ya que disminuyeron ambos parámetros, Fig. VI.7.
- 4.- Esta disminución de la resistencia o ablandamiento con el tiempo de reposo podría explicarse por un posible aumento ligero de volumen ocurrido durante el almacenamiento, como resultado de la nula aplicación de esfuerzos externos y los bajos niveles de esfuerzos de consolidación de los ensayos triaxiales; éstos fueron prácticamente iguales a los aplicados durante la formación del suelo en el odómetro.
- 5.- El desarrollo de la presión de poro de especímenes con diferentes lapsos de reposo se mantuvo prácticamente constante en la etapa de falla (Fig. IV.6).
- 6.- El módulo de deformación varió conforme iba variando el contenido de agua; a mayor contenido de agua, menor módulo y viceversa. Sin embargo, en la última prueba disminuyó tanto el contenido de agua como el módulo (Fig. V.1).

7.- Es importante mantener el contenido de agua constante durante el tiempo de almacenamiento para poder tener una mejor comparación entre los especimenes analizados.

8.- Es necesario que los esfuerzos aplicados en los ensayos mecánicos sean mayores que los aplicados en el odómetro durante la formación del suelo reconstituido, ya que de esta forma se borra la historia de esfuerzos del suelo.

REFERENCIAS

Arman, Ara y McManis K. L., "Effects of Storage and Extrusion on Samples Properties". Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing, ASTM STP 599, American Society for Testing and Materials, 1976, pp. 66-87.

Badillo J. y Rodríguez R. "Mecánica de Suelos". Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa, Mexico.

Baver L. D. "Soil Physics", New York, 1956. Wiley John and son.

Been K. y Sill G. C. "Self-Weight Consolidation of Soft Soil; an Experimental and Theoretical Study". Géotechnique 31, No 4, 519-535, 1981.

Bjerrum L. y Lo K. Y. "Effect of Aging on the Shear Strength Properties of a Normally Consolidated Clay", Géotechnique, 13(1), pp. 147-157, 1963.

Bjerrum L., Simons N. y Torblaa I. "The Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay", Proc. Brussels Conf. Earth Pressure Problems. 1:148-158. (Norwegian Geotech. Inst. Publ., 33).

Bishop A. W. "the Use of Pore-Pressure Coefficients in Practice". Géotechnique, 4:4:148, 1954.

Bishop A. W., Alpan I, Blight G. E. y Donald I. B. "Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soil". Géotechnique, 4:4:148, 1945.

Bochko R. A. "Types of Microtextural Elements and Microporosity in Clays (based on scanning electron microscopy)".

Day P. R. "Effect of Shear on Water Tension in Saturated Clay". I y II, Annual Reports, Western Regional Research Proj. W-30, 1954, 1955.

Duncan J. M. y Chang Chin-Yung. "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653, Septiembre 1970.

Graham J., Crooks J. H. A. y Bell A. I. "Time Effects on the Stress-Strain Behaviour of Natural Soft Clays". Géotechnique 33, No 3, 327-340, 1983.

Graham J., Jamiensó M. R., Ho, D. Y.-F. y Azizi F. "Influence of Storage and Reconsolidation Procedures on Clay Properties". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 13, No 4, pp. 208-290, Diciembre 1990.

Graham J., Kwok C. K. y Ambrose R. W. "Stress Release, Undrained Storage and Reconsolidation in Simulated Underwater Clay". Can. Geotech. J., 24, 279-288, 1987.

Graham J. y Lau S. L.-K. "Influence of Stress-Release Disturbance, Storage and Reconsolidation Procedures on the Shear Behaviour of Reconstituted Underwater Clay". Géotechnique 38, No.2, 279-300, 1988.

Graham J. y Li E. C. C. "Comparison of Natural and Remolded Plastic Clay". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. III, No. 7, julio 1985.

Henkel D. J. "The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays". ASCE Research conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, 1960-B.

Imai Goro. "Settling Behavior of Clay Suspension". Soil and Foundations, Vol. 20, No 2, Junio 1980.

Imai G., Tsuruya K. y Yano K. "A Treatment of Salinity in Water Content Measurements of Very Soft Clays". Soil and Foundation, Vol. 19, No. 3, pp. 84-89, 1979.

Lambe T. W. y Whitman R. V. "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa, México.

La Rochelle P., Sarrailh J., Roy M. y Tavenas F. A. "Effect of Storage and Reconsolidation on the Properties of Champlain Clays". Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing, ASTM STP 599, American Society for Testing and Materials, pp. 126-146, 1976.

Marsal R. J. "The Lacustrine Clays of the Valley of Mexico". Contribution of the Instituto de Ingeniería to the 1975 International Clay Conference, Julio 1975.

Marsal R. J. y Mazari M. "El Suelo de la Ciudad de México". Instituto de Ingeniería, México D.F., Septiembre 1959.

Mehter Mohamed Allan y Sridharan A. "The Influence of Aging on the Shear Strength Behaviour of Two Fine-Grained Soils". Can. Geotech. J., Vol. 16, pp. 391-397, 1979.

Mendoza L. M. "Determinación del Contenido de Agua de Suelos con Secado en Horno de Microondas". Instituto de Ingeniería, UNAM. 1992.

Mendoza L. M. "Características Esfuerzo-Deformación de Suelos Cohesivos Compactados: Efectos Estructurales". Tesis de Maestría. Mexico D.F., 1982.

Mendoza L. M., Romo M. P. y Hernández V. M. "True Shear Strength Parameters of Reconstituted Mexico City Clay". IX Panamerican Conference, Chile, 1991.

Mendoza L. M. y Náder F. "Influence of Aging and Drying on the Unconfined Strength of Compacted Soils". 6^a CPMSIC, Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Civil. Vol. II, pp. 411-419, 1979.

Mersi G., Ullrich C. R. y Choi, Y. K. "The Rate of Swelling of Overconsolidated Clays Subjected to Unloading". Géotechnique 28, No. 3, pp. 281-307, 1978.

Mitchell J. K. "Fundamental Aspects of Thixotrophy in Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 86, No SM3, Proc. Paper 2522, pp. 19-52, Septiembre 1960.

Osipov V. I., Nikolaeva S. K. y Sokolov V. N. "Microstructural Changes Associated with Thixotropic Phenomena in Clay Soils". Géotechnique 34, No. 2, pp. 293-303, 1984.

Santoyo E. y Reséndiz D. "Una Cámara Triaxial de Precisión". Instituto de Ingeniería, Agosto 1969.

Seed H. B. y Chan C. K. "Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays". Proceedings, ASCE, Vol. 83, No. SM4, Noviembre 1957.

Seed H. B. y Chan C. K. "Thixotropic Characteristics of Compacted Clays". Proceedings, ASCE, Vol. 83, No. SM4, Noviembre 1957.

Skempton A. W. "The Pore Pressure Coefficients A and B". Géotechnique, 4:4:143-147, 1954.

Torrance J. K. "Pore Water Extraction and the Effect of Sample Storage on the Pore Water Chemistry of Leda Clay". Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing, ASTM STP 599, American Society for Testing and Materials, pp. 147-157, 1976.

Wilson S. D. y Dietrich R. J. "Effect of Consolidation Pressure on Elastic and Strength Properties of Clay". ASCE, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. University of Colorado, Junio 1960.