

01163



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

COMPRESIBILIDAD UNIDIMENSIONAL DE LA ARCILLA  
DE LA CIUDAD DE MÉXICO BAJO DIFERENTES  
CONDICIONES DE CARGA Y DETERMINACIÓN  
DEL COEFICIENTE  $K_0$

OSCAR / LÓPEZ VELÁZQUEZ

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE  
ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA  
(MECÁNICA DE SUELOS)

DIRECTOR DE TESIS: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY



MÉXICO D.F.,

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

JUNIO, 2002



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.

**A mis padres:**

**Irene Velázquez y Narciso López**

*Las palabras parecen decir poco cuando  
alguien ha hecho tanto por mí.*

*Muchas Gracias*

**A mis abuelos:**

**Castula, Gudelia y Buenaventura**

*Siempre hay una razón de acordarnos de las  
personas que llevamos en el corazón.*

*Nunca los olvidaré*

**A mi esposa:**

**Erica**

*Por ser la persona que siempre me escucha,  
me entiende, me cuida y se preocupa por mí.*

*Te quiero*

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**A mis hermanos:**

**Víctor Manuel**

*Porque la amistad que no une es más grande que la distancia que nos separa.*

**Narciso Martín y Juan Daniel**

*Como un estímulo para que estudien con entusiasmo y dedicación.*

**A mi hermana y su esposo:**

**Norma Angélica y José**

*Por el gran cariño y el compromiso que nos une.*

**A mis sobrinos:**

**José Antonio y María Fernanda**

*A quiénes llevo presente en todo momento.*

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

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

---

## AGRADECIMIENTOS

---

*Al Dr. Efraín Ovando Shelley por todo el apoyo incondicional que me ha brindado y porque todos los conocimientos que me ha transmitido son ahora el pilar de mi carrera profesional.*

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

*Al Sr. Gonzálo Roque y al Sr. Germán Aguilar con quiénes compartí intensas jornadas de trabajo para la realización de los ensayos.*

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ÍNDICE GENERAL

	Página
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ALCANCES	3
<b>2. TÉCNICAS EXPERIMENTALES</b>	
2.1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO	4
2.2 MATERIALES EMPLEADOS	6
2.2.1 Características geotécnicas del sitio de la Catedral Metropolitana	6
2.2.2 Características geotécnicas del sitio de la FES-Zaragoza UNAM	8
2.2.3 Características geotécnicas del sitio Bodegas Azafrán	8
2.3 DESARROLLO DE LOS ENSAYES	9
2.3.1 Preparación y montaje de la muestra	11
2.3.2 Descripción de los ensayos	12
Pruebas convencionales (ILT)	
Pruebas a velocidad de deformación controlada (CRS)	
Pruebas a gradiente controlado (CGT)	
Pruebas con el anillo $K_0$	
Pruebas triaxiales consolidadas isotrópicamente	
Pruebas triaxiales consolidadas anisotrópicamente	
<b>3. PRUEBAS A VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CONTROLADA (CRS)</b>	
3.1 ANTECEDENTES	14
3.1.1 Descripción de la prueba	14
3.1.2 Factores que influyen en la prueba	15
3.2 TEORÍAS PARA LA INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	17
3.2.1 Teoría de Smith y Walhs	17
3.2.2 Teoría de Wissa, Christian, Davis y Heiberg	20
3.2.3 Teoría de Janbu	24
3.3 RESULTADOS DE LABORATORIO	25
3.3.1 Curvas de compresibilidad, $e$ vs $\log \sigma'_v$	26
3.3.2 Curvas $m_v$ vs $\log \sigma'_v$	27
3.3.3 Curvas $c_v$ vs $\log \sigma'_v$	27
3.3.4 Curvas $k_v$ vs $\log \sigma'_v$	28

I

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

3.4	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	28
3.4.1	Velocidad de deformación, $r$	28
3.4.2	Exceso de presión de poro, $u_b/\sigma'_v$	28
3.4.3	Variación del esfuerzo crítico, $\sigma'_c$	29
3.4.4	Comportamiento del módulo de compresibilidad volumétrica, $m_v$	30
3.4.5	Comportamiento del coeficiente de consolidación, $c_v$	31
3.4.6	Comportamiento del coeficiente de permeabilidad, $k_v$	31
4.	<b>PRUEBAS A GRADIENTE CONTROLADO (CGT)</b>	
4.1	ANTECEDENTES	49
4.1.1	Descripción de la prueba	49
4.1.2	Factores que influyen en la prueba	51
4.2	TEORÍAS PARA LA INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	51
4.2.1	Teoría de Lowe, Jonas y Obrician	52
4.2.2	Teoría de Janbu	55
4.3	RESULTADOS DE LABORATORIO	56
4.3.1	Curvas de compresibilidad, $e$ vs $\log \sigma'_v$	57
4.3.2	Curvas $m_v$ vs $\log \sigma'_v$	58
4.3.3	Curvas $c_v$ vs $\log \sigma'_v$	58
4.3.4	Curvas $k_v$ vs $\log \sigma'_v$	58
4.4	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	59
4.4.1	Presión de poro en la base, $u_b$	59
4.4.2	Velocidad de deformación, $r$	59
4.4.3	Variación del esfuerzo crítico, $\sigma'_c$	59
4.4.4	Comportamiento del módulo de compresibilidad volumétrica, $m_v$	61
4.4.5	Comportamiento del coeficiente de consolidación, $c_v$	62
4.4.6	Comportamiento del coeficiente de permeabilidad, $k_v$	62
5.	<b>EL COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO <math>K_0</math></b>	
5.1	ANTECEDENTES	83
5.1.1	El concepto del coeficiente de tierras en reposo $K_0$	84
5.1.2	Factores que afectan el valor del coeficiente $K_0$	84
5.2	DETERMINACIÓN DE $K_0$ EN PRUEBAS DE LABORATORIO	87
5.2.1	Ensayes de consolidación	87
5.2.2	Ensayes triaxiales	88
5.3	DETERMINACIÓN DE $K_0$ MEDIANTE PRUEBAS DE CAMPO	88
5.3.1	Prueba de cono	89
5.3.2	Prueba con dilatómetro	91

5.4	RESULTADOS DE CAMPO	94
5.5	RESULTADOS DE LABORATORIO	95
5.5.1	Ensayes de consolidación CRS- $K_0$	97
5.5.2	Ensayes triaxiales CU, con consolidación anisotrópica	96
5.5.3	Ensayes triaxiales CU, con consolidación isotrópica	97
5.6	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO	98
6.	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
6.1	PRUEBAS A VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CONTROLADA, CRS	107
6.2	PRUEBAS A GRADIENTE CONTROLADO, CGT	109
6.3	COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO $K_0$	111
7.	<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS</b>	





# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

El diseño de cimentaciones requiere una estimación de la magnitud y la velocidad de los hundimientos para verificar que la superestructura sea capaz de soportar los asentamientos diferenciales máximos que se presentarán en el campo.

Durante mucho tiempo los ingenieros han estimado la magnitud y la velocidad de los asentamientos por medio de la teoría de consolidación propuesta por Terzaghi cuantificando los parámetros de consolidación y compresibilidad a través de pruebas de consolidación unidimensional, realizadas en especímenes representativos de suelo confinados lateralmente.

En los ensayos tradicionales de consolidación el suelo se somete a una serie de incrementos de carga, generalmente a cada 24 hrs, y en cada incremento se registran las deformaciones que sufre la muestra. La prueba se realiza aplicando de 6 a 8 incrementos de carga hasta llegar al esfuerzo máximo deseado, después del cual el esfuerzo se reduce registrando en este caso las expansiones que acusa. El tiempo del procedimiento de prueba descrito dura entre 2 y 3 semanas y la interpretación de los datos resulta tediosa. Como alternativa para eliminar estas desventajas, se han desarrollado variantes de las pruebas de consolidación durante las últimas décadas entre las que podemos mencionar las pruebas de velocidad de deformación controlada (CRS), gradiente controlado (CGT) y carga continua (CLT)

Las pruebas bajo carga controlada (CRS, CGT, y CLT) ofrecen importantes ventajas sobre la prueba tradicional de consolidación entre las que destacan la reducción del tiempo de ejecución y la presentación de los resultados de manera continua mediante curvas de esfuerzo deformación, lo cual



facilita la interpretación de los datos; por otra parte, la alteración de las muestras se reduce significativamente debido a que la carga se aplica de manera continua en pequeños incrementos.

El concepto de la prueba a velocidad de deformación controlada fue introducido originalmente por Hamilton y Crawford (1959) como un procedimiento de prueba para determinar el esfuerzo crítico de una manera más rápida. Posteriormente, Crawford (1964) realizó una serie de ensayos de consolidación con diferentes velocidades de aplicación de carga para estudiar su efecto sobre la compresibilidad de los suelos y encontró que al aumentar la velocidad, el valor del esfuerzo crítico se incrementaba de manera substancial. Asimismo, encontró que para excesos de presión de poro en la base menores al 8% del esfuerzo total aplicado, el esfuerzo vertical efectivo es aproximadamente igual al total. A pesar de que Crawford (1964) registró la presión de poro en la base de sus muestras, no logró determinar el coeficiente de consolidación ni de permeabilidad debido a la falta de una teoría para su interpretación.

En 1969, Smith y Wahls desarrollaron una teoría para interpretar los resultados de una prueba a velocidad de deformación controlada (CRS), estableciendo una relación entre la presión de poro media en toda la altura de la muestra y la medida en la base (frontera impermeable).

Posteriormente Lowe, Jonas y Obrician (1969) desarrollaron la prueba a gradiente controlado (CGT) en la cual la velocidad de deformación se va ajustando continuamente para mantener una presión de poro constante en la base de la muestra. Para las condiciones de frontera bajo las que se realiza la prueba y suponiendo una distribución parabólica de la presión de poro en toda la altura de la muestra, desarrollaron un modelo matemático para interpretar los resultados de la prueba CGT.

En 1971 Wissa, Christian, Davis y Heiberg desarrollaron una nueva teoría para interpretar los resultados de una prueba a velocidad de deformación controlada (CRS), analizando los dos estados que se desarrollan durante el transcurso de ésta; uno transitorio en el que la velocidad de deformación se ajusta al valor seleccionado y otro estable una vez que se ha alcanzado la velocidad de deformación.

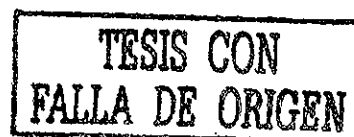
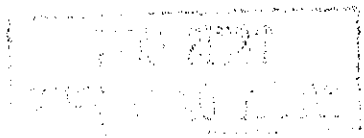
Aboshi, Yoshikumi y Maruyama (1970) realizaron pruebas a carga continua (CLT) y para la interpretación de sus resultados realizaron una adecuación a las ecuaciones propuestas para los ensayos CRS y CGT. En 1981 Janbu, Tokheim y Senneset desarrollaron una teoría general para interpretar cualquier tipo de ensaye bajo carga controlada.

Junto con la aparición de las nuevas técnicas y equipos para la realización de ensayos de consolidación, se han desarrollado también diversos anillos de confinamiento instrumentados para medir el esfuerzo lateral bajo una condición de deformación radial nula y de esta manera estimar el valor del coeficiente de empuje de tierras en reposo  $K_0$ , cuyo valor resulta indispensable para estimar el estado de esfuerzos en campo.

## 1.2 OBJETIVOS

Los objetivos de la presente investigación son:

- Estudiar la influencia de la velocidad de desplazamiento y del exceso de presión de poro mantenido en la base, en la compresibilidad de la arcilla de la ciudad de México.
- Realizar un análisis comparativo de las diversas teorías desarrolladas para interpretar los ensayos a velocidad de deformación controlada CRS y a gradiente controlado CGT.
- Establecer un criterio para la selección de la velocidad de deformación y del exceso de presión de poro en las pruebas CRS y CGT respectivamente, para que los resultados puedan ser comparables con los de una prueba tradicional de consolidación.



- Estudiar el comportamiento del coeficiente de empuje de tierras en reposo  $K_0$  durante un proceso de deformación controlada.
- Comparar los valores de  $K_0$  obtenidos en laboratorio con los medidos en campo, empleando las correlaciones propuestas por diversos investigadores para un dilatómetro de cuchilla plana.

### 1.3 ALCANCES

Para lograr los objetivos propuestos se realizaron diversos ensayos de consolidación y triaxiales CU con medición de presión de poro, en muestras de arcilla inalterada extraídas de tres sitios distintos de la ciudad de México. Para las pruebas de consolidación se empleó un consolidómetro instrumentado con el que es posible realizar pruebas bajo diferentes condiciones de carga, mientras que los ensayos triaxiales se realizaron en una cámara de alambres (Santoyo y Reséndiz, 1969) y una cámara automatizada (Ovando, 1990), ambas desarrolladas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

En el capítulo 2 se describen las características del equipo, los materiales y el desarrollo de los ensayos. La descripción de las pruebas y las teorías desarrolladas para interpretar los ensayos a velocidad de deformación controlada (CRS) y a gradiente controlado (CGT) se presentan en los capítulos 3 y 4 respectivamente; adicionalmente, se da una interpretación de los resultados obtenidos. En el capítulo 5 se presenta un análisis comparativo entre los resultados del coeficiente de empuje de tierras en reposo  $K_0$  obtenidos en laboratorio con los registrados en el campo por medio de un dilatómetro de cuchilla plana. Finalmente en el capítulo 6 se dan las conclusiones y las recomendaciones derivadas de esta investigación.



## CAPÍTULO 2

# TÉCNICAS EXPERIMENTALES

### 2.1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

El equipo empleado para realizar los ensayos de consolidación es un consolidómetro de tipo neumático el cual se controla por medio de una computadora que cuenta con los programas necesarios que permiten realizar una gran variedad de pruebas bajo diferentes condiciones de carga midiendo la presión de poro en la base de la muestra. El equipo permite aplicar una contrapresión a las muestras que sirve para simular la presión hidrostática en el campo; además, garantiza que el suelo permanezca saturado durante toda la prueba. La carga axial, la contrapresión y el exceso de presión de poro se miden por medio de transductores de presión y la deformación axial por medio de un transductor de desplazamiento lineal (LDT) con una precisión de  $\pm 0.0001$  mm. La carga y la contrapresión pueden ser reguladas manualmente.

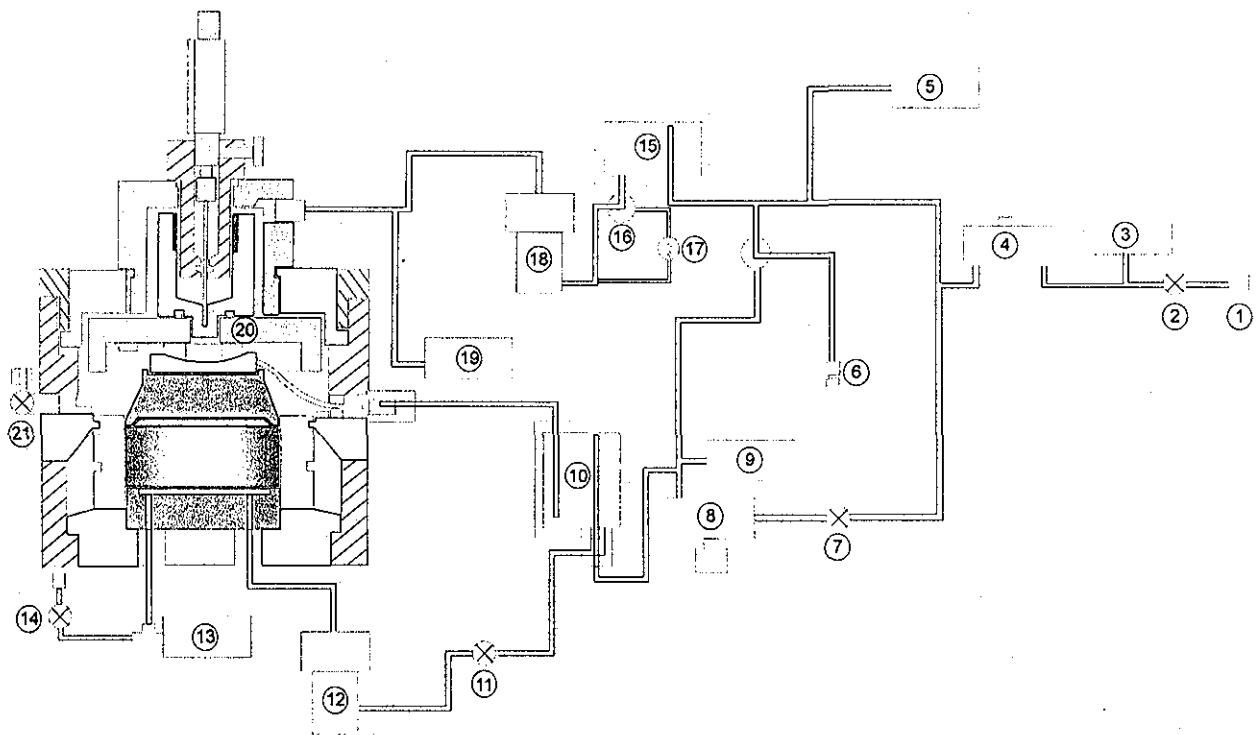
El consolidómetro es de anillo fijo y tiene un diámetro exterior e interior de 136 mm y 63.5 mm respectivamente; está hecho de aluminio impregnado con una capa de teflón, lo cual reduce considerablemente la fricción entre el anillo y el suelo. La presión de suministro al equipo es de 620 kPa ( $6.3 \text{ kg/cm}^2$ ) suficiente para transmitir una carga máxima al espécimen de 10.4 kN (1.05 t). Las líneas de drenaje son de plástico serán sin presencia de codos a fin eliminar la formación de burbujas.

Todas las señales de los transductores son adquiridas en forma automática por una tarjeta analógica-digital, que envía la información a la computadora y la despliega en pantalla. La lectura de las señales se lleva a cabo con cierta periodicidad de acuerdo con un criterio seleccionado previamente; ya sea en función de un cierto incremento de esfuerzo o una deformación. Durante toda la prueba se lleva la historia esfuerzo-deformación mediante gráficas de porcentaje de deformación axial contra esfuerzo vertical efectivo. Asimismo, el equipo cuenta con sus propios voltímetros que indican el valor de la presión

suministrada, la carga aplicada, la contrapresión y el exceso de presión de poro, como un medio auxiliar para comparar los valores desplegados en la pantalla de la computadora.

Antes de iniciar cada ensaye el operador crea un archivo de datos en el que se proporciona la información requerida para automatizar la prueba y la adquisición de datos.

En las figs 2.1 y 2.2 se muestra un esquema general del equipo.



- |   |   |
|---|---|
| <p>1.- Conexión para el suministro de presión<br/>                 2.- Válvula de paso para alimentar al equipo<br/>                 3.- Transductor que mide la presión de alimentación<br/>                 4.- Perilla para ajustar el valor de la presión suministrada al equipo<br/>                 5.- Transductor que mide la presión con la que operará el equipo<br/>                 6.- Conector para el manómetro de prueba<br/>                 7.- Válvula de paso que permite aplicar la contrapresión<br/>                 8.- Perilla para ajustar el valor de la contrapresión<br/>                 9.- Transductor que mide la contrapresión<br/>                 10.- Vaso para el agua de saturación<br/>                 11.- Válvula que permite igualar la presión en la parte superior e inferior de la muestra<br/>                 12.- Válvula selenoide para regular la presión de poro<br/>                 13.- Transductor que mide la presión de poro<br/>                 14.- Válvula de purga.<br/>                 15.- Vaso que contiene aceite para el disco de carga</p> | <p>16.- Switch para seleccionar el tipo de prueba<br/>                 17.- Control fino para ajustar un flujo de aceite constante<br/>                 18.- Válvula selenoide para regular la carga<br/>                 19.- Transductor que registra la presión aplicada al disco de carga<br/>                 20.- Disco de carga<br/>                 21.- Válvula que permite la entrada y salida del agua de saturación<br/>                 22.- Switch para seleccionar la forma en que se lleva la prueba, manual automatizada<br/>                 23.- Switch de doble acción para registrar la contrapresión o la carga aplicada al disco mediante el manómetro de prueba</p> |
|---|---|

Fig 2.1 Diagrama general del equipo

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

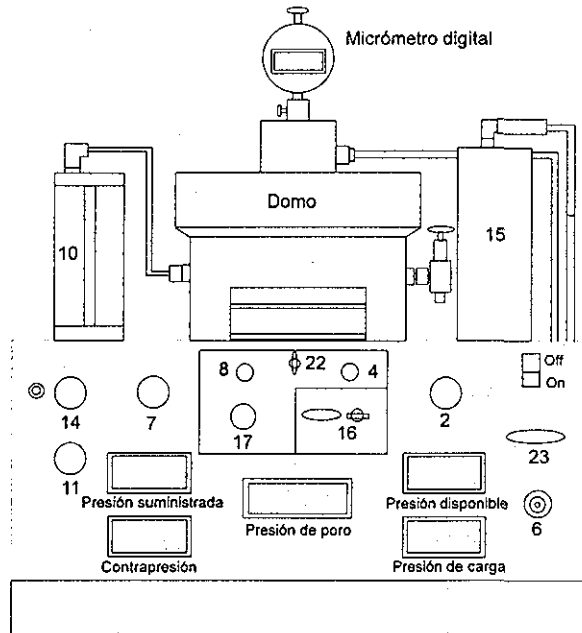


Fig 2.2 Equipo de consolidación

## 2.2 MATERIALES EMPLEADOS

Los ensayos de consolidación se realizaron en muestras de arcilla natural extraídas de tres sitios representativos de la zona lacustre de la ciudad de México (fig 2.3): la Catedral Metropolitana, FES-Zaragoza, UNAM y Bodegas Azafrán; las cuales fueron proporcionadas por una empresa consultora. A continuación se describirá brevemente las características geotécnicas de cada lugar.

### 2.2.1 Características geotécnicas del sitio de la Catedral Metropolitana

La exploración geotécnica la llevó a cabo la empresa consultora antes citada como parte de los estudios geotécnicos necesarios para realizar los trabajos de subexcavación, la cual incluye 48 sondeos de cono eléctrico realizados hasta 40 m de profundidad así como dos sondeos continuos con obtención de muestras inalteradas; en laboratorio se identificaron a través de pruebas índice y se llevaron a cabo ensayos triaxiales no consolidados no-drenados (UU) y ensayos de consolidación; además, se instaló una estación de piezómetros abiertos. Los resultados de las pruebas de campo y laboratorio así como un conocimiento detallado de la estratigrafía proporciona un sistema de referencia adecuado para poder interpretar las pruebas de consolidación.

La estratigrafía del sitio se muestra en la fig 2.4, la cual se elaboró a partir de los resultados de los sondeos de cono. La capa superior la constituyen rellenos arqueológicos que sobreyacen a un estrato arcilloso blando y a la *Costra Superficial*; debajo de ella aparece la *Serie Arcillosa Superior* que llega a profundidades que varían entre 37 y 40 m. La formación esta intercalada con estratos de arenas y limos. Una sucesión de materiales duros, arenas y arenas-limosas, constituye la *Capa Dura*, de aproximadamente 2 m de espesor. Debajo de ella está la *Serie Arcillosa Inferior* y abajo los *Depósitos Profundos*. Las diferencias entre los espesores de los estratos de arcilla son resultado de la aplicación de sobrecargas impuestas por las edificaciones prehispánicas y coloniales, los cuales también han producido cambios en su compresibilidad.

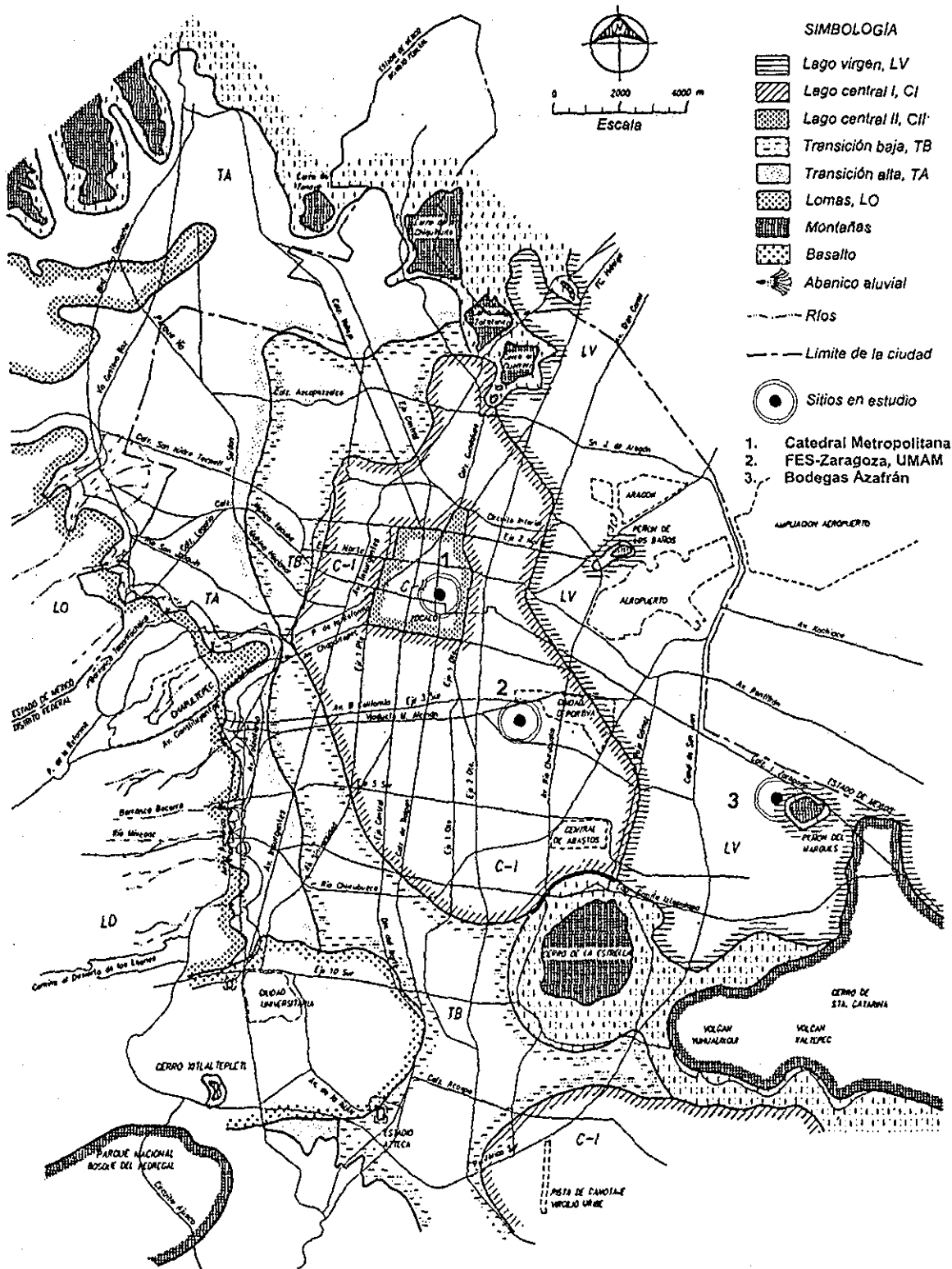


Fig 2.3 Localización de los sitios estudiados

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

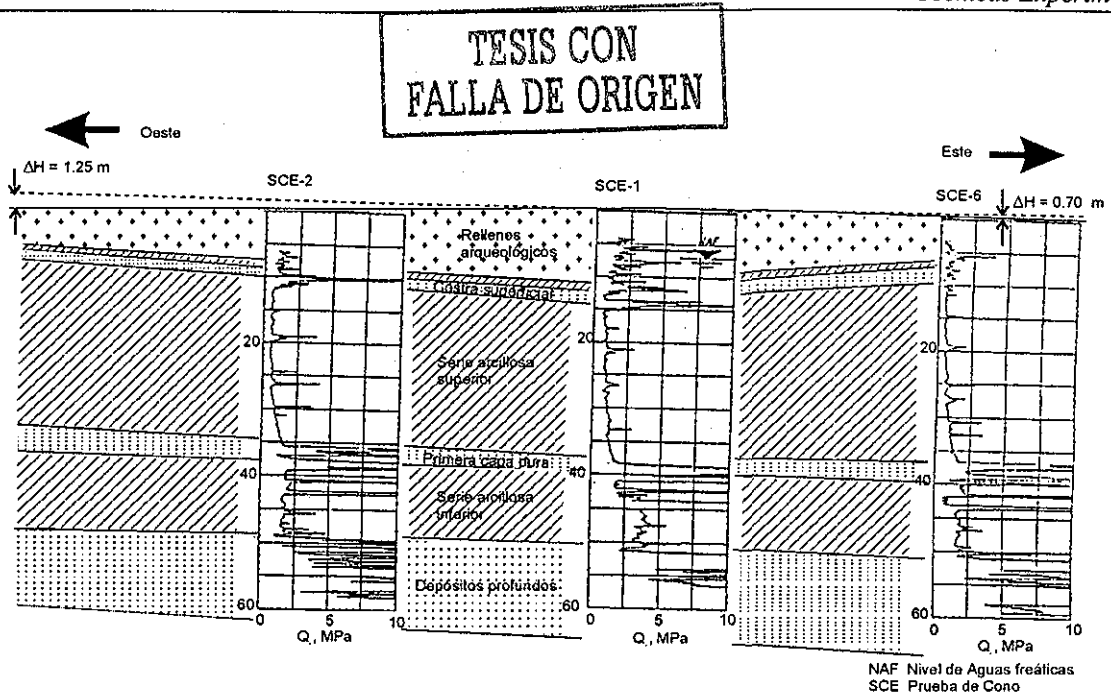


Fig 2.4 Perfil estratigráfico de la Catedral metropolitana

### 2.2.2 Características geotécnicas del sitio de la FES-Zaragoza, UNAM.

Este sitio se localiza en una zona de transición abrupta, de acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México, localizada entre la zona del lago y los domos volcánicos que la confinan como el cerro del Peñón de Marqués. En esta zona se desarrolla un continuo y gradual proceso de hundimiento regional.

Con el objeto de definir el perfil estratigráfico, se efectuaron ocho sondeos de cono eléctrico y dos sondeos de muestreo selectivo. Con la información obtenida de los sondeos, la estratigrafía del sitio se define como sigue (fig 2.5): entre 0.0 y 8.0 m se encuentra una formación superior constituida por tres subestratos, el primero con un espesor medio de 3.1 m está formado por un limo arenoso café, le subyace un estrato de arcilla limosa carbonatada café claro con un espesor que varía de 0.7 a 1.0 m y el último subestrato corresponde a una arena fina negra volcánica compacta. Subyaciendo a la formación superior se encuentra la *Serie Arcillosa Superior* formada por arcillas blandas con grietas rellenas del mismo material hasta una profundidad media de 12.0 m. Debajo se encuentra la *Capa Dura* formada por arenas limosas y limos arenosos compactos y firmes producto de un proceso de secado hasta una profundidad media de 15.5 m. Subyaciendo al depósito anterior se encuentra la *Serie Arcillosa Inferior* constituida por depósitos de arcilla con intercalaciones de lentes duros formados por arenas y vidrios volcánicos hasta una profundidad de 30.0 m. Finalmente y hasta una profundidad de 38.5 m se tienen intercalaciones continuas de lentes muy delgados de arcillas y arenas. El nivel de aguas freáticas se encuentra a una profundidad de 4.8 m de profundidad.

### 2.2.3 Características geotécnicas del sitio Bodegas Azafrán

Este sitio se encuentra en la esquina formada por las calles de Chicle y Azafrán en la colonia Granjas México, en la zona de lago de acuerdo con la zonificación geotécnica del valle de México característica por sus grandes espesores de arcilla blanda. El perfil estratigráfico se determinó a partir de dos pruebas de cono eléctrico y un sondeo con muestreo selectivo. A partir de los resultados de los



sondeos de cono la estratigrafía se define como sigue: de 0 a 5.0 m se encuentra la *Costra Superficial* constituida por dos substratos, el primero de 0 a 0.80 m formado por rellenos y de 0.80 a 5.0 m por una costra de arcilla endurecida producto del secado solar, de 5.0 a 38.0 m se encuentra la *Serie Arcillosa Superior* formada por arcillas de color verde olivo y café oscuro con pequeñas intercalaciones de arena pumítica y ceniza volcánica. A los 38.0 m se encuentra la *Capa Dura* formada por limos y arcillas arenosas compactas

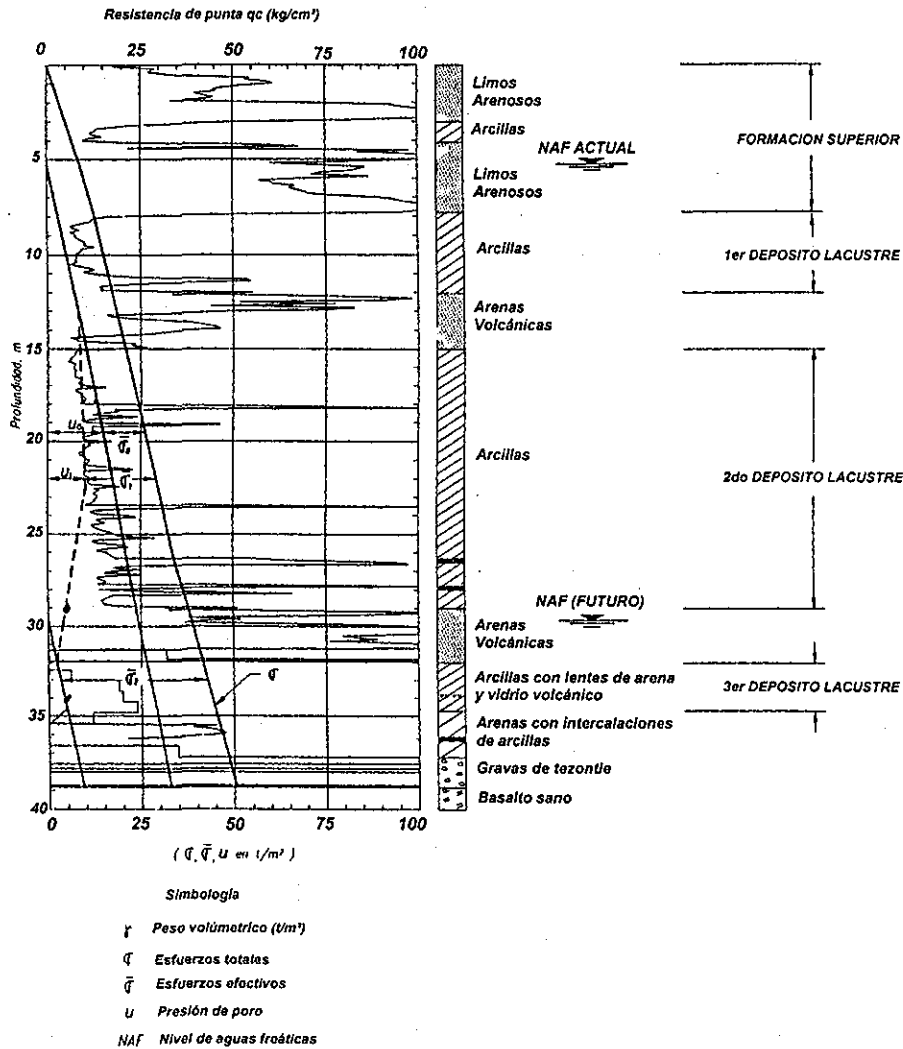


Fig 2.5 Columna estratigráfica de la FES, Zaragoza, UNAM

### 2.3 DESARROLLO DE LOS ENSAYES

La prueba de consolidación se utiliza para determinar la compresibilidad de los suelos blandos. Algunas de sus limitantes son:

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

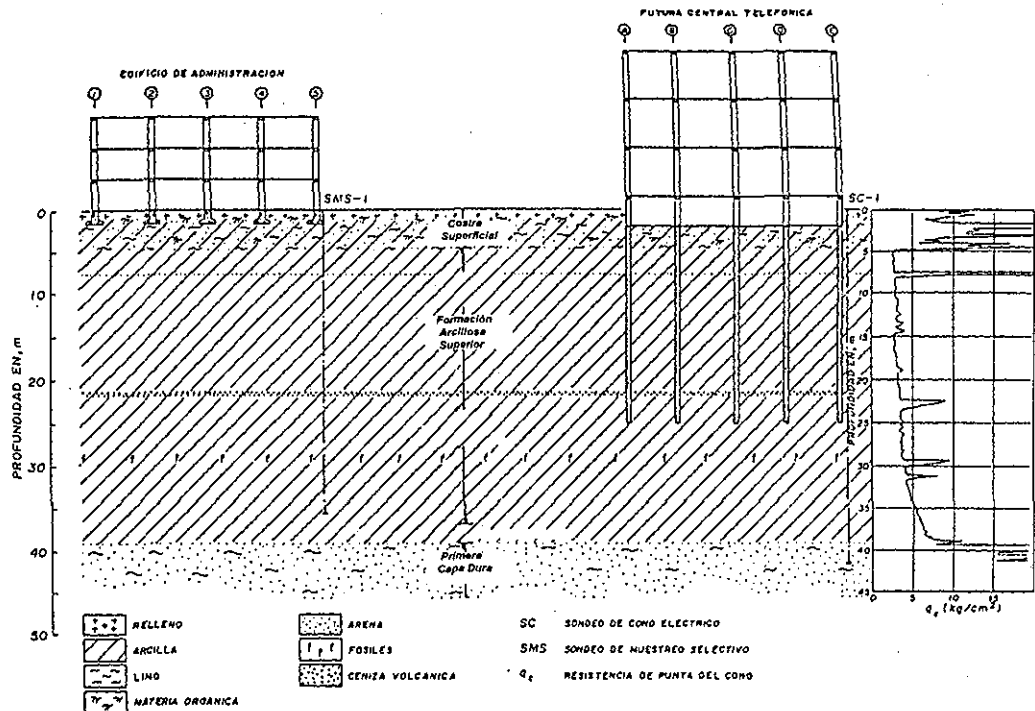


Fig 2.4 Perfil estratigráfico de Bodegas Azafrán

- Las velocidades de deformación impuestas en el laboratorio son mucho mayores a las que se presentan en campo.
- El espécimen de suelo no es representativo de todo un estrato de arcilla.
- El tiempo de ejecución es demasiado largo

Como una alternativa se han desarrollado pruebas a velocidad de deformación controlada (CRS), pruebas a gradiente controlado (CGT) y pruebas a carga continua (CLT), las cuales presentan las siguientes ventajas:

- Producen datos continuos de la relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo.
- Se reduce el tiempo de ejecución de la prueba hasta en un 70%.
- El equipo se puede instrumentar para automatizar la adquisición de datos.
- Proporciona datos continuos y confiables del coeficiente de permeabilidad, el coeficiente de consolidación y de la relación de vacíos, calculados a partir del exceso de presión de poro medido en la base del espécimen.
- Se pueden adoptar varios criterios y procedimientos de carga.

El programa experimental propuesto para esta investigación consta de un total de 14 pruebas de consolidación y 6 ensayos triaxiales CU con medición de presión de poro, dividido de la siguiente manera:

- 4 pruebas a velocidad de deformación controlada CRS y 1 prueba convencional para comparar el efecto de la velocidad de desplazamiento en la compresibilidad de los suelos ensayados.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- 5 pruebas a gradiente controlado CGT y 1 prueba tradicional para verificar la influencia del exceso de presión de poro en la compresibilidad de los suelos ensayados.
- 3 pruebas CRS con medición del esfuerzo radial para determinar el coeficiente de empuje de tierras  $K_0$  y compararlo con mediciones realizadas en campo.
- 3 Ensayes triaxiales CU con medición de presión de poro para verificar la validez de la ley de Jaky para obtener  $K_0$ .
- 3 Ensayes triaxiales CU con medición de presión de poro y consolidación anisotrópica para obtener de manera indirecta el valor de  $K_0$ .

### 2.3.1 Preparación y montaje de la muestra

Las muestras de arcilla se extrajeron de los tubos muestreadores y se labraron pastillas circulares de 6.35 cm de diámetro y 2.54 cm de altura. En el caso de las muestras de la Catedral Metropolitana, el tubo muestreador se hincó con una inclinación de  $20^\circ$  con respecto a la horizontal, por lo que, las muestras se cortaron con el eje vertical del tubo inclinado  $20^\circ$  para ensayar al espécimen en posición horizontal similar a la del campo. El labrado se realizó con la ayuda de un anillo cortador de acero inoxidable cuyo interior estaba previamente engrasado con aceite de silicón.

Para que los resultados de las pruebas se pudieran comparar, antes de labrar los especímenes se determinó el perfil del contenido de agua de las muestras para ver su variación y seleccionar las que tuvieran uno similar. En el caso de las muestras de la Catedral estas variaciones fueron inferiores a  $\pm 10\%$ .

El anillo cortador se coloca sobre el anillo de consolidación, previamente engrasado con aceite de silicón, y se transfiere la muestra aplicando una ligera presión con los dedos, se colocan los aditamentos para transmitir la carga y se ajusta el domo. Posteriormente, se suministra agua al interior de la cámara hasta que el nivel en el tanque de almacenamiento sea de aproximadamente  $2/3$  de su capacidad y finalmente se coloca el micrómetro digital. Para asegurar el contacto entre el disco de carga y los aditamentos para transmitirla, se aplica una ligera carga a una velocidad constante.

Antes de iniciar la prueba se crea un archivo de datos en el que se especifica la magnitud de la contrapresión y el tipo de ensaye que se va a realizar CRS, CGT ó ILT.

Los especímenes se saturaron durante un periodo de 24 hrs, a una contrapresión de 148 kPa. Vale la pena mencionar que la contrapresión y el exceso de presión de poro sólo se pueden registrar cuando se tengan condiciones simples de drenaje.

La contrapresión se aplica en pequeños incrementos hasta alcanzar el valor seleccionado (148 kPa); durante cada incremento (de aproximadamente 34.5kPa) se establece un periodo de estabilización para permitir que la presión de poro y la contrapresión se igualen.

Durante la aplicación de la contrapresión, la muestra se puede expandir y para documentar este fenómeno se aplicó una ligera carga hasta que el micrómetro marcara nuevamente ceros y a partir de ese momento se inicio la prueba.

En el caso de los ensayos triaxiales se labraron muestras cilíndricas de 35 mm de diámetro y 85 mm de altura. Al igual que en los ensayos de consolidación, el material excedente del labrado se empleó para determinar las propiedades índice de las muestras y se saturaron a una contrapresión de 148 kPa durante 24 horas.

### 2.3.2 Descripción de los ensayos

#### Pruebas convencionales (ILT)

La prueba convencional se lleva a cabo mediante la aplicación de varios incrementos de carga, los cuales generalmente actúan sobre la muestra durante 24 hrs. El programa de cómputo del equipo permite variar el tiempo de aplicación de la carga. Se selecciona el número y la magnitud de los incrementos, el tiempo que se va a dejar aplicada la carga, las condiciones de drenaje (simple o doble) y el número de decrementos.

Durante el transcurso de la prueba se muestran en la pantalla de la computadora los valores de: la presión aplicada, la contrapresión, el exceso de presión de poro, el tiempo transcurrido, la deformación axial y el número de incremento; asimismo, se puede ver la gráfica de deformación contra logaritmo del tiempo. Al final de la prueba se presentan: las curvas de consolidación correspondientes a cada incremento, la evolución de la contrapresión y la curva de compresibilidad expresada en porcentaje de deformación. Por otra parte, es posible crear un archivo de datos en forma tabular

#### Pruebas a velocidad de deformación controlada (CRS).

En realidad este tipo de ensaye es de desplazamiento controlado, sin embargo, como tradicionalmente se les ha llamado de pruebas de velocidad de deformación controlada, en esta investigación se les seguirá llamando así para evitar confusiones.

En las pruebas CRS, el operador selecciona la velocidad de desplazamiento a la que desea realizar la prueba mediante el control fino. En esta prueba el LDT monitorea y controla la presión para mantener una velocidad constante de desplazamiento. Durante la prueba se pueden ver los valores del exceso de presión de poro, la deformación axial, el esfuerzo total y el esfuerzo efectivo, así como la curva de porcentaje de deformación contra el esfuerzo vertical efectivo. Una vez concluida la prueba se puede crear un archivo de datos en forma tabular.

#### Pruebas de Gradiente Controlado (CGT)

En este tipo de prueba se selecciona un exceso de presión de poro en la base de la muestra para que se mantenga constante durante toda la prueba. El software del equipo permite mantener este exceso de presión de poro constante controlando la carga. Al igual que en las pruebas anteriores, durante la prueba se va monitoreando los valores de la carga axial, el esfuerzo vertical efectivo, la deformación y el exceso de presión de poro en la base de la muestra. Al finalizar la prueba es posible crear un archivo de datos en forma tabular.

#### Pruebas con el anillo $K_0$

El anillo de consolidación  $K_0$  está formado por dos anillos concéntricos tal como se muestra en la fig 2.4. La cavidad entre la pared delgada de anillo interno y la pared del anillo exterior esta llena de un liquido de muy baja compresibilidad. Sobre la pared del anillo flexible están adheridos una serie de strain-gauges, los cuales detectan cualquier tendencia de deformación por medio de un control eléctrico automático que incrementa o disminuye la presión del aceite que se encuentra en la cavidad para mantener una deformación lateral nula. La presión interna del aceite se registra por medio de un transductor de presión y se lee mediante un voltmetro. El esfuerzo horizontal será igual a la presión lateral de confinamiento necesaria para mantener a la muestra con un diámetro constante

Por limitaciones del equipo, las pruebas con medición del esfuerzo horizontal únicamente se pueden realizar con pruebas CRS y CGT.

### Ensayes triaxiales CU con consolidación isotrópica

Este tipo de ensayos se realizó en una cámara de alambres desarrollada en el Instituto de Ingeniería (Santoyo y Reséndiz, 1969) consolidando isotrópicamente al suelo y llevándolo a la falla a deformación controlada. Estos ensayos se realizaron con medición de poro para obtener el ángulo de fricción máximo desarrollado en la arcilla (en términos de esfuerzos efectivos).

### Ensayes triaxiales CU, con consolidación anisotrópica

En estos ensayos el suelo se consolida anisotrópicamente con diferentes relaciones de esfuerzo ( $K = \sigma_h / \sigma_v$ ) y finalmente se lleva a la falla. Para realizar estos ensayos se empleó una cámara triaxial instrumentada también desarrollada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM y la adquisición de datos se hace de manera automatizada (Ovando, 1990).

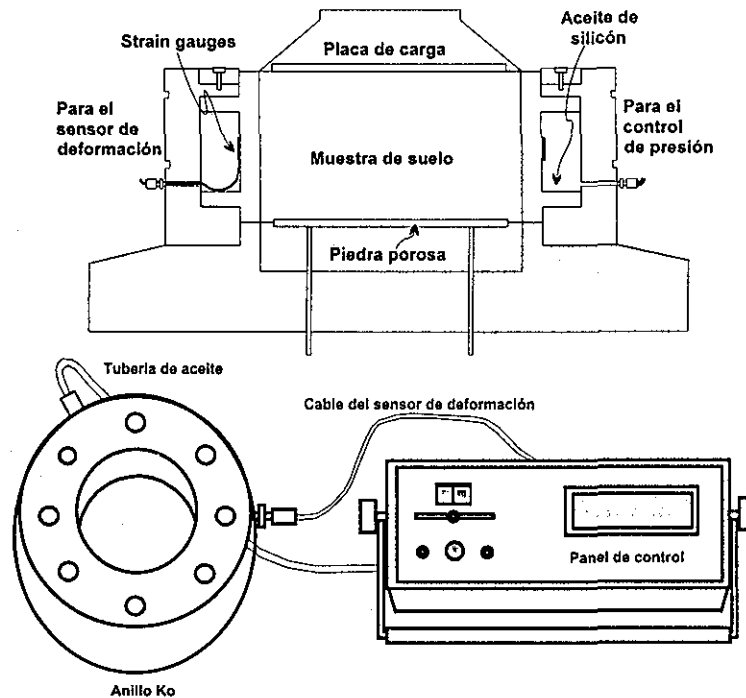


Fig 2.4 Anillo  $K_0$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPÍTULO 3

### PRUEBAS A VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CONTROLADA (CRS)

#### 3.1 ANTECEDENTES

##### 3.1.1 Descripción de la prueba

Las pruebas de consolidación a velocidad de deformación controlada (CRS) se usan principalmente para fines de investigación y en el subsuelo de la ciudad de México, hasta el momento, se han realizado muy pocas pruebas de este tipo (Paniagua, 1990 y Mendoza, et al, 1996). La investigación realizada por Paniagua se enfocó principalmente a estudiar el proceso de disipación de presión de poro en pruebas de consolidación unidimensional, realizadas en un consolidómetro con el que es posible aplicar una contrapresión, sin embargo, no encontró nada relevante con respecto al efecto de la velocidad de desplazamiento en la compresibilidad de la arcilla de la ciudad de México. Una investigación más profunda en pruebas a velocidad de deformación controlada, la realizaron Mendoza, et al en 1996, encontrando que el efecto de la velocidad de desplazamiento en la arcilla de la ciudad de México es muy pequeño siempre y cuando el exceso de presión de poro en la base sea menor del 30% del esfuerzo vertical efectivo aplicado. Uno de los problemas que se presenta en el suelo de la ciudad de México son sus variaciones en los contenidos de agua (300-500%), las cuales dificultan la interpretación de los resultados en cualquier tipo de investigación.

En las pruebas CRS se tiene la ventaja de definir de manera continua la curva de compresibilidad ( $e$  vs  $\log \sigma'_v$ ), además, permite realizar una evaluación de la influencia de la velocidad de desplazamiento en los resultados de las pruebas. Los especímenes se preparan y se montan de la misma manera que las pruebas convencionales, pero la carga se aplica continuamente a una velocidad predeterminada con mediciones de presión de poro en la base.

### 3.1.2 Factores que influyen en la prueba

Una de las principales incertidumbres en una prueba CRS es saber cuál es la velocidad de desplazamiento que se debe aplicar a los especímenes (Hamilton y Cradford, 1959; Cradford, 1969, 1965; Smith y Walhs, 1969, Wissa, et al 1971; Gorman, et al, 1978; Silvestri, et al, 1986; Sandbaekken, et al, 1986; Cradford, 1988; Mesri y Feng, 1992). Por ejemplo es sabido que el esfuerzo crítico decrece al disminuir la velocidad de aplicación de carga (Hamilton y Crawford, 1959; Salfors, 1975; Mesri y Choi, 1979; Leroueil et al, 1983; Mesri y Choi, 1984).

Smith y Wahls (1969) recomiendan determinar la velocidad de desplazamiento,  $r$  en función de la compresibilidad del suelo mediante la siguiente expresión:

$$r = \frac{c_v C_c}{m^2 H_0 (1 + e_0)} \left( \frac{\frac{u_b}{\sigma_1}}{1 - 0.7 \left( \frac{u_b}{\sigma_1} \right)} \right) \quad (3.1)$$

Donde:

$e_0$  es la relación de vacíos inicial;  $H_0$  altura inicial de la muestra;  $c_v$  coeficiente de consolidación;  $C_c$  índice de compresibilidad;  $m$  constante de proporcionalidad;  $u_b / \sigma_1$  relación entre la presión de poro medida en la base y el esfuerzo vertical efectivo aplicado.

Los valores de  $c_v$ ,  $C_c$ , y  $m$  se pueden obtener de una prueba de consolidación convencional realizada previamente o bien mediante correlaciones empíricas con el límite líquido del suelo. Smith y Walhs (1969) asumen que el valor de  $u_b / \sigma'_v$  puede variar entre 0.2 y 0.7.

Mesri y Feng (1986) recomiendan determinar la velocidad de desplazamiento en términos de la relación  $e$  vs  $\log \sigma'_v$  tomados a partir de una prueba convencional al final de la consolidación primaria, cuando el exceso de presión de poro en el punto más alejado de la frontera de drenaje es muy cercana a cero y asumiendo que la permeabilidad y la compresibilidad, en términos de  $c_c$  y  $c_k$ , disminuyen; la velocidad de desplazamiento al final de la consolidación primaria se puede expresar mediante:

$$\varepsilon_p = \frac{k_{v0}}{2^{c_\alpha/c_k} H^2} * \frac{\sigma'_p}{\gamma_w} * \frac{C_\alpha}{C_c} \quad (3.2)$$

Donde:

$\varepsilon_p$  velocidad de desplazamiento al final de la consolidación primaria;  $k_{v0}$  permeabilidad inicial del espécimen;  $H$  distancia máxima de drenaje;  $\gamma_w$  peso específico del agua;  $\sigma'_p$  carga de preconsolidación;  $c_k$  índice de permeabilidad y  $c_k = \Delta e / \Delta \log k_v$ ;  $c_c$  índice de compresión y  $c_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ ;  $c_\alpha$  índice que muestra la variación de la relación de vacíos con el tiempo y  $c_\alpha = \Delta e / \Delta \log t$

Si se aplican velocidades de desplazamiento iguales o menores a  $\varepsilon_p$  se pueden presentar diferencias en la compresión secundaria además de que la presión de poro en la base del espécimen

estaría muy cercana a cero lo que dificultaría el cálculo del coeficiente de permeabilidad y la prueba tardaría mucho tiempo.

De acuerdo con lo anterior será recomendable aplicar un velocidad de deformación,  $\varepsilon_1$ , que sea mayor a  $\varepsilon_p$ , pero suficientemente baja para producir un exceso de presión de poro que permita una relación  $u_b/\sigma'_v$  en un intervalo comprendido entre 3 y 15 % (Mesri y Feng, 1992).

La carga de preconsolidación obtenida en un prueba CRS para una velocidad de deformación mayor a  $\varepsilon_p$ , se podrá correlacionar con la correspondiente a la obtenida en una prueba convencional mediante la siguiente expresión (Mesri y Choi, 1979, 1984):

$$[\sigma'_p]_{\varepsilon_p} = [\sigma'_p]_{\varepsilon_1} \left[ \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_1} \right]^{c_e/c_o} \quad (3.3)$$

Donde:

$[\sigma'_p]_{\varepsilon_p}$  es la carga de preconsolidación para una velocidad igual a  $\varepsilon_p$  y  $[\sigma'_p]_{\varepsilon_1}$  es la carga de preconsolidación para una velocidad  $\varepsilon_1$  (mayor a  $\varepsilon_p$ ).

Por otro lado, a partir de una serie de ensayos realizados en varias arcillas, Sandbaekken, et al (1986) encontraron que para mantener una relación de exceso de presión de poro entre 2 y 7% la velocidad de desplazamiento debería estar entre  $1.4 \times 10^{-6}$  y  $2.8 \times 10^{-6}$  s<sup>-1</sup>; finalmente para arcilla de la ciudad de México, Mendoza, et al (1996), aplicaron velocidades de desplazamiento entre  $1.86 \times 10^{-6}$  y  $4.35 \times 10^{-6}$  y en ningún caso la presión de poro excedió el 30% del esfuerzo vertical efectivo aplicado.

Otros factores que afectan a este tipo de pruebas son:

#### Fricción del anillo

El esfuerzo efectivo que realmente se aplica al suelo generalmente es menor que el aplicado externamente debido a la fricción generada entre el anillo y el espécimen de suelo, por lo que el esfuerzo promedio aplicado es:

$$\sigma_v = \lambda \sigma_v$$

Donde  $\lambda$  es un coeficiente de fricción y varía de 0.90 a 0.95 para anillos metálicos engrasado y no engrasados.

#### Impedancia del flujo en la frontera

Las piedras porosas que se encuentran en la parte superior e inferior de la muestra suelen taponearse e impedir el flujo de agua expulsada. Para evitar este problema se recomienda emplear un disco de papel filtro (Whatman num 54) entre la piedra porosa y el suelo.

#### Alteración de la muestra

Los efectos de alteración de la muestra se pueden apreciar en la curva de compresibilidad tal como se muestra en la siguiente figura (fig 3.1).



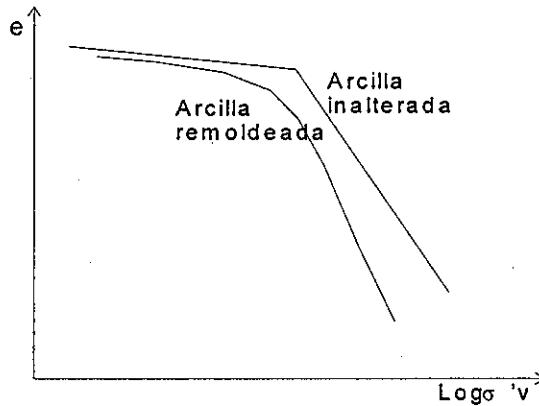


Fig 3.1 Efecto de la alteración de la muestra

### Temperatura

El incremento de temperatura causa pequeñas variaciones en la relación de vacíos y reduce la viscosidad del agua lo cual se refleja en un aumento de los valores del coeficiente de permeabilidad,  $k$ , y el coeficiente de consolidación,  $c_v$ . Sin embargo, se ha observado que las variaciones en la temperatura no afectan a la compresibilidad del suelo (Gray, 1936; Mitchell, 1969; Plum y Esrig, 1969; Hansen e Inan, 1969).

## 3.2 TEORÍAS PARA LA INTREPRETACIÓN DE RESULTADOS

Para interpretar los resultados de una prueba de consolidación a velocidad de deformación controlada se han desarrollado diversas teorías. En lo que sigue sólo se mencionarán algunas de las más conocidas.

### 3.2.1 Teoría de Smith y Walhs

La teoría desarrollada por Smith y Walhs (1969) para las pruebas CRS es muy similar a la teoría de Terzaghi. Las hipótesis empleadas en ella son:

- El suelo es homogéneo y está 100% saturado.
- El agua y las partículas sólidas del suelo son incompresibles.
- La Ley de Darcy es válida para el flujo a través del suelo.
- El suelo está confinado lateralmente y el flujo sólo ocurre en la dirección vertical.
- El esfuerzo total y el esfuerzo efectivo son uniformes en un mismo plano horizontal.

La ecuación básica de consolidación a partir de la continuidad de flujo a través de un elemento de suelo es:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.4)$$

Donde:

$\partial u / \partial z$  distribución de la presión de poro a lo largo del eje vertical de la muestra

Considerando al coeficiente de permeabilidad como una función que depende únicamente del tiempo y la relación de vacíos, la ecuación anterior queda como:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.5)$$

En una prueba CRS la velocidad de desplazamiento es constante y debido al confinamiento lateral que proporciona el anillo de consolidación, la velocidad del cambio volumétrico también es constante, de esta forma la variación de la relación de vacíos con el tiempo se puede expresar como:

$$\frac{d\bar{e}}{dt} = \frac{d \frac{v}{v_s}}{dt} = \frac{1}{v_s} \frac{dv}{dt} = \frac{A}{v_s} \frac{dH}{dt} = \frac{AR}{v_s} = r = cte \quad (3.6)$$

Donde:

$v$  volumen de la muestra;  $v_s$  volumen de sólidos;  $A$  área de la muestra;  $H$  altura de la muestra;  $R$  velocidad de desplazamiento;  $r$  es una constante; y  $\bar{e}$  relación de vacíos media en toda la muestra, cuyo valor puede expresarse como:

$$\bar{e} = \frac{1}{H} \int_0^H e dz \quad (3.7)$$

Smith y Walhs (1969) sugieren expresar la relación de vacíos en cualquier punto y tiempo mediante una función lineal de la forma:

$$e = e_0 - g(z) t \quad (3.8)$$

Donde:  $e_0$  es la relación de vacíos inicial y  $g(z)$  es una función que depende de la posición únicamente y

$$g(z) = r \left[ 1 - \frac{b}{r} \left( \frac{z - 0.5H}{H} \right) \right] \quad (3.9)$$

Donde:

$b$  constante que depende de la variación de la relación de vacíos con la profundidad y el tiempo;  $b/r$  relación que indica la variación de la relación de vacíos con la profundidad y su intervalo práctico es de 0 a 2,  $b/r = 0$  indica que la relación de vacíos es uniforme en toda la profundidad y  $b/r = 2$  indica que la relación de vacíos de la muestra permanece constante para  $z = H$  y varía linealmente con  $z$ .

Sustituyendo la ecuación 3.9 en la ecuación 3.8 se tiene:

$$e = e_0 - rt \left[ 1 - \frac{b}{r} \left( \frac{z - 0.5H}{H} \right) \right] \quad (3.10)$$

Sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 3.5, se puede obtener una solución mediante una doble integración con respecto a  $z$  e involucrando las condiciones de frontera:

$$u(0,t) = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial z}(H,t) = 0$$

Para  $b/r \neq 0$  la presión de poro queda:

$$u = \frac{\gamma_w r}{k} \left\{ zH \left[ \frac{1+e_0-bt}{rt(bt)} \right] + \frac{z^2}{2rt} - \left[ \frac{H(1+e_0)}{rt(bt)} \right] \left[ \frac{H(1+e)}{bt} \ln(1+e) - z \ln(1+e_B) - \frac{H(1+e_T)}{bt} \ln(1+e_T) \right] \right\} \quad (3.11)$$

En la que  $e_T$  y  $e_B$  es la relación de vacíos en la parte superior e inferior de la muestra respectivamente y

$$e_T = e_0 - rt \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{b}{r} \right) \right] \text{ y } e_B = e_0 - rt \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{b}{r} \right) \right] \quad (3.12)$$

Debido a la complejidad de la ecuación 3.12, Smith y Walsh recomiendan remplazar el término  $(1+e)$  por  $(1+\bar{e})$  para simplificar la solución de la presión de poro, donde  $\bar{e}$  no es función de  $z$ , de esta manera la ecuación 3.12 queda:

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+\bar{e})} \left[ \left( Hz - \frac{z^2}{2} \right) - \frac{b}{r} \left( \frac{z^2}{4} - \frac{z^3}{6H} \right) \right] \quad (3.13)$$

Para el caso más simple  $b/r = 0$  la solución a la presión de poro es:

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+\bar{e})} \left[ Hz - \frac{z^2}{2} \right] \quad (3.14)$$

La presión de poro en la base,  $z = H$  será:

$$u = u_b = \frac{\gamma_w r H^2}{k(1+\bar{e})} \left[ \frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left( \frac{1}{12} \right) \right] \quad (3.15)$$

Conocida la presión de poro en la base de la muestra y considerando  $b/r = 0$ , el coeficiente de permeabilidad se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$k = \frac{\gamma_w H^2 r}{2u_b(1+\bar{e})} \quad (3.16)$$

La consideración de tomar  $b/r = 0$  es válida siempre y cuando el exceso de presión de poro en la base se mantenga reducido, con relación al esfuerzo vertical (Larson, 1981; Tavenas, 1983; Hartlen, 1985; Mesri y Feng, 1992; Mendoza, et al, 1996). La simplificación anterior conduce a isocronas de variación parabólica y además, es consistente con la hipótesis de sustituir  $1+e$  por  $1+\bar{e}$ .

De acuerdo con la teoría de Terzaghi el coeficiente de consolidación se define como:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (3.17)$$

Sustituyendo  $k$  de la ecuación 3.16 se tiene:

$$c_v = \frac{H^2 r}{2u_b a_v} \quad (3.18)$$

### 3.2.2 Teoría de Wissa, Christian, Davis y Heiberg

En una prueba CRS se desarrollan dos estados, uno transitorio y otro estable. El primero se da en un intervalo de tiempo pequeño cuando el pistón va descendiendo y el segundo cuando las condiciones ya se han establecido. Wissa, et al (1971), proponen una solución teórica que abarque ambos estados para describir el comportamiento del suelo en la forma más general posible y con hipótesis que puedan verificarse con los resultados de las pruebas de consolidación. Asumen que la deformaciones son infinitesimales y que el coeficiente de consolidación,  $c_v$ , es independiente de la profundidad para cualquier tiempo,  $t$ . A menos que el suelo ensayado sea un lodo, las consideraciones anteriores son razonables.

Las hipótesis en las que se basan para desarrollar su teoría de consolidación son las siguientes:

- Las deformaciones y el flujo ocurren en una sola dirección.
- Los sólidos del suelo y el agua son incompresibles.
- El suelo está saturado.

La ecuación de consolidación es:

$$c_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (3.19)$$

Donde:

$t$  tiempo;  $z$  coordenada vertical de un punto;  $\varepsilon$  deformación vertical;  $k$  coeficiente de permeabilidad;  $\gamma_w$  peso volumétrico del agua;  $m_v$  coeficiente de compresibilidad volumétrica;  $c_v$  coeficiente de consolidación y  $c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$

En la ecuación anterior  $k$  y  $m_v$  no dependen del esfuerzo ni de la deformación y la relación de vacíos,  $e$ , es independiente de la posición,  $z$ .

Durante la prueba, el espécimen se deforma verticalmente en la superficie por un desplazamiento  $rtH$ , donde  $r$  es la velocidad de desplazamiento y  $H$  es la altura de la muestra.

La solución de la ecuación 3.19 da como resultado la deformación en cualquier punto para un tiempo  $t$  y esta dada por:

$$\varepsilon = (X, T_v) = rt [1 + F(X, T_v)] \quad (3.20)$$

en la que:

$$F(X, T_v) = \frac{1}{6T_v} (2 - 6X + 3X^2) - \frac{2}{\pi^2 T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n\pi X}{n^2} e^{(-n^2 \pi^2 T_v)} \quad (3.21)$$

Donde  $X$  y  $T_v$  son parámetros adimensionales que se definen de la siguiente manera:

$$X = \frac{z}{H}; T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (3.22)$$

La ecuación 3.20 da una visión de lo que ocurre en la prueba. La primera parte de la ecuación representa el promedio de la deformación impuesta, la segunda consiste a su vez de dos términos (ecuación 3.21). El primero representa la desviación de la deformación promedio en el estado estable, la cual es independiente del tiempo y el segundo es el estado transitorio.

**Condición estable**

Para la condición estable, las ecuaciones 3.20 y 3.21 quedan:

$$\varepsilon(z,t) = r t + \frac{rH^2}{c_v} \left\{ \frac{1}{6} \left[ 3 \left( \frac{z}{H} \right)^2 - 6 \frac{z}{H} + 2 \right] \right\} \quad (3.23)$$

Para cualquier tiempo,  $t$ , la diferencia entre la deformación en la parte superior y en la parte inferior es:

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon(0,t) - \varepsilon(H,t) = \frac{1}{2} \frac{rH^2}{c_v} \quad (3.24)$$

La diferencia de deformaciones en cualquier punto  $z$  para dos tiempos cualesquiera  $t_1$  y  $t_2$  es  $r(t_2 - t_1)$ .

En la parte superior de la muestra el esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total, debido a que el exceso de presión de poro es cero,  $\sigma'_{vo} = \sigma_v$  y en la parte inferior el esfuerzo efectivo será:  $\sigma'_{vh} = \sigma_v - u_h$ . La diferencia del esfuerzo efectivo entre la base y la parte superior de la muestra es:

$$\Delta\sigma'_v = u_h \quad (3.25)$$

Donde:  $u_h$  es el exceso de presión de poro en la base

Para una relación lineal esfuerzo-deformación, Wissa, et al (1971) consideran un coeficiente de compresibilidad volúmetrica constante,  $m_v$ , de la forma:

$$\Delta\sigma'_v = \frac{\Delta\varepsilon}{m_v} \quad (3.26)$$

Sustituyendo  $\Delta\varepsilon$  y  $\Delta\sigma'_v$  en la ecuación anterior se puede determinar el coeficiente permeabilidad:

$$k = \frac{1}{2} \frac{rH^2 \gamma_w}{u_h} \quad (3.27)$$

Como la velocidad de deformación es la misma en cualquier punto, el cambio de  $\sigma'_v$  y la distribución del exceso de presión de poro, también son constantes, la ecuación 3.26 puede describirse de la siguiente forma:

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma'_v} = r \left( \frac{\Delta t}{\Delta\sigma'_v} \right) \quad (3.28)$$

En la que  $\Delta\sigma'_v$  es el cambio de esfuerzo total medido en un incremento de tiempo, por lo tanto:

$$c_v = \frac{H^2}{2u_h} \left( \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta t} \right) \quad (3.29)$$

Esta ecuación es la misma que presentan Smith y Whals (1969).

Para un suelo con comportamiento no lineal, con una relación de vacíos,  $e$ , es válido considerar un índice de compresión,  $c_c$ , de la forma:

$$c_c = \frac{-d\varepsilon}{d(\log \sigma'_v)} \quad (3.30)$$

si las deformaciones son muy pequeñas, el índice de compresión, es equivalente a:

$$\frac{-d\varepsilon}{d(\log \sigma'_v)} = c_\varepsilon = \frac{c_c}{1+e} \quad (3.31)$$

Donde:  $c_\varepsilon$  es el índice de deformación

Durante la prueba se conoce el esfuerzo total, el esfuerzo efectivo, y la presión de poro en la parte superior e inferior de la muestra, por lo que la ecuación 3.31 se puede escribir de manera aproximada como:

$$c_\varepsilon = \frac{\varepsilon(0,t) - \varepsilon(H,t)}{\log \sigma_v - \log(\sigma_v - u_h)} \quad (3.32)$$

o bien como:

$$c_\varepsilon = \frac{-rH^2}{2c_v \log \left( \frac{\sigma_v - u_h}{\sigma_v} \right)} \quad (3.33)$$

Aplicando las mismas condiciones para dos tiempos en la cara superior conduce a:

$$c_\varepsilon = \frac{r\Delta t}{\log \left( \frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}} \right)} \quad (3.34)$$

Donde  $\sigma_{v1}$  y  $\sigma_{v2}$  son los esfuerzos totales para dos tiempos  $t_1$  y  $t_2$ , respectivamente y  $\Delta t = t_2 - t_1$ .

Combinando las últimas dos ecuaciones se tiene:

$$c_v = \left( \frac{H^2 \log \left( \frac{\sigma_{v1}}{\sigma_{v2}} \right)}{2\Delta t \log \left( 1 - \frac{u_h}{\sigma_v} \right)} \right) \quad (3.35)$$

Donde  $u_h / \sigma_v$  puede ser un promedio en el intervalo  $\Delta t$  y el término  $c_\varepsilon$  se puede calcular fácilmente con la ecuación 3.34 y entonces:

$$m_v = \frac{0.434c_\varepsilon}{\sigma_v} \quad (3.36)$$

y

$$k = c_v m_v \gamma_w \quad (3.37)$$

En cualquiera de los dos casos, lineal o no lineal, se ha supuesto que la deformación tiene una distribución parabólica con la profundidad de la muestra por lo que la deformación media será:



$$\varepsilon_{ave} = \frac{1}{3} [2\varepsilon(H,t) + \varepsilon(0,t)] = rt \quad (3.38)$$

Si el suelo tiene un comportamiento lineal, el esfuerzo efectivo medio correspondiente a esta deformación es:

$$\sigma'_{vave} = \frac{1}{3} [2\sigma'_v(H,t) + \sigma'_v(0,t)] \quad (3.39)$$

si el suelo tiene un comportamiento no lineal, el esfuerzo efectivo medio correspondiente a la deformación media es:

$$\sigma'_{vave} = (\sigma_v^3 - 2\sigma_v^2 u_h + \sigma_v u_h^2)^{1/3} \quad (3.40)$$

**Condiciones transitorias**

En las condiciones transitorias se puede aplicar cualquier relación esfuerzo deformación para interpretar la ecuación 3.21. para cualquier tiempo,  $t$

$$\frac{\varepsilon(H,t)}{\varepsilon(0,t)} = \frac{1 + F(1, T_v)}{1 + F(0, T_v)} = F_3(T_v) \quad (3.41)$$

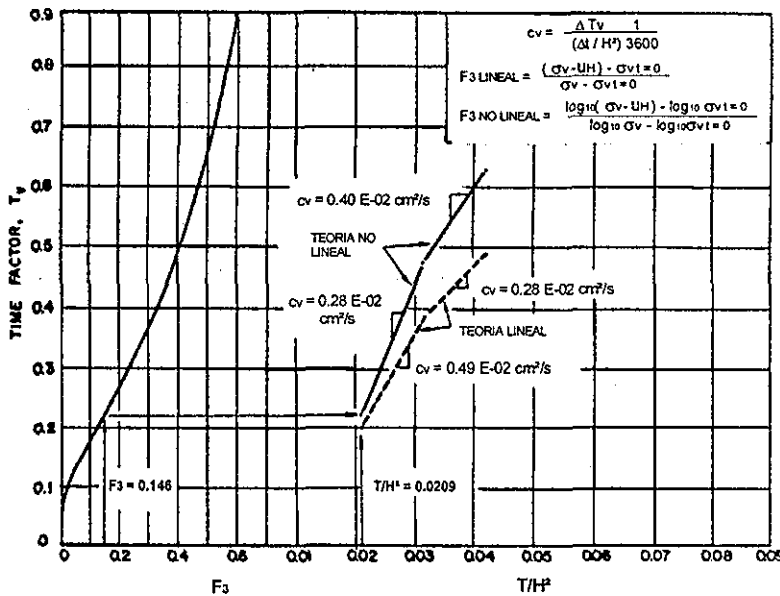


Fig 3.2 Curva para calcular el valor de  $c_v$  en el estado transitorio

Para un material lineal la deformación es proporcional al cambio del esfuerzo efectivo del tiempo  $t_0$  al tiempo  $t$ , y para  $t$

$$F_3 = \frac{(\sigma_v - \sigma_{v\text{parat}=0}) - u_h}{(\sigma_v - \sigma_{v\text{parat}=0})} \quad (3.42)$$

Para un material no lineal (con  $C_c = cte$ ) la deformación es proporcional al logaritmo del esfuerzo efectivo, y para  $t$ ,



$$F_3 = \frac{\log(\sigma_v - u_h) - \log(\sigma_{v\text{parat}=0})}{\log(\sigma_v) - \log(\sigma_{v\text{parat}=0})} \quad (3.43)$$

Con los datos de una prueba se obtiene el valor de  $F_3$ , ya sea lineal o no lineal y se obtiene el valor de  $T_v$  mediante la grafica de la fig 3.2. El valor de  $c_v$  será simplemente el producto de  $T_v$  por  $H^2/t$ . Si se determinan diferentes valores de  $F_3$  se obtiene una serie de valores de  $T_v$  los cuales se pueden graficar con sus correspondientes  $H^2/t$ . La pendiente de la curva será el valor de  $c_v$ .

### 3.2.3 Teoría de Janbu

Janbu, et al (1981) trataron de desarrollar una teoría general que se aplicara a cualquier tipo prueba bajo carga controlada sin necesidad de basarse en matemáticas rigurosas impuestas por el procedimiento de prueba.

En una prueba de carga controlada se puede tener un registro continuo de la carga axial aplicada, la presión de poro en la base, la deformación axial y el tiempo. Por lo tanto también se conocen las derivadas de los parámetros anteriores con respecto al tiempo es decir:

$$\dot{q} = \frac{dq}{dt}, \quad \dot{\delta} = \frac{d\delta}{dt}, \quad \dot{u}_b = \frac{du_b}{dt} \quad (3.44)$$

Donde:

$q$  es la carga vertical aplicada al especimen;  $\delta$  desplazamiento axial;  $u_b$  presión de poro en la base de la muestra y  $t$  tiempo

A partir de los datos conocidos, se usan las ecuaciones establecidas para definir el módulo tangente,  $M$ , el coeficiente de permeabilidad,  $k$ , y el coeficiente de consolidación,  $c_v$ :

$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} = \alpha_m \frac{qH}{\delta} \quad (3.45)$$

$$k = \alpha_k \frac{\gamma_w H \delta}{2u_b} \quad (3.46)$$

$$c_v = \alpha_c \frac{qH^2}{2u_b} \quad (3.47)$$

Donde:

$H$  altura inicial de la muestra;  $\gamma_w$  peso volumétrico del agua;  $\alpha_m, \alpha_k$  y  $\alpha_c$  son coeficientes adimensionales que están en función de  $\lambda$  y:

$$\lambda = \frac{\dot{u}_b}{\dot{q}} \quad (3.48)$$

El rango de valores para  $\lambda$  es de 0 a 1. La condición  $\lambda = 1$  representa condiciones de drenaje libre y un valor de  $\lambda = 0$  representa condiciones sin drenaje en la cual no hay cambios volumétricos. En una prueba de carga continua el valor de  $\lambda$  permanece constante.



Para obtener los valores de los coeficientes es necesario determinar la distribución de la presión de poro a través de toda la muestra, la cual esta dada por una función, de la forma:

$$u = \bar{f}u_b \quad (3.49)$$

Donde:  $\bar{f} = \int_0^1 f d\xi$  y  $\xi = z/H$

La ecuación de continuidad propuesta por Janbu, et al (1981), es:

$$\frac{\partial^2 f}{\partial \xi^2} - \frac{2}{\alpha_c} (\lambda f - 1) = 0 \quad (3.50)$$

considerando  $\lambda = cte$ , la solución a la ecuación anterior esta dada por:

$$f(\xi, \lambda) = \frac{1}{\lambda} (1 + C_1 \operatorname{senha}\xi + C_2 \operatorname{cosha}\xi) \quad (3.51)$$

Aplicando las condiciones de frontera:

$$\begin{aligned} f &= 0 \text{ para } \xi = 1 \text{ (base de la muestra)} \\ f' &= 0 \text{ para } \xi = 0 \text{ (parte superior de la muestra); y} \\ f &= 1 \text{ para } \xi = 0 \end{aligned}$$

la distribución de la presión de poro a lo largo de la altura de la muestra es:

$$f(\xi, \lambda) = \frac{\operatorname{cosha} - \operatorname{cosha}\xi}{\operatorname{cosha} - 1} \quad (3.52)$$

Donde:  $(1 - \lambda)\operatorname{cosha} = 1$

Conocida la distribución de la presión de poro, se determinan los coeficientes:

$$\alpha_M = 1 - \lambda \int_0^1 f(\xi, \lambda) d\xi = \frac{\operatorname{tanha}}{a} \quad (3.53)$$

$$\alpha_k = -\frac{2}{f'(1, \lambda)} = \frac{2(\operatorname{cosha} - 1)}{a \operatorname{senha}} \quad (3.54)$$

$$\alpha_c = \alpha_M \alpha_k = \frac{2(\operatorname{cosha} - 1)}{a^2 \operatorname{cosha}} \quad (3.55)$$

### 3.3 RESULTADOS DE LABORATORIO

El suelo empleado para realizar los ensayos CRS se extrajo del Sagrario Metropolitano; el material recibido en laboratorio se almacenó en el cuarto húmedo hasta el momento de ensayarse. El excedente de suelo producto del labrado se empleó para determinar las propiedades índice del suelo, cuyos valores se resumen en la tabla 3.1 en la que además se incluyen: la profundidad y la lumbrera de las muestras, el contenido de agua antes y después de la prueba, y la relación de vacíos inicial y final.

En dicha tabla se puede observar la gran similitud que existe en las propiedades índice de los materiales ensayados lo cual refleja las ventajas del muestreo inclinado con él que es posible obtener muestras de un mismo estrato de suelo y poder hacer comparaciones de su comportamiento mecánico.

Los valores registrados en las pruebas CRS son: la carga y el desplazamiento axial, el exceso de presión de poro en la base de la muestra y el tiempo. A partir de estos datos los resultados se presentan en curvas de: compresibilidad ( $e$  vs  $\log \sigma'_v$ ), módulo de deformación volumétrica contra el esfuerzo efectivo ( $m_v$  vs  $\log \sigma'_v$ ) coeficiente de permeabilidad contra el esfuerzo efectivo ( $k_v$  vs  $\log \sigma'_v$ ) y coeficiente de consolidación contra el esfuerzo efectivo ( $c_v$  vs  $\log \sigma'_v$ ).

**TABLA 3.1 CONDICIONES INICIALES Y FINALES DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS**

PRUEBA	VELOCIDAD $r$	SONDEO	PROF. (m)	Antes de la prueba						Después de la prueba				
				W <sub>i</sub> (g)	w <sub>i</sub> (%)	LL (%)	LP (%)	S <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	G(w) (%)	W <sub>f</sub> (g)	w <sub>f</sub> (%)	e <sub>f</sub>	σ' <sub>v</sub> (kPa)
ILT-CRS	-	L-25	9.80 - 10.00	103.7	156.5	188.2	59.2	2.29	3.51	100	83.4	105.3	2.29	435
CRS-2	2.78E-06	L-25	9.40 - 9.60	103.5	159.4	183.5	53.6	2.30	3.59	100	94.4	95.5	2.49	430
CRS-7	1.70E-06	L-25	9.40 - 9.60	101.6	151.6	181.8	52.3	2.29	3.52	99	85.2	120.8	2.87	380
CRS-8	9.84E-07	L-25	9.60 - 9.80	103.8	156.2	187.5	54.5	2.28	3.53	100	82.7	109	2.17	355
CRS-9	9.20E-06	L-25	9.60 - 9.80	101.3	154	185	57.6	2.27	3.53	99	82.4	108.5	2.23	520

Donde: W<sub>i</sub>= peso inicial de la probeta; w<sub>i</sub>= contenido de agua inicial; LL= limite líquido; LP= limite plástico; S<sub>s</sub>= densidad de sólidos; e<sub>i</sub>= relación de vacíos inicial; G(w) = grado de saturación; W<sub>f</sub>= peso final de la probeta; w<sub>f</sub>= contenido de agua final; e<sub>f</sub>= relación de vacíos al final de la prueba; σ'<sub>v</sub>= esfuerzo crítico.

Los ensayos se realizaron con el fin estudiar la influencia de la velocidad de desplazamiento sobre la compresibilidad de los suelos ensayados, así como hacer una comparación entre las diferentes teorías desarrolladas para interpretar los resultados en una prueba CRS.

### 3.3.1 Curvas de compresibilidad, $e$ vs $\log \sigma'_v$

Cada uno de los ensayos se llevó a cabo mediante un ciclo de carga-descarga-recarga; la carga y la recarga se realizaron con velocidad de desplazamiento controlado y la descarga mediante decrementos de esfuerzo en un tiempo aproximado de 12 hrs. Antes de consolidar las probetas se saturaron a volumen constante durante 24 hrs aplicando una contrapresión de 148 kPa; para verificar la saturación de la muestra se determinó la  $B$  de Skempton mediante la siguiente expresión:

$$B = \frac{\Delta u_b}{\Delta \sigma_v} \quad (3.56)$$

para lograr lo anterior, se aplicó una ligera carga y se registró la presión de poro generada. Vale la pena señalar que el grado de saturación,  $G(w)$ , obtenido fue superior al 99% en todos los ensayos (véase la tabla 3.1).

Las curvas de compresibilidad se muestran en las figs 3.3 a la 3.7 para los ensayos ILT, CRS- 2, CRS-7, CRS-8 y CRS-9 respectivamente. En ellas se puede apreciar claramente el punto a partir del cual el material sufre deformaciones plásticas (punto de fluencia). La relación de vacíos se cálculo de acuerdo a la teoría de Smith y Walhs (1969) mediante la ecuación 3.10, considerando un valor de  $b/r = 0$ , es decir, considerando la relación de vacíos uniforme en toda la muestra y una distribución parabólica de la presión de poro.

El esfuerzo vertical efectivo medio,  $\sigma'_{vm}$ , se determinó mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{vm} = \sigma_v - \alpha u_b \quad (3.57)$$



Donde:

$\sigma_v$  esfuerzo vertical aplicado;  $u_b$  presión de poro en la base y  $\alpha$  cociente que indica la relación entre la presión de poro media y la presión de poro en la base:

$$\alpha = \frac{\bar{u}}{u_b} \quad (3.58)$$

el valor de  $\alpha$  que se considera es de  $2/3$  por considerarse una distribución parabólica.

En general todas las curvas presentan una forma muy parecida en la rama virgen, sólo varía el esfuerzo crítico. Conviene comentar que el suelo empleado en este tipo de ensayos está fuertemente preconsolidado ya que los esfuerzos críticos en todos los ensayos sobrepasaban los 350 kPa. Una prueba de esto se puede ver en la fig 3.8 en donde se muestran dos curvas de compresibilidad para dos suelos extraídos a una misma profundidad provenientes de las lumbreras 25 y 21, ensayados mediante pruebas ILT. En esta figura se puede ver la gran variación que existe en la relación de vacíos y el esfuerzo crítico mientras que la pendiente de la rama virgen es aproximadamente igual en ambas muestras. Lo anterior es un reflejo de la gran variación en la compresibilidad del suelo de la Catedral Metropolitana, producto de las sobrecargas impuestas por las edificaciones prehispánicas, por las de la Catedral misma y el incremento de esfuerzos efectivos causado por el bombeo regional y local que se llevó a cabo durante los trabajos de subexcavación.

La lumbrera 25 se encuentra bajo la cúpula central del Sagrario y la lumbrera 21 bajo el coro de la Catedral. La primera muestra está sobrecargada pues se encuentra justo debajo de los restos de la pirámide de Tonatiuh mientras que la segunda proviene de una zona donde se han detectado restos de estructuras prehispánicas.

### 3.3.2 Curvas $m_v$ vs $\log \sigma'_v$

El módulo de compresibilidad volumétrica se determinó a partir de las curvas de compresibilidad trazadas en escala aritmética para cada ensaye mediante la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} = \frac{\Delta e / \Delta \sigma'_v}{1+e} \quad (3.59)$$

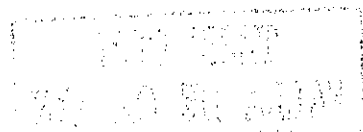
Donde:

$a_v$  es el coeficiente de compresibilidad y representa la pendiente de la curva de compresibilidad en escala natural y  $1+e$  es el volumen inicial de la muestra.

Fisicamente el valor de  $m_v$  expresa la compresibilidad del suelo relacionándolo con su volumen inicial. Las curvas obtenidas para cada ensaye se muestran en las figs 3.9 a 3.13; en ellas se aprecia que todas las muestras tienen un comportamiento muy parecido, en el cual, inmediatamente después de alcanzar el esfuerzo crítico el valor del módulo de compresibilidad alcanza su valor máximo y a partir de ahí comienza a disminuir. Es importante notar que los valores de  $m_v$  no son tan altos comparados con los de otras arcillas la ciudad de México, lo cual indica que el suelo en esta zona está fuertemente preconsolidado.

### 3.3.3 Curvas $c_v$ vs $\log \sigma'_v$

El coeficiente de consolidación,  $c_v$ , se puede calcular en cualquier momento durante la prueba a partir del exceso de presión de poro medido en la base de la muestra.



Con el objeto de ver las variaciones de  $c_v$  para las diferentes teorías aquí presentadas, este parámetro se calculó mediante las ecuaciones 3.18, 3.29, 3.35 y 3.47 de acuerdo a la teoría de Smith y Walhs (1969), Wissa et al (1971) lineal y no lineal bajo condiciones establecidas y Janbú (1981) respectivamente, para el caso de la prueba ILT-CRS el coeficiente de consolidación se determinó mediante el método de Terzaghi comúnmente empleado. Las gráficas se muestran en las figs 3.14 a 3.18.

La prueba CRS-8 y la CRS-2 presentan un comportamiento muy similar. El coeficiente de consolidación se incrementa hasta un valor máximo y después de ahí empieza a disminuir a medida que el esfuerzo se incrementa. El esfuerzo donde el coeficiente de consolidación alcanza su valor máximo es un 80% menor al esfuerzo crítico.

### 3.3.4 Curvas $k_v$ vs $\log \sigma'_v$

El valor del coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , se obtuvo mediante las ecuaciones 3.16, 3.27, 3.37 y 3.46, para las pruebas CRS y para la prueba ILT, se aplica la teoría clásica de Terzaghi. Los resultados de estas curvas se muestran en las figs 3.19, 3.20, 3.21, 3.22 y 3.23 para las pruebas ILT, CRS-7, CRS-8, CRS-2 y CRS-9 respectivamente. En ellas se puede apreciar un comportamiento muy similar al que presenta,  $c_v$ , es decir, el valor del coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , disminuye conforme se incrementa el esfuerzo vertical.

## 3.4 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

### 3.4.1 Velocidad de desplazamiento, $r$

En la fig 3.24 se muestra el comportamiento de la velocidad de desplazamiento durante cada ensaye, en esta figura se aprecia como la velocidad de desplazamiento no se mantuvo constante debido a las deficiencias que presenta el equipo. Al inicio de la prueba, la velocidad de desplazamiento fue menor a la seleccionada y después presentó variaciones. El valor medio de estas variaciones es el que se adoptó como la velocidad de desplazamiento en cada prueba. De acuerdo con lo anterior, se tendrán que hacer ciertas adaptaciones al equipo para mejorar este tipo de pruebas.

### 3.4.2 Exceso de presión de poro, $u_b/\sigma'_v$

El comportamiento del exceso de presión de poro medido en la base,  $u_b/\sigma'_v$ , no se conservó constante durante el ensaye. Su comportamiento fue muy similar al de la velocidad de desplazamiento de tal forma que al aumentar ésta, el exceso de presión de poro también se incrementó, aunque no en igual magnitud.

El exceso de presión de poro,  $u_b/\sigma'_v$ , máximo medido en la base de la muestra fue de 2.4, 2.9, 3.4 y 21% para las pruebas CRS-8, CRS-7, CRS-2 Y CRS-9 respectivamente. La norma ASTM (1989) señala que el exceso de presión de poro en la base debe ser inferior al 30%. De acuerdo con esto, en ningún caso se sobrepasó el exceso de presión de poro máximo permitido. La diferencia del exceso de presión de poro máximo entre la prueba de menor velocidad de desplazamiento, CRS-8, y la de mayor velocidad, CRS-9, fue considerable, sin embargo la variación entre los esfuerzos críticos no vario mucho.

En la fig 3.25 se grafica el exceso de presión de poro máximo alcanzado en cada ensaye contra la velocidad de desplazamiento, en ella se aprecia cómo a medida de que la velocidad de

desplazamiento disminuye, el exceso de presión de poro también lo hace pero de manera asintótica. La velocidad de desplazamiento a partir de la cual el exceso de presión de poro presenta un comportamiento asintótico es  $r = 2.5 \times 10^{-6}$  1/s. De acuerdo con lo anterior, se puede decir que a velocidades de desplazamiento inferiores  $2.5 \times 10^{-6}$  las variaciones del exceso de presión de poro máximo medido en la base serán despreciables. De esta manera, resultaría poco práctico realizar pruebas a velocidades de desplazamiento muy bajas ya que los resultados obtenidos serían muy parecidos a los de una prueba a mayor velocidad. Por otro lado, no hay que perder de vista que las pruebas a velocidad de deformación controlada (CRS) se idearon principalmente para reducir el tiempo de ejecución.

### 3.4.3 Variación del esfuerzo crítico, $\sigma'_c$

En la gráfica de la fig 3.26 se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas para cada ensaye donde se aprecia un ligero corrimiento de la curva hacia la derecha conforme se incrementa la velocidad de desplazamiento. El esfuerzo crítico ( $\sigma'_c$ ) se determinó por el método de Casagrande y tiende a aumentar en función de la velocidad de desplazamiento, sin embargo, la proporción en la que varía  $\sigma'_c$  es pequeña comparada con el rango de velocidades aplicadas. La prueba que se realizó a la velocidad de desplazamiento más grande (CRS-9) el esfuerzo crítico resultó ser mayor en un 10% con respecto al obtenido en la prueba tradicional, mientras que las más lenta (CRS-8) fue menor en un 5%.

Al graficar el índice de liquidez ( $IL$ ) contra el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_v$ ), fig 3.27, se observa el mismo comportamiento que el de las curvas de compresibilidad en donde una vez que se alcanza el esfuerzo crítico, la forma de la rama virgen presenta una ligera curvatura conforme la velocidad de desplazamiento es mayor; de esta manera, en la prueba CRS-8 que se realizó a la velocidad más baja la rama virgen resultó ser perfectamente recta, mientras que la prueba CRS-9 que se realizó a la mayor velocidad presenta esa curvatura.

La relación que existe entre la velocidad de desplazamiento,  $r$ , y el esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$ , obtenido en cada uno de los ensayes, se asemeja a una curva de tipo exponencial de la forma:

$$\sigma'_c = cr^m \quad (3.60)$$

Donde:

$c$  y  $m$  son constantes que están en función del índice de liquidez y del índice plástico del material.

Para el suelo del Sagrario Metropolitano que está fuertemente preconsolidado, las constantes  $c$  y  $m$  se pueden expresar mediante las siguientes expresiones:

$$c = 45 * IP \quad (3.61)$$

y

$$m = 0.27 * IL \quad (3.62)$$

sustituyendo el valor de estas dos constantes en la ecuación 3.60 se tiene que:

$$\sigma'_c = 45 IP r^{0.27IL} \quad (3.63)$$

Donde:

$IP$  es el índice plástico;  $IL$  índice de liquidez,  $\sigma'_c$  esfuerzo crítico obtenido en una prueba tradicional ILT en kPa y  $r$  es la velocidad de desplazamiento en 1/s.

Tomando en cuenta las propiedades índice del suelo que se empleó para realizar el ensaye tradicional ILT

$$IL = 0.75$$

$$IP = 129$$

y sustituyendo dichos valores en la ecuación 3.63, se obtiene la curva que se muestra en la fig 3.28 en la que se incluyen los esfuerzos críticos obtenidos en los ensayos CRS; los cuales, como se puede ver, se ajustan perfectamente a la curva propuesta. Vale la pena aclarar que esta curva se aplica únicamente al suelo del Sagrario Metropolitano.

Despejando  $r$  de la ecuación 3.63 se obtiene la velocidad de desplazamiento adecuada para un ensaye CRS con la que es posible mantener una presión de poro en la base inferior al 20%:

$$r = \left( \frac{\sigma'_c}{45IP} \right)^{1/0.27IL} \quad (3.63)$$

Sustituyendo, el esfuerzo crítico obtenido en el ensaye tradicional ILT ( $\sigma'_c = 440$  kPa) y tomando en cuenta las propiedades índice del suelo ensayado, se tiene que la velocidad de desplazamiento óptima para realizar el ensaye CRS es:

$$r = 2.93 \times 10^{-6} \text{ 1/s}$$

dicho valor se encuentra en el intervalo de velocidades recomendado por Mendoza et al (1996) en su estudio realizado en la compresibilidad de la arcilla del valle de México en pruebas a velocidad de deformación controlada.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos CRS, es importante decir que para velocidades de desplazamiento menores a  $1.00 \times 10^{-7}$  se generan excesos de presión de poro muy bajos lo cual puede dificultar la interpretación de la prueba.

La ecuación 3.63, es una expresión sencilla que permite estimar la velocidad de desplazamiento para realizar un ensaye CRS y que únicamente requiere el conocimiento de los límites de plasticidad del suelo, así como, el valor del esfuerzo crítico obtenido en un ensaye previo de consolidación. En caso de no contar con este último dato se podrá considerar al esfuerzo crítico igual al esfuerzo vertical efectivo *in situ*.

### 3.4.5 Comportamiento del módulo de compresibilidad volumétrica, $m_v$

En la gráfica de la fig 3.29 se muestra el comportamiento del módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , en función del esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ , para cada ensaye. En dicha gráfica se aprecia cómo el módulo de compresibilidad volumétrica se incrementa hasta alcanzar un valor máximo,  $m_{v \text{ máx}}$ , y de ahí presenta un comportamiento descendente asintótico. El módulo de compresibilidad volumétrica máximo alcanzado,  $m_{v \text{ máx}}$ , varía en cada prueba dependiendo de la velocidad de desplazamiento. De esta manera, en el ensaye que se realizó a la velocidad de desplazamiento más baja el  $m_{v \text{ máx}}$  resultó ser superior al de los demás ensayos.

Lo anterior reafirma los resultados obtenidos en investigaciones anteriores, en el que la compresibilidad de un suelo depende de la velocidad con la que se aplique la carga, es decir, a mayor velocidad de carga, menor compresibilidad y viceversa (Hamilton y Crawford, 1959; Salfors, 1975; Mesri y Choi, 1979; Leroueil et al, 1983; Mesri y Choi, 1984).

El esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ , con el que se alcanzó el módulo de compresibilidad volumétrica máximo,  $m_{v\text{máx}}$ , fue superior al esfuerzo crítico en todos los ensayos. Conviene señalar que los valores obtenidos de  $m_v$  no son tan altos como los registrados en suelos de otros sitios de la ciudad debido a que el suelo en esta zona está fuertemente preconsolidado.

Al graficar el módulo de compresibilidad volumétrica contra el índice de liquidez (fig 3.30) se aprecia el mismo comportamiento de la figura anterior.

#### 3.4.5 Comportamiento del coeficiente de consolidación, $c_v$

Los valores del coeficiente de consolidación,  $c_v$ , obtenidos a partir de las ecuaciones propuestas para cada una de las teorías aquí presentadas, arrojan resultados muy parecidos como puede verse en las gráficas de las figs 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18.

De acuerdo con lo anterior, para comparar el comportamiento de  $c_v$ , en cada uno de los ensayos, resulta indistinto emplear una u otra teoría; sin embargo, debido a la simplicidad de las ecuaciones para programarse en una hoja de cálculo, se empleó la teoría de Smith y Walhs.

Los valores del coeficiente de consolidación durante la recarga son ligeramente mayores a los obtenidos durante la etapa de carga, no obstante, a medida que el esfuerzo vertical va aumentando, los valores de  $c_v$  se ajustan muy bien a la tendencia de la curva  $c_v$  vs  $\log \sigma'_v$ , véase la fig 3.31.

Aparentemente no existe algún efecto considerable de la velocidad de desplazamiento sobre el coeficiente de consolidación, sin embargo, es posible delimitar una zona de influencia que englobe todos los valores obtenidos de  $c_v$  (fig 3.31).

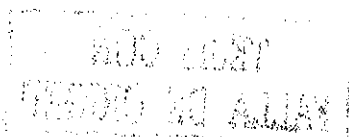
En la gráfica de la fig 3.32 se observa como el coeficiente de consolidación presenta un comportamiento asintótico hacia un valor de 0.0002 cm<sup>2</sup>/s; es importante notar que, dicho valor es bajo comparado con los valores típicos de la arcilla lacustre de la ciudad de México. Lo anterior refleja nuevamente lo fuertemente preconsolidado que está el suelo en la zona de donde fue extraída la muestra.

#### 3.4.6 Comportamiento del coeficiente de permeabilidad, $k_v$

Para comparar el comportamiento del coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , obtenido en cada uno de los ensayos realizados, se emplearon las ecuaciones propuestas por Smith y Walhs. En la gráfica de la fig 3.33 se observa como los valores obtenidos de  $k_v$  se pueden encasillar en una zona de influencia cuyo límite inferior está representada por la prueba tradicional (ILT-CRS), a medida que el esfuerzo vertical efectivo se incrementa, dicha zona se reduce hasta formar casi una recta.

De manera similar que  $c_v$ , el coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , tiende hacia un valor constante, de  $6 \times 10^{-9}$  cm/s, cuyo efecto se aprecia mejor en la gráfica de la fig 3.34 en donde se grafica  $k_v$  vs  $IL$  (índice de liquidez).

Por último, es importante decir que los valores de  $k_v$  durante la recarga son menores a los obtenidos durante la primera etapa de carga, sin embargo, al incrementarse el esfuerzo vertical efectivo los valores tienden a ser prácticamente los mismos (fig 3.33).





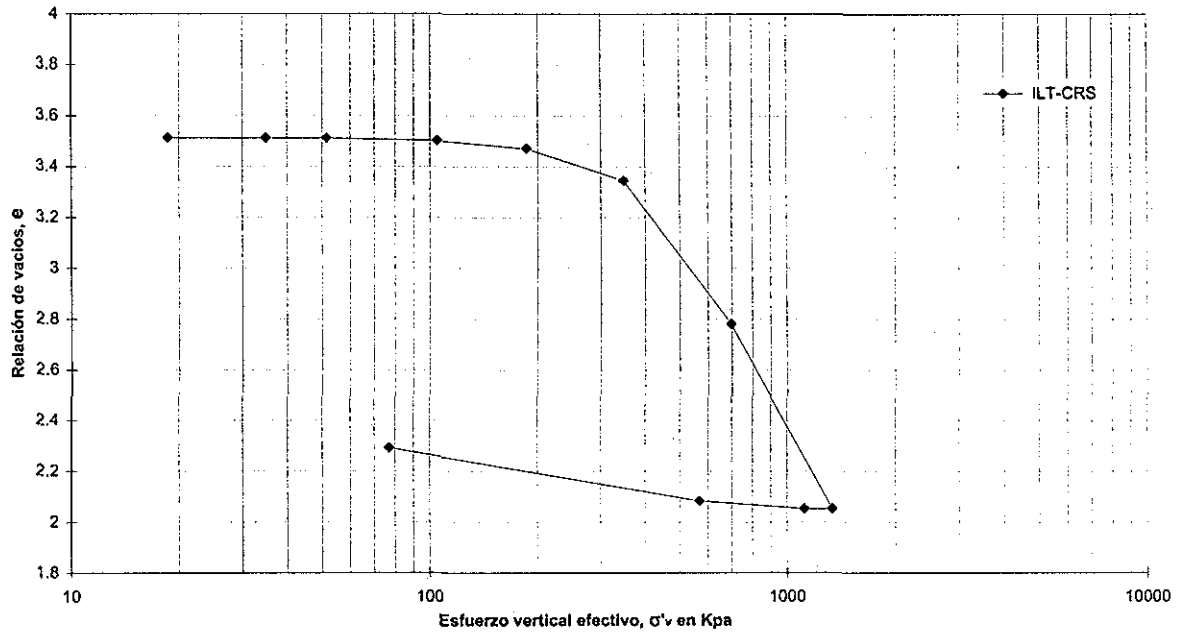


Fig. 3.3 Curva de compresibilidad prueba tradicional ITL-CRS

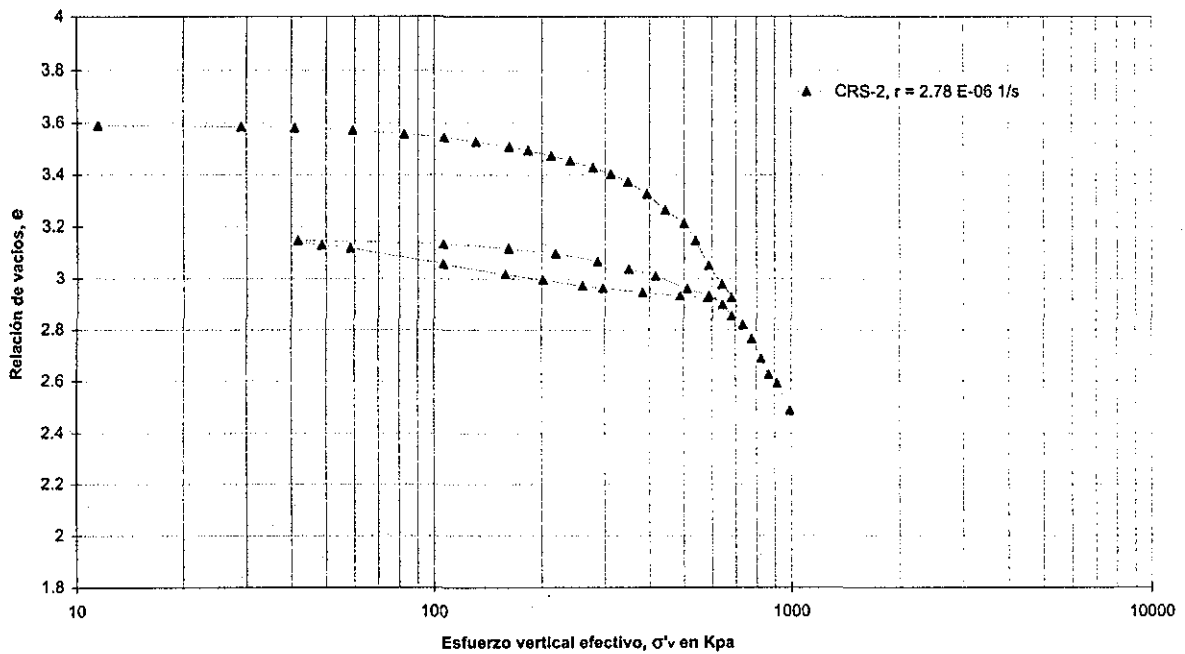


Fig. 3.4 Curva de compresibilidad prueba CRS-2 ( $r = 2.78 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )

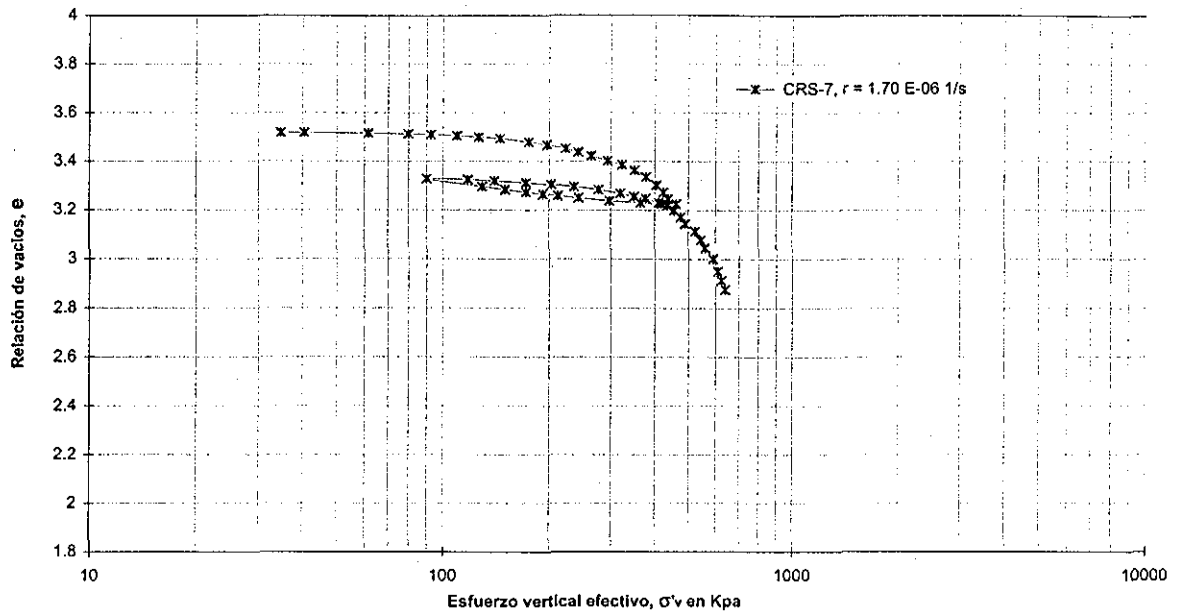


Fig. 3.5 Curva de compresibilidad prueba CRS-7 ( $r = 1.70 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )

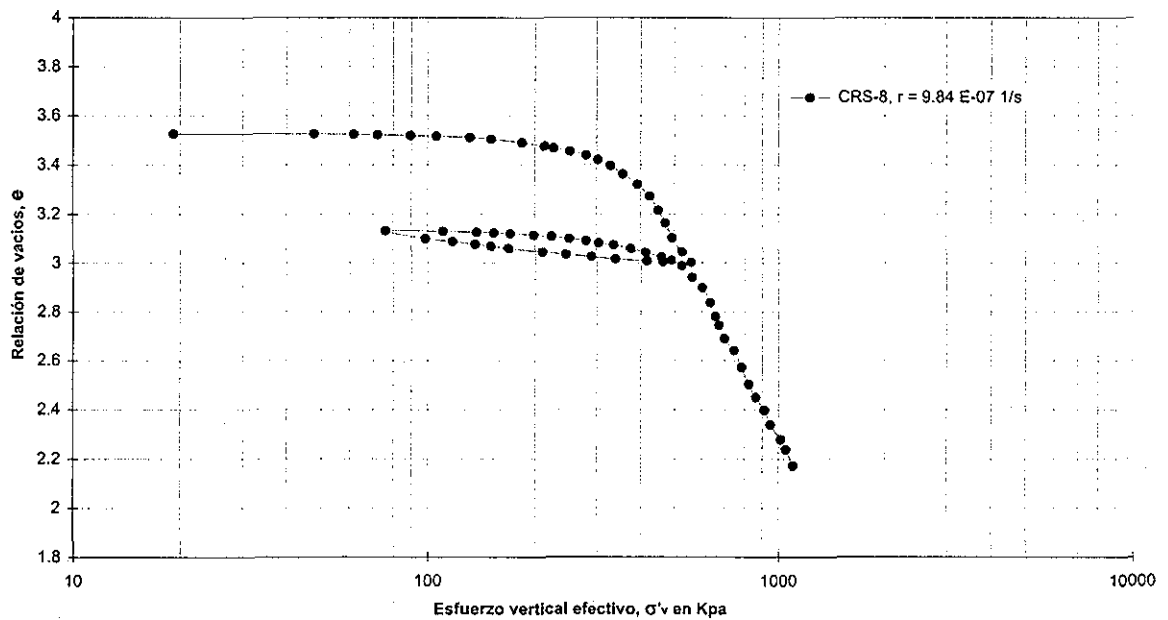


Fig. 3.6 Curva de compresibilidad prueba CRS-8 ( $r = 9.84 \text{ E-}07 \text{ 1/s}$ )

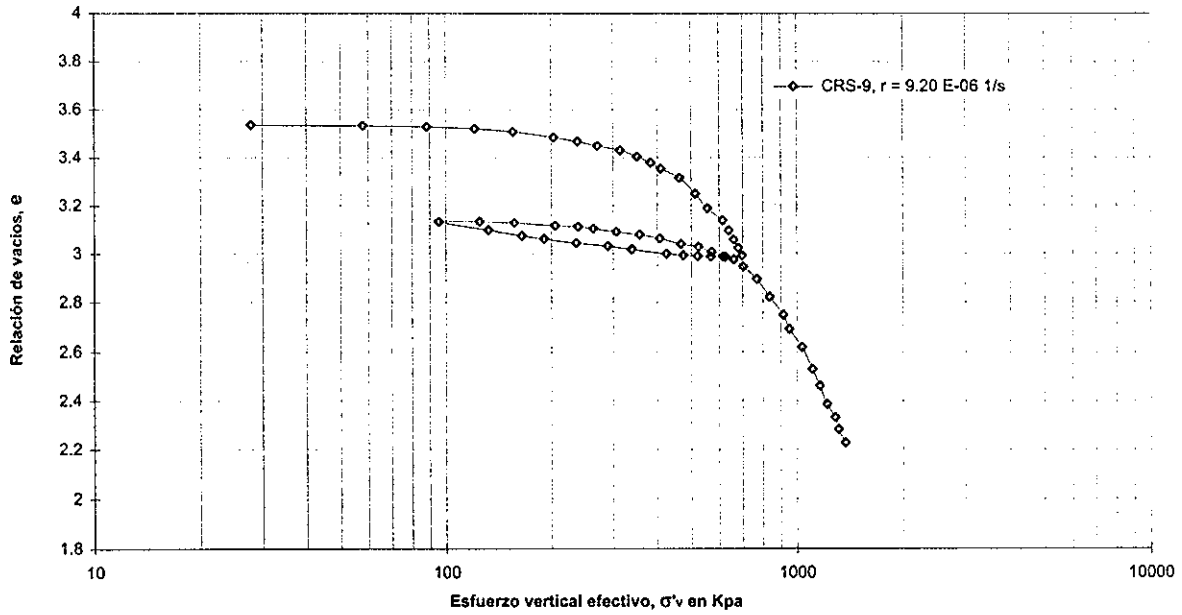


Fig. 3.7 Curva de compresibilidad prueba CRS-9 ( $r = 9.20 E-06$  1/s)

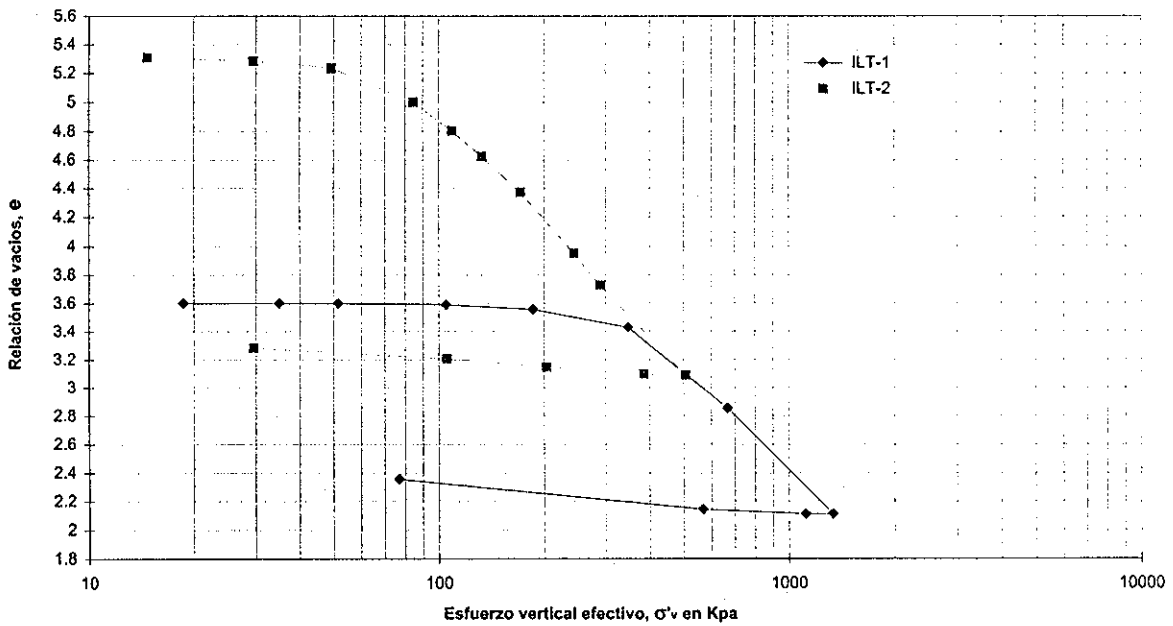


Fig. 3.8 Curvas de compresibilidad de dos muestras extraídas a la misma profundidad en la Catedral metropolitana de la Ciudad de México, que muestran el efecto de las sobrecargas impuestas por las construcciones prehispánicas



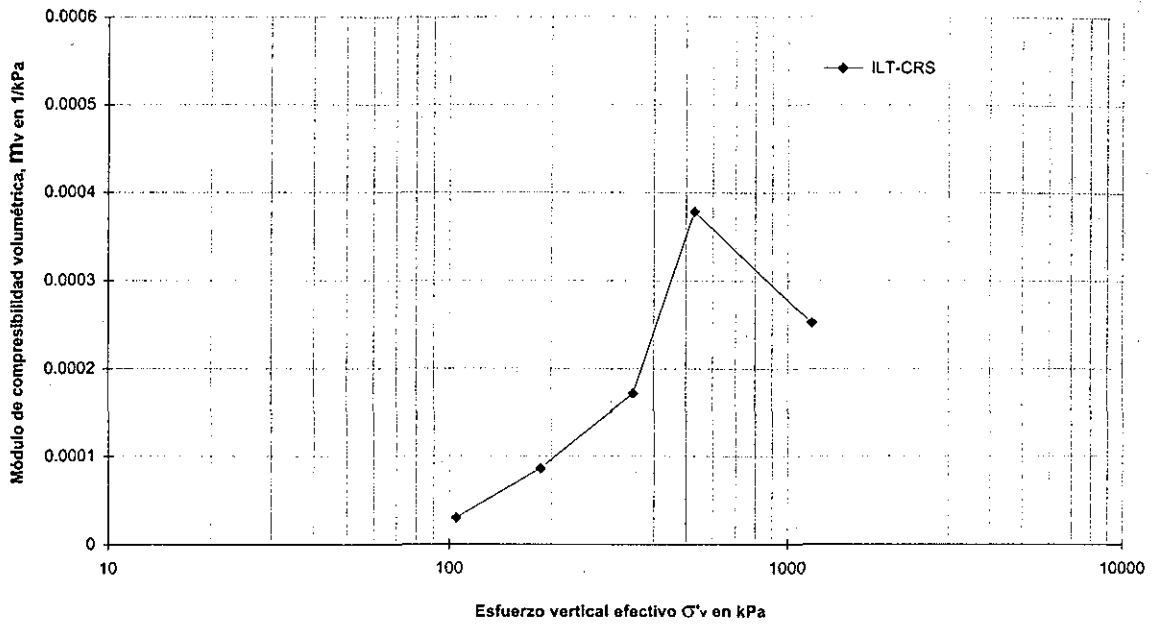


Fig. 3.9 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye tradicional ILT-CRS

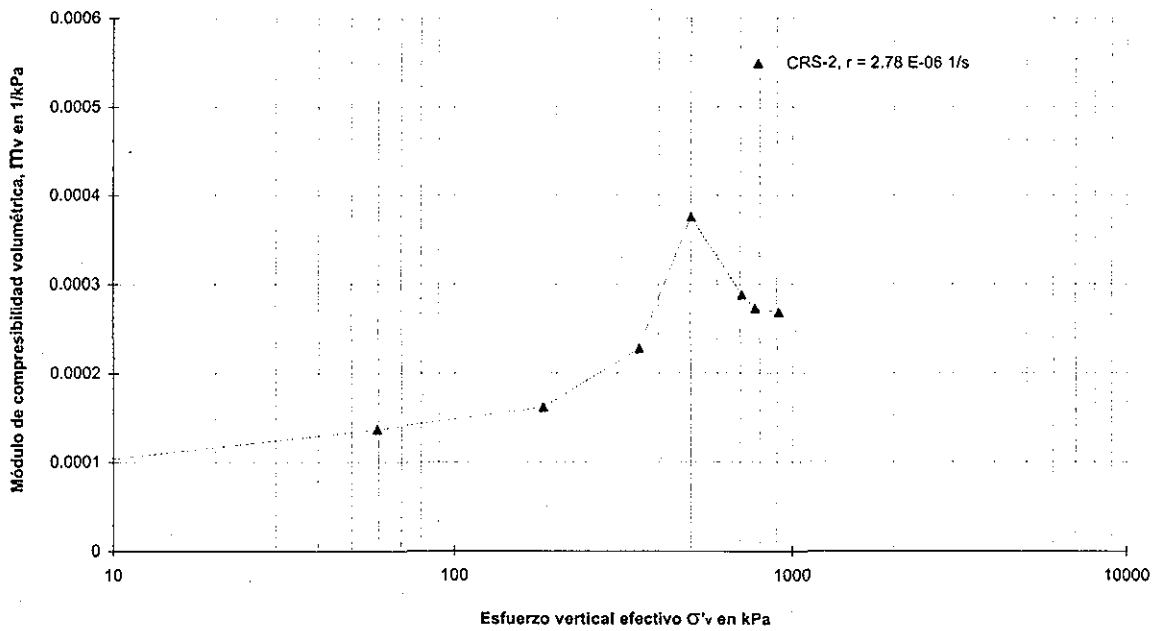


Fig. 3.10 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CRS-2 ( $r = 2.78 E-06$  1/s)

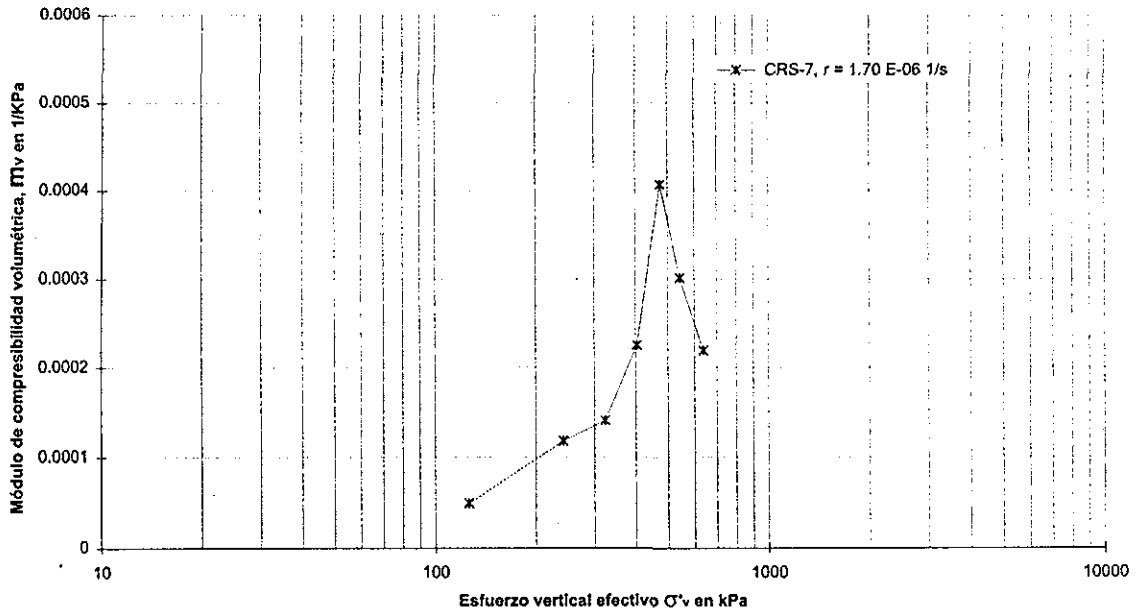


Fig. 3.11 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CRS-7 ( $r = 1.70 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )

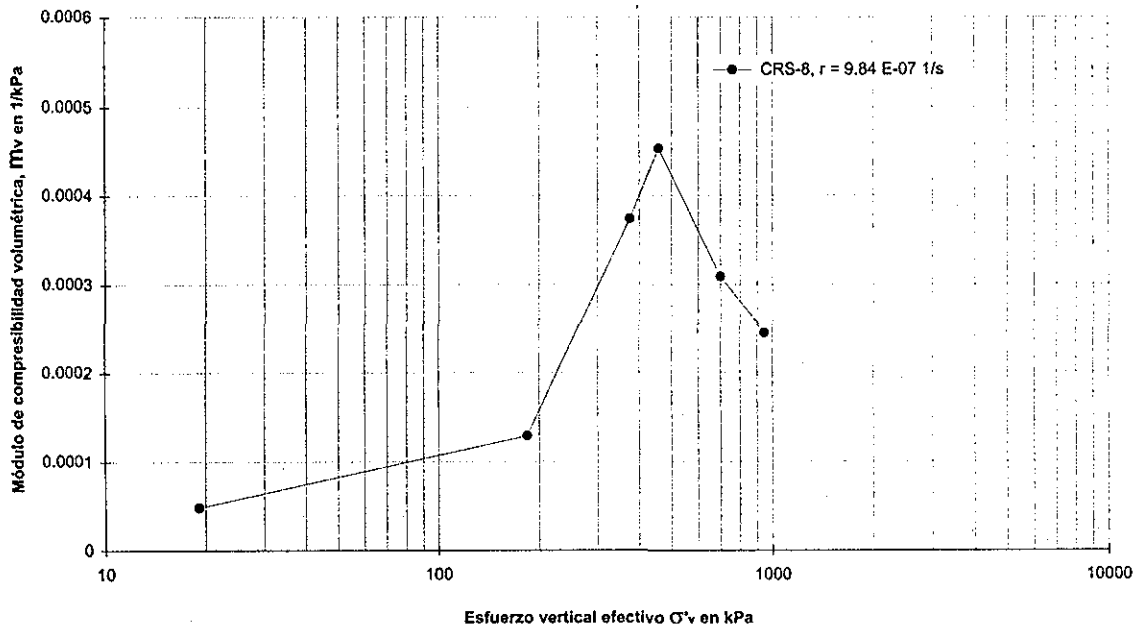


Fig. 3.12 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CRS-8 ( $r = 9.84 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )

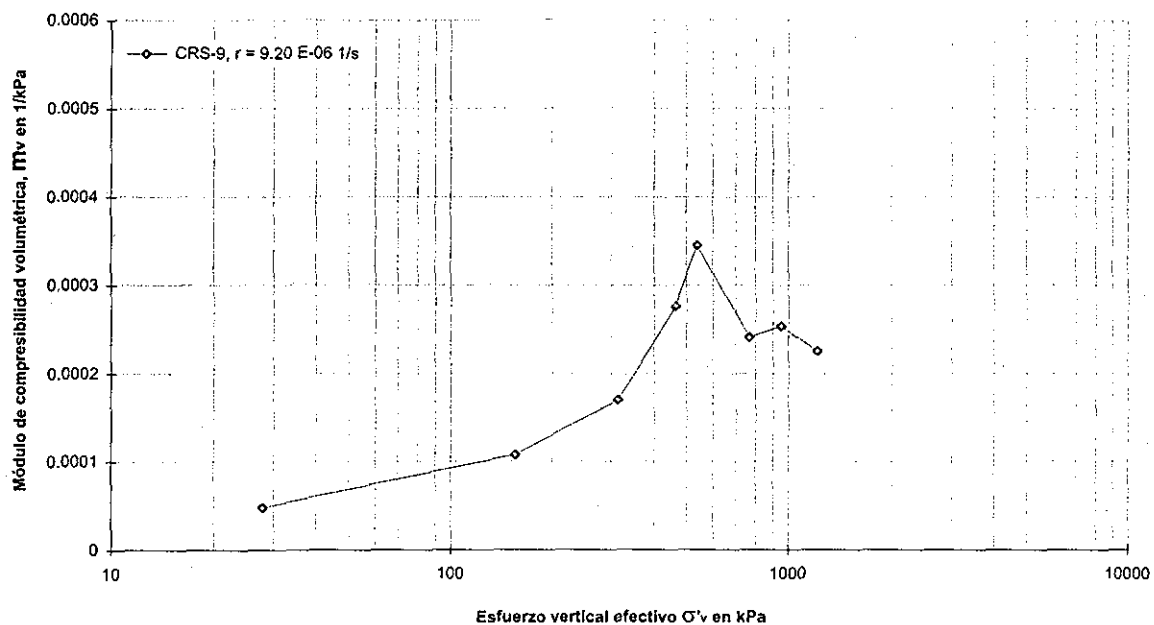


Fig. 3.13 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CRS-9 ( $r = 9.20 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )

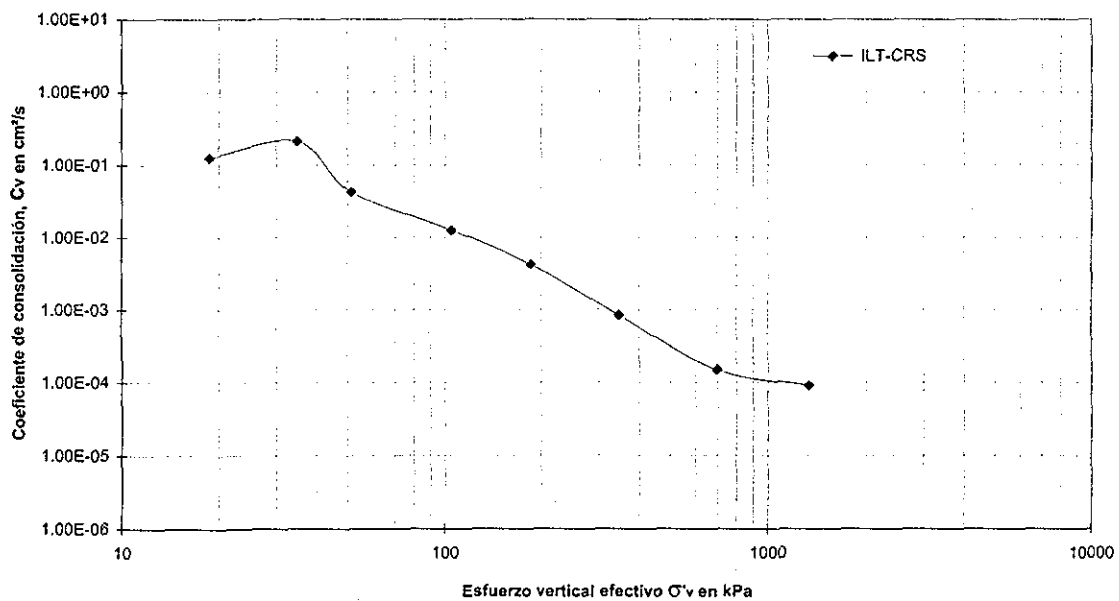


Fig. 3.14 Variación del coeficiente de consolidación,  $c_v$ , ensaye ILT-CRS

REC. 21377  
 VERIFICADO EN ALBA

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

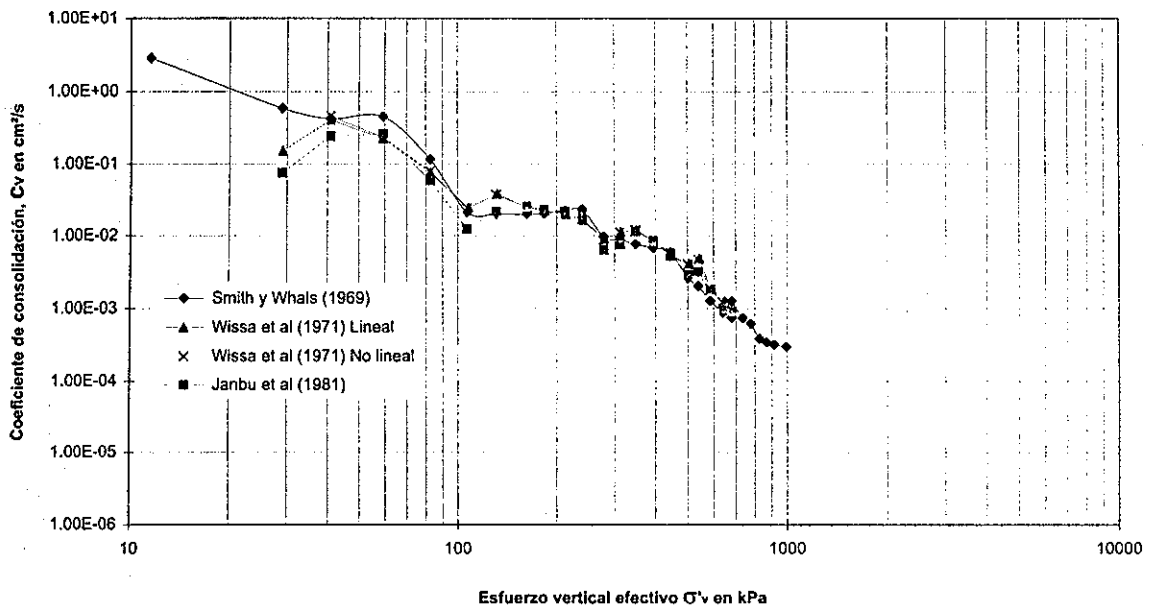


Fig. 3.15 Variación del coeficiente de consolidación,  $c_v$ ; ensaye CRS-2 ( $r = 2.78 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )

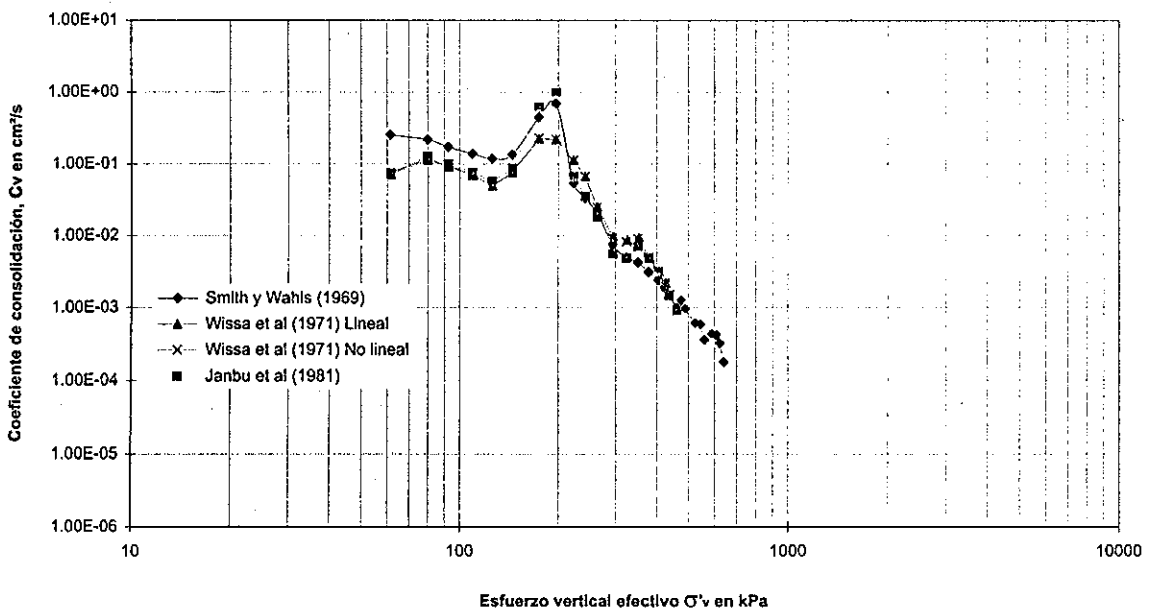
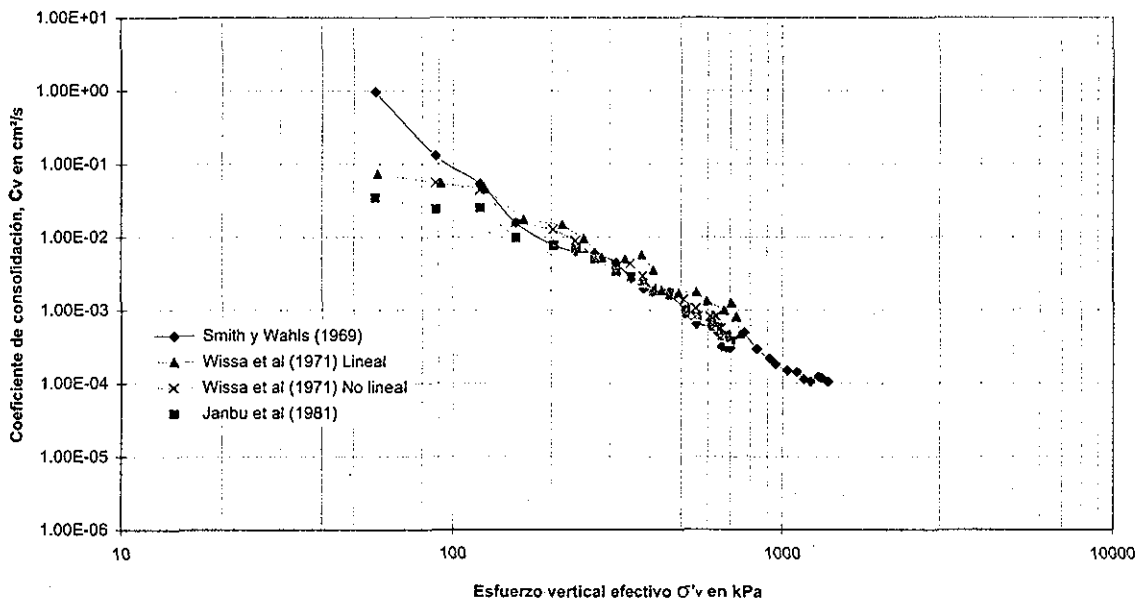
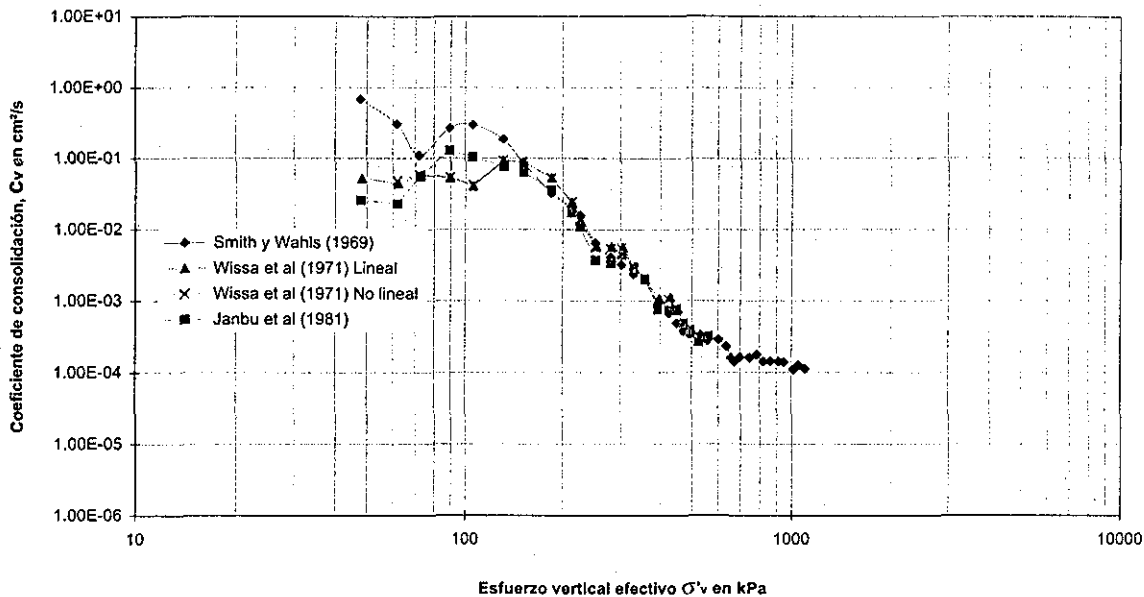


Fig. 3.16 Variación de coeficiente de consolidación,  $c_v$ ; ensaye CRS-7 ( $r = 1.70 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )





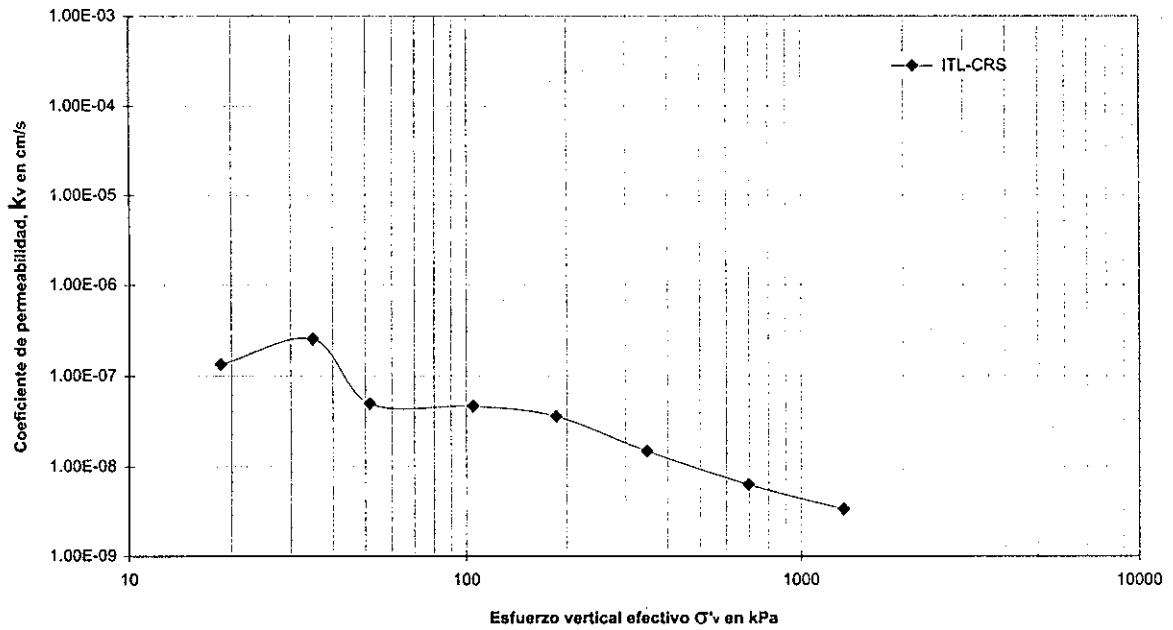


Fig. 3.19 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye ILT-CRS

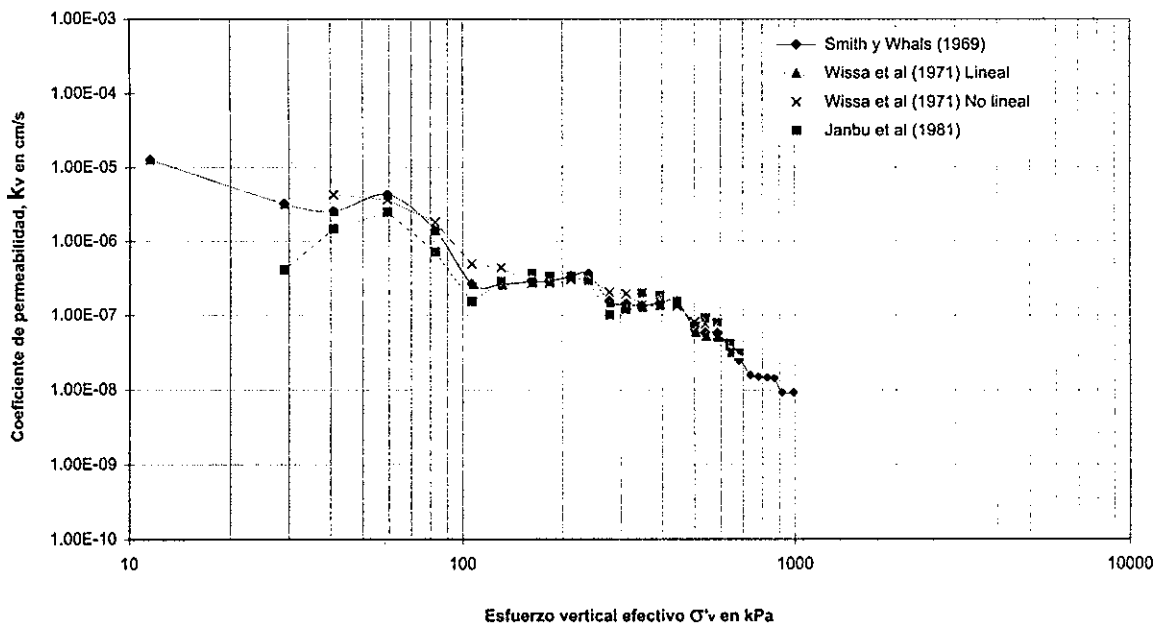


Fig. 3.20 Variación del coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CRS-2 ( $r = 2.78 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

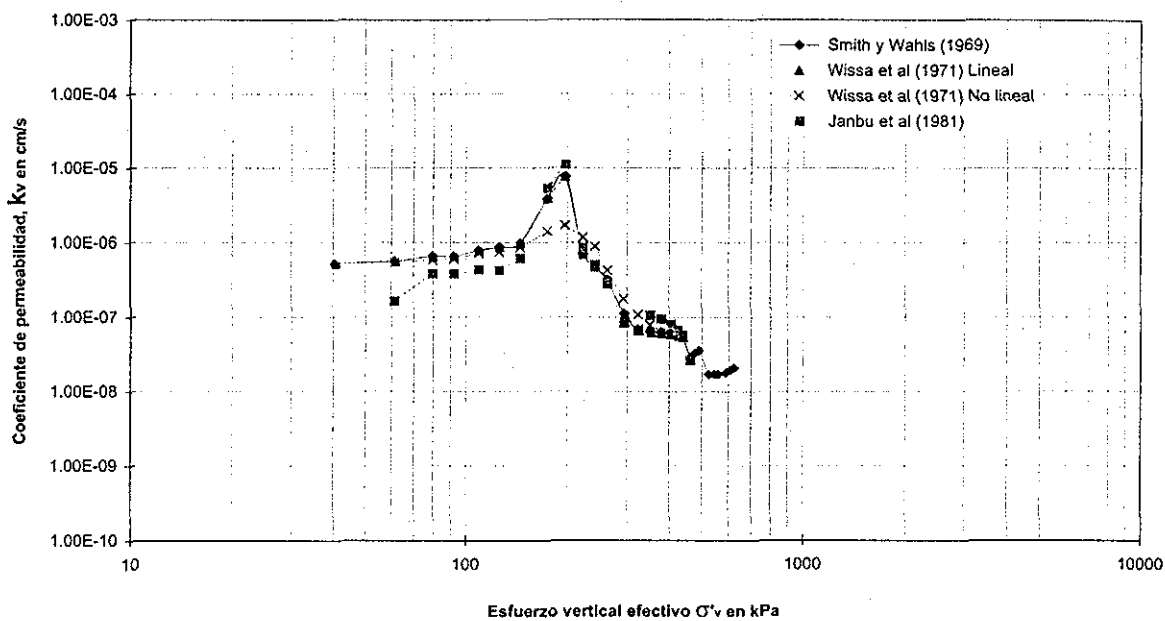


Fig. 3.21 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CRS-7 ( $r = 1.70 E-06$  1/s)

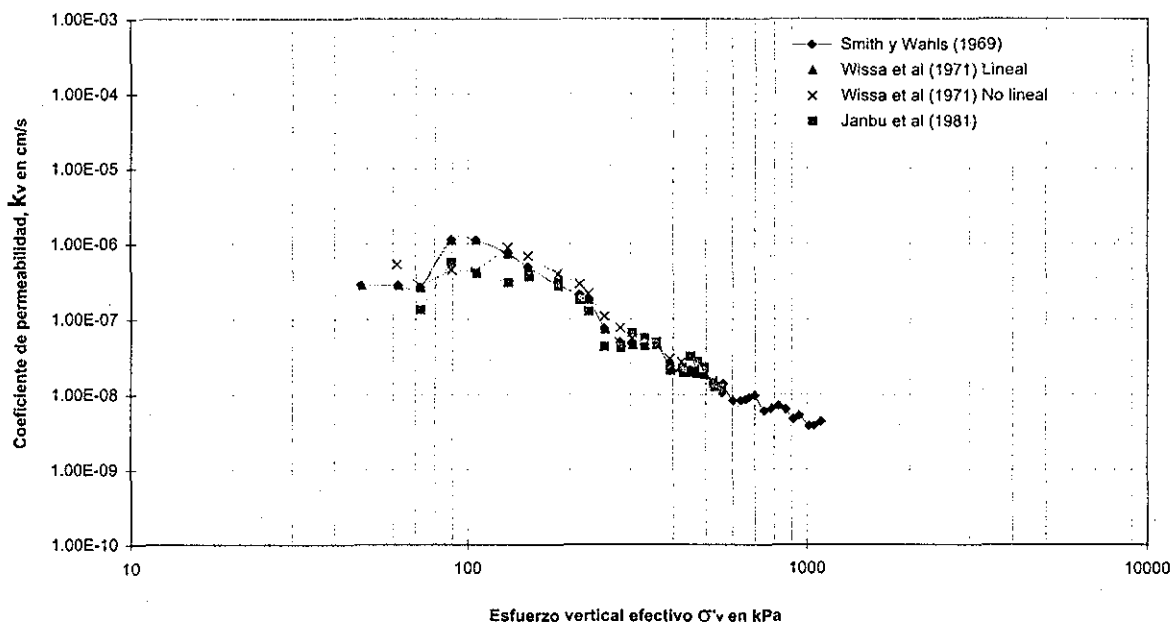
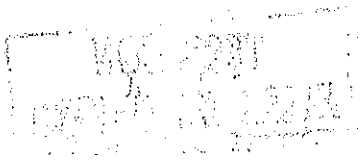


Fig. 3.22 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CRS-8 ( $r = 9.84 E-07$  1/s)



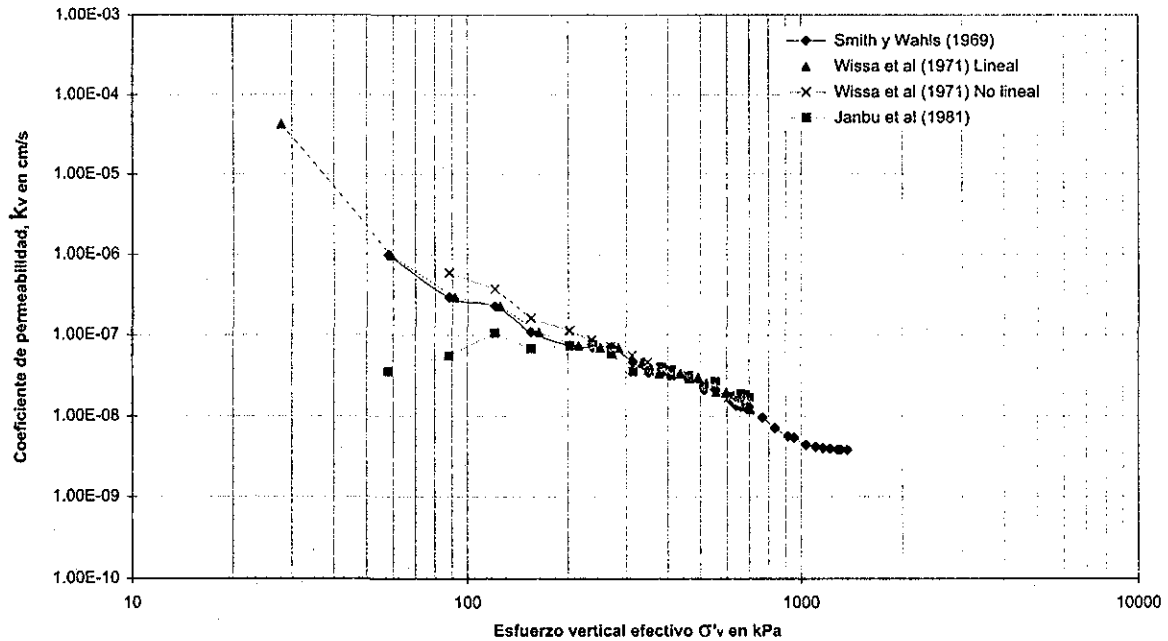


Fig. 3.23 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CRS-9 ( $r = 9.20 \text{ E-}06 \text{ 1/s}$ )

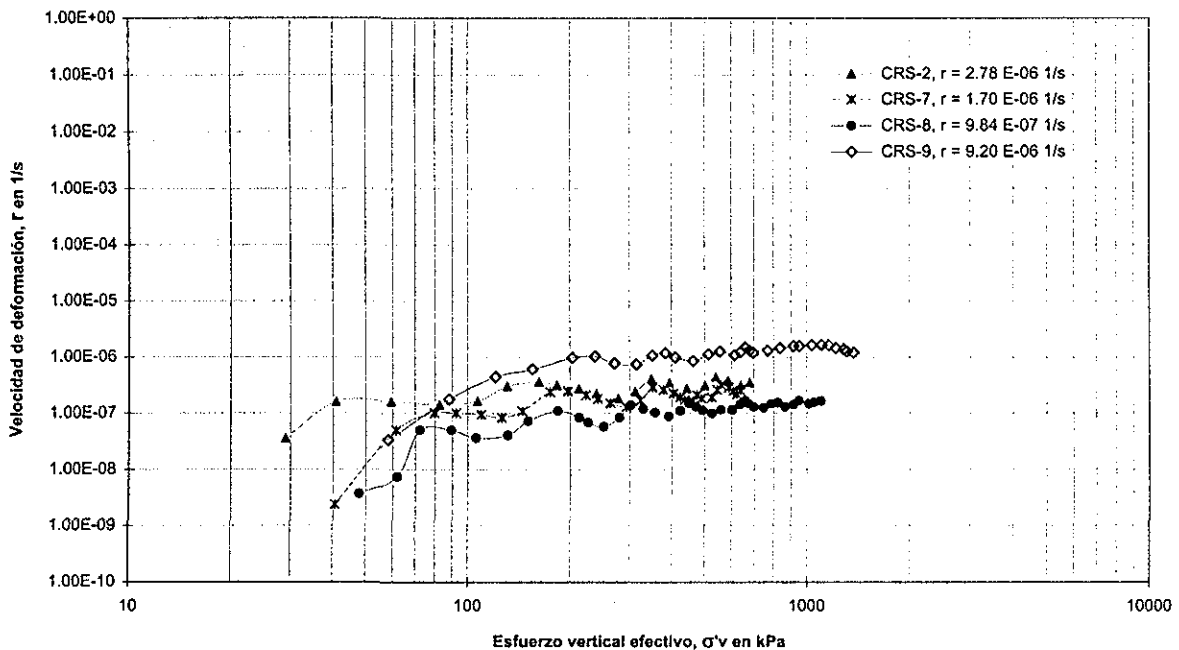


Fig. 3.24 Comportamiento de la velocidad de deformación,  $r$ , observada durante cada ensaye



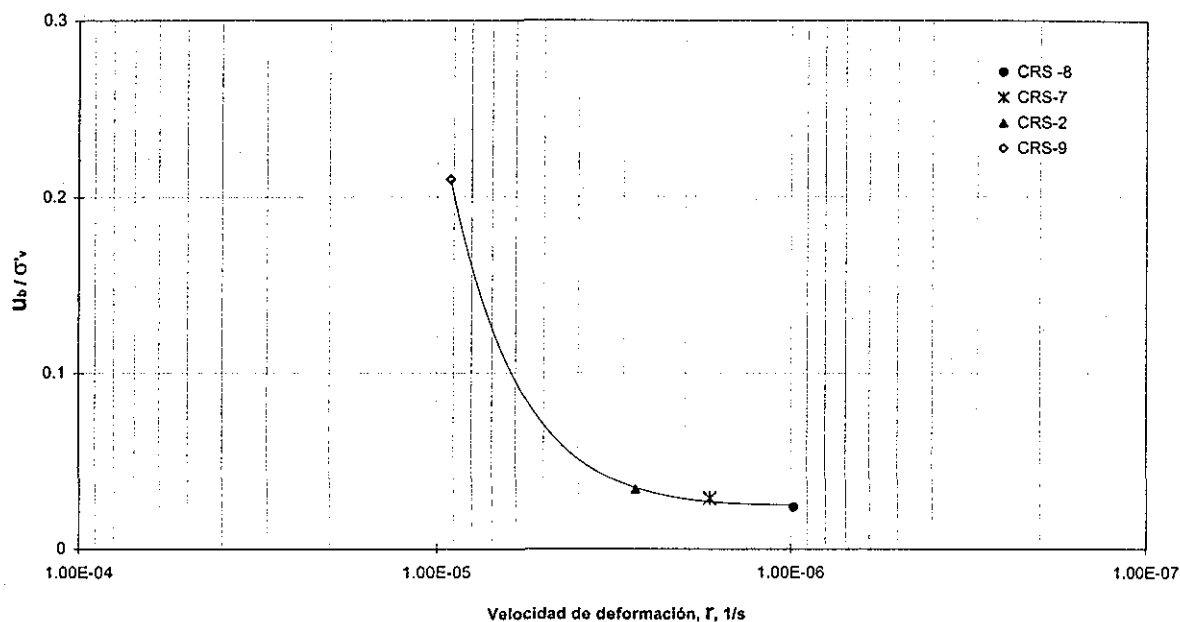


Fig. 3.25 Exceso de presión de poro máxima ( $U_b máx / \sigma'_v$ ) vs velocidad de deformación( $r$ )

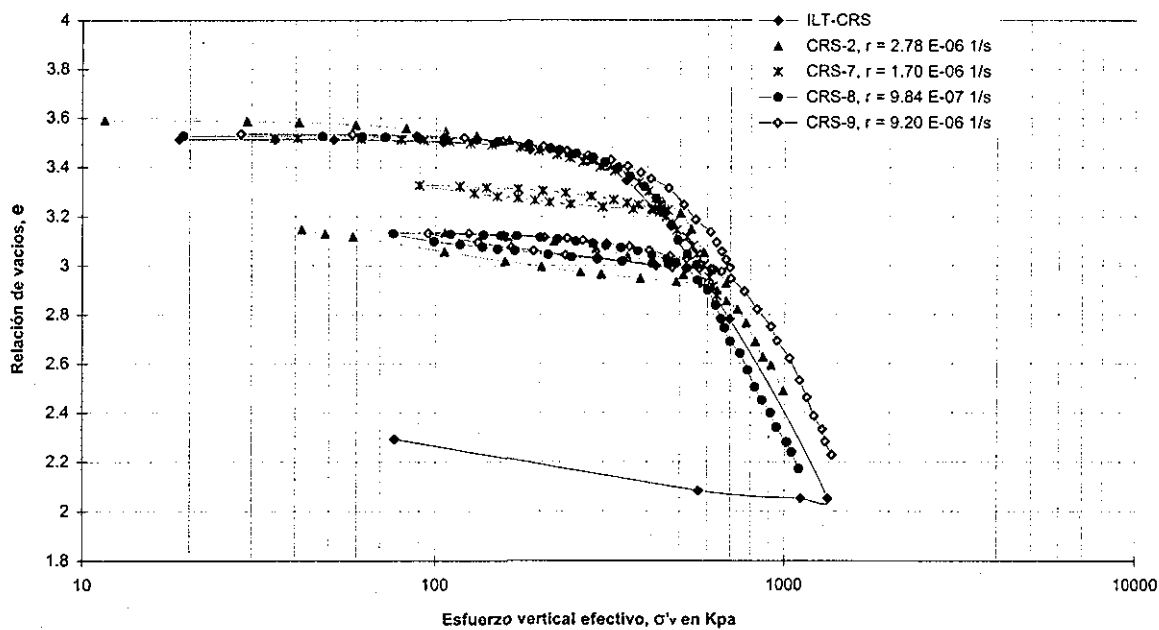


Fig. 3.26 Curvas de compresibilidad (todos los ensayos)

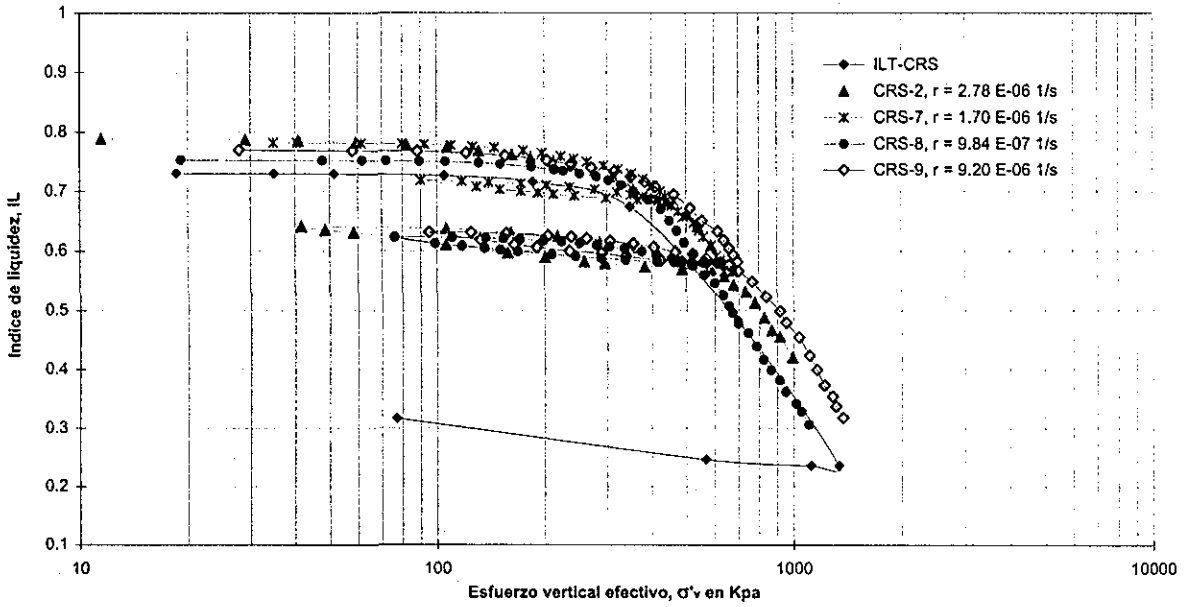


Fig. 3.27 Índice de liquidez vs esfuerzo vertical efectivo (todos los ensayos)

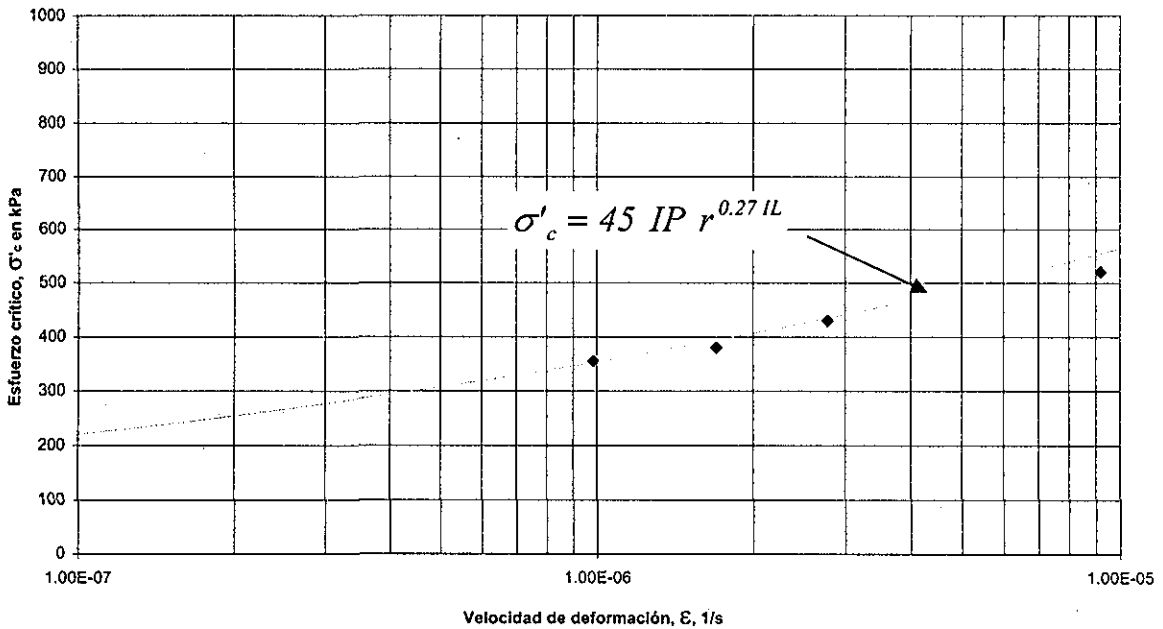


Fig. 3.28 Curva obtenida partir de la ecuación propuesta entre la velocidad de deformación,  $r$ , y el esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

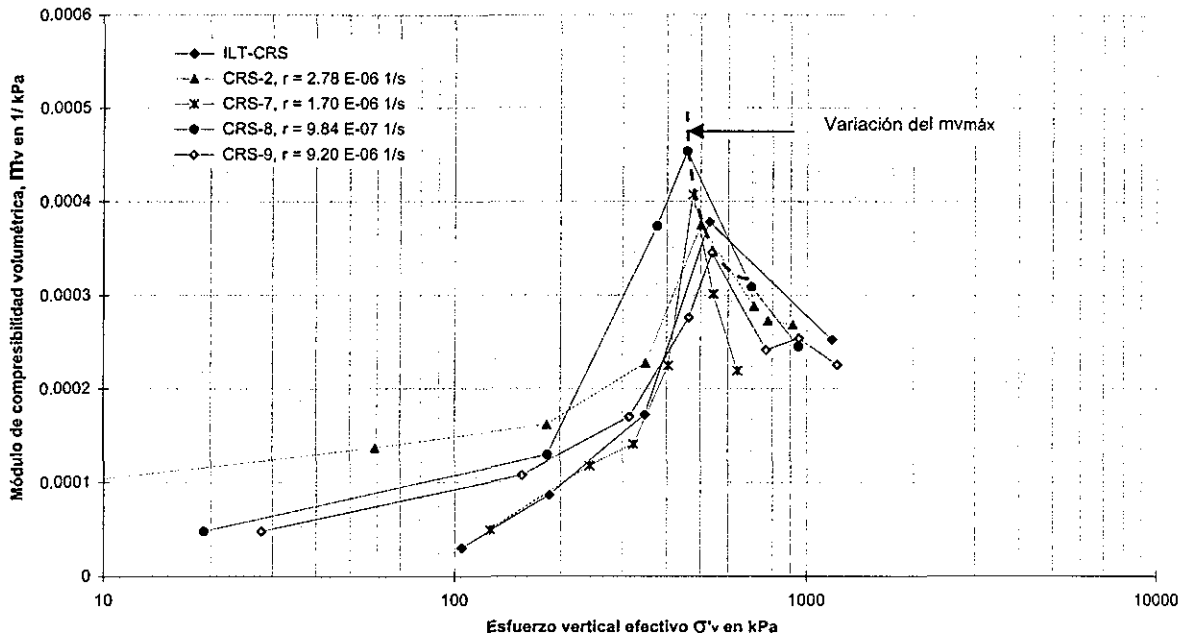


Fig. 3.29 Variación del módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , (todos los ensayos)

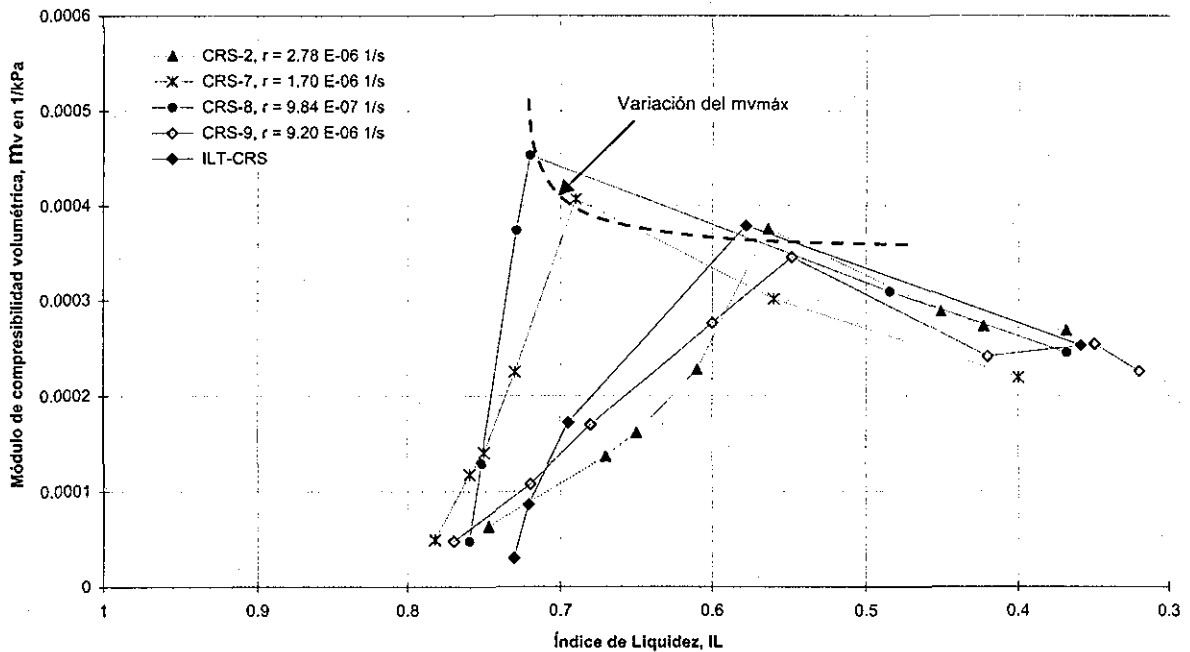


Fig. 3.30 Módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , vs índice de liquidez,  $IL$ , (todos los ensayos)



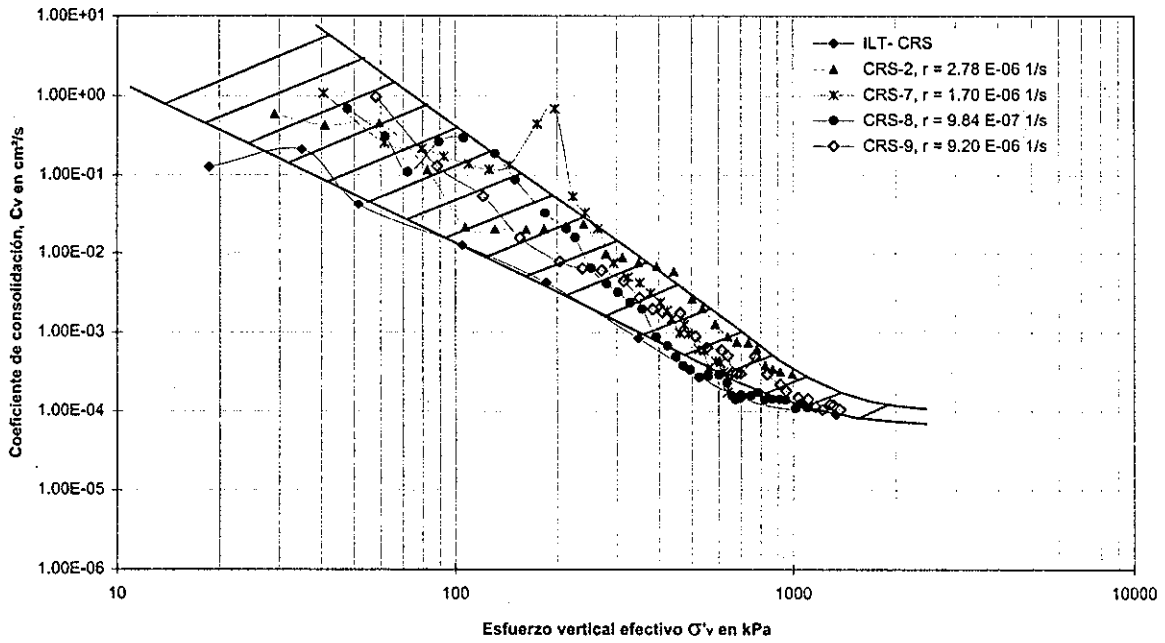


Fig. 3.31 Variación del coeficiente de consolidación,  $c_v$ , (todos los ensayos)

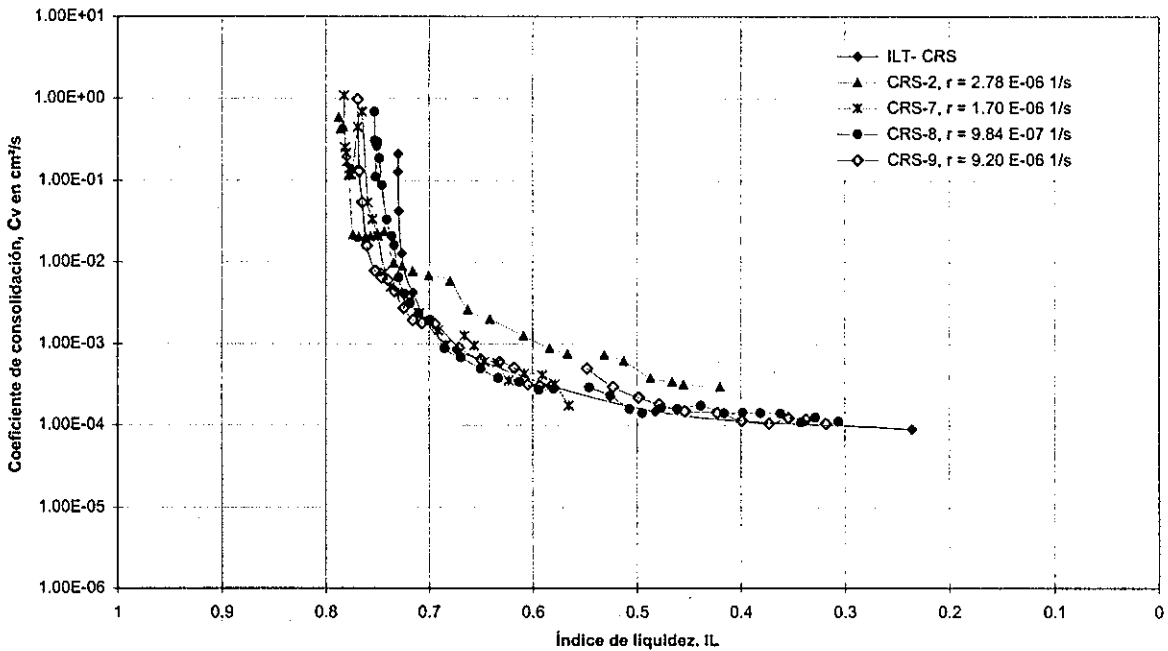


Fig. 3.32 Coeficiente de consolidación,  $c_v$ , vs índice de liquidez,  $IL$ , (todos los ensayos)

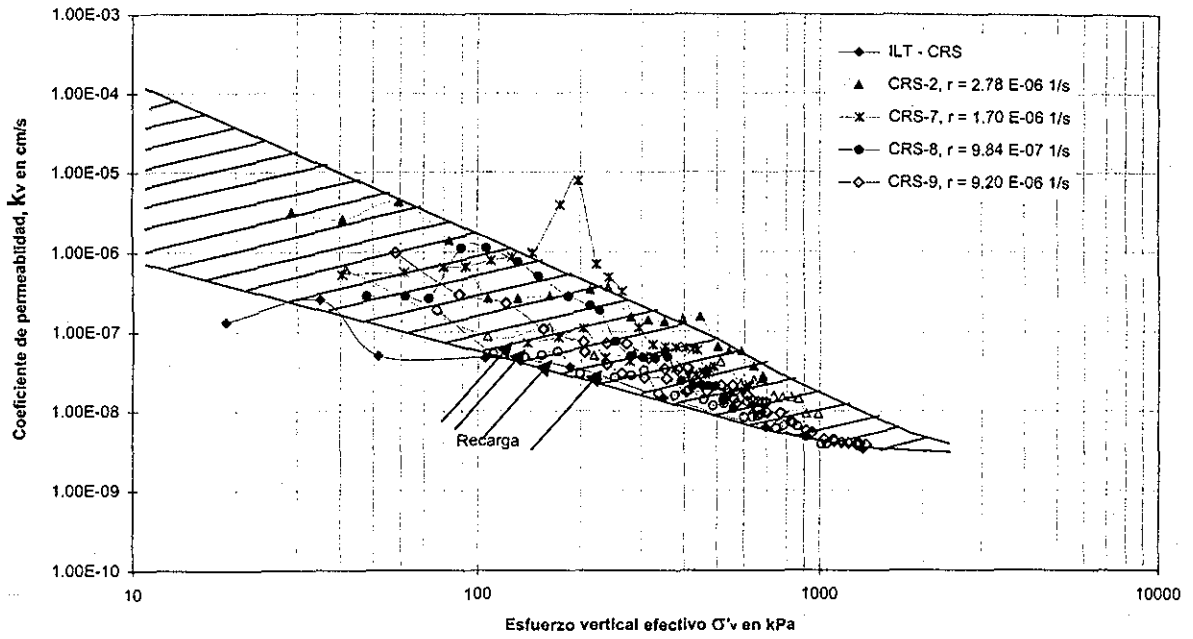


Fig. 3.33 Variación del coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , (todos los ensayos)

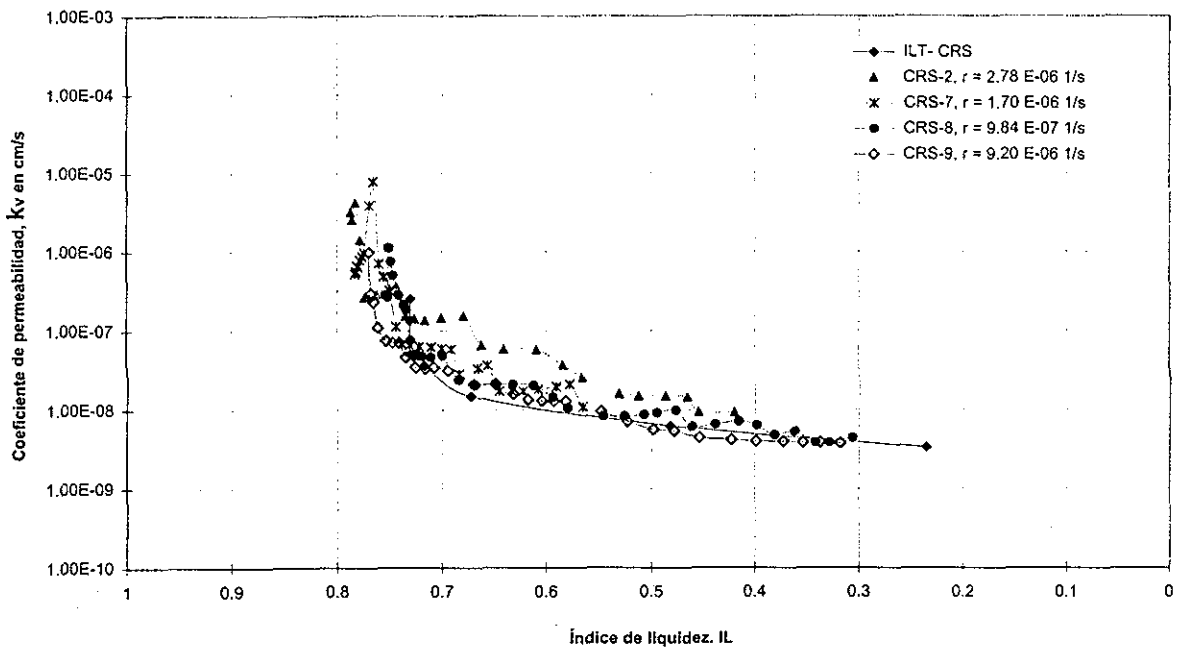


Fig. 3.34 Coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , vs Índice de liquidez, IL, (todos los ensayos)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## CAPÍTULO 4

### PRUEBAS A GRADIENTE CONTROLADO (CGT)

#### 4.1 ANTECEDENTES

##### 4.1.1 Descripción de la prueba

Las pruebas a gradiente controlado, CGT, se realizan en pastillas cilíndricas de suelo similares a las empleadas en la prueba de consolidación tradicional, pero en este caso, se tiene sólo una frontera de drenaje en la parte superior de la muestra y en la parte inferior se registra el exceso de presión de poro.

Los ensayos de consolidación a gradiente controlado (CGT) consisten en mantener un exceso de presión de poro constante en la base de la muestra, controlando la velocidad de aplicación de la carga. Esta prueba se realiza en dos diferentes modalidades: manteniendo una presión de poro constante en la base de la probeta o bien manteniendo un cociente constante entre la presión de poro en la base y el esfuerzo normal aplicado  $u_b/\sigma_v$ .

Los principales objetivos que se buscan al realizar una prueba de consolidación a gradiente controlado son:

- Tener una condición de esfuerzo lo más uniforme posible a lo largo del espécimen durante la prueba.
- Mantener una velocidad de deformación lo más uniforme posible.

- Realizar pruebas con diferentes velocidades de deformación, para extrapolar los datos a las velocidades de compresión que ocurren en el campo.

De acuerdo con las condiciones de frontera, en una prueba a gradiente controlado, CGT, se considera que durante la prueba se desarrolla una distribución parabólica del exceso de presión de poro, la cual varía de cero, en la parte superior de la muestra, hasta el valor seleccionado en la base. Esta distribución se mantiene constante durante toda la prueba, excepto al inicio y al final de la misma.

En la fig 4.1 se muestra la comparación entre la distribución del exceso de presión de poro que se desarrolla en una prueba tradicional con la de una prueba CGT.

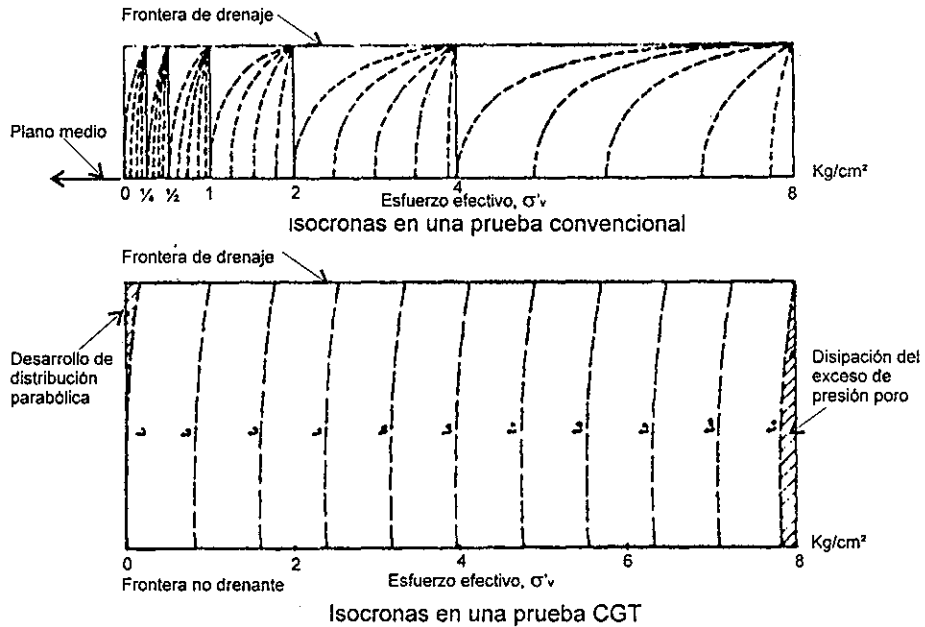


Fig 4.1 Comparación del exceso de presión de poro generado en una prueba convencional y en una CGT

Es importante aclarar que la velocidad de la consolidación depende del exceso de presión de poro generado en el interior de la muestra, por lo que a grandes excesos de presión de poro se presentan grandes velocidades de deformación y viceversa. En una prueba tradicional se tiene que para un instante después de aplicar una carga se presentan velocidades de deformación muy grandes que difícilmente se presentarían en el campo, así por ejemplo, se estima que el exceso de presión de poro generado en una prueba tradicional de consolidación para un tiempo  $T = 0.08$  es 10 veces mayor que para el tiempo  $T = 1.1$ .

En una prueba a gradiente controlado es posible estudiar el fenómeno de consolidación secundaria, interrumpiendo la prueba y dejando que el espécimen se siga consolidando bajo un esfuerzo vertical sostenido hasta lograr que la presión de poro se disipe.

Como en las pruebas CGT se tiene la intención de estudiar el efecto de la velocidad de desplazamiento sobre los parámetros de compresibilidad, obtenidos a partir de curvas  $e$  vs  $\sigma'_v$ ,  $c_v$  vs  $\sigma'_v$  y  $k_v$  vs  $\sigma'_v$ , el programa experimental para este tipo de pruebas contempla la ejecución de varias pruebas CGT con diferentes excesos de presión de poro.

#### 4.1.2 Factores que influyen en la prueba

##### Presión de poro en la base, $u_b$

Uno de los factores que más influye en este tipo de pruebas es el exceso de presión de poro que se mantenga en la base, ya que de ésta dependerá la velocidad a la que se ejecute la prueba. Hasta el momento no existe un método que permita determinar el exceso de presión de poro a la cual se deba realizar una prueba CGT; al respecto, Lowe (1969) recomienda un rango comprendido entre 5 y 30 kPa. Por otro lado, Gorman (1971) encontró que, para suelos con contenidos de agua muy bajos (menos de 30%), la influencia de la velocidad de deformación es mínima siempre y cuando la presión de poro en la base se mantenga por debajo del 50% del esfuerzo aplicado.

De lo anterior, se puede ver que el exceso de presión de poro adecuado para realizar una prueba a gradiente controlado depende en gran medida de las propiedades índice de los materiales y del grado de consolidación del suelo.

Desafortunadamente las condiciones bajo las que se realizan las pruebas CGT no son representativas de lo que ocurre en el campo, sin embargo, numerosas investigaciones han demostrado que los parámetros de compresibilidad obtenidos en arcillas inalteradas en este tipo de pruebas son muy parecidos a los de una prueba tradicional (Lowe, 1969; Gorman, 1971), además, también se ha observado que el tiempo de duración en una prueba CGT y una CRS son aproximadamente iguales (Lowe, 1969).

##### Fricción del anillo

Como se mencionó en el capítulo anterior, la fricción que se genera entre la muestra de suelo y el anillo de consolidación, reduce ligeramente el valor del esfuerzo vertical aplicado, de esta manera el esfuerzo real aplicado será:

$$\sigma_v = \lambda \sigma_v \quad (4.1)$$

Donde  $\lambda$  es un coeficiente de fricción cuyo rango se encuentra entre 0.95 y 0.90 para anillos metálicos engrasados y no engrasados respectivamente.

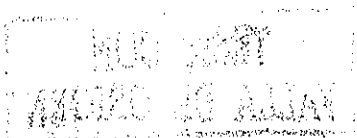
##### Impedancia del flujo en la frontera

Si la piedra porosa que se encuentra en la parte inferior de la muestra se llegara a tapar las lecturas del exceso de presión de poro no corresponderían a las reales y ocasionaría datos erróneos en la prueba. Lo anterior se puede evitar hirviendo las piedras porosas antes de cada ensaye y colocando un disco de papel filtro (Whatman num 54) entre la piedra porosa y el suelo.

Otros factores que influyen en la prueba y que se describieron en el capítulo anterior son: la alteración de la muestra y la temperatura

#### 4.2 TEORIAS PARA LA INTREPRETACIÓN DE RESULTADOS

A continuación se describirán brevemente algunas de las teorías más conocidas para interpretar las pruebas a gradiente controlado.



### 4.2.1 Teoría de Lowe, Jonas y Obrician

Las hipótesis en las que se basaron Lowe, et al (1969) para obtener la ecuación de consolidación son muy similares a las propuestas por Terzaghi:

- El suelo está totalmente saturado.
- Las partículas sólidas del suelo y el agua son incompresibles.
- El flujo de agua se rige por la ley de Darcy y se presenta en una sola dirección.
- Durante el proceso de consolidación no existen variaciones de temperatura.
- La compresión del suelo es unidireccional y se presenta por la aplicación de una sobrecarga que actúa en esa dirección.
- El fenómeno se considera únicamente como un proceso hidrodinámico.
- El coeficiente de compresibilidad,  $a_v$ , se considera constante para un cierto intervalo de carga.
- El peso del espécimen es despreciable en comparación con el esfuerzo total aplicado.

Tomando como referencia el siguiente elemento diferencial de suelo al que entra un flujo de agua y cuyo gasto de entrada es igual al cambio de volumen del esqueleto del suelo, se tiene que

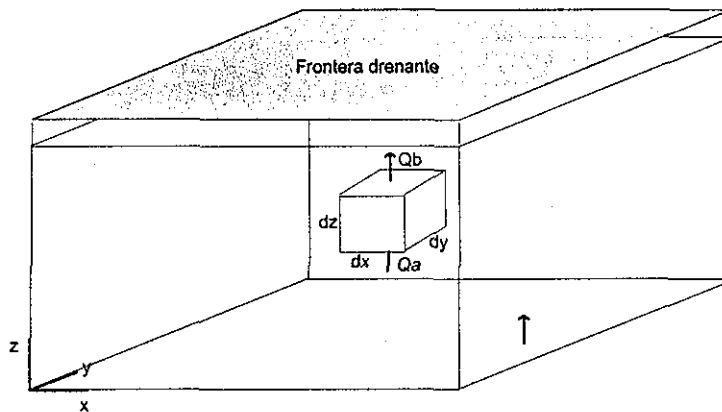


Fig 4.2 Elemento diferencial de suelo con dimensiones  $dx$ ,  $dy$  y  $dz$

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{\partial e}{\partial t} dx dy dz \quad (4.2)$$

Donde:

$k$  es el coeficiente de permeabilidad;  $\gamma_w$  peso volumétrico del agua;  $u$  exceso de presión de poro;  $e_0$  relación de vacíos inicial;  $e$  relación de vacíos y  $e = e_0 - a_v(\sigma' - \sigma'_0)$  y;  $t$  tiempo.

Utilizando al coeficiente de compresibilidad  $a_v$  ( $a_v = \partial e / \partial \sigma'$ ), la ecuación se puede reescribir como:

$$\frac{k(1+e_0)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (4.3)$$

Donde:

$\sigma'$  esfuerzo vertical efectivo y  $a_v$  coeficiente de compresibilidad

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Si el coeficiente de consolidación,  $c_v$ , vale:

$$c_v = \frac{k(1+e_0)}{\gamma_w a_v} \quad (4.4)$$

y considerando que  $\sigma' = \sigma - u$ , la ecuación 4.3 puede escribirse como:

$$-c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.5)$$

Donde  $\sigma$  es el esfuerzo vertical total

Al inicio de una prueba CGT se aplica un pequeño esfuerzo vertical a la muestra y se genera un exceso de presión de poro igual al esfuerzo aplicado; este esfuerzo se desarrolla uniformemente a lo largo de la muestra. Cuando se alcanza el exceso de presión de poro seleccionado, ésta se mantiene constante y el esfuerzo se va ajustando continuamente. Para fines prácticos se puede considerar que para un intervalo de tiempo muy pequeño, la deformación es tan pequeña que puede considerarse igual a cero y la distribución del exceso de presión de poro se mantiene constante, por lo que  $\partial u / \partial t = 0$  y la ecuación 4.5 puede escribirse como:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = -c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.6)$$

Como el miembro izquierdo de la ecuación 4.6 es independiente de la profundidad,  $z$ , puede considerarse como una constante:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = A \quad (4.7)$$

La ecuación 4.6 queda:

$$A = -c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.8)$$

despejando se tiene que:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{A}{c_v} \quad (4.9)$$

La ecuación anterior se resuelve haciendo una doble integración con respecto a  $z$  y considerando al coeficiente de consolidación  $c_v$  como una constante

Integrando la ecuación 4.9,  $\int \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \int -\frac{A}{c_v}$ , se tiene que:

$$\frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{A}{c_v} z + B \quad (4.10)$$

Las constantes  $A$  y  $B$  se pueden determinar a partir de las condiciones de frontera de la prueba CGT, de esta manera:

Para  $z = 0$ , no existe flujo, es decir:  $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$ , por lo que  $B = 0$

Integrando la ecuación 4.10 con respecto a  $z$ ,  $\int \frac{\partial u}{\partial z} dz = -\int \frac{A}{c_v} z dz$ , se tiene:

$$u = -\frac{A}{c_v} z^2 + C \quad (4.11)$$

Aplicando las condiciones de frontera:

a)  $z = 0 \Rightarrow u = \Delta u$  (exceso de presión de poro en la base) se tiene que:  $C = \Delta u$

b)  $z = H \Rightarrow u = 0$  se tiene que:  $A = -\frac{2c_v \Delta u}{H^2}$

Sustituyendo  $A$  y  $B$  en la ecuación 4.11 y reordenado se tiene.

$$u = \Delta u \left( 1 - \frac{z^2}{H^2} \right) \quad (4.12)$$

La ecuación anterior proporciona una distribución parabólica del exceso de presión de poro cuya forma es independiente del tiempo y permanece constante durante toda la prueba excepto al inicio y al final de la prueba cuando la distribución de presión de poro se establece y se disipa.

La parábola descrita por la ecuación 4.12 se aproxima a la distribución de la presión de poro propuesta por Terzaghi para un factor tiempo  $T = 0.08$  en una prueba tradicional, tal como se muestra en la Fig 4.3

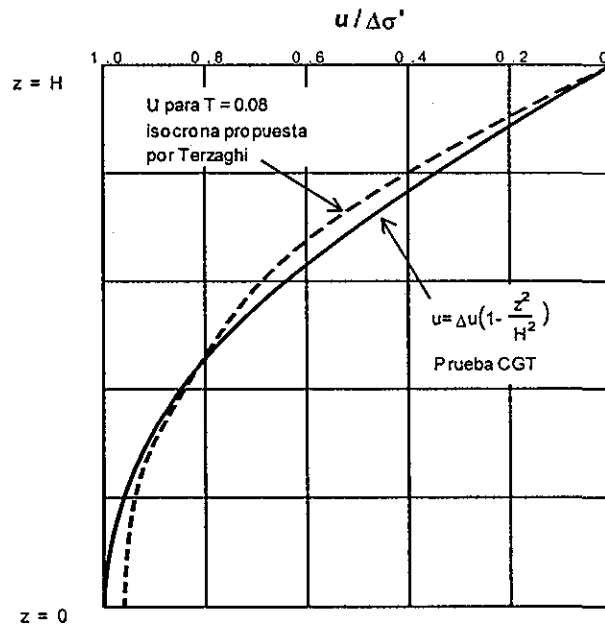


Fig 4.3 Comparación de la distribución de presión de poro en una prueba CGT, con la isocrona correspondiente a  $T = 0.08$  de acuerdo a la Teoría de Terzaghi.



De la ecuación 4.7 y del valor obtenido de la constante  $A$  se puede calcular fácilmente el coeficiente de consolidación,  $c_v$ , de tal forma que:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \frac{2c_v \Delta u}{H^2} \quad (4.13)$$

Despejando  $c_v$  se tiene:

$$c_v = \frac{H^2}{2\Delta u} \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad (4.14)$$

Donde:

$c_v$  coeficiente de consolidación,  $\partial \sigma / \partial t$  variación del esfuerzo total con respecto al tiempo,  $H$  espesor del espécimen y  $\Delta u$  exceso de presión de poro en la base.

El coeficiente de consolidación para el periodo en el que se esta formando la distribución parabólica se designa como  $c_{vi}$  y para el periodo de disipación de la presión de poro es  $c_{vd}$ . Los valores de esos dos coeficientes pueden ser consistentes con los coeficientes de compresibilidad, así como con la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad.

Una vez conocido el coeficiente de consolidación se puede calcular el coeficiente de permeabilidad con la ecuación básica propuesta por Terzaghi, por lo que:

$$k_v = \frac{c_v \gamma_w a_v}{1+e} \quad (4.15)$$

Donde:

$k_v$  coeficiente de permeabilidad;  $\gamma_w$  peso específico del agua;  $e$  relación de vacíos inicial y  $a_v$  coeficiente de compresibilidad.

#### 4.2.2 Teoría de Janbu

Como ya se indicó en el capítulo anterior, Janbu, et al (1981) desarrollaron una teoría general para interpretar los resultados de cualquier prueba de consolidación a carga controlada.

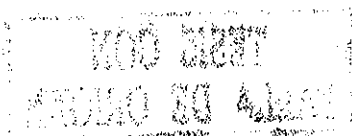
A partir de los resultados proporcionados por la prueba misma, se calcula: el modulo tangente,  $M$ ; el coeficiente de permeabilidad,  $k$  y; el coeficiente de consolidación,  $c_v$ ; por medio de las siguientes ecuaciones:

$$M = \frac{d\bar{\sigma}'}{d\varepsilon} = \alpha_m \frac{qH}{\delta} \quad (4.16)$$

$$k = \alpha_k \frac{\gamma_w H \delta}{2u_b} \quad (4.17)$$

$$c_v = \alpha_c \frac{qH^2}{2u_b} \quad (4.18)$$

$$q = \frac{dq}{dt}, \quad \delta = \frac{d\delta}{dt}, \quad u_b = \frac{du_b}{dt} \quad (4.19)$$



Donde:  $\sigma'$  esfuerzo vertical efectivo;  $\varepsilon$  deformación unitaria;  $H$  altura inicial de la muestra;  $q$  carga vertical aplicada al espécimen;  $\delta$  desplazamiento axial;  $\gamma_w$  peso volumétrico del agua;  $u_b$  presión de poro en la base de la muestra;  $t$  tiempo y;  $\alpha_m, \alpha_k, \alpha_c$  son coeficientes adimensionales que están en función de  $\lambda$ :

$$\alpha_M = 1 - \lambda \int_0^1 f(\xi, \lambda) d\xi = \frac{\tanh a}{a} \quad (4.20)$$

$$\alpha_k = -\frac{2}{f'(1, \lambda)} = \frac{2(\cosh a - 1)}{\operatorname{asenha}} \quad (4.21)$$

$$\alpha_M = \alpha_M \alpha_k = \frac{2(\cosh a - 1)}{a^2 \cosh a} \quad (4.22)$$

$$\lambda = \frac{u_b}{q} \quad (4.23)$$

y

$$\cosh a = \frac{1}{(1 - \lambda)} \quad (4.24)$$

En una prueba de carga continua el valor de  $\lambda$  permanece constante y el rango de valores que puede adquirir es de 0 a 1;  $\lambda = 1$  indica condiciones libres de drenaje y  $\lambda = 0$  representa condiciones sin drenaje.

### 4.3 RESULTADOS DE LABORATORIO

Los ensayos CGT se realizaron con el suelo extraído de la lumbrera 21, durante los trabajos de subexcavación que se llevaron a cabo en la Catedral Metropolitana, mediante tubos de pared delgada tipo shelby. Al igual que las muestras para realizar los ensayos CRS, el material se almacenó en el cuarto húmedo hasta el momento de emplearse y el suelo producto del labrado se utilizó para determinar sus propiedades índice. En la tabla 4.1 se resumen las propiedades índice, antes y después de la prueba, de las muestras ensayadas así como la profundidad a las que fueron extraídas.

TABLA 4.1 CONDICIONES INICIALES Y FINALES DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS

PRUEBA	$\Delta U_b$ (kPa)	SONDEO	PROF. (m)	Antes de la prueba							Después de la prueba			
				$W_i$ (g)	$w_i$ (%)	LL (%)	LP (%)	$S_s$	$e_i$	$G(w)$ (%)	$W_f$ (g)	$w_f$ (%)	$e_f$	$\sigma'_c$ (kPa)
ILT-CGT	-	L-21	10.40 - 10.60	104.9	136.8	198.7	60.2	2.45	3.41	98.4	83.4	105.3	2.12	285
CGT-2	18.20	L-21	10.20 - 10.40	106.5	137.4	199	53.2	2.49	3.42	100	87.6	97.2	2.21	300
CGT-3	40.00	L-21	10.40 - 10.60	107.3	140.3	202.9	51.8	2.48	3.43	100	79.1	75.7	1.72	345
CGT-5	5.50	L-21	9.20 - 9.40	105.7	133.7	194	55	2.49	3.39	98.3	86.3	89.3	2.01	255
CGT-6	60.80	L-21	9.20 - 9.40	107.6	138.8	200.9	52.5	2.5	3.42	100	83	79.6	1.87	402
CGT-7	91.20	L-21	9.40 - 9.60	107.1	140	199.8	52.9	2.49	3.45	100	83.3	78.3	1.92	490

Donde:  $W_i$ = peso inicial de la probeta;  $w_i$ = contenido de agua inicial; LL= límite líquido; LP= límite plástico;  $S_s$ = densidad de sólidos ;  $e_i$ = relación de vacíos inicial;  $G(w)$  = grado de saturación;  $W_f$ = peso final de la probeta;  $w_f$ = contenido de agua final;  $e_f$ = relación de vacíos al final de la prueba;  $\sigma'_c$ = esfuerzo crítico.

Como se aprecia en la tabla anterior las propiedades índice iniciales de los materiales son muy semejantes, lo cual refleja la importancia del muestreo inclinado con el que es posible obtener muestras de un mismo estrato y cuyo comportamiento puede ser comparable.

Los datos que arroja la prueba de manera continua son: la carga, la deformación axial; la contrapresión, el exceso de presión de poro en la base y el tiempo. Dichos valores se presentan de





manera gráfica mediante curvas de compresibilidad ( $e$  vs  $\log \sigma'_v$ ), módulo de deformación volumétrica contra esfuerzo efectivo ( $m_v$  vs  $\log \sigma'_v$ ), coeficiente de permeabilidad contra esfuerzo efectivo ( $k_v$  vs  $\log \sigma'_v$ ) y coeficiente de consolidación contra esfuerzo efectivo ( $c_v$  vs  $\log \sigma'_v$ ).

Se realizaron un total de 5 pruebas con diferentes excesos de presión de poro con la finalidad de estudiar la influencia de ésta sobre los parámetros de compresibilidad y hacer una comparación entre las dos teorías aquí presentadas, Lowe, et al. (1969) y Janbu, et al (1981).

#### 4.3.1 Curvas de compresibilidad $e$ vs $\log \sigma'_v$

Antes de iniciar la prueba de consolidación, las probetas se saturaron a volumen constante, durante 24 hrs, aplicando una contrapresión de 148 kPa. Para verificar el grado de saturación se aplicó una ligera carga al espécimen y se registró el exceso de presión de poro generado; si el cociente entre la presión de poro generada y la carga aplicada es superior a 0.98 la probeta se considera saturada (ver tabla 1); es decir:

$$B = \frac{\Delta u_b}{\Delta \sigma_v} \geq 0.98 \quad (4.25)$$

En realidad las pruebas CGT se asemejan en mucho a las pruebas convencionales de consolidación, ya que una vez que se ha alcanzado el exceso de presión de poro seleccionado, el esfuerzo se aplica en pequeños incrementos, generando presiones de poro adicionales que se disipan en poco tiempo. De acuerdo con lo anterior un instante después de que se ha aplicado la carga, la presión de poro aumenta y el esfuerzo vertical efectivo disminuye; a medida que la presión de poro disminuye, el esfuerzo vertical efectivo se incrementa. Lo anterior se ilustra en la gráficas de las figs 4.4 y 4.5, en donde se muestra la variación del esfuerzo efectivo durante la prueba así como las variaciones que tiene el exceso de presión de poro mantenido en la base, considerando todos los datos arrojados en una prueba CGT.

Al igual que en los ensayos CRS, las pruebas CGT se llevaron cabo bajo un ciclo de carga y descarga y como los datos arrojados por cada prueba eran demasiados, se procedió a realizar un burbujeo para la presentación de los resultados, seleccionando los valores medios del esfuerzo vertical efectivo.

Las curvas de compresibilidad se muestran en las figs 4.6 a la 4.11 para los ensayos ILT-CGT, CGT- 2, CGT-3, CGT-5, CGT-6 y CGT-7 respectivamente, en todas ellas se puede apreciar una curva continua en la que se define claramente el punto en el que el material comienza a sufrir deformaciones plásticas y a modificar su estructura.

La relación de vacíos se cálculo tomado en cuenta la deformación axial y las propiedades índice iniciales del suelo mediante la siguiente ecuación:

$$e = e_i - \left[ \frac{A(H_i - \Delta H)(w_i + 1)S_s \gamma_w}{W_{mi}} - I \right] \quad (4.26)$$

Donde

$e$  relación de vacíos para un tiempo,  $t$ ;  $e_i$  relación de vacíos inicial;  $H_i$  altura inicial de la muestra;  $\Delta H$  desplazamiento axial;  $w_i$  contenido de agua inicial;  $S_s$  densidad de sólidos;  $\gamma_w$  peso volumétrico del agua y  $W_{mi}$  peso inicial de la probeta.

El esfuerzo vertical efectivo medio,  $\sigma'_{vm}$ , se calculó considerando una distribución parabólica del exceso de presión de poro mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{vm} = \sigma_v - \alpha u_b \quad (4.27)$$

Donde:

$\sigma_v$ , esfuerzo vertical aplicado;  $u_b$ , presión de poro en la base (constante) y  $\alpha$  cociente que indica la relación entre la presión de poro media y la presión de poro en la base cuyo valor es de 2/3.

El esfuerzo crítico obtenido en cada uno de los ensayos fueron de: 285, 255, 300, 345, 402 y 490 kPa para los ensayos ILT-CGT, CGT-5, CGT-2, CGT-3, CGT-6 y CGT-7 respectivamente. (ver tabla 4.1)

#### 4.3.2 Curvas $m_v$ vs $\log \sigma'_v$

El módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , se determinó a partir de las curvas de compresibilidad trazadas en escala aritmética, por medio de la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} = \frac{\Delta e / \Delta \sigma'_v}{1+e} \quad (4.28)$$

Donde:

$a_v$ , coeficiente de compresibilidad y  $1+e$  volumen inicial de la muestra.

Las curvas obtenidas en cada ensayo se muestran en las figs 4.12 a la 4.17 para pruebas ILT-CGT, CGT-2, CGT-3, CGT-5, CGT-6 y CGT-7 respectivamente. En cada una de estas curvas se aprecia como el valor del módulo de compresibilidad,  $m_v$ , alcanza un valor máximo una vez que se ha alcanzado el esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$ .

#### 4.3.3 Curvas $c_v$ vs $\log \sigma'_v$

El coeficiente de consolidación,  $c_v$ , se determinó a partir de las teorías de Lowe (1969) y Janbu (1981) por medio de las ecuaciones 4.14 y 4.18 respectivamente. Como se puede observar en las figs 4.18, 4.19, 4.20, 4.21, 4.22 y 4.23, los valores de  $c_v$  calculados con ambas teorías son muy semejantes, excepto al inicio de la prueba, cuando las condiciones de la prueba aún no se han establecido. En cuanto a la prueba ILT-CGT, el coeficiente de consolidación,  $c_v$ , se calculó por el método de Terzaghi.

#### 4.3.4 Curvas $k_v$ vs $\log \sigma'_v$

El valor del coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , se obtuvo mediante las ecuaciones 4.15 y 4.17, para las pruebas CGT, mientras que para la prueba ILT se aplicó la teoría clásica de Terzaghi. En las figs 4.24, 4.25, 4.26, 4.27, 4.28 y 4.29 se muestran dichas curvas para cada uno de los ensayos, en las que se puede ver, de manera general, que el valor de  $k_v$  decrece de una manera más o menos uniforme conforme aumenta el esfuerzo vertical efectivo. Vale la pena mencionar que los valores arrojados por las teorías aquí presentadas son muy semejantes una vez que se ha alcanzado el exceso de presión de poro seleccionado.

## 4.4 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

### 4.4.1 Presión de poro en la base, $u_b$

En la gráfica de la fig 4.30 se observa el comportamiento de la presión de poro en la base de la muestra en función del esfuerzo vertical efectivo, en ella se puede apreciar como al inicio de la prueba la presión de poro se incrementa continuamente hasta alcanzar el valor seleccionado y de ahí se mantiene más o menos constante durante toda la prueba, excepto en la descarga donde se registraron valores negativos.

Vale la pena mencionar que entre más grande sea la presión de poro en la base de la muestra, mayores serán las fluctuaciones que ésta presente una vez que se alcance dicho valor. Lo anterior se aprecia en la gráfica de la fig 4.30, ensaye CGT-7, el cual se realizó con un exceso de presión de poro superior al de los demás.

El exceso de presión de poro, representado mediante el cociente  $u_b/\sigma'_v$ , alcanza un valor máximo justo en el momento cuando se llega a la presión de poro predeterminada y a partir de ese punto disminuye de manera asintótica tal como se muestra en la grafica de la fig 4.31 en la que se traza  $u_b/\sigma'_v$  vs  $\sigma'_v$  para todos los ensayos. Cabe indicar, que en todas las pruebas el exceso de presión de poro máximo registrado fue inferior al 25% del esfuerzo efectivo.

### 4.4.2 Velocidad de desplazamiento, $r$

La velocidad de desplazamiento a la cual se llevaron a cabo los ensayos CGT, se encuentran dentro del intervalo de velocidades aplicadas en las pruebas a velocidad de deformación controlada, CRS, con la diferencia de en los ensayos CGT la velocidad desplazamiento,  $r$ , disminuye conforme se incrementa el esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ . (fig 4.32).

Es sabido que al incrementar la presión de poro en la base de la muestra, la velocidad de desplazamiento también se incrementa. En la gráfica de la figura anterior se puede ver como una vez que se alcanza el esfuerzo crítico, el efecto de la presión de poro sobre la velocidad de desplazamiento es más notable; de esta manera, el ensaye CGT-7 se realizó a una velocidad de compresión mayor con relación a las demás y el ensaye GGT-5 presentó la velocidad de compresión más baja.

### 4.4.3 Variación del esfuerzo crítico, $\sigma'_c$

En la gráfica de la fig 4.33 se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas para todos los ensayos; es importante notar cómo la relación de vacíos inicial y las propiedades índice de las probetas ensayadas son casi idénticas (ver tabla 4.1); lo anterior refleja la importancia de obtener muestras pertenecientes a un mismo estrato cuyas propiedades índice y mecánicas son muy semejantes.

En la gráfica de la figura anterior, se aprecia cómo al aumentar la presión de poro en la base, la magnitud del esfuerzo crítico aumenta y la curvas de compresibilidad tienden a desplazarse hacia la derecha. El esfuerzo crítico se determinó por el método de Casagrande y para el ensaye realizado con el exceso de presión de poro más alto (CGT-7;  $\Delta u = 91.2$  kPa) resultó ser 71 % mayor que el correspondiente a la prueba tradicional (ILT-CGT), mientras que el ensaye con menor exceso de presión de poro (CGT-5,  $\Delta u = 8.6$  kPa) fue 10% menor. Vale la pena mencionar que, de acuerdo con la figura anterior, cuando la presión de poro es superior a 40 kPa, el esfuerzo crítico se incrementa notablemente y la forma de la rama virgen presenta una ligera curvatura al graficarla en escala semilogarítmica.

Al graficar el índice de liquidez ( $IL$ ) contra el esfuerzo crítico ( $\sigma'_c$ ), fig 4.34, se obtiene una gráfica muy parecida a la de la figura anterior, en la que se observa como las curvas de compresibilidad tienden a desplazarse hacia la derecha conforme se incrementa el exceso de presión de poro en la base.

En la gráfica de la fig 4.35 se presenta el esfuerzo vertical normalizado,  $\sigma'_v/\sigma'_c$ , contra el esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ ; en dicha figura, se aprecia una serie de curvas de forma muy parecida que tienden a desplazarse hacia la derecha conforme se incrementa la presión de poro en la base. Es importante notar como las curvas de los ensayos CGT-5, CGT-2 y CGT-3 son equidistantes y las dos pruebas que se realizaron con una presión de poro superior a 40 kPa (CGT-6 y CT-7), presentan un brinco mayor hacia la derecha con respecto a la distancia de las demás.

De acuerdo con la fig 4.35, es posible establecer una zona de valores en la que se pueda encasillar cualquier curva de compresibilidad obtenida para el suelo de la Catedral Metropolitana en una prueba tradicional, ILT, cuyo límite superior esta representado por la prueba cuyo gradiente fue de 40 kPa (CGT-3) y el limite inferior representado por el ensaye realizado a 8.6 kPa (CGT-5), es importante notar que la prueba que más se ajusta a la prueba tradicional es el ensaye CGT-2 en el que se mantuvo un exceso presión de poro de aproximadamente 20 kPa. De acuerdo con lo anterior, se puede decir que para que los datos arrojados en una prueba a gradiente controlado sean parecidos a los de una prueba convencional, es necesario que la presión de poro en la base se mantenga un rango de 10 a 40 kPa, lo cual es congruente con las recomendaciones hechas por Lowe (1969).

La relación que existe entre la presión de poro en la base de la muestra,  $u_b$ , y el esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$ , se puede representar mediante una curva exponencial de la forma:

$$\sigma'_c = d e^c \quad (4.29)$$

Donde:  $d$  y  $c$  son constantes, que en el caso de esta investigación están en función del índice plástico y del índice de liquidez.

Exclusivamente para el suelo ensayado en esta investigación las constantes  $d$  y  $c$  se pueden representar mediante las siguientes expresiones:

$$d = IP / IL \quad (4.30)$$

y

$$c = u_b / IL \quad (4.31)$$

Donde:  $IP$  es el índice de plasticidad; y  $IL$  el índice de liquidez.

Sustituyendo  $d$  y  $c$  en la ecuación 4.29 se tiene que:

$$\sigma'_c = \frac{IP}{IL} e^{u_b/IL} \quad (4.32)$$

Despejando la presión de poro,  $u_b$ , de la ecuación anterior:

$$u_b = IP \ln \left( \frac{IL}{IP} \sigma'_c \right) \quad (4.33)$$

La ecuación anterior permite estimar de una manera simple la presión de poro adecuada para un ensaye CGT, a partir de las propiedades índice del suelo y del esfuerzo crítico obtenido en una prueba tradicional. Tomando en cuenta el esfuerzo crítico obtenido en el ensaye ILT-CGT y las propiedades índice del suelo utilizado, se tiene:

$$\begin{aligned} IP &= 138.5\% \\ IL &= 0.553 \\ \sigma'_c &= 285 \text{ kPa} \end{aligned}$$

sustituyendo estos valores en la ecuación 4.33 se obtiene la presión de poro en la base:

$$u_b = 17.9 \text{ kPa}$$

cuyo valor se encuentra en el intervalo de excesos de presión de poro recomendado por Lowe (1969).

De acuerdo con los resultados obtenidos y a la ecuación 4.33 se concluye que para el suelo de la Catedral Metropolitana, la presión de poro máxima para que los resultados de una prueba CGT puedan ser comparables con los de una tradicional, deberá ser menor a 40 kPa. Por otra parte, en caso de no contar con una prueba convencional previa, el esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$ , se supondrá igual al esfuerzo vertical en campo determinado como:

$$\sigma'_c = \gamma' z \quad (4.34)$$

Donde:  $\gamma'$  es el peso volumétrico efectivo del suelo y  $z$  profundidad a la que se extrajo la muestra de suelo.

En la fig 4.36 se trazan los esfuerzos críticos obtenidos en las pruebas CGT y la curva descrita por la ecuación 4.33, en ella se puede observar como dichos puntos se ajustan muy bien a la curva propuesta.

#### 4.4.4 Comportamiento del módulo de compresibilidad volumétrica, $m_v$

En la gráfica de la fig 4.37 se muestra el comportamiento del módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , en función del esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ , para todos los ensayes. En dicha gráfica se aprecia como al aumentar la presión de poro en la base de la muestra el módulo de compresibilidad volumétrica máximo,  $m_{v,máx}$ , alcanzado en cada una de las pruebas disminuye. Es importante notar como todos los módulos de compresibilidad máximos,  $m_{v,máx}$ , caen en la rama en la que los valores de  $m_v$  decrecen.

Los ensayes CGT-6 y CGT-7, que se realizaron con los excesos de presión de poro más altos, presentan un reducción considerable en cuanto a su compresibilidad se refiere, presentando un "brinco" mayor una vez que la presión de poro sobrepasa los 40 kPa. Lo anterior demuestra como al aumentar la presión de poro en la base de la muestra, la velocidad de deformación también aumenta y por tanto la compresibilidad del suelo disminuye (Hamilton y Crawford, 1959; Salfors, 1975; Mesri y Choi, 1979; Leroueil et al, 1983; Mesri y Choi, 1984).

Al graficar el módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , contra el índice de liquidez,  $IL$ , (fig 4.38) se observa el mismo comportamiento descrito anteriormente con la diferencia de que en esta

gráfica se ve como el valor del módulo de compresibilidad volumétrica se vuelve asintótico conforme se incrementa el esfuerzo vertical efectivo. En esta figura es posible marcar una zona de influencia que abarque el intervalo de variación del coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , (ver fig 4.38).

#### 4.4.5 Comportamiento del coeficiente de consolidación, $c_v$

Como se observó en las gráficas de las figs 4.19 a la 4.23 los datos arrojados por las dos teorías aquí presentadas son muy semejantes una vez que se ha llegado al exceso de presión de poro seleccionado. De acuerdo con esto, resulta indistinto usar una u otra teoría para estudiar el comportamiento del coeficiente de consolidación,  $c_v$ . En las curvas de las figs 4.39 y 4.40 se aplicó la teoría de Lowe (1969) para calcular el coeficiente de consolidación,  $c_v$ .

En la fig 4.39, se grafica el coeficiente de consolidación,  $c_v$ , en función del esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$ ; en la que no se aprecia un efecto significativo de la presión de poro en los valores del  $c_v$ . Al graficar el coeficiente de consolidación,  $c_v$ , contra el índice de liquidez,  $IL$ , (ver fig 4.40) es posible establecer una banda estrecha en el que se localicen todos los valores de  $c_v$  obtenidos. Por otro lado, en esta gráfica se puede ver como el coeficiente de consolidación tiende hacia un valor constante en todos los ensayos, de esta manera el valor de  $c_v$  en la rama virgen vale:

$$c_v = 0.0003 \text{ cm}^2/\text{s}$$

#### 4.4.6 Comportamiento del coeficiente de permeabilidad, $k_v$

Para ver el comportamiento del coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , en los ensayos CGT, se empleó la ecuación derivada de la teoría de Lowe, et al (1969). En la gráfica de la fig 4.41, ( $k_v$  vs  $\sigma'_v$ ), se ve que no existe una relación notable de  $k_v$  al variar la presión de poro; sin embargo, todos los ensayos mostraron un comportamiento decreciente de  $k_v$  al aumentar el esfuerzo vertical efectivo.

En la fig 4.42 se grafica el coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , en función del índice de liquidez,  $IL$ , en donde se puede establecer una zona de influencia que encasille a todos los valores de  $k_v$  obtenidos en los ensayos CGT, así mismo se observa como el valor de  $k_v$  en la rama virgen tiende a  $5 \times 10^{-9}$  cm/s.

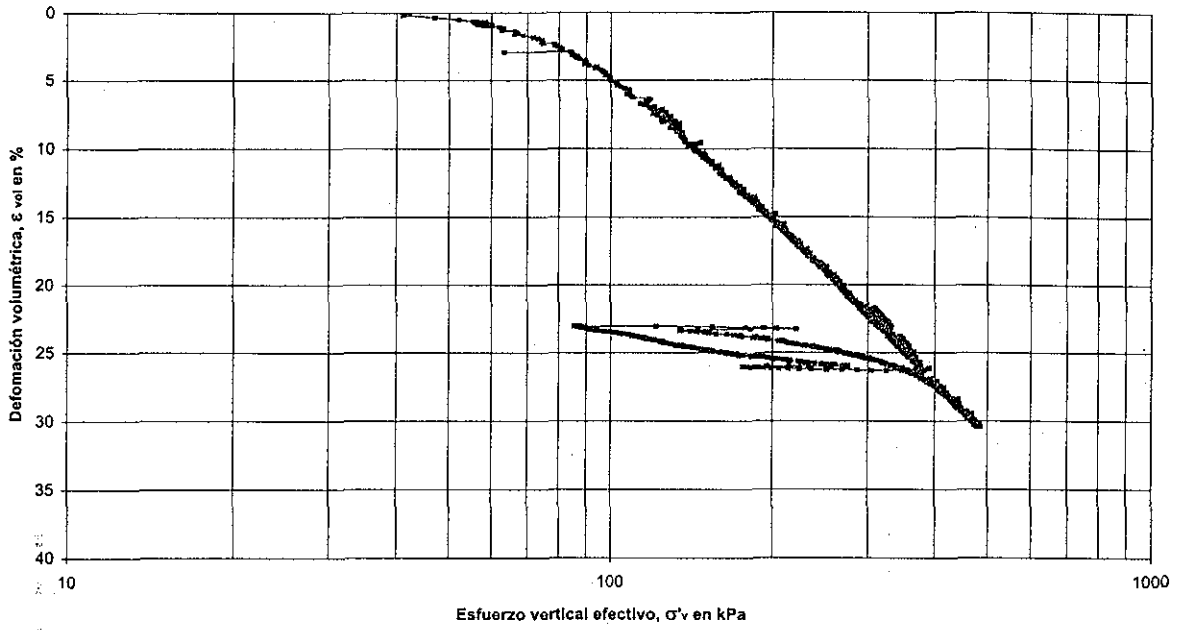


Fig. 4.4 Curva de compresibilidad típica de una prueba a gradiente controlado, CGT

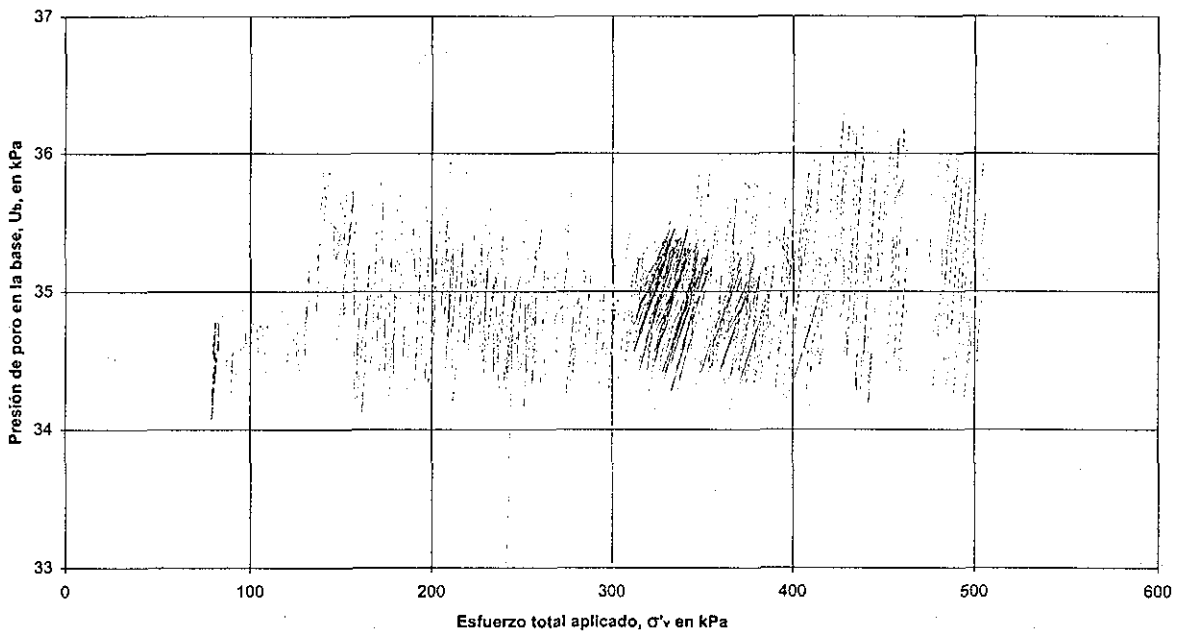


Fig. 4.5 Comportamiento cíclico de la presión de poro en un ensaye CGT

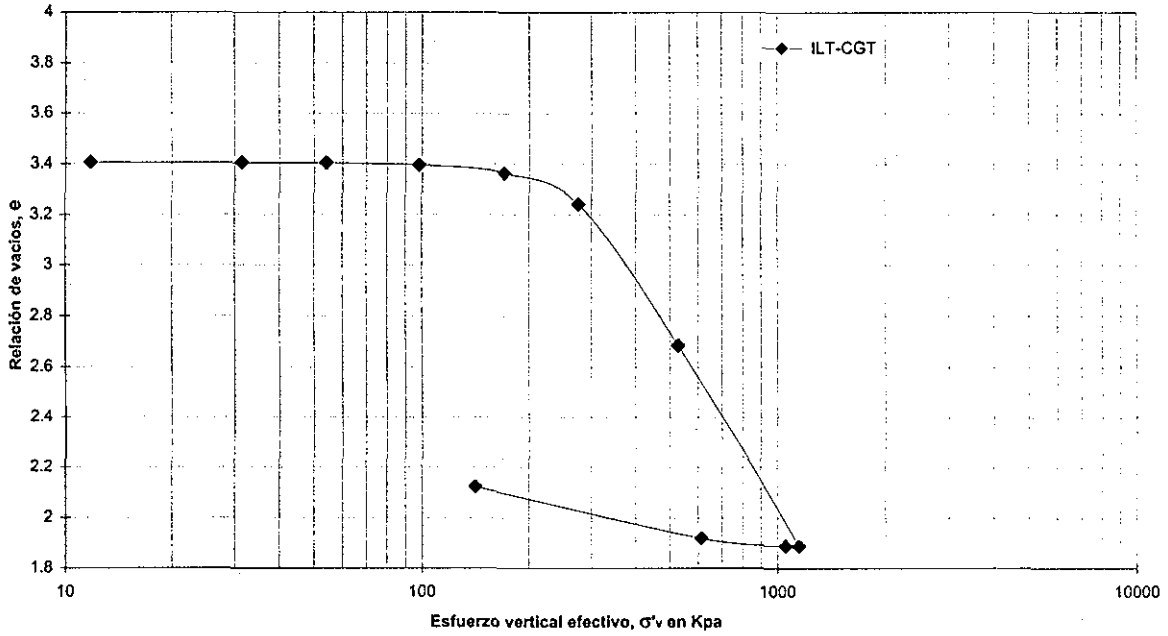


Fig. 4.6 Curva de compresibilidad prueba tradicional ITL-CGT

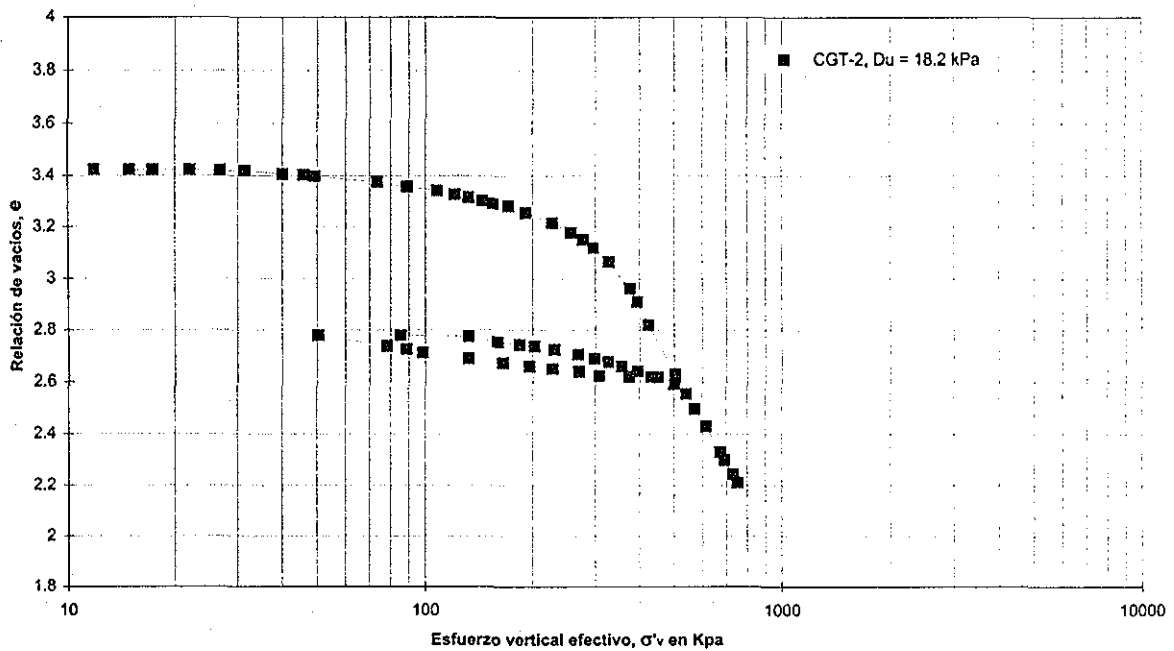


Fig. 4.7 Curva de compresibilidad prueba CGT-2 ( $\Delta u = 18.2$  kPa)



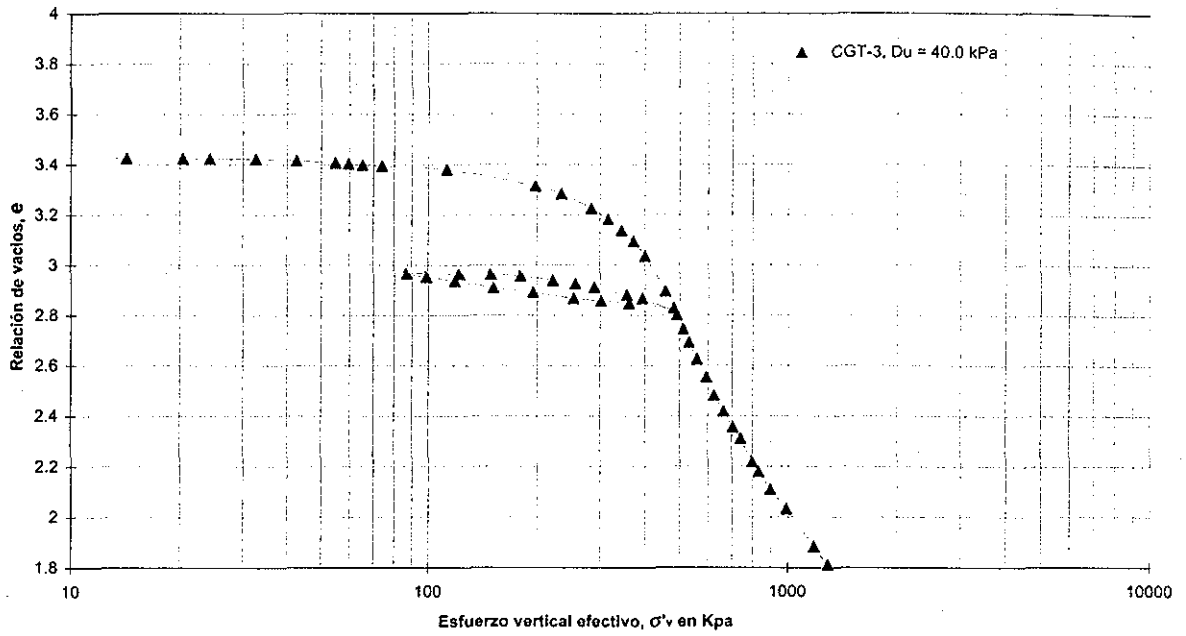


Fig. 4.8 Curva de compresibilidad prueba CGT-3 ( $\Delta u = 40.0$  kPa)

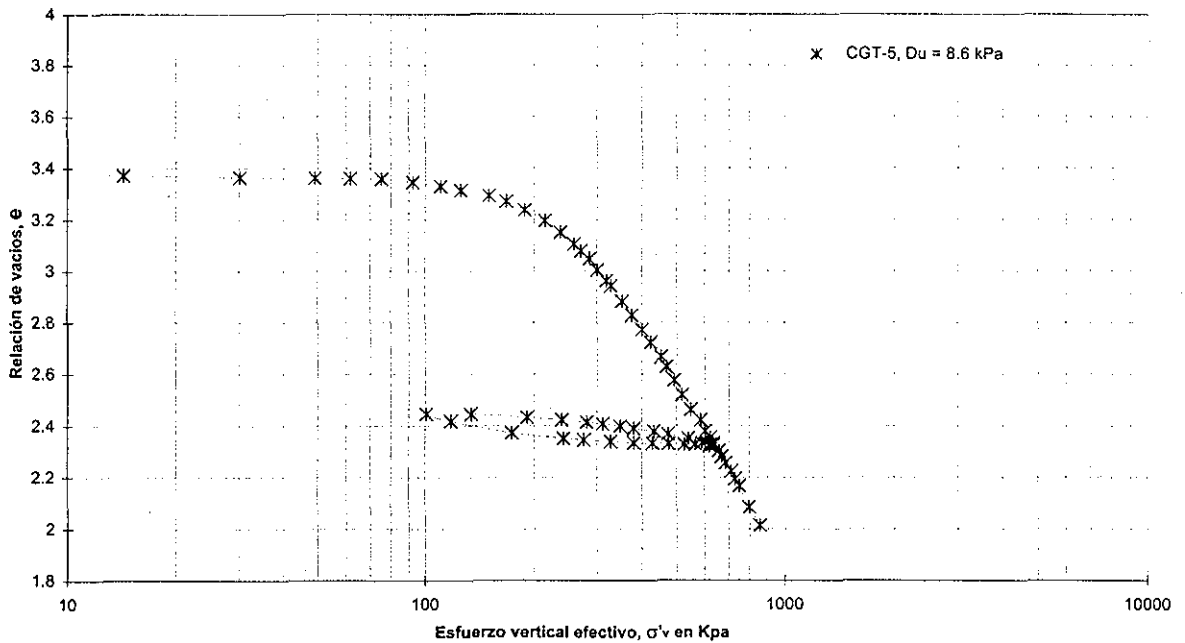


Fig. 4.9 Curva de compresibilidad prueba CGT-5 ( $\Delta u = 8.6$  kPa)



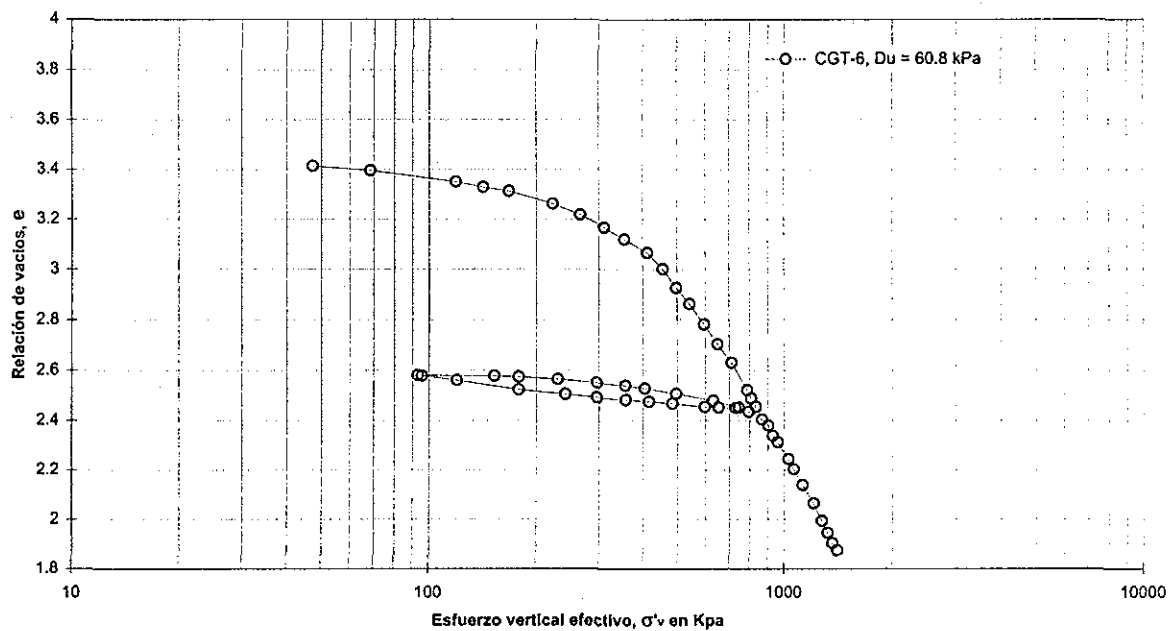


Fig. 4.10 Curva de compresibilidad prueba CGT-6 ( $\Delta u = 60.8 \text{ kPa}$ )

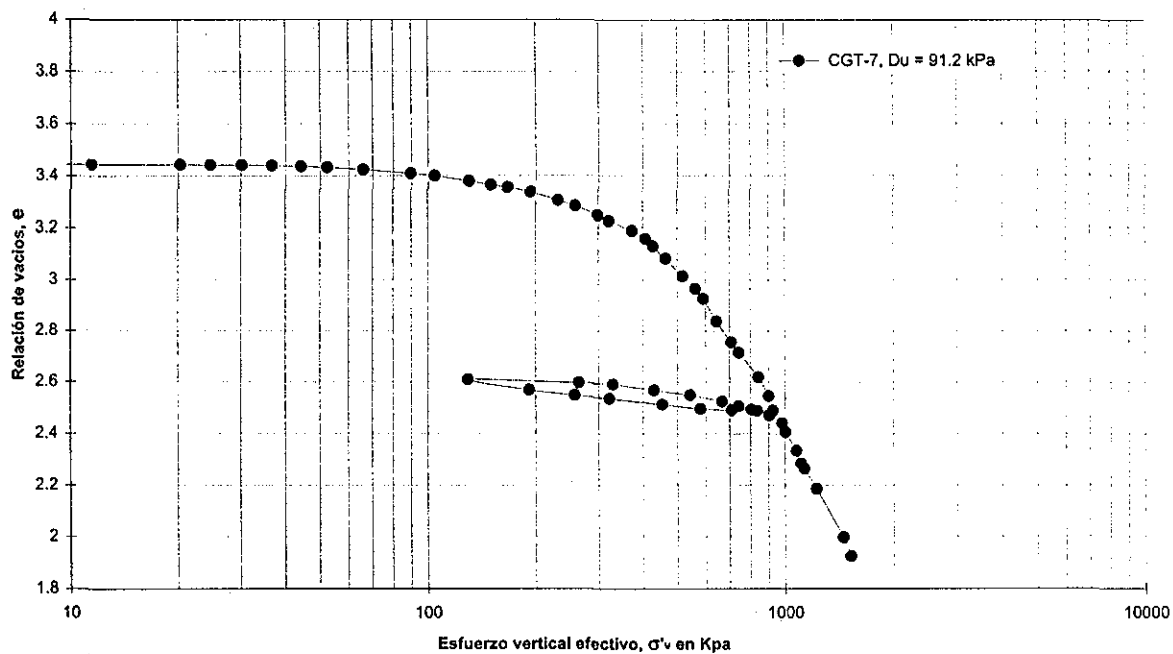


Fig. 4.11 Curva de compresibilidad prueba CGT-7 ( $\Delta u = 91.2 \text{ kPa}$ )

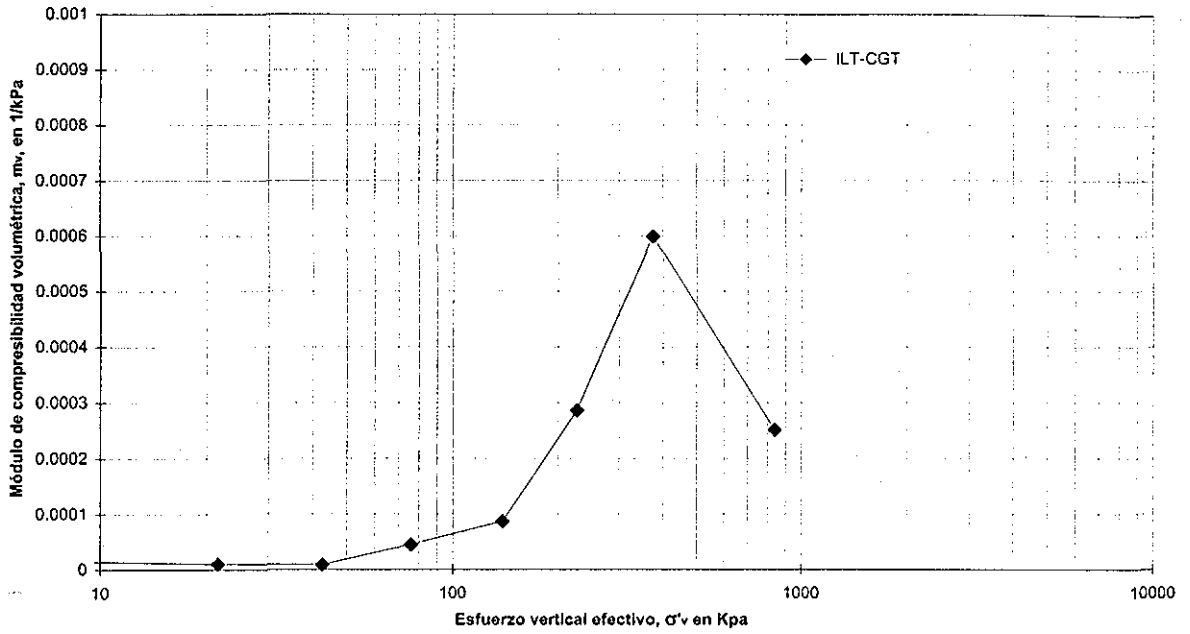


Fig. 4.12 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye tradicional ILT-CGT

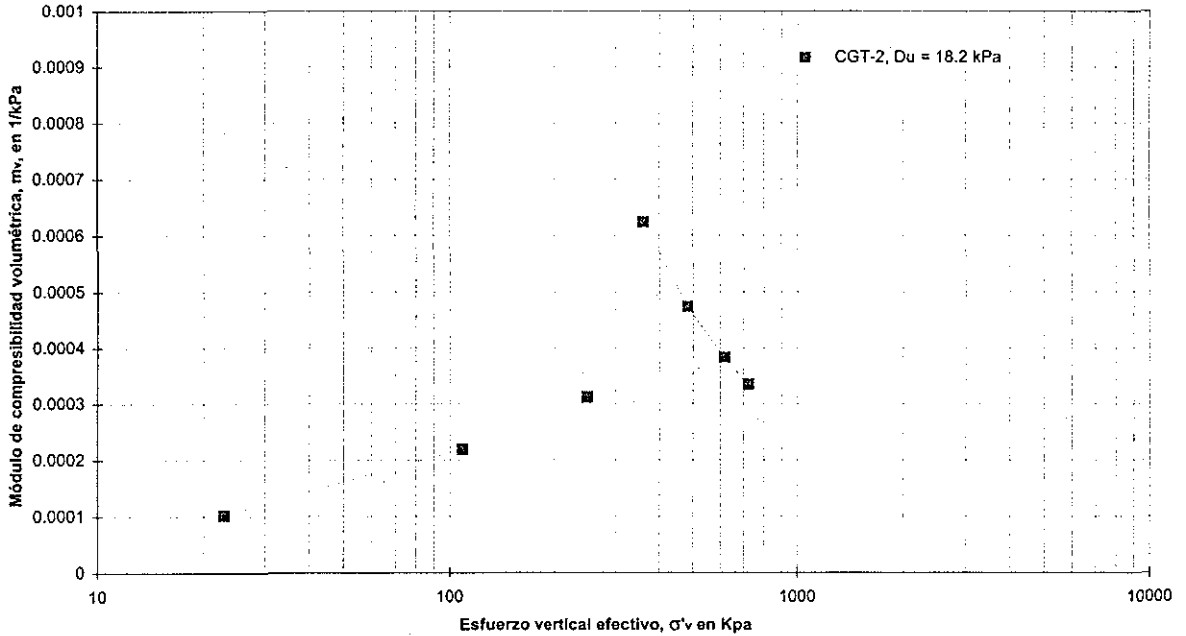


Fig. 4.13 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CGT-2 ( $\Delta u = 18.2$  kPa)

100 2127  
MAY 20 2007

TESIS 0001  
FACULTAD DE INGENIERIA

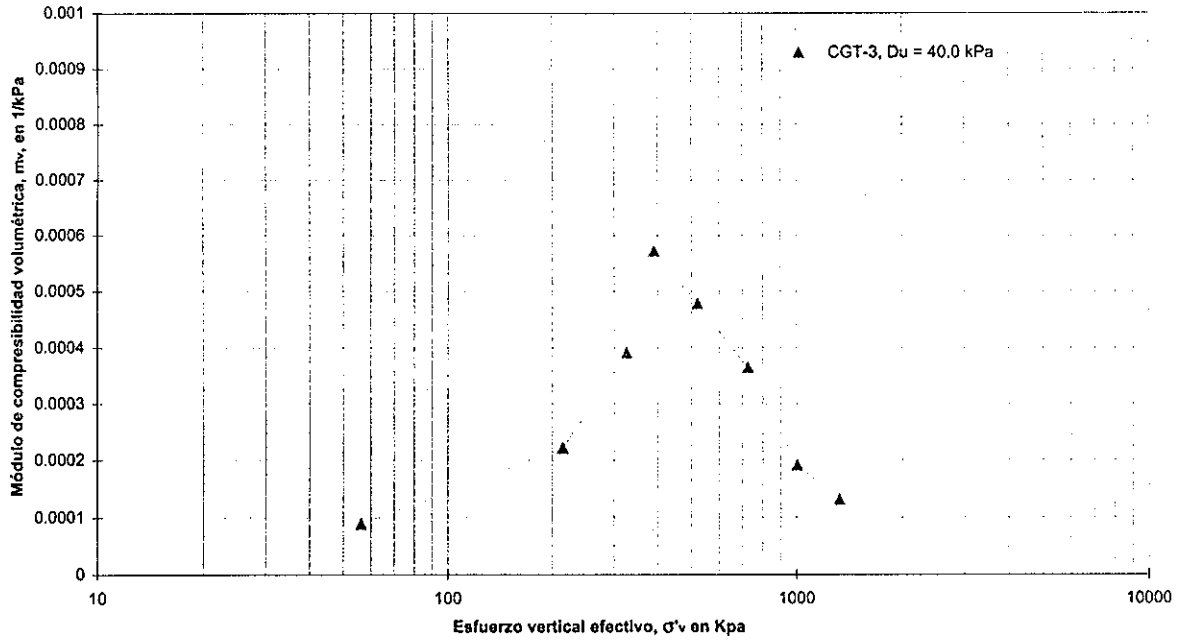


Fig. 4.14 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CGT-3 ( $\Delta u = 40.0 kPa$ )

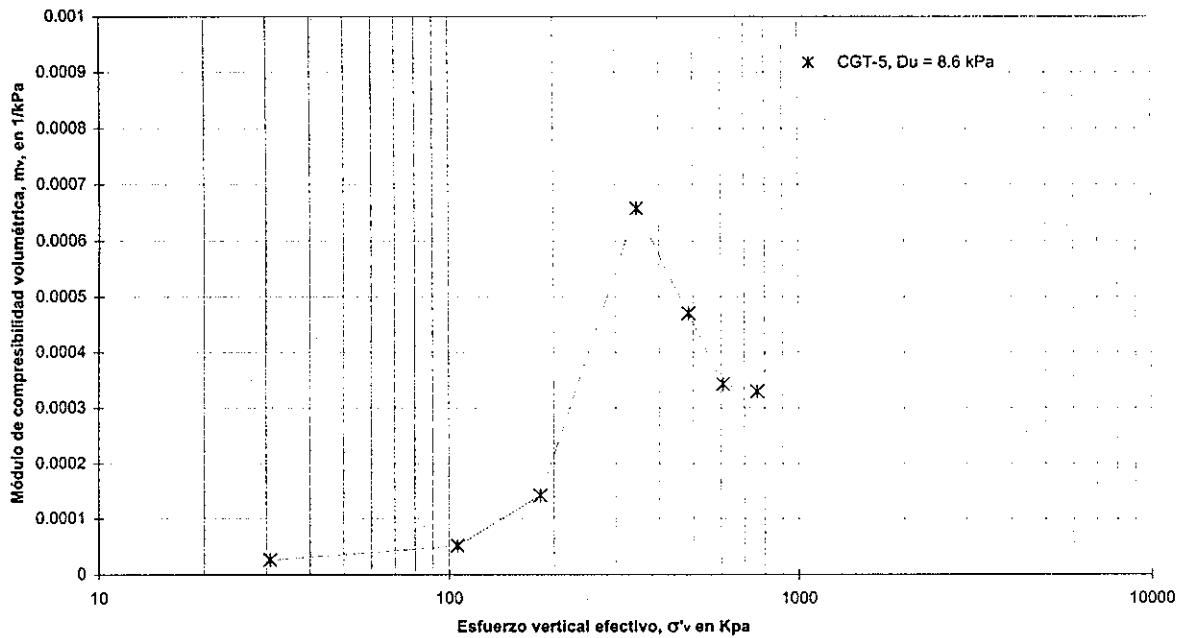


Fig. 4.15 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CGT-5 ( $\Delta u = 8.6 kPa$ )

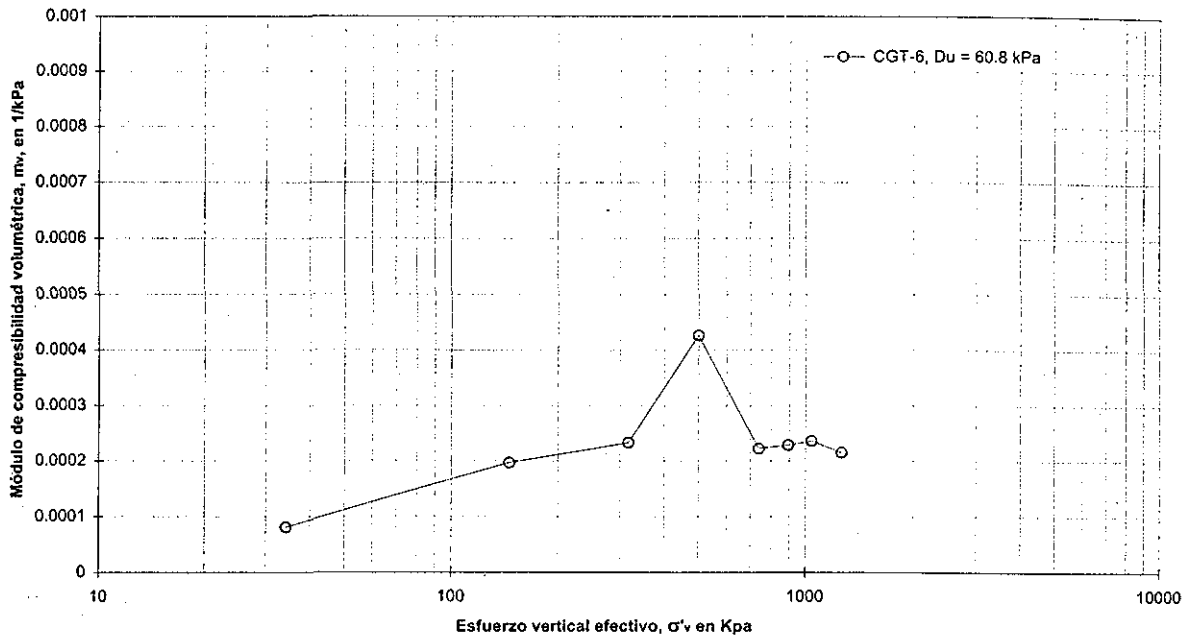


Fig. 4.16 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CGT-6 ( $\Delta u = 60.8$  kPa)

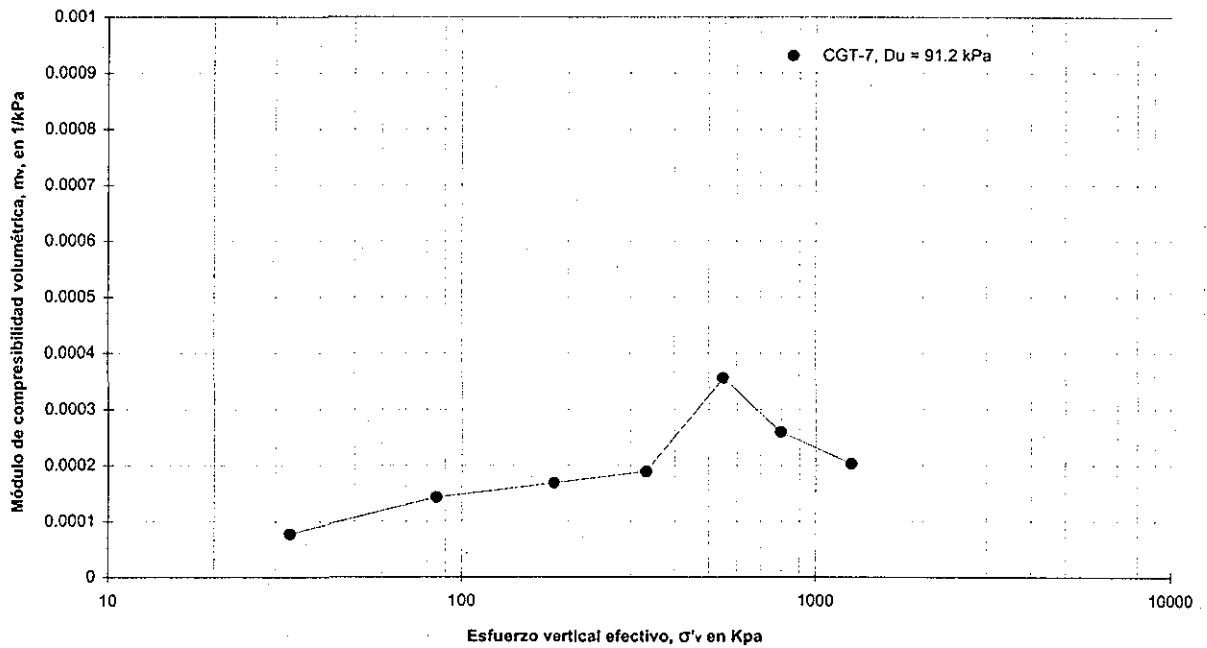


Fig. 4.17 Variación de módulo de compresibilidad,  $m_v$ , ensaye CGT-7 ( $\Delta u = 91.2$  kPa)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

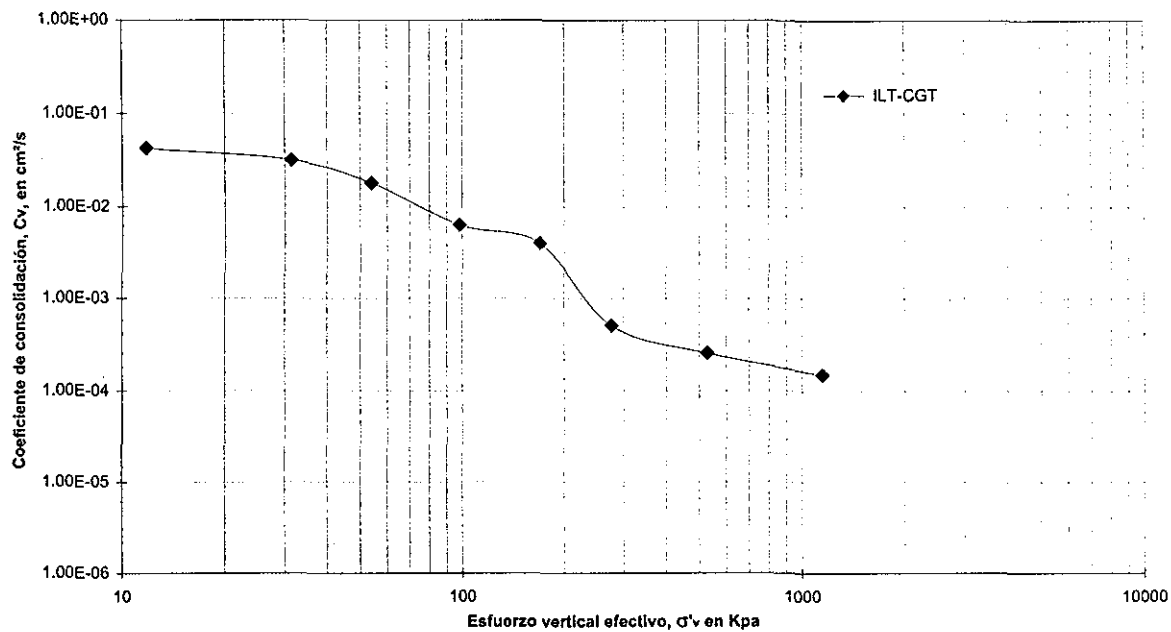


Fig. 4.18 Variación del coeficiente de consolidación,  $c_v$ , ensaye ILT-CGT

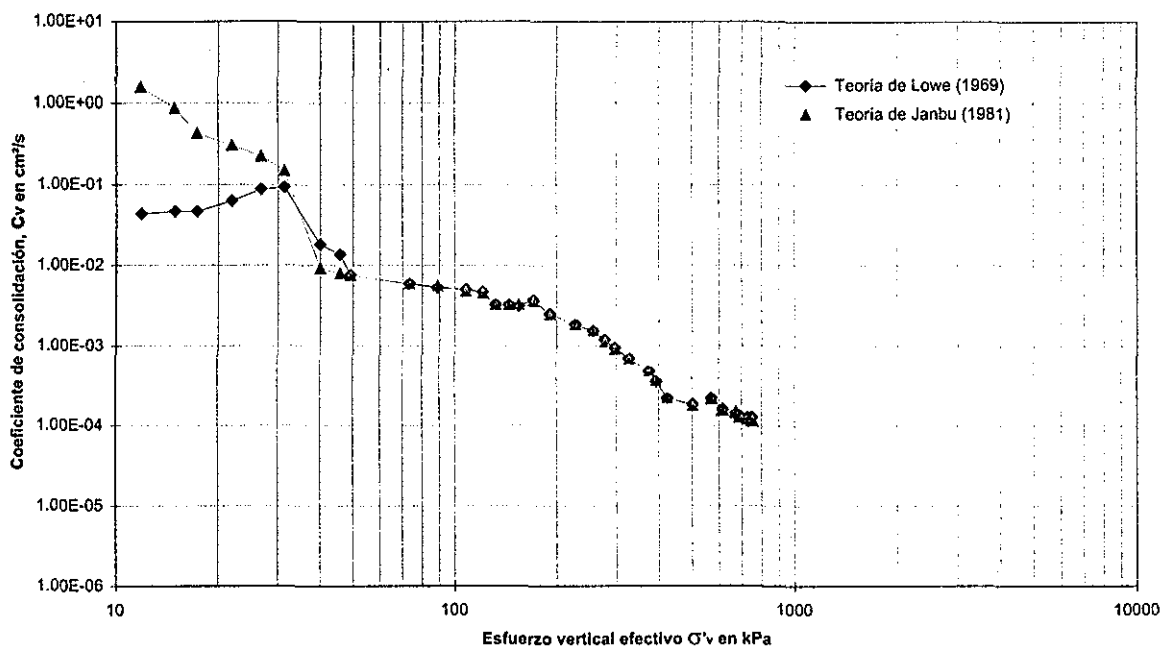


Fig. 4.19 Variación de coeficiente de consolidación,  $c_v$ ; ensaye CGT-2 ( $\Delta u = 18.2 \text{ kPa}$ )



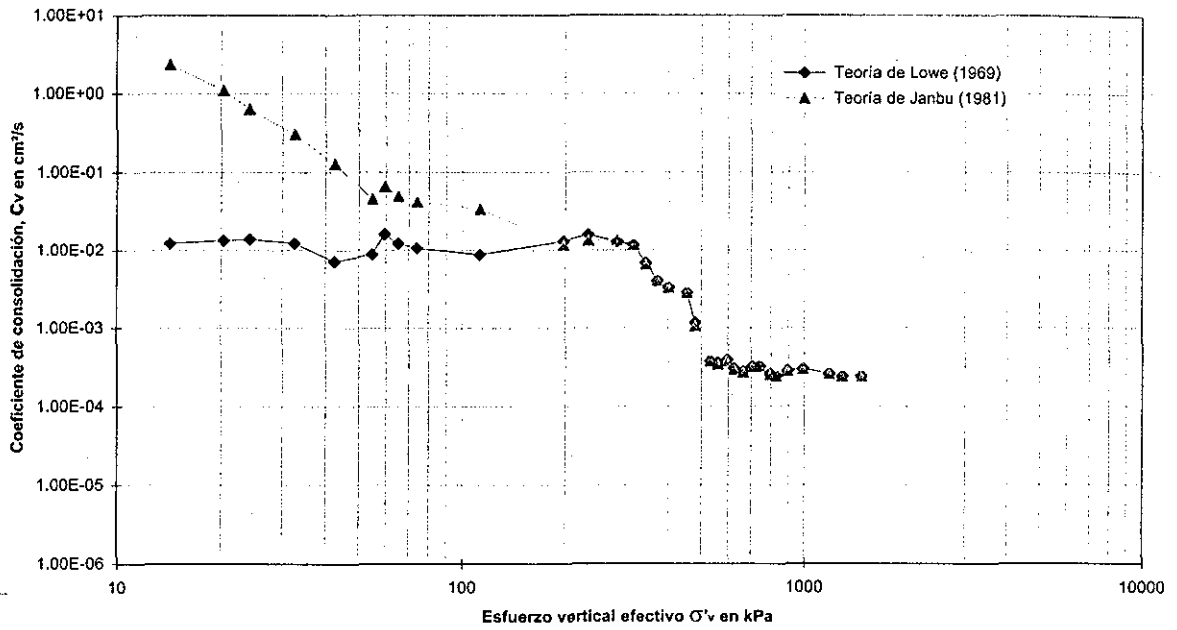


Fig. 4.20 Variación de coeficiente de consolidación,  $c_v$ ; ensaye CGT-3 ( $\Delta u = 40.0 \text{ kPa}$ )

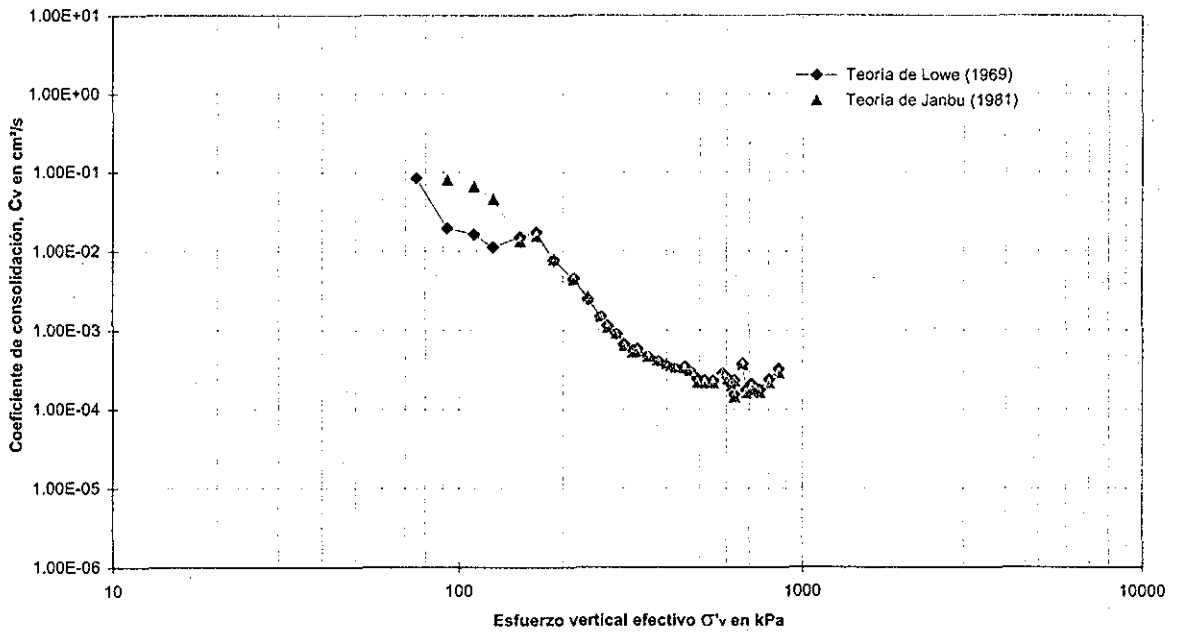


Fig. 4.21 Variación de coeficiente de consolidación,  $c_v$ ; ensaye CGT-5 ( $\Delta u = 8.6 \text{ kPa}$ )

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

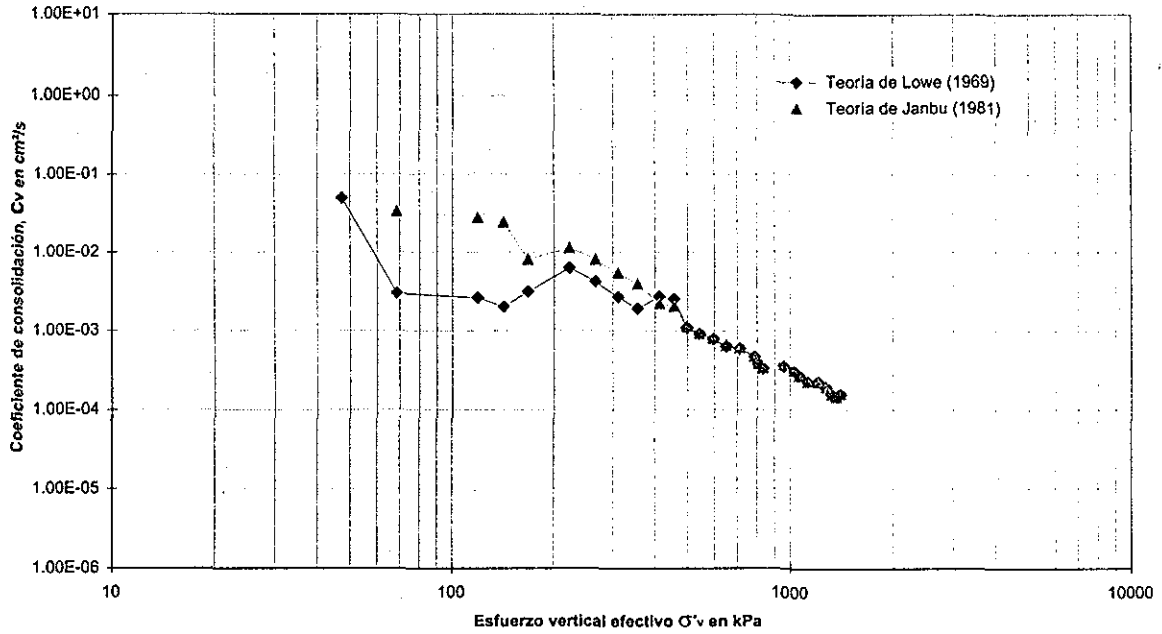


Fig. 4.22 Variación de coeficiente de consolidación,  $c_v$ ; ensaye CGT-6 ( $\Delta u = 60.8$  kPa)

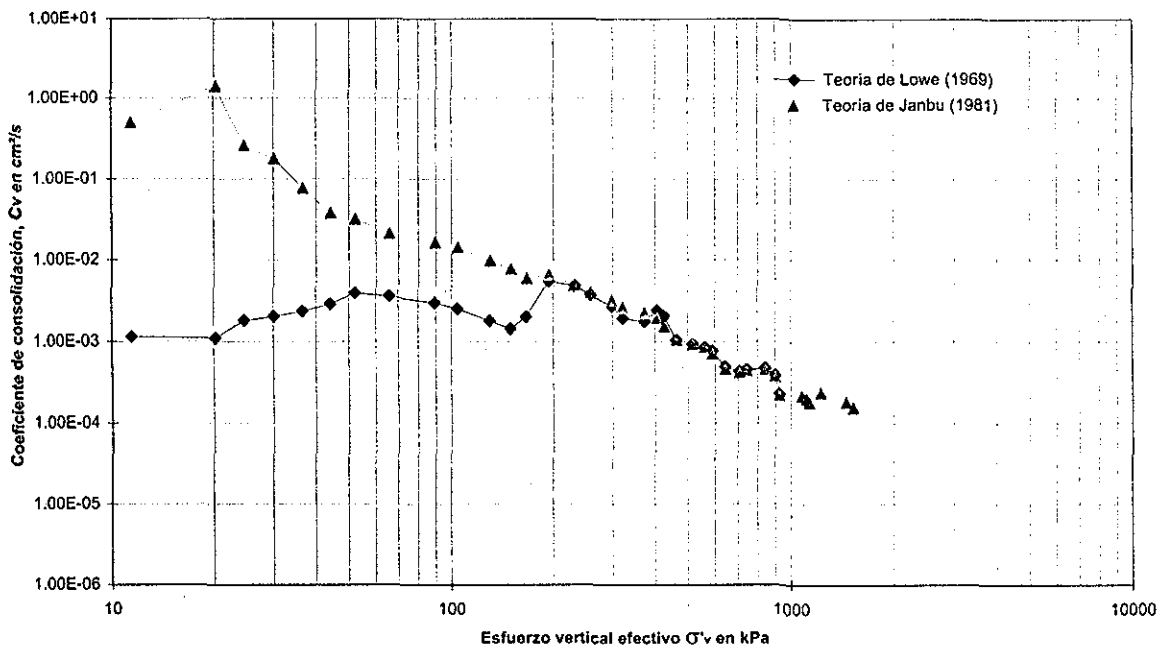
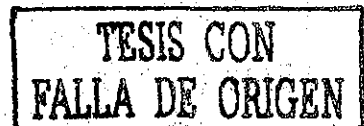


Fig. 4.23 Variación de coeficiente de consolidación,  $c_v$ ; ensaye CGT-7 ( $\Delta u = 91.2$  kPa)





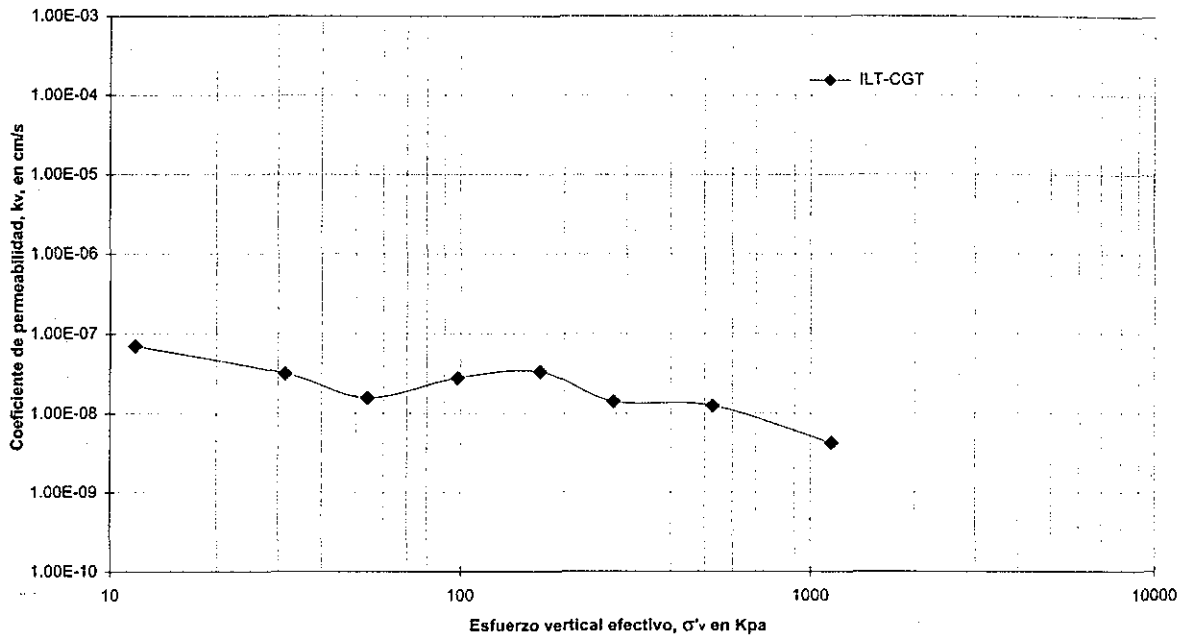


Fig. 4.24 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye ILT-CGT

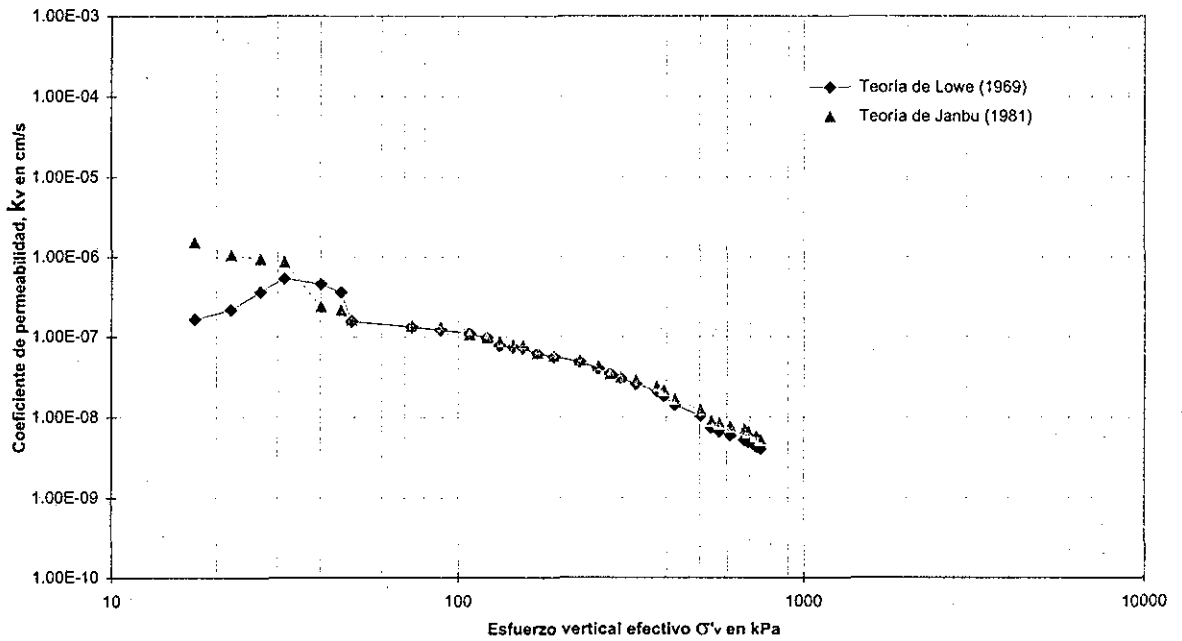


Fig. 4.25 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CGT-2 ( $\Delta u = 18.2$  kPa)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

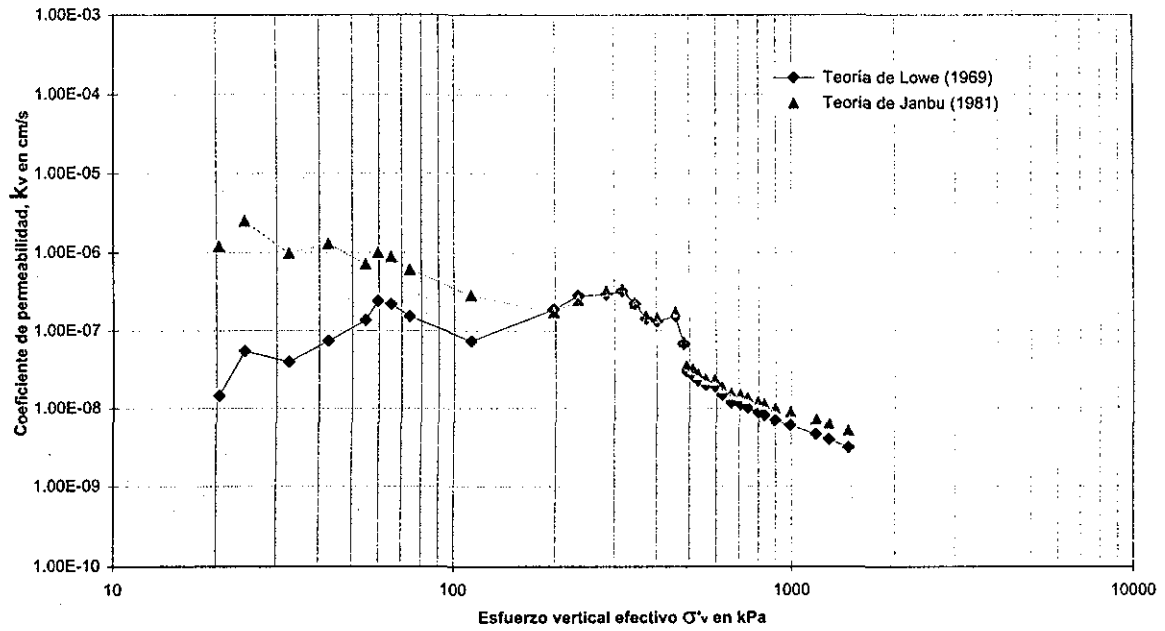


Fig. 4.26 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CGT-3 ( $\Delta u = 40.0$  kPa)

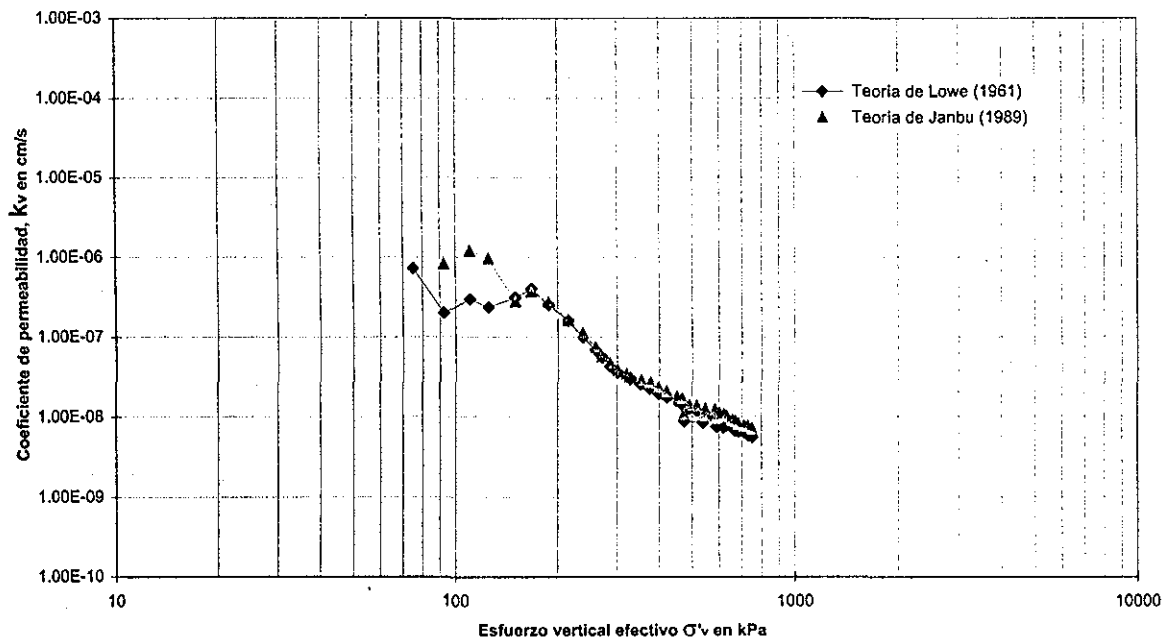


Fig. 4.27 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CGT-5 ( $\Delta u = 8.6$  kPa)

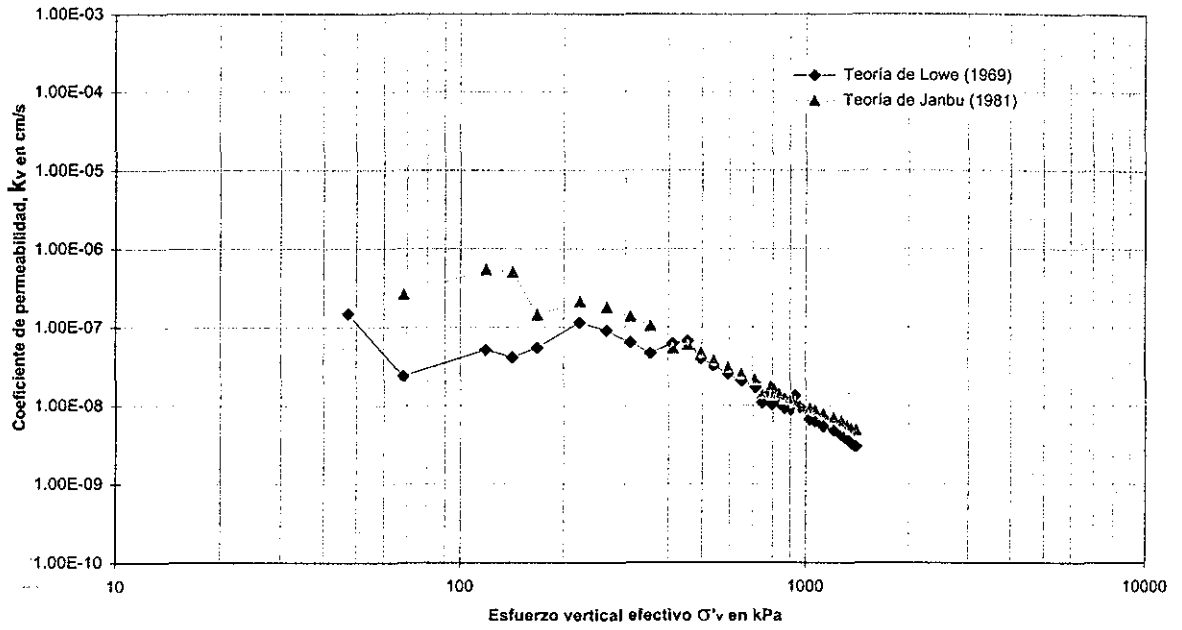


Fig. 4.28 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CGT-6 ( $\Delta u = 60.8$  kPa)

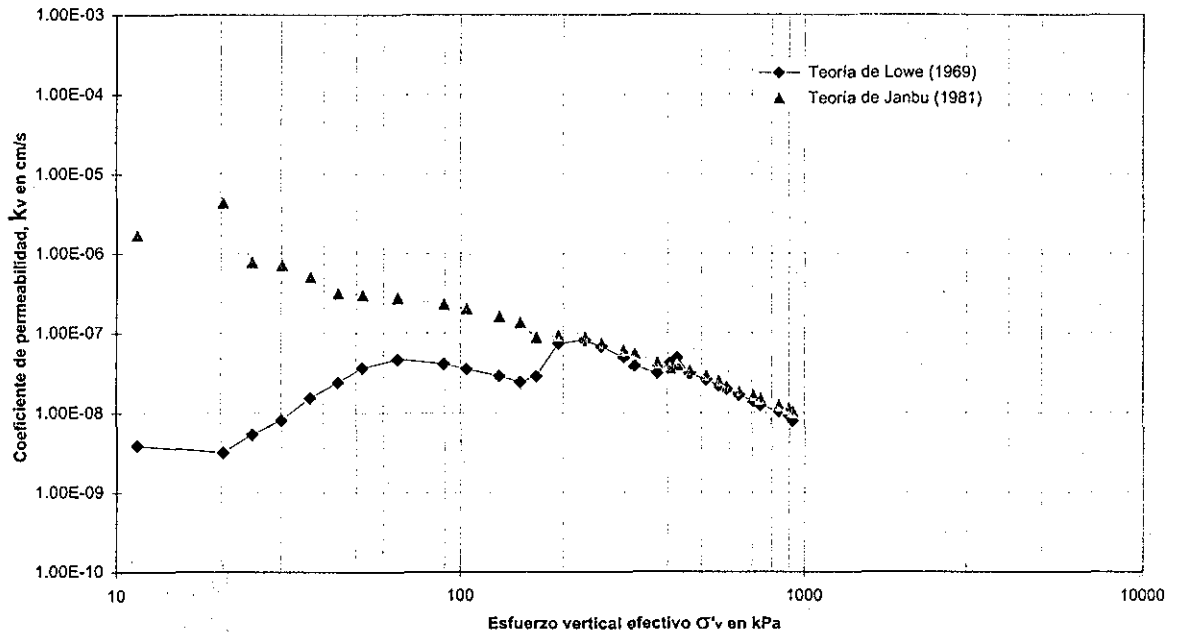


Fig. 4.29 Variación de coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; ensaye CGT-7 ( $\Delta u = 91.2$  kPa)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

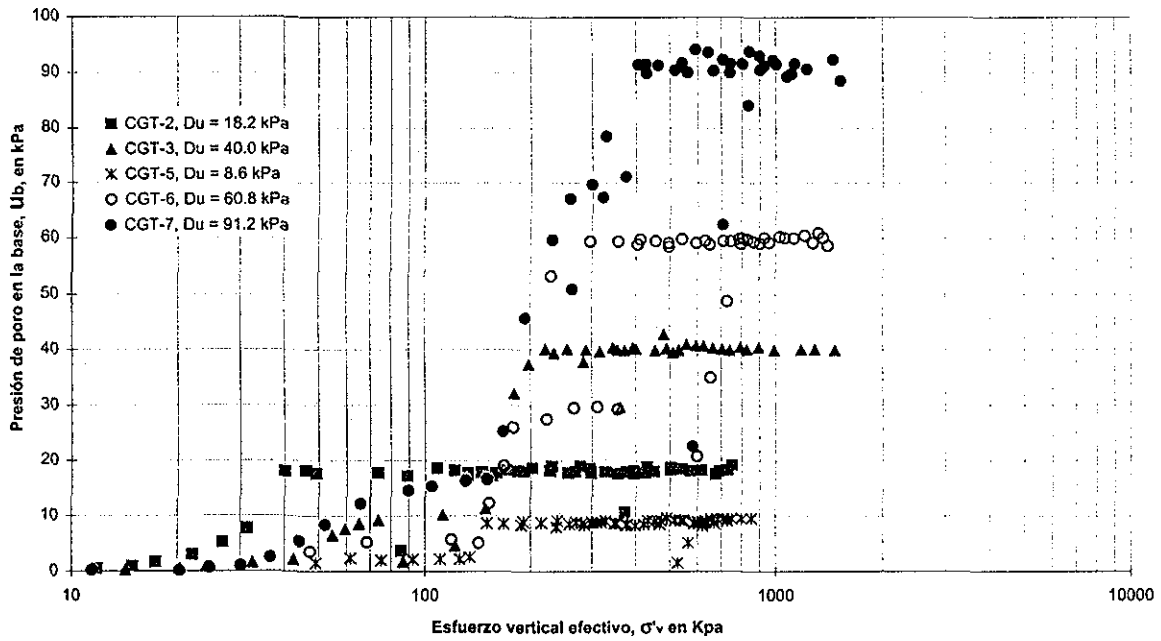


Fig. 4.30 Presión de poro en la base,  $u_b$ , vs esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$  (todos los ensayos)

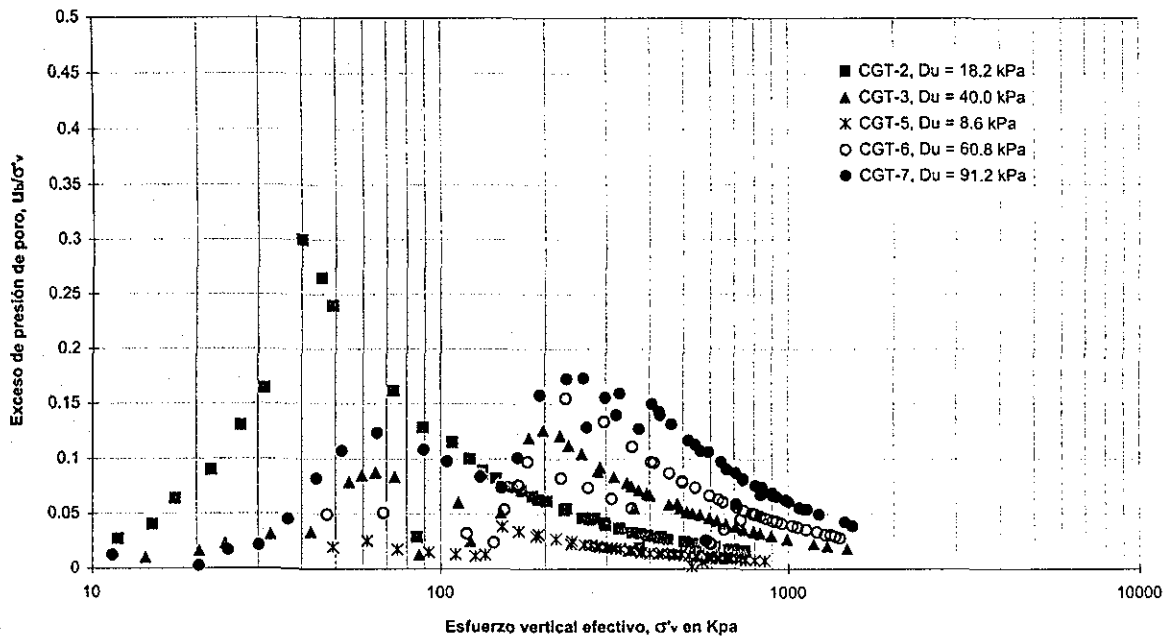


Fig. 4.31 Exceso de presión de poro,  $u_b/\sigma'_v$ , vs esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ , (todos los ensayos)



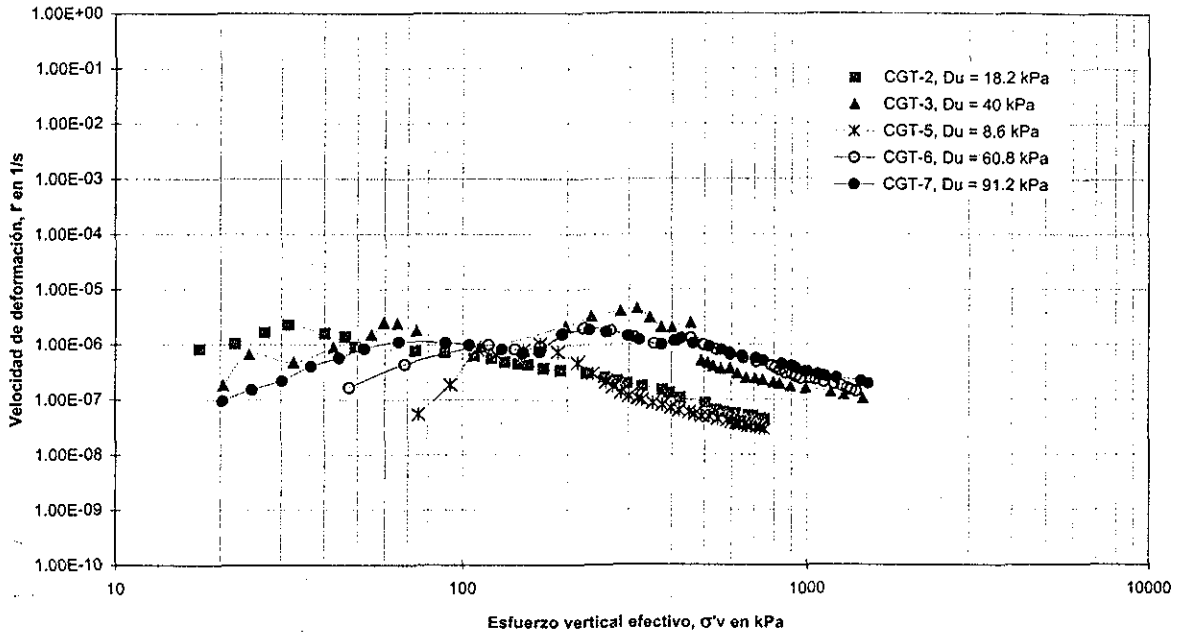


Fig. 4.32 Velocidad de deformación para los ensayos CGT en función de la presión de poro en la base de la muestra (todos los ensayos)

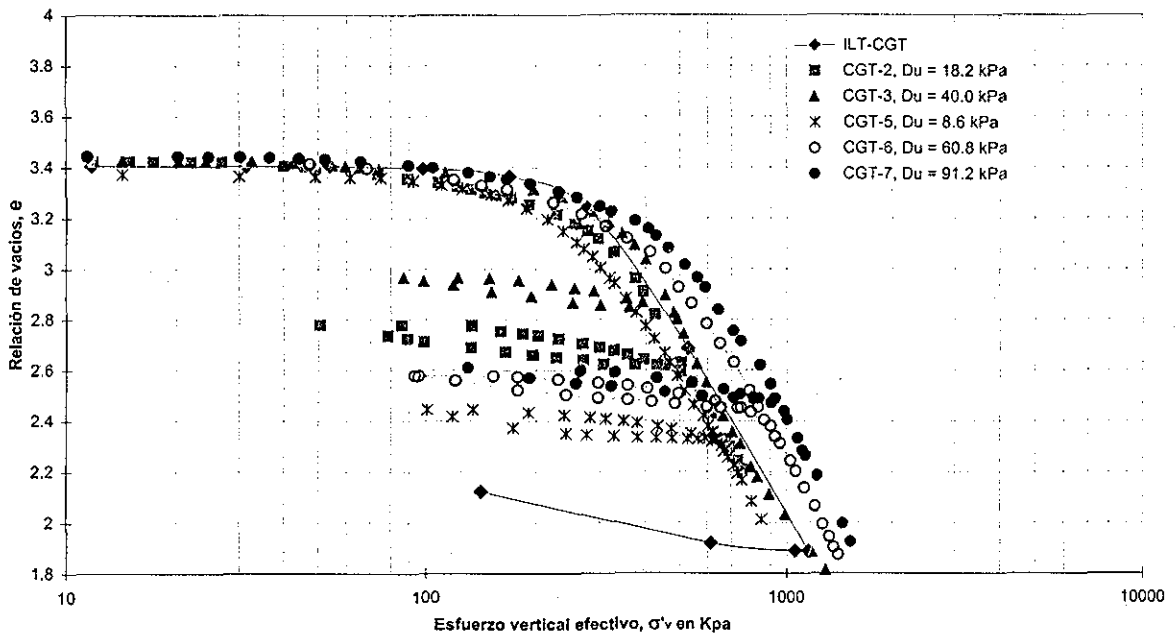


Fig. 4.33 Curvas de compresibilidad (todos los ensayos)

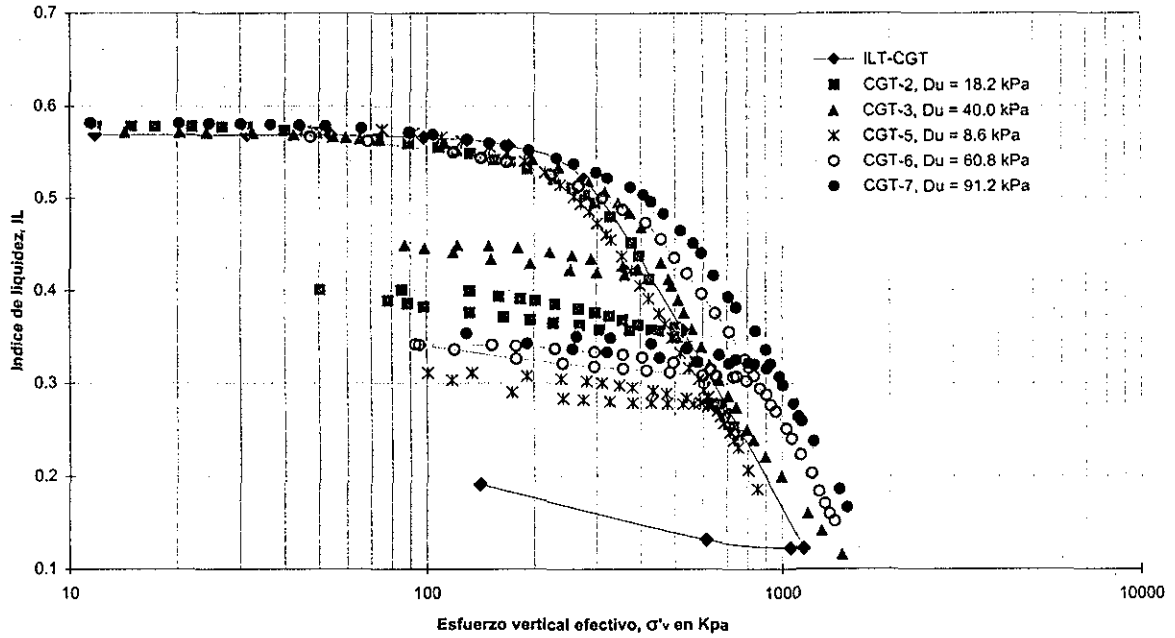


Fig. 4.34 Índice de liquidez,  $IL$ , vs esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ , (todos los ensayos)

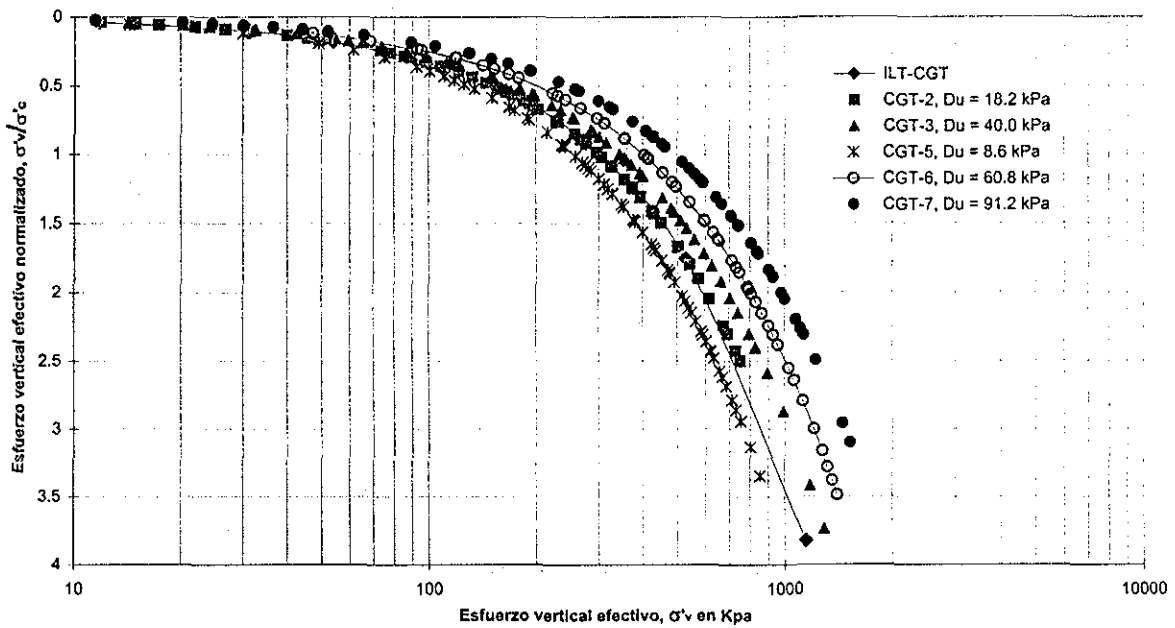


Fig. 4.35 Esfuerzo vertical efectivo normalizado,  $\sigma'_v/\sigma'_c$ , vs esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ , (todos los ensayos)

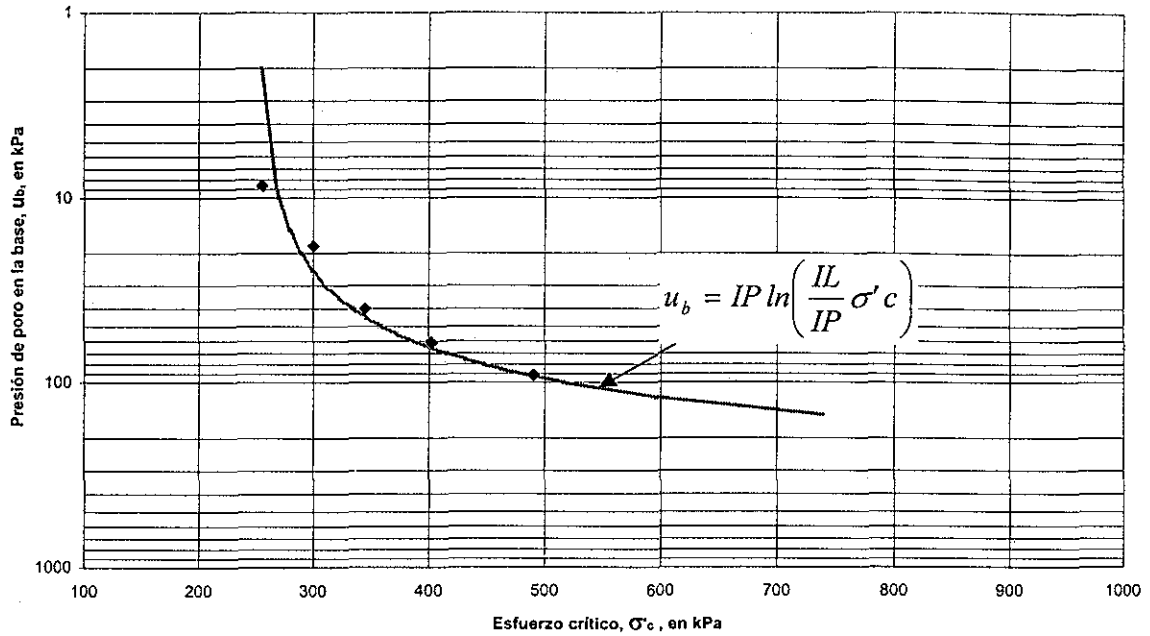


Fig. 4.36 Relación entre la presión de poro mantenida en la base en la base,  $u_b$ ; y el esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$ .

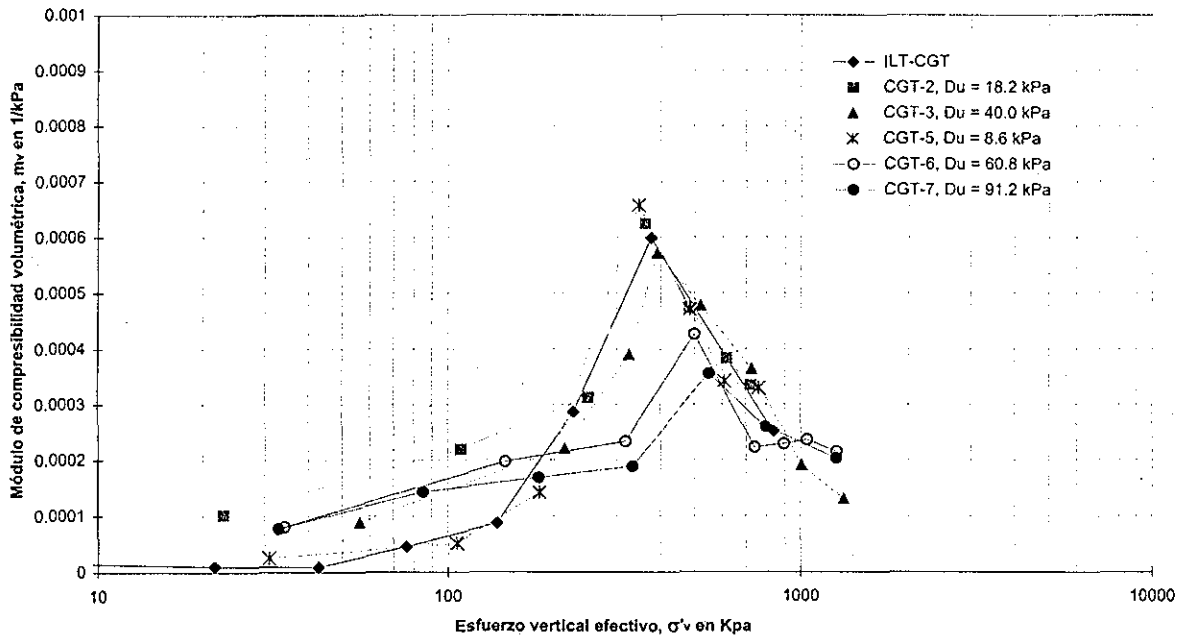
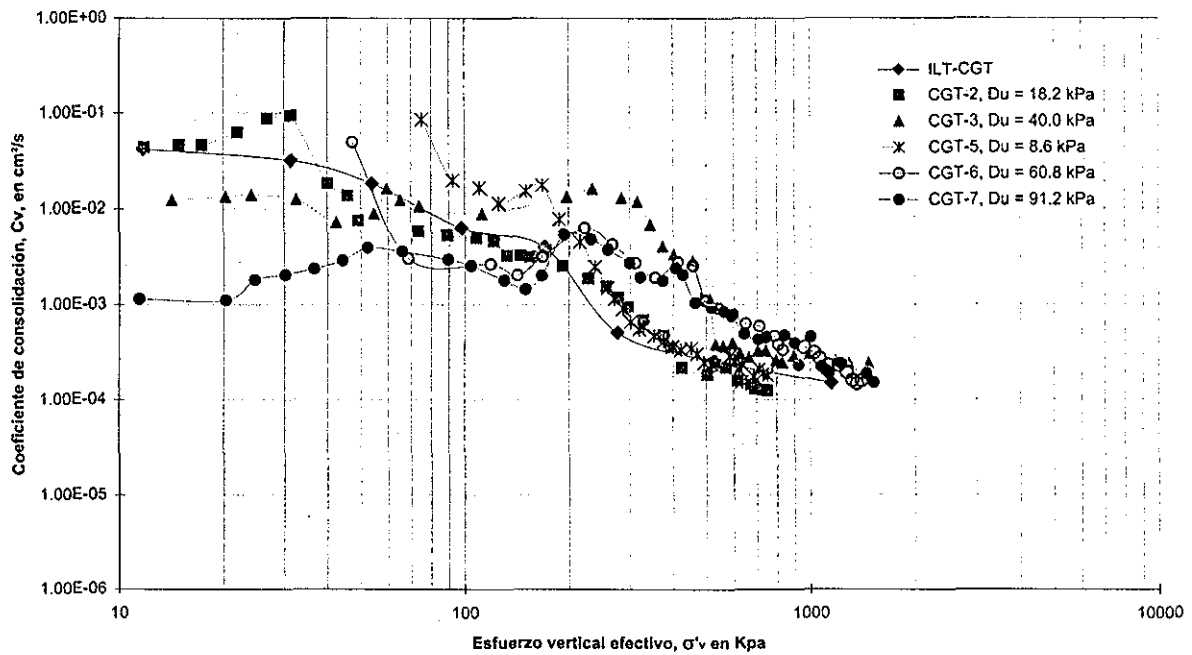
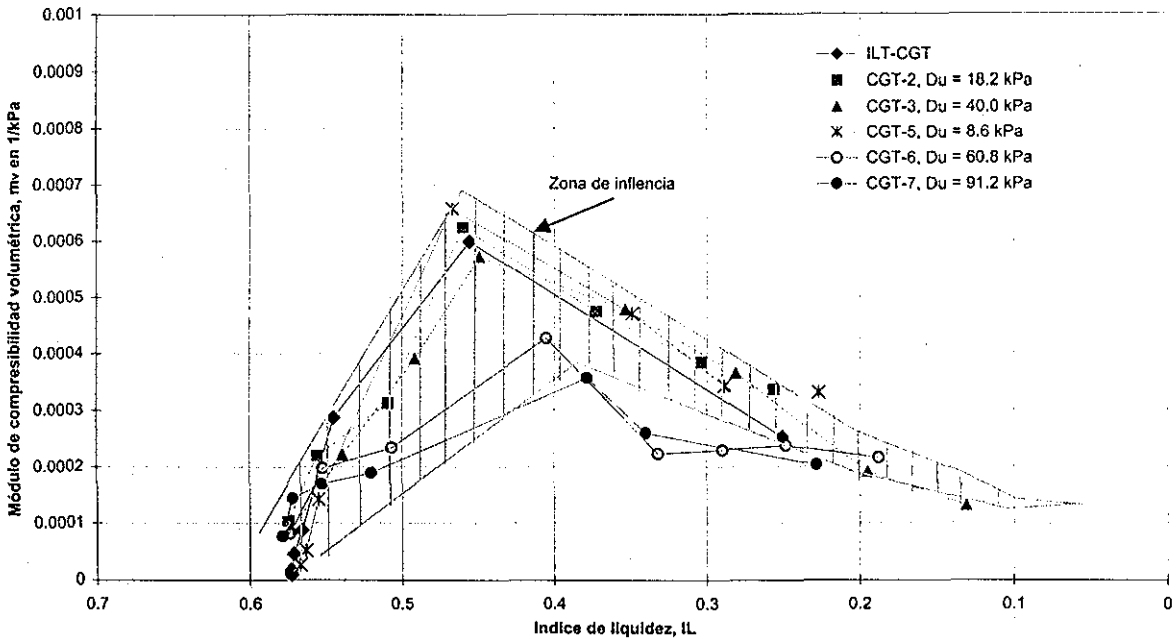


Fig. 4.37 Variación del módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , (todos los ensayos)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN





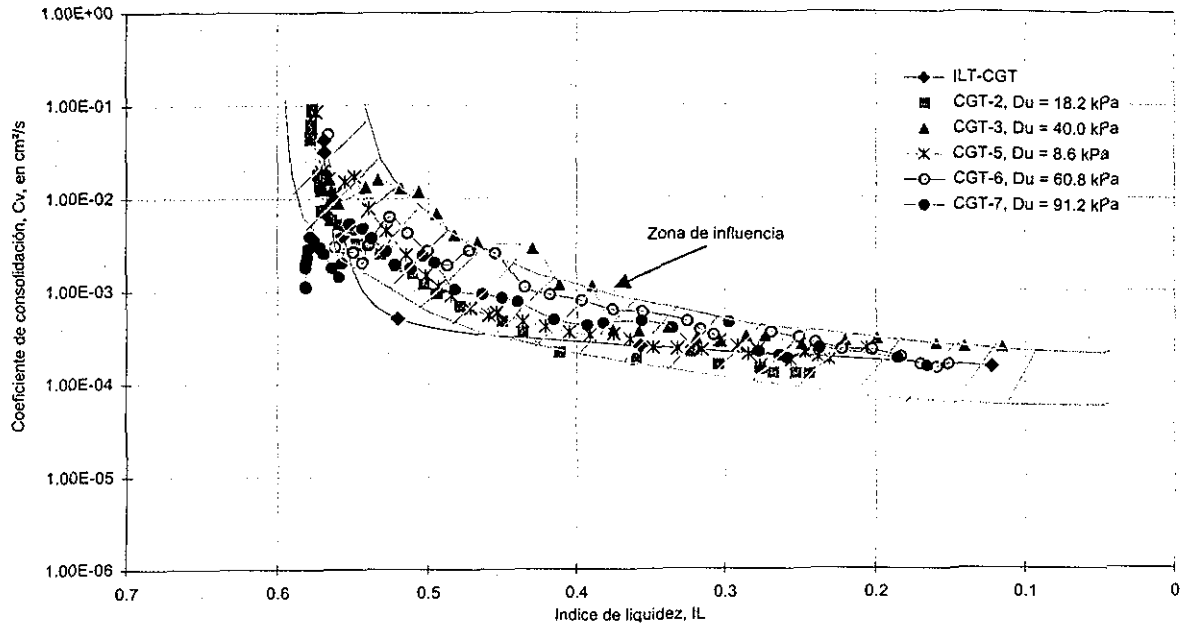


Fig. 4.40 Índice de liquidez,  $IL$ , vs coeficiente de consolidación,  $c_v$ , (todos los ensayos).

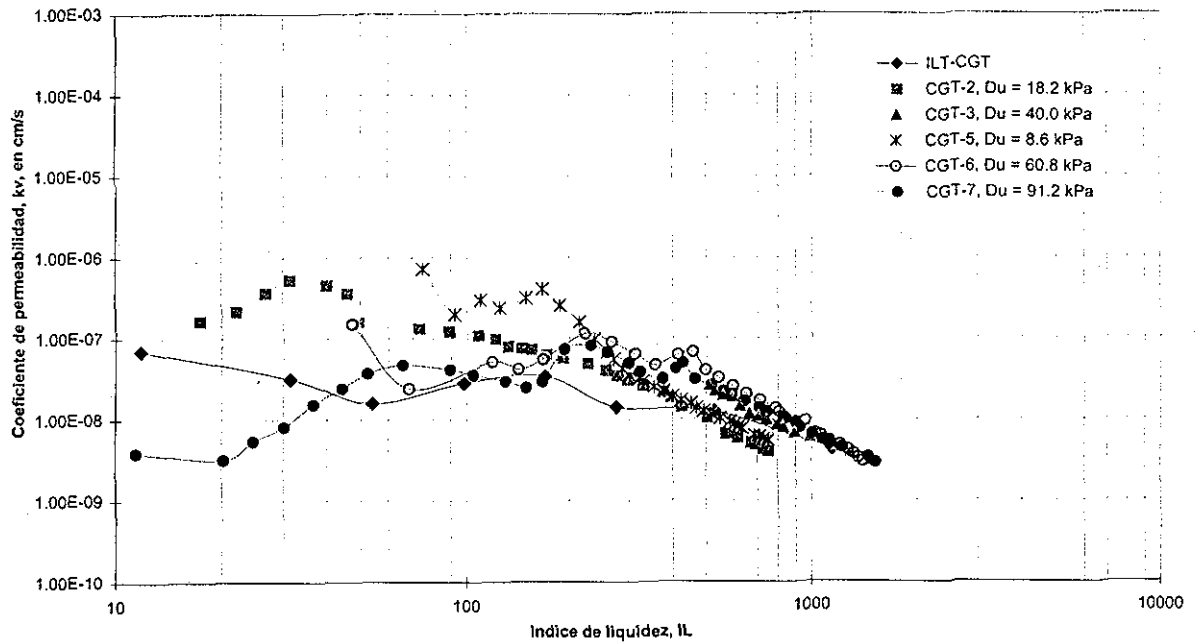


Fig. 4.41 Comportamiento del coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ ; (todos los ensayos)

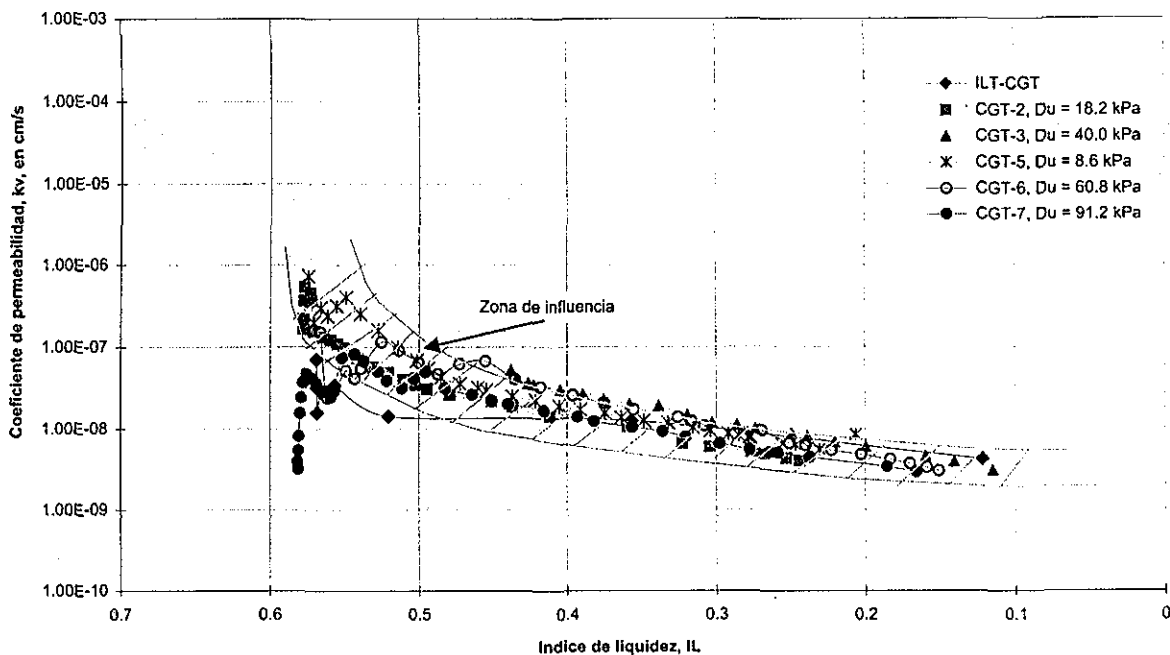


Fig. 4.42 Indice de liquidez, IL, vs coeficiente de permeabilidad,  $k_v$ , (todos los ensayos).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPÍTULO 5

### EL COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO $K_0$

#### 5.1 ANTECEDENTES

El coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , es un parámetro sumamente importante para el ingeniero geotecnista en el diseño de obras civiles en las cuales se hace necesario conocer el estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo; de ahí la importancia de medirlo y entender su comportamiento bajo diferentes condiciones de carga.

Hasta el momento no existe un procedimiento ampliamente aceptado para estimar el valor del coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , debido a las dificultades experimentales que se presentan para medirlo, aunque se han diseñado diversos métodos para poder estimarlo tanto en laboratorio como en campo.

En lo que respecta al laboratorio, se han desarrollado diversos odómetros con los que es posible medir el esfuerzo lateral por medio de dos anillos concéntricos instrumentados, manteniendo una condición de deformación radial nula.

En cuanto a la determinación de  $K_0$  en campo, actualmente se cuentan con diferentes instrumentos y técnicas para estimarlo en las que se recurre al uso de correlaciones empíricas entre las lecturas registradas en campo y pruebas de laboratorio. Entre los ensayos de penetración que permiten estimar el valor del  $K_0$  podemos mencionar al cono eléctrico y al dilatómetro de cuchilla plana, adelante se describirán las técnicas empleadas para la ejecución de estos ensayos.

### 5.1.1 El concepto del coeficiente de empuje de tierras en reposo $K_0$

El coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , se define como la relación entre el esfuerzo horizontal efectivo,  $\sigma'_h$ , y el esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ , bajo una condición de deformación radial nula con respecto a los planos principales horizontal y vertical.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (5.1)$$

En 1948, Jaky estableció una relación empírica entre  $K_0$  y el ángulo de fricción interna máximo del suelo,  $\phi'$ , mediante la siguiente ecuación:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \quad (5.2)$$

### 5.1.2 Factores que afectan el valor de coeficiente $k_0$

El coeficiente de empuje de tierras en reposo no es una constante del suelo y su valor depende de diversos factores: el grado de consolidación, la trayectoria de esfuerzos, la mineralogía de las partículas del suelo, la anisotropía y el tiempo de aplicación de la carga.

#### Grado de consolidación

Cuando el esfuerzo vertical efectivo que actúa sobre un suelo normalmente consolidado se reduce, el esfuerzo horizontal no disminuye en la misma proporción y el coeficiente de empuje de tierras en reposo tiende a aumentar. De acuerdo con lo anterior, el coeficiente de empuje de tierra en reposo para un suelo preconsolidado,  $K_{0oc}$  es mayor que para un suelo normalmente consolidado.

La variación de  $K_0$  con el grado de consolidación  $OCR$  se muestra esquemáticamente en la fig 5.1 y fue interpretada de manera aproximada por Lunne y Christophersen (1983):

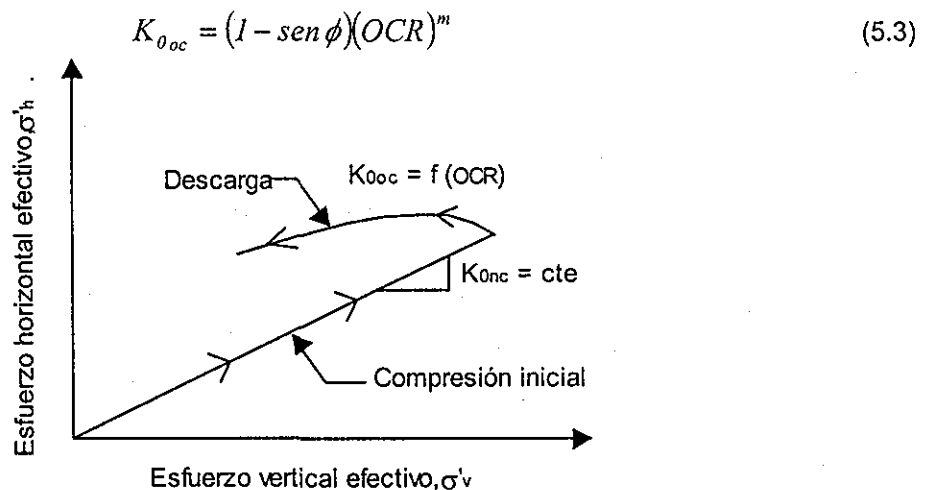


Fig 5.1 Variación del esfuerzo horizontal efectivo,  $\sigma'_h$ , con el esfuerzo vertical,  $\sigma'_v$ , para carga y descarga

Lunne y Christophersen (1983) recomiendan un valor de  $m = 0.45$ , mientras que Mayne y Kulhawy (1983) recomiendan  $m = 0.65$ , más adelante Kulhawy y Mayne (1990) sugieren tomar  $m = \text{sen } \phi'$

### Trayectoria de esfuerzos

Si una muestra de suelo que es sometida a un proceso de consolidación bajo una condición de deformación lateral nula y en determinado momento se interrumpe el proceso de aplicación de carga vertical y se incrementa el esfuerzo lateral (caso pasivo), el coeficiente de empuje de tierras  $K_{0P}$  se incrementa. Si después se disminuye el esfuerzo lateral a la condición original, el coeficiente de empuje de tierras en reposo disminuye pero no regresa al valor que tenía antes de modificar el esfuerzo horizontal; posteriormente, si se reanuda el proceso de consolidación el valor de  $K_0$  es ligeramente mayor, sin embargo la pendiente que define el valor de  $K_{0P}$  es igual al de un suelo normalmente consolidado  $K_{0p}$ .

Si por el contrario el esfuerzo aplicado es de tipo activo, es decir, se disminuye el esfuerzo lateral, el valor del coeficiente de empuje de tierras disminuye; al aumentar el esfuerzo lateral a su condición original el coeficiente de empuje de tierras se incrementa sin alcanzar el valor de  $K_0$  que se tenía antes de disminuir el esfuerzo horizontal. Mesri y Hayat (1993) proponen una ecuación para determinar el coeficiente de empuje de tierras en reposo después de que el suelo ha sido sometido aun proceso de aplicación de un esfuerzo activo o pasivo.

Para el caso de un esfuerzo de tipo activo:

$$K_{0A} = K_{0p} + \frac{K_{0p} - K_A}{2.5} \left( \frac{I}{3K_{AL}} \right) \quad (5.4)$$

Para el caso de un esfuerzo de tipo pasivo:

$$K_{0P} = K_{0p} + \frac{K_P - K_{0p}}{2.5} \left( \frac{K_{PL}}{3} \right) \quad (5.5)$$

Donde:

$K_{0A}$  y  $K_{0P}$  son los coeficientes de empuje de tierras después de que el suelo ha sido sometido a un esfuerzo de tipo activo y pasivo respectivamente,  $K_A$  y  $K_P$  son los coeficientes de empuje de tierras activo y pasivo alcanzado durante la etapa de aplicación del esfuerzo activo y pasivo respectivamente;  $K_{0p}$  es el coeficiente de empuje de tierras en reposo para un suelo normalmente consolidado; y  $K_{AL}$  y  $K_{PL}$  son los valores limites del coeficiente de empuje de tierras para un caso activo y pasivo respectivamente (fig 5.2) y :

$$K_{AL} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (5.6)$$

$$K_{PL} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (5.7)$$

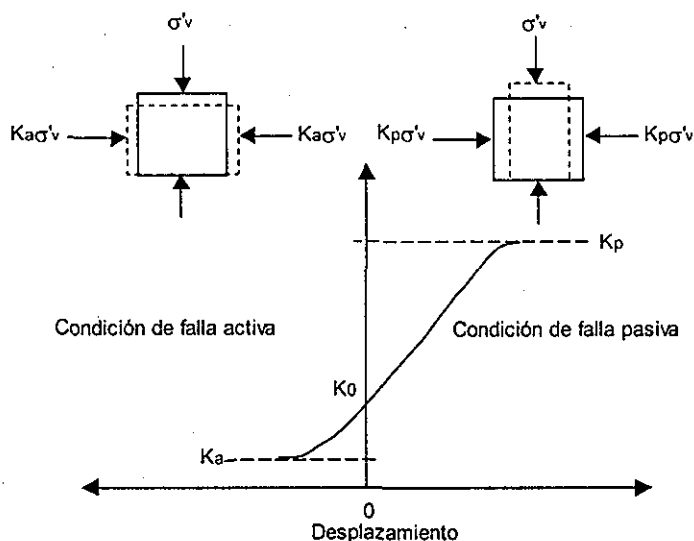


Fig 5.2 Variación del coeficiente de empuje de tierras,  $K$ , con la deformación en un elemento de suelo

### Mineralogía del suelo

Los diferentes minerales de los que se componen las arcillas reflejan cambios en el tamaño y la forma de las partículas, lo que su vez influye en el ángulo de fricción interno máximo que se movilice en el suelo. Las formas más comunes de los minerales de arcilla son en forma aplanada, excepto para la halosita, el cual tiene una forma tubular.

Las partículas que forman a la kaolinita son relativamente largas, gruesas y rígidas; la montmorilonita se compone por partículas pequeñas, muy delgadas y flexibles. El tamaño de las partículas de illita se encuentra entre la montmorilonita y la kaolinita. En la tabla 5.1 se muestra la composición mineral predominante para diferentes tamaños de partículas que constituyen los suelos (Soveri, 1950)

TABLA 5.1 COMPOSICIÓN MINERAL PARA LOS DIFERENTES TAMAÑOS DE PARTÍCULAS DE ARCILLA

Tamaño de la partícula ( $\mu\text{m}$ )	Mineral predominante
0.1	Montmorilonita, Meidelita, Micas intermedias
0.1 - 0.2	Micas Intermedias
0.2 - 2.0	Kaolinita
2.0 - 11.0	Micas, Illitas, Feldespatos

### Anisotropía

A menos de que el coeficiente de empuje de tierras en reposo sea igual a la unidad,  $K_0 = 1$ , que no es un caso común, la condición de esfuerzos en campo es anisotrópica y aunque usualmente se suponga que el esfuerzo vertical *in situ* es el mismo en todas direcciones, existen diversos factores que lo impiden, como por ejemplo, el proceso y el ambiente de formación de la fábrica de un suelo durante su depositación.

La variación del estado de esfuerzos en el interior de una masa de suelo se ha logrado medir con celdas de presión y dilatómetros de cuchilla plana; así mismo, con el desarrollo de nuevas técnicas no destructivas y no intrusivas, como ondas de corte y tomografías, se ha podido estudiar la variación del estado de esfuerzos en suelos estratificados. Lo anterior, permite contar con valores cuantitativos más reales para su empleo en el análisis y diseño, así como, en la predicción del comportamiento del suelo

### Tiempo de aplicación de la carga

En los análisis geotécnicos convencionales se asume que el coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$  permanece constante con el tiempo, sin embargo esto no es del todo cierto sobre todo si se trata de un suelo que es susceptible a una relajación de esfuerzos.

Aunque no exista un acuerdo general de la forma en que  $K_0$  varía con el tiempo, es razonable pensar que un suelo arcilloso sometido a un esfuerzo vertical constante seguirá consolidándose y la presión lateral se incrementará lentamente debido a la relajación de esfuerzos que sufre el material, aumentando así el coeficiente  $K_0$  (Schmertmann, 1983). Diversas investigaciones han revelado que durante la consolidación secundaria el coeficiente  $K_0$  tiende a incrementarse ligeramente (Lacerda, 1976; Mesri y Hayat, 1993). Una estimación de la forma en que  $K_0$  varía con el tiempo, fue propuesta por Mesri y Hayat (1993) mediante la siguiente expresión:

$$K_0 = K_{op} \left( \frac{t}{t_p} \right)^{C_\alpha/C_c} \quad (5.8)$$

Donde:

$K_{op}$  es el coeficiente de empuje en tierras en reposo de un suelo normalmente consolidado;  $t$  tiempo que se ha dejado actuar la carga;  $t_p$  tiempo requerido para alcanzar la consolidación primaria;  $C_\alpha$  índice de compresión secundaria y  $C_c$  índice de compresión.

## 5.2 DETERMINACIÓN DE $K_0$ MEDIANTE PRUEBAS DE LABORATORIO

La determinación de  $K_0$  mediante pruebas de laboratorio no es un problema trivial y su mayor dificultad estriba en medir el esfuerzo lateral que se requiere para mantener una deformación radial nula; para lo lograr lo anterior, se han ideado diversas técnicas y equipos para determinar el valor de  $K_0$  a través de pruebas de consolidación y ensayos triaxiales.

### 5.2.1 Ensayos de consolidación

En una prueba de consolidación, la condición de deformación radial nula se satisface en cualquier odómetro convencional y en lo que respecta a la determinación del coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , la dificultad estriba en la medición del esfuerzo lateral.

Una alternativa para poder medir el esfuerzo lateral en una prueba de consolidación, consiste en utilizar anillos de confinamiento instrumentados con celdas extensométricas con las que se detecten las deformaciones en el anillo interior. La cavidad limitada por los dos anillos concéntricos se encuentra llena

con un líquido de muy baja compresibilidad y la condición de  $K_0$ , se logra incrementando o disminuyendo la presión de este líquido para mantener una deformación radial nula; dicha presión es igual al esfuerzo radial que actúa sobre la muestra y se mide con un transductor resistivo. Se han reportado diversas experiencias exitosas en el uso de este tipo de odómetros, entre otras las de Abdelhamid y Krizek (1976) y Mesri y Hayat (1993). El equipo empleado para realizar los ensayos de  $K_0$  en esta investigación, se describió en el capítulo dos de este trabajo.

### 5.2.2 Ensayes triaxiales

El coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , se puede determinar a partir de ensayos triaxiales en los que se imponga la condición de que la deformación radial de la muestra sea nula. Alternativamente,  $K_0$  también se puede obtener imponiendo durante el ensayo la condición de que la deformación volumétrica y axial sean las mismas (Bishop y Wesley, 1958), es decir:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (5.9)$$

Donde:

$V_0$  y  $H_0$  son el volumen y la altura iniciales de la probeta ensayada; y  $\Delta V$  y  $\Delta H$  son los cambios volumétrico y axial respectivos que sufre la probeta durante la prueba.

Para lograr buenos resultados con este tipo de ensayos se requieren sensores de deformación radial de alta precisión o bien, sensores electrónicos para medir el cambio de volumen en la muestra; también un servomecanismo controlado por una computadora, que incremente la presión de confinamiento durante las pruebas para así compensar la tendencia de las probetas a deformarse lateralmente.

Las dificultades prácticas que se presentan para realizar estos ensayos son muchas y por ello se eligió un método de prueba y error en el que las probetas se consolidaron anisotrópicamente, manteniendo constante la relación entre los esfuerzos efectivos horizontal y vertical. La cámara triaxial y el método empleado para realizar este tipo de ensayos, se describieron en el capítulo 2

### 5.3 DETERMINACIÓN DE $K_0$ MEDIANTE PRUEBAS DE CAMPO

La tendencia actual de la ingeniería geotécnica es la de realizar ensayos *in situ*, con el propósito de medir las propiedades mecánicas de los suelos, relevantes para el diseño de obras civiles, sin la necesidad de extraer muestras inalteradas y la de realizar ensayos de laboratorio, con los consecuentes ahorros en tiempo y costo.

Una de las dificultades que se presentan para determinar el estado de esfuerzos inicial del suelo mediante métodos de penetración, es que durante la inserción del equipo se rompe la estructura original del suelo provocando que el esfuerzo lateral que se mide no sea realmente el esfuerzo horizontal *in situ*. Para superar esta gran desventaja se han propuesto diversas expresiones empíricas basadas en pruebas de laboratorio que permiten corregir el esfuerzo lateral medido en campo. Lo anterior no es una tarea fácil y para obtener valores más confiables del esfuerzo lateral *in situ* o del coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , se tienen que estar verificando constantemente dichas expresiones en cada suelo ensayado.



El coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , se ha logrado estimar principalmente a través de pruebas de cono eléctrico y dilatómetros de cuchilla plana. En lo que sigue se describirá brevemente en qué consiste cada una de estas pruebas y cómo se interpretan sus resultados para estimar  $K_0$ .

### 5.3.1 Prueba de cono

La prueba de cono consiste en hincar dentro del suelo, a una velocidad constante, una serie de barras cilíndricas con un cono en la base y medir continuamente o a determinadas profundidades la resistencia por punta en la base del penetrómetro y la fricción desarrollada en el fuste de éste. La resistencia de punta y por fricción se miden por medio de celdas de carga instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages), cuyas señales se transmiten por medio de cables que pasan a través de las barras de perforación hasta la superficie, donde las recibe un aparato receptor y las transforma en una señal digital, presentándola numérica o gráficamente. En la fig 5.3 se muestra un corte transversal del penetrómetro eléctrico tipo Fugro.

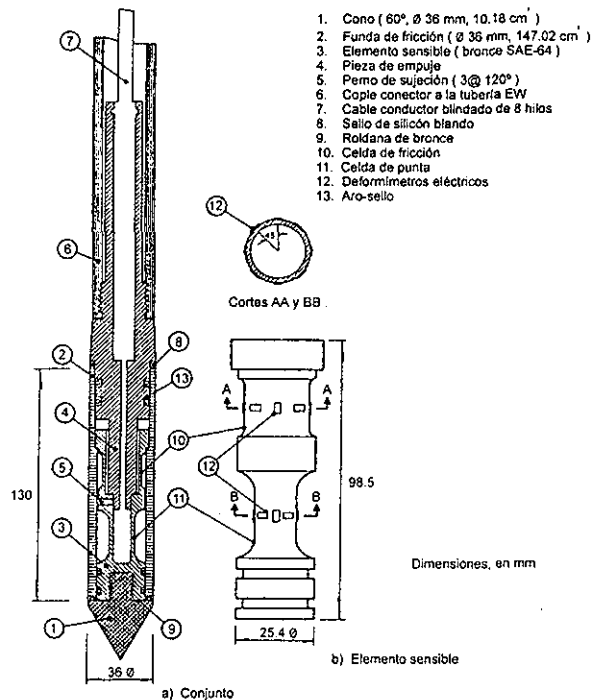


Fig 5.3 Corte transversal del penetrómetro eléctrico

La prueba de cono se ha desarrollado durante más de 40 años y muchos ingenieros en todo el mundo han encontrado en ella una herramienta útil y económica para la investigación y el diseño geotécnico. A lo largo de todo ese tiempo, se han realizado diversas adaptaciones con la finalidad de medir el esfuerzo lateral *in situ*,  $\sigma'_{vh}$  colocando diferentes tipos de sensores en el fuste del penetrómetro con los que se puede medir la presión horizontal o la presión de poro (piezocono), o ambas (Huntsman et al, 1978; Baligh et al, 1985; Jefferies et al 1987; Bayne y Tjelta, 1987; Tseng, 1989; Bruzzi, 1987; Campanella et al, 1991 y Sully, 1991). Asimismo, es posible medir otras propiedades del suelo tales como la resistividad y la conductividad eléctrica, la temperatura, la velocidad de propagación de ondas, etc.

BOO 2187  
 1991

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

En una prueba con piezocono, la presión de poro se mide generalmente en uno, dos o tres puntos tal como se muestra en la fig 5.4. Tales presiones se les conoce como:  $u_1$ , es la presión de poro medida en el cono;  $u_2$ , presión de poro medida entre el cono y la funda de fricción y  $u_3$ , presión de poro medida en la parte superior de la funda de fricción.

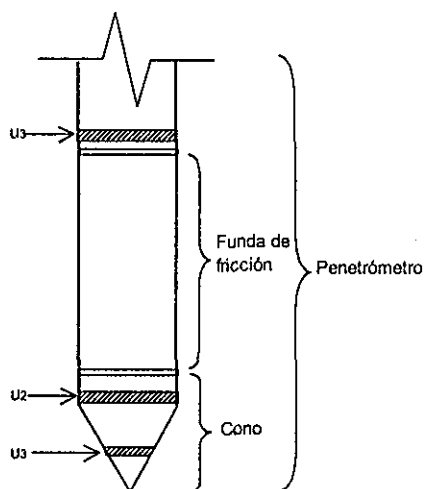


Fig 5.4 Diagrama general del piezocono

A partir de los resultados de una prueba de cono, es posible estimar el valor del coeficiente  $K_0$ , mediante el método propuesto por Masood et al (1988), que al parecer da buenos resultados al compararlo con otras pruebas de campo. El enfoque hace uso de los términos de la fricción en el funda  $f_s$ , el grado de consolidación,  $OCR$  y el esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$ . De esta manera se calcula la relación  $f_s/\sigma'_v$  y con el  $OCR$ , se obtiene el valor de  $K_0$ , de acuerdo con la fig 5.5.

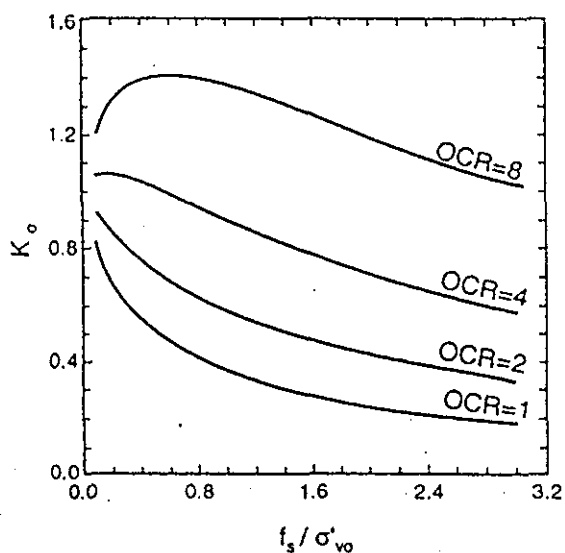


Fig 5.5  $K_0$  en función del cociente  $f_s/\sigma'_{v0}$  y el grado de preconsolidación,  $OCR$  (Masood, 1988)

Por otro lado, Kulhawy y Mayne (1990) proponen una expresión para obtener  $K_0$  en función de una prueba con piezocono:

$$K_0 = 0.10 \left( \frac{\left( q_c + u_2 \left( 1 - \frac{A_n}{A_c} \right) \right) - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.10)$$

Donde:  $q_c$  es la resistencia del cono;  $u_2$  presión de poro medida entre la el cono y la funda de fricción;  $A_n$  área transversal de la celda de carga;  $A_c$  área proyectada del cono;  $\sigma_{v0}$  esfuerzo vertical total;  $\sigma'_{v0}$  esfuerzo vertical efectivo.

### 5.3.2 Prueba con dilatómetro

El dilatómetro de Marchetti , fig. 5.6, consiste de una cuchilla plana de acero templado, que tiene en el centro de una de sus caras una membrana circular de acero expansible. La hoja se conecta a la unidad de control por medio de una tubería electro-neumática la cual corre por dentro de las barras de perforación. La prueba consiste en hincar la cuchilla en el suelo, empujando las barras a una profundidad de entre 20 y 30 cm y en cada avance se realiza una medición. Desde la superficie y con la unidad de control se aplica una presión a la membrana expansible para separarla de la cuchilla y desplazarla a una distancia de 1.1 mm dentro del suelo. Con la ayuda de una señal de audio, durante la prueba se registra la presión en tres momentos específicos (presiones A, B y C). La secuencia de prueba requiere alrededor de 1 a 2 min y posteriormente se avanza la cuchilla hasta la siguiente profundidad de prueba usualmente a cada 20 ó 30 cm. Briaud y Miran (1992) describen las técnicas para la ejecución de la prueba.

Aunque el dilatómetro de Marchetti se diseñó específicamente para medir la presión lateral en el suelo, es posible determinar algunas otras propiedades tales como la presión de poro y algunos parámetros de resistencia y deformabilidad, sin embargo, en este trabajo, sólo se discuten los resultados útiles para estimar el valor del coeficiente de empuje de tierras en reposo  $K_0$  y los del cociente de preconsolidación,  $OCR$  .

Para determinar el valor del coeficiente de empuje de tierras reposo  $K_0$  es necesario definir primeramente al índice de esfuerzos horizontales o esfuerzo lateral normalizado,  $K_D$ , y el índice del material,  $I_D$ , que se usa principalmente para definir el tipo de suelo y la estratigrafía, mediante las siguientes ecuaciones:

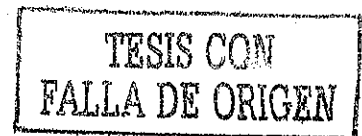
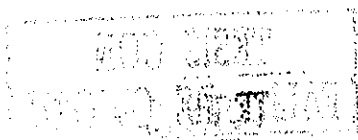
$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (5.11)$$

y

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (5.12)$$

Donde:

$P_0$  es la presión cuando la membrana tiene un desplazamiento nulo;  $P_1$  es la presión requerida para expandir la membrana 1.1 mm;  $u_0$  es la presión de poro en el sitio, antes de la inserción del penetrómetro; y  $\sigma'_{v0}$  el esfuerzo vertical efectivo.



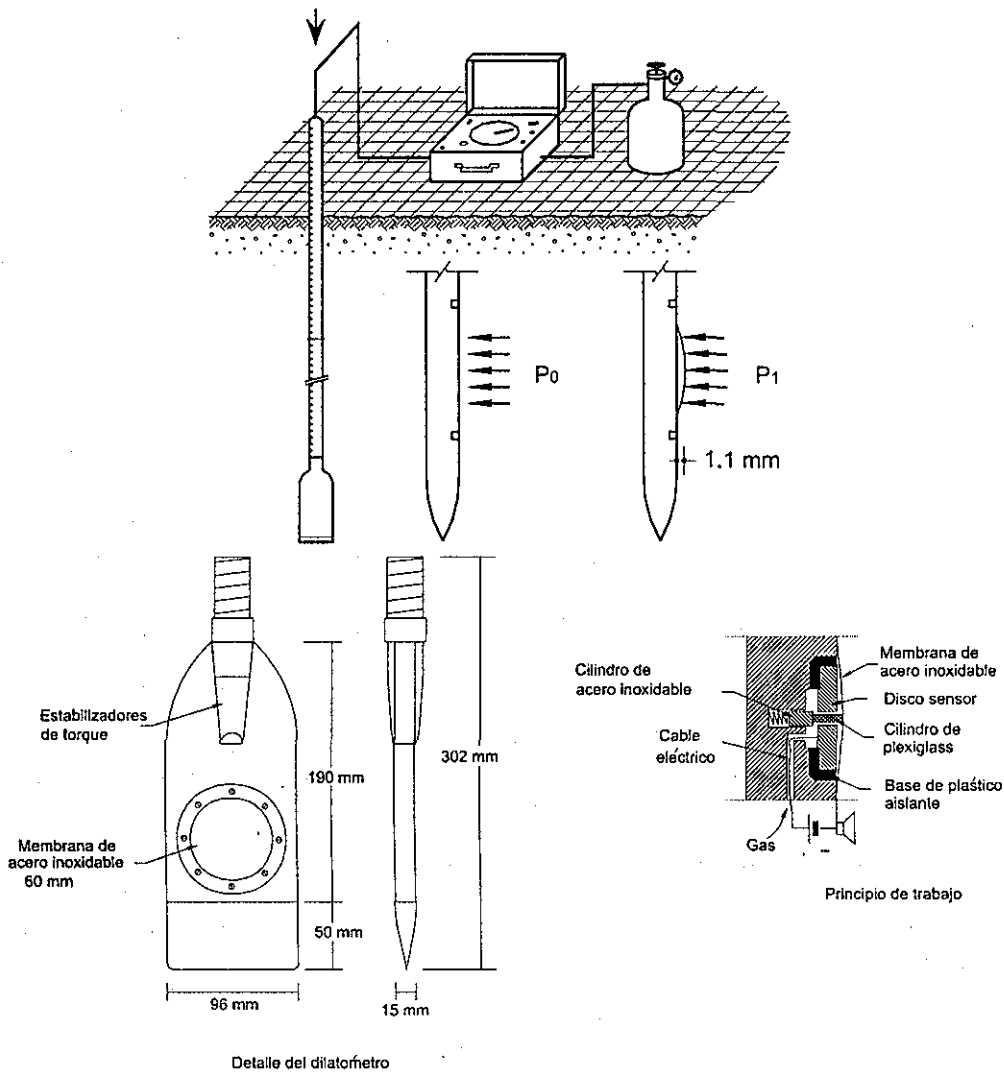


Fig 5.6 Esquema y principio de operación del dilatómetro Marchetti.

Debido a la alteración que sufre el suelo producto de la inserción del dilatómetro, se han propuesto diferentes correlaciones empíricas entre  $K_0$  y  $K_D$ ; así por ejemplo, Marchetti (1980) propuso la siguiente correlación:

$$K_0 = \left( \frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (5.13)$$

Esta relación está basada en 21 pruebas de campo y laboratorio, y solamente es recomendable para arcillas blandas no cementadas o de consistencia media caracterizadas por valores de  $I_D < 1.2$ , Jamiolkowsky et al (1988).

Lunne et al (1990) y Powell y Uglow (1988) diferencian la relación que existe entre  $K_0$  y  $K_D$ ; para arcillas geológicamente jóvenes y antiguas

$$\text{Arcillas jóvenes} \quad K_0 = 0.34 K_D^{0.54} \quad (S_u / \sigma'_{v0} \leq 0.5) \quad (5.14)$$

$$\text{Arcillas antiguas} \quad K_0 = 0.63 K_D^{0.54} \quad (S_u / \sigma'_{v0} \geq 0.5) \quad (5.15)$$

Por otro lado, Lacasse y Lunne (1988) han propuesto otro valor para arcillas altamente plásticas y geológicamente jóvenes:

$$K_0 = 0.34 K_D^{0.64} \quad (5.16)$$

Como se vio anteriormente, cuando los suelos están preconsolidados, el coeficiente  $K_0$  aumenta, y una medida para estimar el grado de preconsolidación, es a través del cociente  $OCR$  el cual puede ser obtenido con el penetrómetro de Marchetti, por medio de la siguiente expresión Marchetti (1980)

$$OCR = \frac{\sigma'_{v\text{máx}}}{\sigma'_v} = n K_D^m \quad (5.17)$$

Donde:

$\sigma'_{v\text{máx}}$  es el máximo esfuerzo vertical efectivo aplicado a los especímenes;  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo actuante; y  $m$  y  $n$  son parámetros empíricos de correlación.

Para emplear la ecuación 5.21 Marchetti (1980) sugiere tomar  $m = 1.56$  y  $n = 0.5$  para  $I_D < 1.2$ . Por otro lado Lacasse y Lunne (1988) consideraron que  $n = 0.225$  y que el valor de  $m$  estaría comprendido entre  $1.35$  y  $1.67$ . También hicieron notar que la ecuación 5.17 sólo es válida para  $OCR > 1.25$ , con valores de  $K_D$  variando entre  $1.4$  y  $2.3$ .

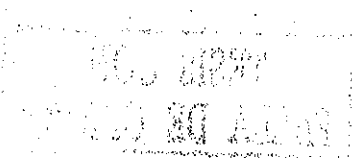
Una nueva técnica que promete dar valores más reales del coeficiente de empuje de tierras en reposo  $K_0$ , es la "Espada de Iowa" desarrollada por Handy et al (1982). La Espada de Iowa es una modificación al dilatómetro de Marchetti, con la que se puede medir la presión lateral a diferentes profundidades y determinar el esfuerzo lateral *in situ* mediante una extrapolación lineal. En la fig 5.7 se muestra un esquema general de este penetrómetro, el cual se compone por cuatro secciones cuyo espesor se incrementa de la punta hacia arriba; en cada sección se tiene una celda de presión con la que se mide la presión horizontal en campo inmediatamente después de haber hincado el penetrómetro.

Handy et al (1982) sugieren que el esfuerzo horizontal *in situ* puede obtenerse extrapolando la relación entre la presión horizontal y el espesor de la espada, a un espesor cero tal como se muestra en la fig 5.7. La relación entre la presión y el espesor de la espada esta dada por la siguiente expresión (Handy et al, 1992):

$$\sigma'_{hi} = \sigma'_{ho} a e^{bt} \quad (5.18)$$

Donde:

$\sigma'_{hi}$  es el esfuerzo horizontal efectivo real en la sección  $i$ ;  $\sigma'_{ho}$  es la presión horizontal medida en campo en términos de esfuerzos efectivos;  $t$  es el espesor de cada sección y  $a$  y  $b$  coeficientes de correlación empíricos.



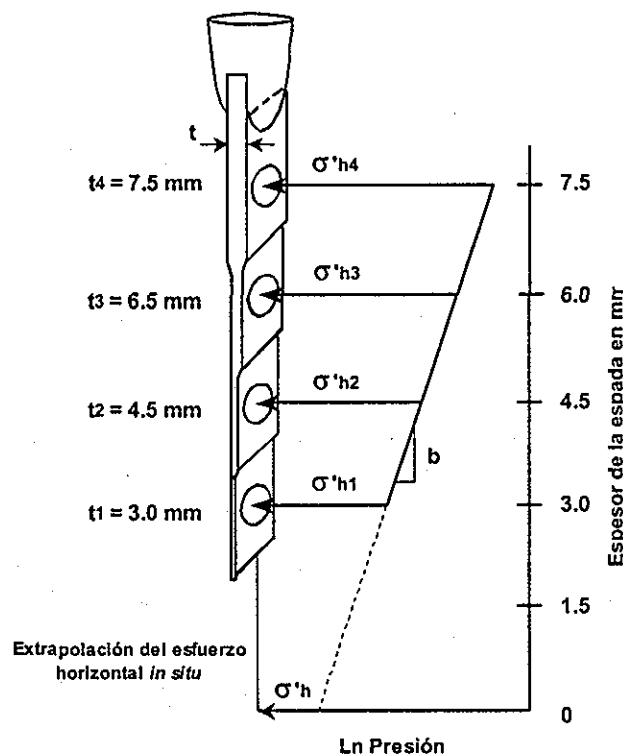


Fig 5.7 Esquema y principio de operación de la Espada de Iowa, Handy et al (1982)

#### 5.4 RESULTADOS DE CAMPO

Se realizó un ensaye con dilatómetro de Marchetti (DMT) en el interior del Sagrario Metropolitano, adyacente a la Catedral Metropolitana, donde el suelo ha estado sometido a una compleja historia de cargas desde la época prehispánica y posteriormente a los efectos del bombeo regional. El equipo de perforación empleado fue una Mobil Drill B-61 y barras de perforación tipo AW. Previo a la ejecución del ensaye se realizó una perforación hasta 22.50 m de profundidad con respecto al nivel de feligresía, a partir de la cual se inició el hincado del dilatómetro, tomando lecturas a cada 25 cm; el disco sensor quedó orientado hacia el este, es decir hacia el Palacio del ex-arzobispado.

En la fig 5.8 se muestran los resultados de la prueba de campo, durante la cual se exploraron los suelos que forman la Serie Arcillosa Superior, que en este sitio se encuentra entre los 23 y 39 m de profundidad. En dicha figura se ilustra la forma en que  $K_D$  e  $I_D$  varían con la profundidad; además, también se muestra la distribución de las presiones de poro que se midieron en una estación piezométrica instalada en la vecindad del sitio donde se efectuó el ensaye. Los esfuerzos efectivos se determinaron a partir de un análisis efectuado anteriormente (Tamez et al, 1995)

De la fig 5.8 se puede apreciar que la presión de poro se distribuye casi hidrostáticamente hasta 27 m de profundidad y después se observan reducciones debido al efecto del bombeo regional. En cuanto a los valores de  $K_D$  e  $I_D$  los valores del primero resultaron ser significativamente menores a los obtenidos por otros autores en arcillas de alta plasticidad mientras que los del segundo coinciden con los que caracterizan a este tipo de materiales (Lacasse y Lune, 1988)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 5.5 RESULTADOS DE LABORATORIO

Con la finalidad de determinar el coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , en laboratorio y compararlo con los valores obtenidos en campo, se realizaron pruebas de consolidación y ensayos triaxiales en arcillas lacustres típicas de la ciudad de México, provenientes de tres diferentes puntos de la Ciudad de México. El primero de ellos es la iglesia del Sagrario y está ubicado a unos cuarenta metros de donde se realizó el ensayo con el DMT (lumbrera L-25).

El segundo sitio corresponde al Edificio de Gobierno de la Facultad de Estudios Superiores Zaragoza de la UNAM, que se localiza al oriente de la ciudad, cerca de una de las orillas del antiguo lago de Texcoco y cuya zona ha sufrido intensamente los efectos del hundimiento regional durante las últimas décadas.

El tercer sitio, denominado Bodegas Azafrán, también se localiza al oriente de la ciudad, en la esquina formada por las calles de Chiclé y Azafrán, en la colonia Granjas México; el hundimiento regional en esta zona es de aproximadamente 20 cm al año (Schmiter, 1990).

Se realizaron un total de 9 ensayos, 3 de consolidación a velocidad de deformación controlada CRS y con medición del esfuerzo radial, 3 ensayos triaxiales CU con consolidación anisotrópica y 3 ensayos triaxiales CU con consolidación isotrópica.

Las técnicas de muestreo y labrado para las muestras de Catedral se describieron en el capítulo 2 de este trabajo, y al igual que en los ensayos anteriores, el material producto del labrado se empleó para determinar las propiedades índice del suelo. En la tabla 5.2 se muestran los valores obtenidos para las muestras ensayadas, así como el sitio y la profundidad de donde fueron extraídas.

**TABLA 5.2 PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS MATERIALES ENSAYADOS EN LABORATORIO**

Ensayo	Prueba	Sitio	Profundidad m	w %	LL %	LP %	Ss	e	Gi %
Consolidación	CRS-K0-1	Sagrario	9.00 - 9.20	135.7	184.9	58.5	2.43	3.43	96.15
	CRS-K0-2	Sagrario	9.00 - 9.20	149	190.5	58.3	2.44	3.61	100
	CRS-K0-3	FES-Zaragoza	20.60 - 20.80	200.2	285	66.5	2.45	5.15	95.2
Triaxiales anisotrópicas	TX-CU-ANI-1	Bodegas Azafrán	17.20 - 17.40	440	428.5	89.9	2.5	11.05	99.6
	TX-CU-ANI-2	Bodegas Azafrán	17.20 - 17.40	415	437.3	88.2	2.42	10.37	96.8
	TX-CU-ANI-3	Bodegas Azafrán	17.20 - 17.40	412	428.5	78.1	2.63	10.88	99.6
Triaxiales isotrópicas	TX-CU-ISO-1	Bodegas Azafrán	25.40 - 25.60	338.6	375.2	96.1	2.45	8.52	97.36
	TX-CU-ISO-2	Bodegas Azafrán	25.40 - 25.60	351.6	370.3	95.8	2.46	8.92	96.94
	TX-CU-ISO-3	Bodegas Azafrán	25.60 - 25.80	328.75	323.6	68	2.53	8.6	96.74

Donde: W= contenido de agua inicial; LL= límite líquido; LP= límite plástico; Ss= densidad de sólidos; e= relación de vacíos inicial; Gi = grado de saturación.

### 5.5.1 Ensayos de consolidación CRS- $K_0$

Los resultados de los ensayos de consolidación CRS- $K_0$  se presentan en forma gráfica a través de curvas de compresibilidad ( $e$  vs  $\log \sigma'_v$ ) y curvas de esfuerzo horizontal contra esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_h$  vs  $\sigma'_v$ ).



### Curvas de compresibilidad

De la misma forma que en los ensayos CRS y CGT, las muestras se saturaron a volumen constante durante 24 hrs con una contrapresión de 148 kPa.

La relación de vacíos,  $e$ , y el esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ , se calcularon por medio de las ecuaciones 4.26 y 4.27 del capítulo anterior respectivamente y el esfuerzo crítico se determinó por el método de Casagrande.

Las curvas de compresibilidad obtenidas en los tres ensayos CRS-K0-1, CRS-K0-2 (Sagrario) y CRS-K0-3 (FES-Zaragoza) se presentan en la fig 5.9. El esfuerzo crítico obtenido para el suelo de FES-Zaragoza (ensayo CRS-K<sub>0</sub>-3) resultó ser del orden de 300 kPa, lo cual indica que el suelo en esta zona se encuentra fuertemente preconsolidado a consecuencia del intenso bombeo profundo que se ha llevado a cabo en los últimos años. Los esfuerzos críticos obtenidos para el suelo del Sagrario fueron mucho mayores al obtenido en FES-Zaragoza lo cual refleja, además de la influencia del bombeo profundo, el efecto de las sobrecargas a las que ha estado sujeto el suelo en esta zona. Los esfuerzos críticos para el suelo del Sagrario, ensayos CRS-K<sub>0</sub>-1 y CRS-K<sub>0</sub>-2; resultaron ser del orden de 400 kPa

Conviene mencionar, que debido a las pequeñas fugas de aceite que presentaron en el anillo de consolidación  $K_0$ , no fue posible llevar la prueba a valores de esfuerzo superiores, ni tampoco poder el medir el coeficiente  $K_0$  durante la descarga.

### Curvas $\sigma'_h$ vs $\sigma'_v$

En la fig 5.10 se muestran las curvas  $\sigma'_h$  vs  $\sigma'_v$  para los tres ensayos realizados y el cociente  $\sigma'_h/\sigma'_v$  representa el coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , es decir:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (5.19)$$

El esfuerzo horizontal efectivo,  $\sigma'_h$ , se determinó de manera similar al esfuerzo vertical:

$$\sigma'_h = \sigma_h - 2/3 u_b \quad (5.20)$$

Donde  $\sigma_h$  es el esfuerzo radial medido en el módulo  $K_0$

En términos generales, todas las curvas presentan un comportamiento muy parecido en el que al inicio de la prueba, la relación  $\sigma'_h/\sigma'_v$ , es mayor a los valores obtenidos en la rama virgen, sin embargo la pendiente de la curva  $\sigma'_h$  vs  $\sigma'_v$  en la rama de recarga resultó ser menor a la de la rama normalmente consolidada.

### 5.5.2 Ensayes triaxiales CU, con consolidación anisotrópica

Se realizaron un total de tres ensayos triaxiales, consolidando la muestra anisotrópicamente con diferentes relaciones de  $K = \sigma'_h/\sigma'_v$ ; los valores de  $K$  fueron de 0.35, 0.40 y 0.45 y los resultados se



presentan a través de curvas de compresibilidad,  $p$  vs  $e$  y trayectorias de esfuerzos representadas en curvas  $p$  vs  $q$ .

### Curvas de compresibilidad $p$ vs $e$

Las curvas de compresibilidad se presentan en términos del esfuerzo octaédrico  $p$  vs  $e$  y la relación de vacíos. El esfuerzo octaédrico,  $p$  se define como:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (5.21)$$

como en una cámara triaxial  $\sigma_2 = \sigma_3$ , entonces  $p$  queda:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (5.22)$$

Donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principal mayor y menor respectivamente

En la fig 5.11 se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas para cada uno de los ensayos efectuados, donde los esfuerzos críticos aparentes resultaron ser del orden de 70 kPa. En términos generales se puede decir que los suelos ensayados tuvieron una relación de vacíos muy similar y que las curvas de compresibilidad guardan un cierto parecido en cuanto a su forma se refiere.

### Curvas $p$ vs $q$

En la fig 5.12 se muestran las trayectorias de esfuerzos obtenidas para cada uno de los tres ensayos que componen esta serie. El esfuerzo desviador  $q$  se calculó mediante la siguiente expresión:

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (5.23)$$

Vale la pena mencionar que debido a las dificultades técnicas que presentaron para realizar este tipo de ensayos, no fue posible llevar todas las pruebas a la etapa de falla, salvo el ensayo TX-CU-ANI-1.

### 5.5.3 Ensayos triaxiales CU, con consolidación isotrópica

Para comparar los valores obtenidos del coeficiente de empuje de tierras en reposo  $K_0$  en las pruebas de consolidación unidimensional y en los ensayos triaxiales con consolidación anisotrópica, así como verificar la validez de la ley de Jaky, se realizó una serie de tres ensayos triaxiales CU con medición de presión de poro, con la finalidad de obtener el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos.

La consolidación se realizó de manera incremental aplicando una carga cada 24 hrs. Los esfuerzos máximos de consolidación fueron de 117.8, 176.6 y 235.4 kPa (1.2, 1.8 y 2.4 kg/cm<sup>2</sup>). Después de que las probetas se consolidaron se llevaron a la falla a una velocidad de deformación controlada.

Los resultados obtenidos en esta etapa experimental se presentan en curvas de compresibilidad y trayectorias de esfuerzos  $p$  vs  $q$

### Curvas de compresibilidad $p$ vs $e$

Al igual que en los ensayos triaxiales con consolidación anisotrópica, las curvas de compresibilidad se dibujaron en términos del esfuerzo octaédrico  $p$  y la relación de vacíos  $e$ .

En la fig 5.13 se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas para los ensayos TX-CU-ISO-1, TX-CU-ISO-2 y TX-CU-ISO-3, cuyos esfuerzos críticos resultaron ser del orden de 52 kPa.

### Curvas $p$ vs $q$

En la fig 5.14 se muestran las trayectorias de esfuerzos  $p$  vs  $q$  para los ensayos TX-CU-ISO-1, TX-CU-ISO-2 y TX-CU-ISO-3, en donde se define claramente línea de falla.

## 5.6 COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Investigaciones recientes en el Instituto de Ingeniería han demostrado que el comportamiento de los materiales que forman la denominada Serie Arcillosa Superior, puede ser normalizable con respecto a la presión equivalente (Giraldo, 1996). La presión equivalente es la proyección de cualquier estado del material (normalmente consolidado o preconsolidado) sobre la rama virgen, a volumen o relación de vacíos constante. Si se acepta esto, se puede considerar que los valores de  $K_D$  obtenidos a partir de una prueba con el dilatómetro de Marchetti en estos suelos arcillosos reflejan diferentes estados de un mismo material. De acuerdo con lo anterior, es posible establecer una comparación entre los valores de  $K_0$  obtenidos mediante las expresiones propuestas por Marchetti y Lunne y Lacasse (ecuaciones 5.13 y 5.16, respectivamente) a partir de las mediciones hechas con el penetrómetro de Marchetti y los que se obtuvieron con el consolidómetro instrumentado. Para tal efecto se presenta la curva de  $K_0$  vs  $\sigma'_v$  (fig 5.15) en la que se comparan los valores de  $K_0$  como una función del esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$ ; asimismo, en la fig 5.16 se muestra la curva  $\sigma'_h$  vs  $\sigma'_v$ , en la que el esfuerzo horizontal efectivo  $\sigma'_h$  en campo, se calculó en función del coeficiente  $K_0$  obtenido mediante las expresiones propuestas para el dilatómetro de Marchetti.

Los valores del coeficiente  $K_0$  obtenido en función del esfuerzo horizontal y del esfuerzo vertical efectivo registrados en los ensayos de consolidación, corresponden a los de la rama de recarga inicial y a los de la rama virgen. Como se aprecia en la fig 5.15, a presiones bajas los valores de  $K_0$  son altos, incluso en algunos casos superiores a la unidad, tal como corresponde a materiales altamente preconsolidados, que es la condición que tienen las muestras de arcilla al inicio de los ensayos por los efectos de muestreo. Después de alcanzar y rebasar el esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$ , el valor de  $K_0$  alcanza un valor mínimo constante que corresponde al valor de dicho coeficiente para condiciones de consolidación normal. En los ensayos correspondientes a las muestras tomadas bajo el Sagrario este valor fue de  $K_0 = 0.33$  y  $K_0 = 0.35$  (ensayos CRS-K0-1 y CRS-K0-2 respectivamente) y de  $K_0 = 0.37$  para la muestra de la FES Zaragoza (ensayo CRS-K0-3).

Como se aprecia en las gráficas de las figs 5.15 y 5.16, los valores del coeficiente  $K_0$  obtenido con las ecuaciones 5.13 y 5.16, resultan notoriamente más grandes que los obtenidos en el laboratorio. Vale la pena comentar, que los valores de  $K_D$  que se midieron con el penetrómetro de Marchetti son

menores que los que se han reportado en la literatura para otras arcillas plásticas y eso explica, al menos en parte, esa discrepancia, lo anterior indica que las correlaciones propuestas por Marchetti (1980) y Lacasse y Lunne (1988), no son aplicables a suelos tan compresibles y plásticos como la arcilla de la ciudad de México. Al respecto y con base en los resultados de laboratorio, es posible establecer una expresión que conduzca a valores de  $K_0$  que se aproximen más a los obtenidos con el consolidómetro instrumentado, en el caso de esta investigación, dicha expresión puede definirse como:

$$K_0 = 0.31K_D^{0.2} \quad (5.24)$$

Los valores de  $K_0$  obtenidos con esta expresión se incluyen también en las gráficas de las figs 5.15 y 5.16 en donde se aprecia como estos valores se asemejan mucho a los obtenidos en laboratorio.

Como se discutió anteriormente, cuando los suelos están preconsolidados, el coeficiente  $K_0$  aumenta, tal como se puede constatar en la gráfica de la fig 5.17, en la que se dan los valores de dicho coeficiente en términos del cociente de preconsolidación,  $OCR$ . En esta figura los datos para  $OCR > 1$  se obtuvieron a partir del tramo inicial de recarga de las curvas de compresibilidad de los ensayos realizados en el consolidómetro. También se presentan los valores del  $OCR$  obtenidos con el dilatómetro de Marchetti a partir de la ecuación 5.17 con los parámetros de correlación,  $m$  y  $n$ , sugeridos por Marchetti (1980) y Lacasse y Lunne (1988). Al observar la fig 5.17 resulta evidente que ninguna de las propuestas anteriores permite estimar adecuadamente los valores obtenidos en el laboratorio a partir de los ensayos efectuados con el consolidómetro. En esta investigación se encontró que se obtienen mejores estimaciones del  $OCR$  si se toma  $m = 0.25$  y  $n = 0.9$ , quedando la ecuación 5.17 como:

$$OCR = 0.9 K_D^m \quad (5.25)$$

Con base en los resultados de los ensayos triaxiales con consolidación anisotrópica fue posible obtener otro valor de  $K_0$  con el cual se puede evaluar la validez de la ecuación propuesta.

En la fig 5.18 se presenta una gráfica que muestra la relación que existe entre el cociente  $\varepsilon_a / \varepsilon_v$  y el esfuerzo octaédrico; para los tres ensayos realizados. En dicha figura se aprecia como los cocientes de deformaciones, tienden a valores constantes una vez que las probetas han alcanzado el esfuerzo crítico aparente. De acuerdo con la ecuación 5.9, el valor de  $K_0$  es aquel en el que el cociente entre las deformaciones vertical y volumétrica es igual a la unidad,  $\varepsilon_a / \varepsilon_v = 1$ . En la fig 5.19 se muestra la variación del coeficiente de empuje de tierras  $K$  en función de los valores a los que tiende hacerse constante el cociente  $\varepsilon_a / \varepsilon_v$  para cada uno de los ensayos realizados.

De acuerdo con la figura anterior, se puede ver que el valor del coeficiente de empuje de tierras en reposo resulta ser de  $K_0 = 0.37$ , el cual es muy parecido a los medidos con el consolidómetro instrumentado y a los calculados con la expresión propuesta (ecuación 5.24).

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales CU con medición de presión de poro, se obtuvo el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos. La línea de falla que caracteriza a los materiales ensayados se muestra en la fig 5.14 en la que además se incluyen las trayectorias de esfuerzo de cada uno de los ensayos.

La pendiente de la línea de falla se define como:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (5.26)$$

Donde:

$M$  es la pendiente de la línea de falla, y  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos.

De acuerdo a la fig 5.14 la pendiente de la línea de falla es  $M = 1.71$  por lo que el ángulo de fricción interno máximo resulta ser de  $\phi = 41.7^\circ$ , finalmente, aplicando la fórmula de Jaky (1948) se tiene que:

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen}(41.7^\circ) = 0.33$$

cuyo valor se aproxima a los valores obtenidos anteriormente y a los registrados por otros investigadores (Díaz, R. et al, 1992). En términos generales se puede decir que la Ley de Jaky es aplicable a las arcillas de la ciudad de México.

Podría cuestionarse si los valores de  $K_0$  obtenidos experimentalmente en el laboratorio son en verdad representativos de los que se obtienen en el campo. Algunos investigadores los aceptan como tales y, de hecho, las expresiones (5.13) y (5.16) se obtuvieron calibrando los resultados del penetrómetro de Marchetti con valores de  $K_0$  así obtenidos (Marchetti, 1981; Lacasse y Lunne, 1988). Otros han señalado que los valores obtenidos en el laboratorio no reflejan la influencia de la consolidación secundaria ni la del envejecimiento y que, por ello, no son confiables. Con relación a este punto, Mesri y Hayat (1993) han demostrado experimentalmente que, bajo cargas sostenidas de largo plazo, el valor de  $K_0$  tiende a aumentar. Con base en esto, es posible decir que los valores del coeficiente obtenidos a partir de pruebas de laboratorio representan cotas inferiores de los valores reales. También puede argumentarse que debido a que los suelos arcillosos de la Cuenca de México están siendo sometidos a incrementos de esfuerzos efectivos por efecto del bombeo regional, sin que cambien los esfuerzos cortantes, su estado es uno en el que eventualmente se alcanza el esfuerzo crítico siguiendo una trayectoria de esfuerzos en la que el cociente de esfuerzos efectivos crece paulatinamente. Es evidente que se requieren más investigaciones experimentales para llegar a conclusiones definitivas a este respecto.

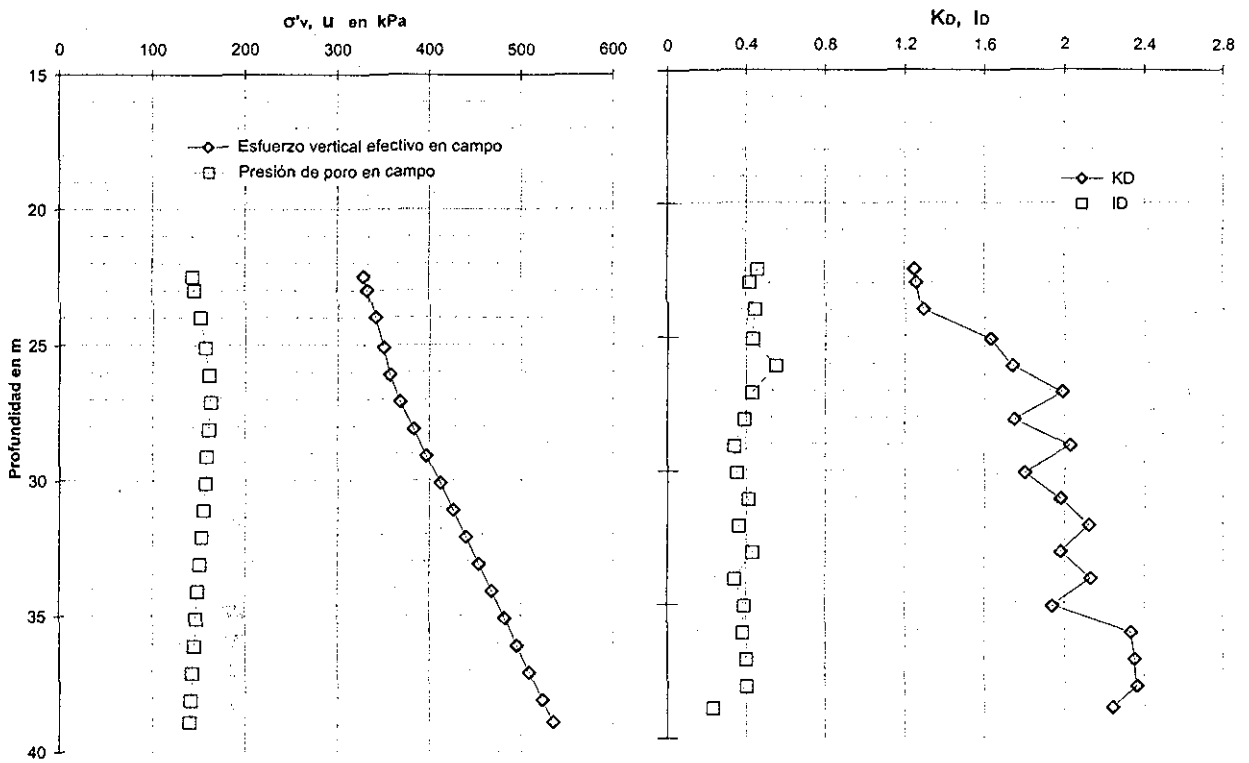


Fig. 5.8 Resultados de campo, dilatometro de Marchetti

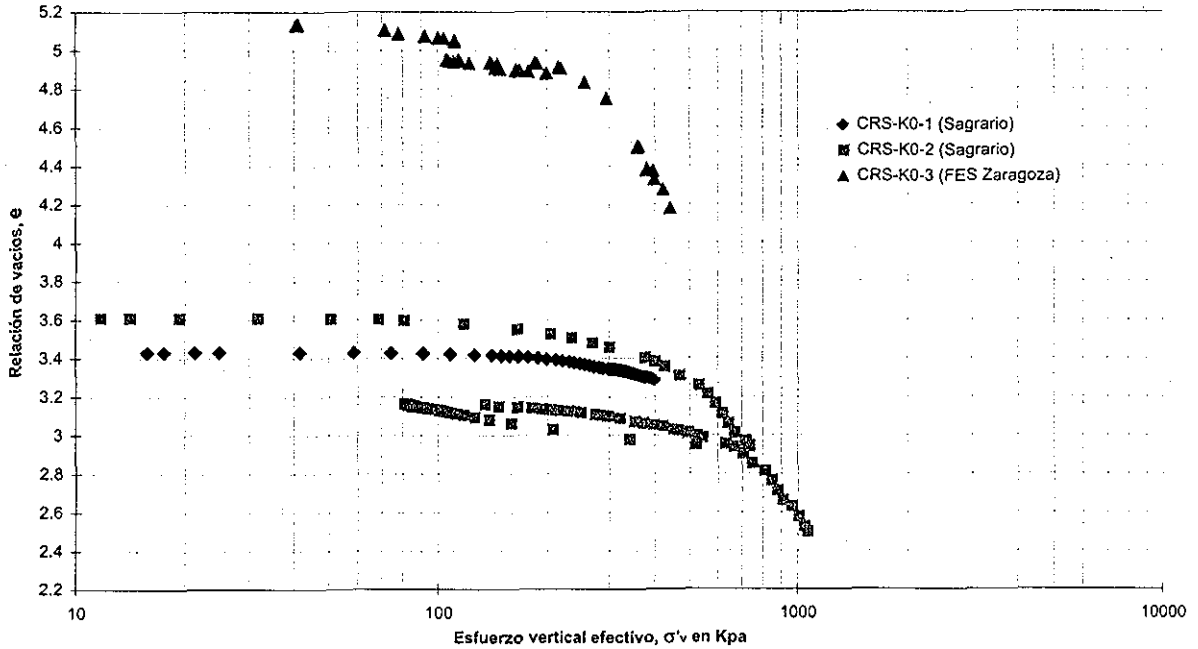


Fig. 5.9 Curvas de compresibilidad, ensayos CRS-K0

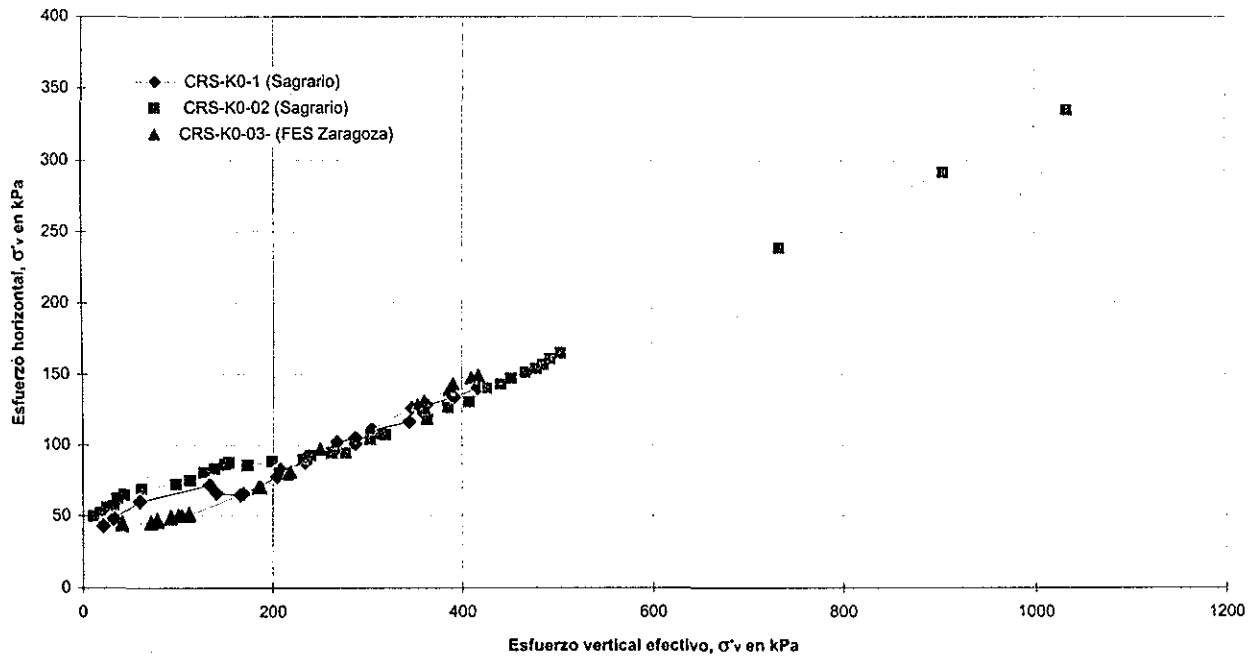


Fig. 5.10 Esfuerzo horizontal,  $\sigma'_h$ , vs esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$  (Ensayes CRS-K0)

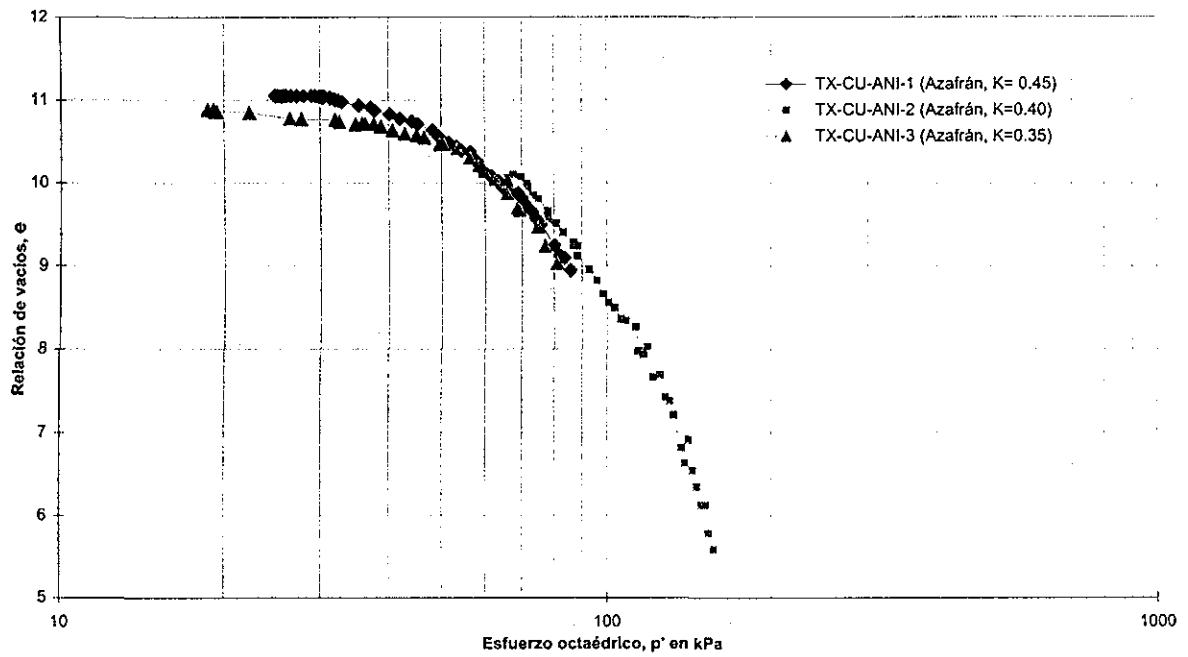


Fig. 5.11 Curvas de compresibilidad, ensayos TX-CU-ANI

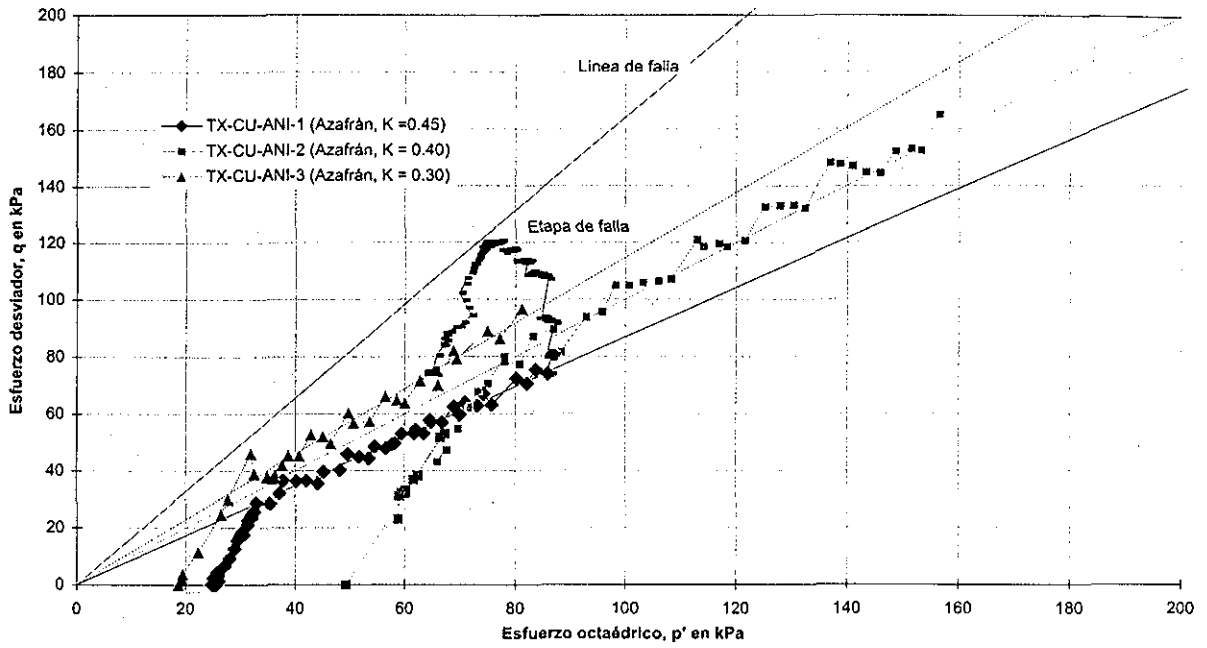


Fig. 5.12 Trayectoria de esfuerzos  $p$  vs  $q$ , ensayos TX-CU-ANI

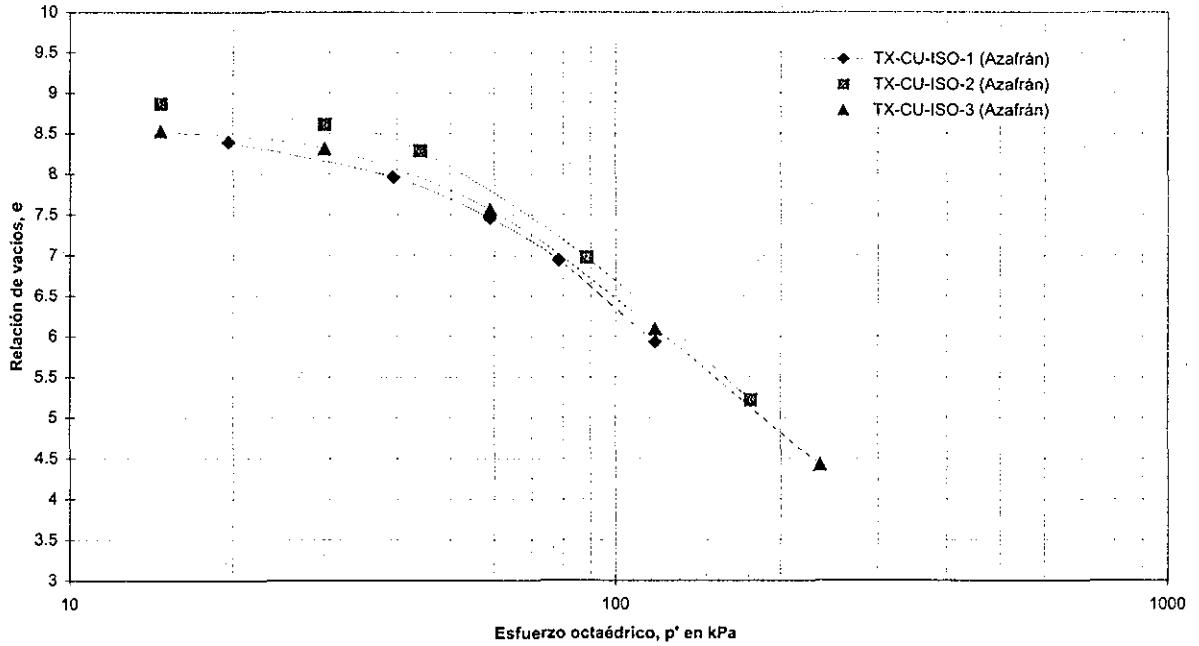


Fig. 5.13 Curvas de compresibilidad, ensayos TX-CU-ISO

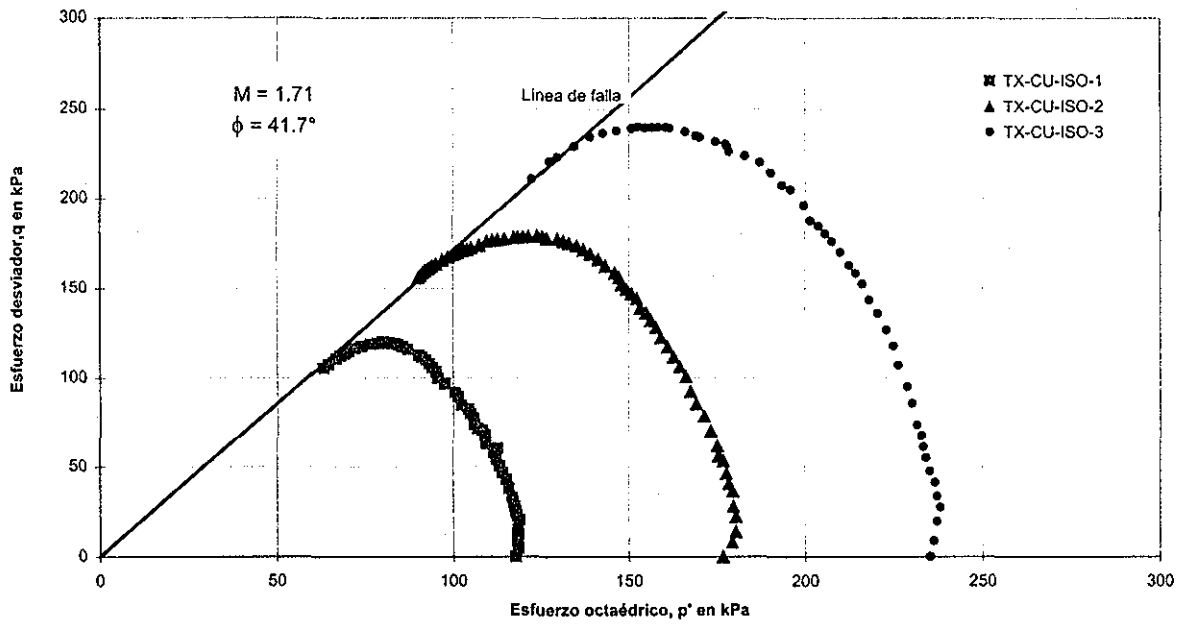


Fig. 5.14 Trayectoria de esfuerzos  $p$  vs  $q$ , ensayos TX-CU-ISO

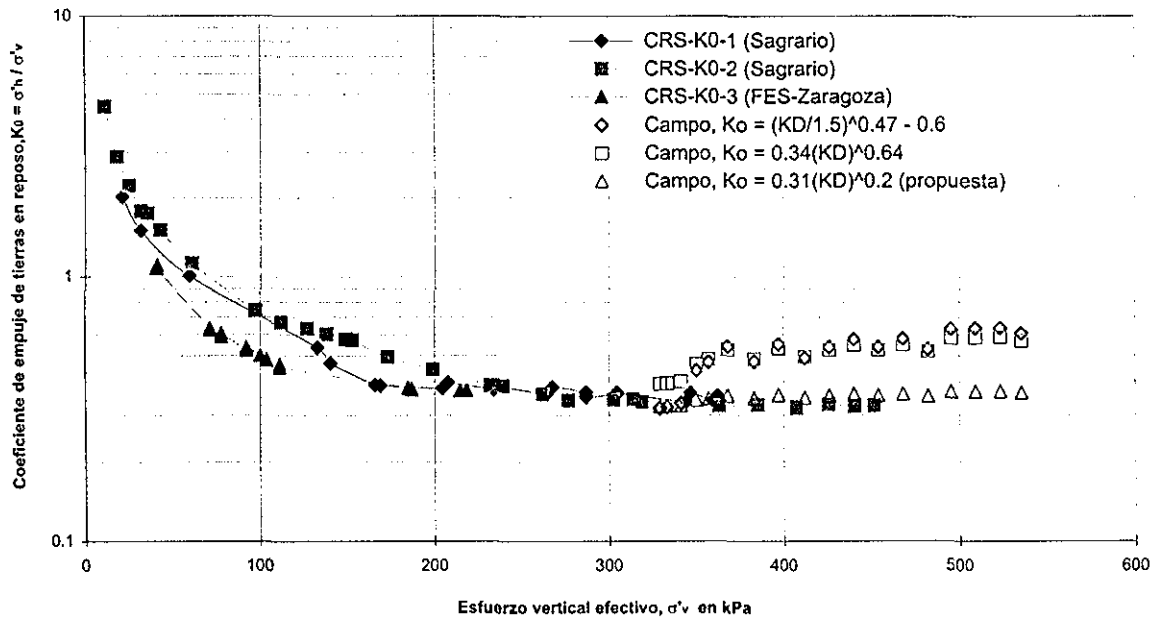


Fig. 5.15 Variación de coeficiente  $K_0$  en función del esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$ . (datos obtenidos en campo y laboratorio)



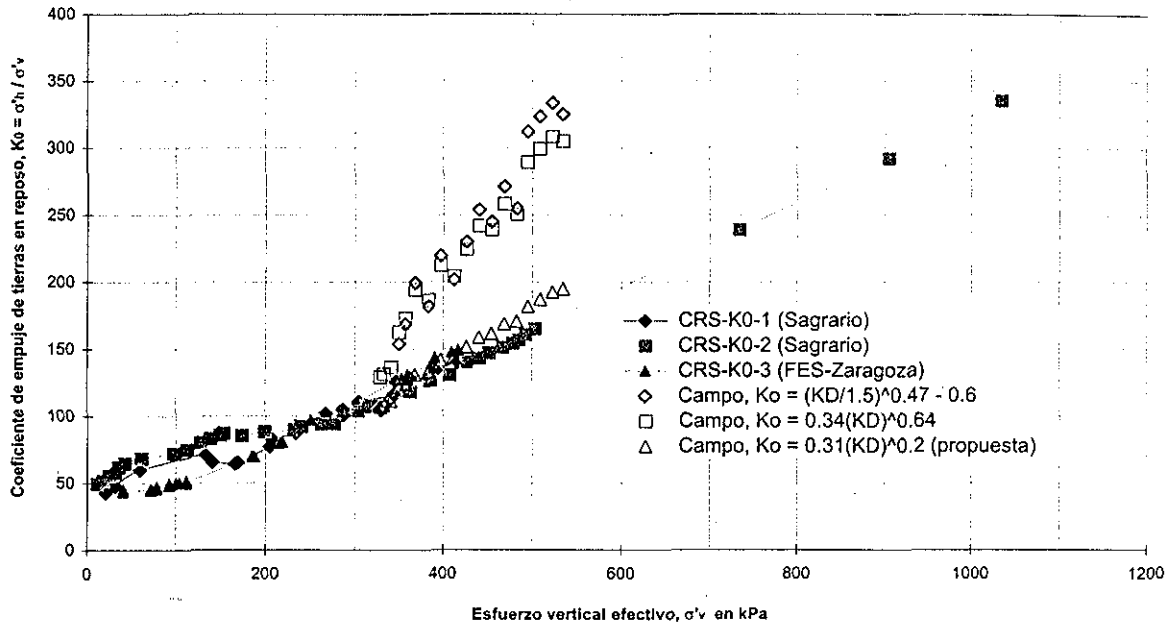


Fig. 5.16 Variación del esfuerzo horizontal  $\sigma'_h$ , en función del esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma'_v$  (datos obtenidos en campo y laboratorio)

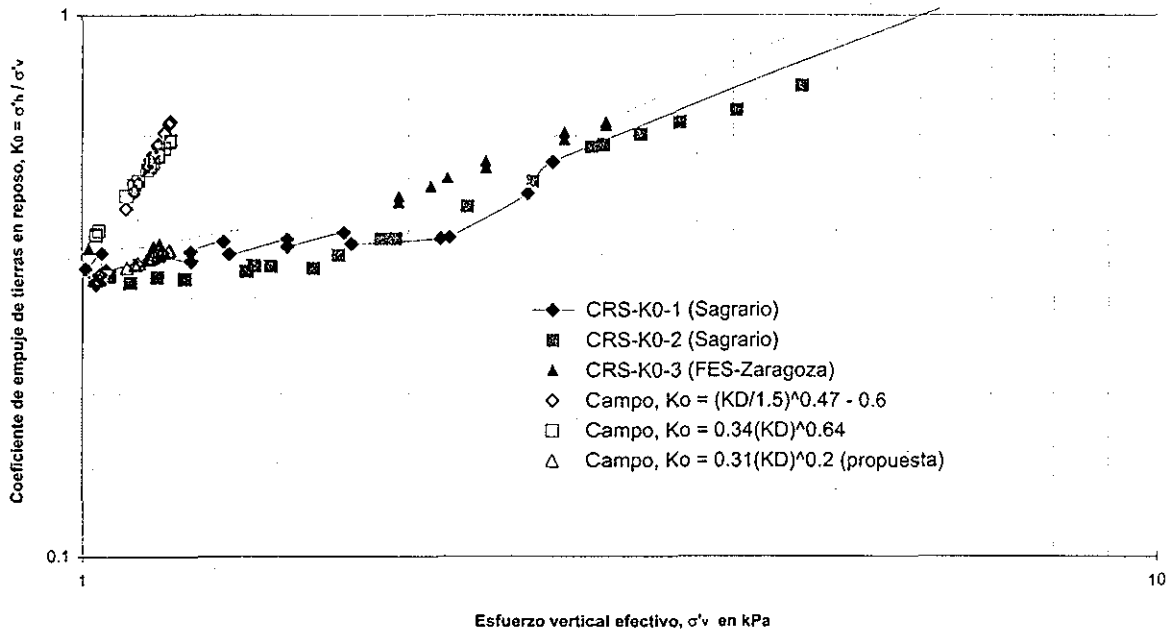


Fig. 5.17 Variación de coeficiente  $K_0$  en función del cociente de preconsolidación OCR (datos obtenidos en campo y laboratorio)

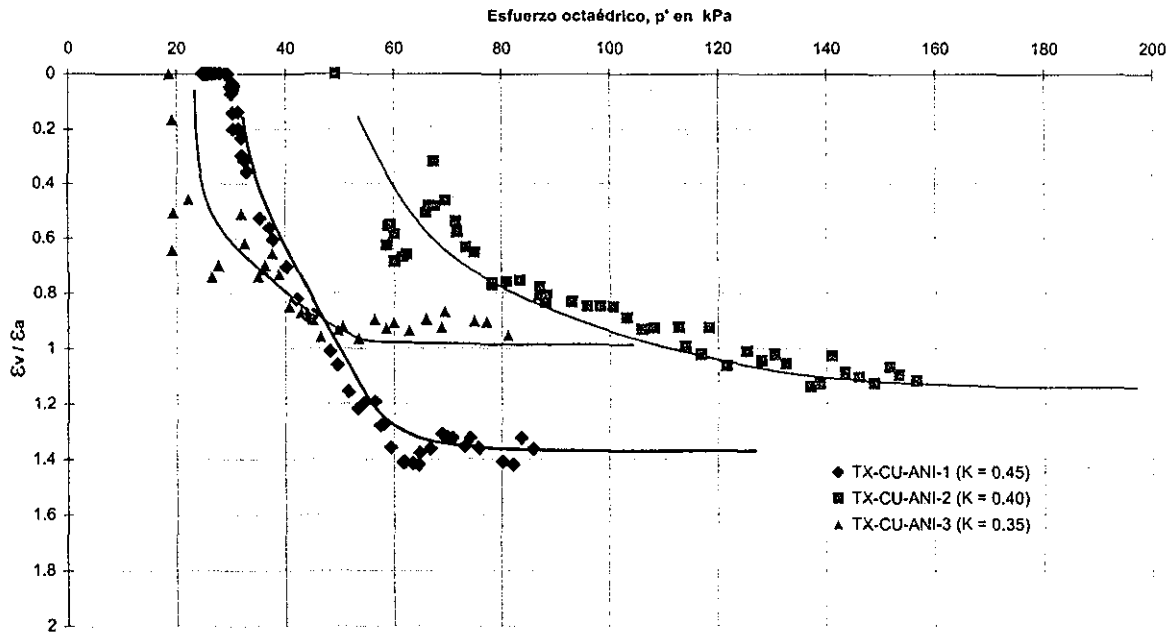


Fig. 5.18 Variación del cociente  $\varepsilon_v / \varepsilon_a$  en función del esfuerzo octaédrico,  $p'$ , aplicado durante la etapa de consolidación anisotrópica

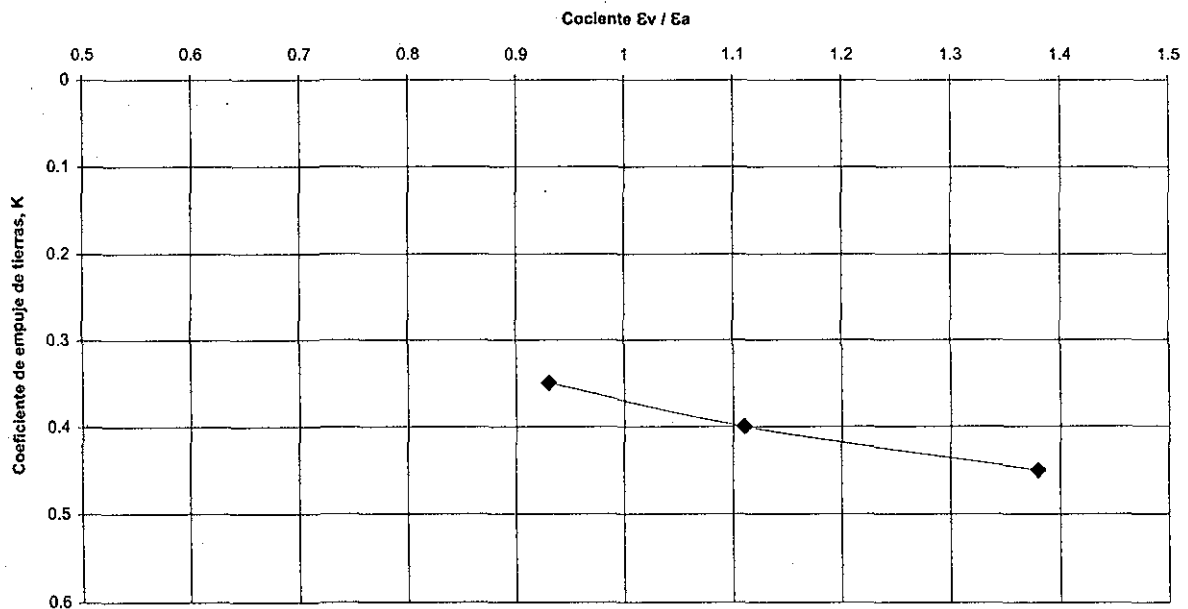


Fig. 5.19 Variación del cociente de empuje de tierras,  $K$ , en función del cociente  $\varepsilon_v / \varepsilon_a$  durante la etapa de consolidación anisotrópica

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 PRUEBAS A VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CONTROLADA CRS

El principio básico de las pruebas CRS consiste en comprimir una muestra cilíndrica de suelo a una velocidad de desplazamiento constante procurando que el exceso de presión de poro en la base sea menor al 15% del esfuerzo vertical efectivo aplicado. La prueba se realiza bajo una condición de drenaje simple en la parte superior y en la base de la muestra se registra el exceso de presión de poro.

Una de las ventajas de los ensayos CRS sobre las pruebas tradicionales de consolidación es la reducción del tiempo de ejecución hasta de un 80%; mientras que en una prueba tradicional se tiene información sobre la compresibilidad del suelo en por lo menos una semana y media, con los ensayos CRS se puede obtener en tan sólo dos días. La adquisición de datos se realiza de manera continua por medio de una computadora, lo cual permite una mejor definición de la curva de compresibilidad,  $e$  vs  $\sigma'_v$ , facilitando así la determinación del esfuerzo crítico.

Se realizaron un total de 4 pruebas a velocidad de deformación controlada CRS en muestras de arcilla extraídas del Sagrario Metropolitano con el fin de estudiar la influencia de la velocidad de desplazamiento sobre la compresibilidad de la arcilla, al comparar los resultados obtenidos con los de una prueba tradicional. La compresibilidad de los suelos se expresó en términos del esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$ ; del módulo de deformación volumétrica,  $m_v$ ; y de los coeficientes de consolidación,  $c_v$ , y de permeabilidad,  $k_{vm}$ . Previo al ensaye, las muestras se saturaron a volumen constante aplicando una contrapresión de 148 kPa.

El suelo ensayado se extrajo de perforaciones radiales en las lumbreras construidas para los trabajos subexcavación en el Sagrario Metropolitano obteniéndose muestras pertenecientes a un mismo estrato, cuyas condiciones iniciales resultaron ser muy semejantes y por consiguiente su comportamiento mecánico pudo ser comparable. El suelo del Sagrario Metropolitano se caracteriza por estar fuertemente preconsolidado debido a las grandes sobrecargas impuestas por las edificaciones prehispánicas, las de la catedral misma y las provocadas por la intenso bombeo regional y local para realizar los trabajos de subexcavación.

Se presentaron y aplicaron tres teorías para interpretar los ensayos de consolidación CRS cuyas hipótesis son muy similares a las planteadas en la teoría clásica de Terzaghi (1925) y donde los coeficientes  $c_v$  y  $k_v$  se determinan como una función de la presión de poro registrada en la base de la muestra.

Las velocidades de desplazamiento aplicadas estuvieron en un rango comprendido entre  $1 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  y  $1 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$  y se encontró que el efecto de ésta sobre el esfuerzo crítico no es tan significativo. El esfuerzo crítico obtenido en la prueba más "rápida" resultó ser 10% más alto que en la prueba tradicional; mientras que para la prueba más "lenta" fue 5% más bajo. Para velocidades mayores de  $8 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  se generaron exceso de presión de poro máximos superiores al 15%, aunque conviene comentar que debido a las limitaciones del equipo no fue posible mantener una velocidad de desplazamiento constante, por lo que será necesario realizar ciertas adecuaciones al equipo.

A partir de los resultados obtenidos, se propuso una expresión en función del índice de liquidez,  $IL$ , del índice de plasticidad,  $IP$ , y del esfuerzo crítico  $\sigma'_c$ , para determinar la velocidad de deformación a la cual se debe realizar un ensaye CRS que garantice un exceso de presión de poro en la base menor al 15% del esfuerzo vertical efectivo aplicado. El análisis de unidades de la expresión propuesta no corresponde a unidades de velocidad y para que el resultado se considere en  $\text{s}^{-1}$  es necesario manejar el esfuerzo crítico en kPa y el índice de plasticidad como un porcentaje y no como decimales; de acuerdo con lo anterior, Al sustituir las propiedades índice del suelo empleado en el ensaye tradicional y el esfuerzo crítico obtenido, en la expresión propuesta, se obtuvo una velocidad de desplazamiento de  $3.72 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  la cual entra en el rango de velocidades recomendados por otros autores (Sandbaekken et al, 1986; Mendoza et al, 1996).

Al comparar los valores de los coeficientes de consolidación  $c_v$  y de permeabilidad  $k_v$  obtenidos con las expresiones propuestas en cada una de las teorías que se presentaron, se pudo comprobar que todas arrojan valores muy parecidos excepto al inicio de la prueba donde aún no se establecía una velocidad de desplazamiento más o menos uniforme. No fue posible determinar una influencia de la velocidad de deformación sobre los coeficientes  $c_v$  y  $k_v$ , sin embargo, pudo definirse una zona de influencia que engloba toda la gama de valores en los que pudieran variar dichos coeficientes para el suelo del Sagrario Metropolitano.

Al graficar los coeficientes  $c_v$  y  $k_v$  como una función del índice de liquidez, se observó que en la rama virgen todos convergen a un mismo valor independientemente de la velocidad de desplazamiento a la que se hayan realizado las pruebas, de esta manera, se concluyó que para el suelo del Sagrario Metropolitano los valores de  $c_v$  y  $k_v$ , son de  $0.0002 \text{ cm}^2/\text{s}$  y  $6 \times 10^{-9} \text{ cm/s}$  respectivamente en la rama virgen. En cuanto al comportamiento del módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , se observó que al aumentar la velocidad de desplazamiento el valor máximo alcanzado disminuía ligeramente ( $m_{v\text{máx}}$ ).

Diversos autores han desarrollado expresiones que permiten estimar la velocidad de desplazamiento para realizar un ensaye CRS en donde el exceso de presión de poro generado sea menor al 15% del esfuerzo vertical efectivo aplicado (Smith y Wahls, 1969; Mesri y Feng, 1986; Mesri y

Choi, 1984); generalmente, en dichas expresiones se recurre al uso del coeficiente de permeabilidad, lo cual resulta muy lógico si consideramos que el fenómeno de consolidación es un proceso hidrodinámico. Una de las principales desventajas para usar cualquier expresión que este en función del coeficiente de permeabilidad consiste en determinar un valor apropiado de dicho coeficiente, ya que las arcillas como las de la ciudad de México varían en un rango de  $1 \times 10^{-6}$  a  $1 \times 10^{-8}$  cm/s.

La idea de proponer una ecuación simple para estimar la velocidad de desplazamiento para ejecutar un ensaye CRS, que estuviera en función de las propiedades índice de un suelo, fue evitar ecuaciones que dependan de propiedades mecánicas del suelo que en su momento no se cuente con esa información y tengan que estimarse dichas propiedades reduciendo así la veracidad de la expresión. La ecuación que se propuso se ajustó al comportamiento de los materiales ensayados, sin embargo, su validez deberá verificarse para suelos de otros lugares determinando previamente sus límites de plasticidad y en caso de no contar información previa sobre su compresibilidad, se recomienda tomar como una aproximación el esfuerzo vertical efectivo en campo igual al esfuerzo crítico. El proponer una ecuación que esté en función de los índices de plasticidad del suelo no está muy lejos de la realidad, si tomamos en cuenta que la sensibilidad de un suelo está relacionada con el índice de liquidez y que la pérdida total de resistencia se produce cuando un suelo está completamente floculado cuyo contenido de agua es mayor al límite líquido obtenido en estado remoldeado.

## 6.2 PRUEBAS A GRADIENTE CONTROLADO CGT

El principio de la pruebas a gradiente controlado consiste en mantener un exceso de presión de poro constante en la base de la muestra y controlar la velocidad de aplicación de la carga. De la misma forma que en los ensayos tradicionales, la prueba se realiza con una pastilla cilíndrica de suelo con condiciones simples de drenaje en la parte superior y en la base de la muestra se registra el exceso de presión de poro. Al igual que los ensayos CRS, se logra definir de una manera continua la curva de compresibilidad,  $e$  vs  $\sigma'_v$ , y la adquisición de datos se hace por medio de una computadora; el tiempo de duración de la prueba es de aproximadamente dos días.

El suelo ensayado se extrajo de las perforaciones radiales en las lumbreras realizadas para los trabajos de subexcavación en la Catedral Metropolitana en donde el suelo ha estado sometido ha una compleja historia de cargas debido a las construcciones prehispánicas, a las de la Catedral misma y a las del bombeo regional y local realizado para los trabajos de corrección de la Catedral. Las muestras obtenidas son casi horizontales por lo que su comportamiento pudo ser comparable debido a que pertenecen a un mismo estrato.

Se realizaron un total de 5 pruebas a gradiente controlado CGT con el fin de estudiar la influencia del exceso de presión de poro sobre la compresibilidad de la arcilla de la ciudad de México, expresada en términos del esfuerzo crítico,  $\sigma'_c$ ; del módulo de deformación volumétrica,  $m_v$ ; y de los coeficientes de consolidación,  $c_v$  y permeabilidad,  $k_v$ . Todas las probetas se saturaron a volumen constante durante 24 hrs a una contrapresión de 148 kPa y los resultados obtenidos se compararon con los de una prueba tradicional.

Se presentaron dos teorías para interpretar los ensayos CGT, en donde se recurre al uso del exceso de presión de poro para determinar los coeficientes  $c_v$  y  $k_v$ ; y cuyas hipótesis son similares a las de la teoría de Terzaghi (1925). Ambas teorías arrojaron valores semejantes de  $c_v$  y  $k_v$  una vez que se alcanzaron las condiciones de la prueba, por lo que resulta indistinto emplear una u otra.

Los ensayos CGT se realizaron con excesos de presión de poro en un rango comprendido entre 8 y 100 kPa, encontrado que para excesos superiores a 40 kPa el esfuerzo crítico alcanzado se incrementa notablemente con respecto al de la prueba tradicional. Para la prueba realizada con un

exceso de presión de 91.2 kPa, el esfuerzo crítico resultó ser 71% mayor que el correspondiente al de la prueba tradicional, mientras que el ensaye que se realizó con un exceso de 18.2 kPa fue el que mejor se ajustó al ensaye convencional.

De acuerdo con la variación del esfuerzo crítico obtenido en función del exceso de presión de poro mantenido en la base, se propuso una ecuación que depende del índice de plasticidad  $IP$  y de liquidez  $IL$ , que se ajusta muy bien al comportamiento observado y con la que es posible estimar el exceso de presión de poro adecuado para realizar un ensaye CGT. La validez de la expresión propuesta deberá verificarse para suelos de otros sitios, previa determinación de sus índices de plasticidad y en caso de no contar con información previa sobre su compresibilidad, se podrá asumir que el esfuerzo crítico es igual al esfuerzo vertical *in situ*. Se recomienda que el exceso de presión de poro se encuentre comprendido entre 10 a 30 kPa.

Al aumentar el exceso de presión de poro, aumenta la velocidad de deformación y por consiguiente la compresibilidad del suelo disminuye (Hamilton y Crawford, 1959; Salfors, 1975; Mesri y Choi, 1979, Leroueil et al, 1983; Mesri y Choi, 1984), lo anterior se pudo comprobar a través del comportamiento del módulo de compresibilidad volumétrica, en donde, para excesos de presión de poro superiores a 40 kPa el  $m_{v,máx}$  alcanzado disminuyó considerablemente con respecto al de la prueba tradicional.

En cuanto al comportamiento de los coeficientes de consolidación,  $c_v$ , y de permeabilidad,  $k_v$ , no se observó un efecto significativo del exceso de presión de poro sobre ellos; sin embargo, al igual que en los ensayos CRS, se logró definir una banda estrecha que encierra todos los valores en los que pueden variar  $c_v$  y  $k_v$ . Al graficar estos coeficientes como una función del índice de liquidez  $IL$  se observó que en la rama virgen los valores de  $c_v$  y  $k_v$  tienden a valores constantes de 0.0003 cm<sup>2</sup>/s y 5x10<sup>-9</sup> cm/s respectivamente independientemente del exceso de presión de poro, dichos valores son prácticamente iguales a los de las pruebas CRS, lo cual indica que las muestras de suelo ensayadas en cada una de las pruebas (CRS y CGT) pertenecen a un mismo estrato de suelo con historia de cargas diferente.

Mientras que en muchos países del mundo los ensayos de consolidación bajo carga controlada son de práctica común, desafortunadamente su uso en México es prácticamente desconocido y sólo han sido utilizados para fines de investigación. Es necesario popularizar este tipo de ensayos en los laboratorios comerciales que existen en México con la finalidad de reducir el tiempo y los costos para la obtención de información sobre la compresibilidad de un suelo. En la mayoría de los proyectos de ingeniería civil no se tiene el tiempo suficiente para realizar un análisis detallado de asentamientos que se base en pruebas de consolidación y generalmente se tiene que recurrir al uso de correlaciones empíricas para determinar la compresibilidad de los suelos (por ejemplo el cono), reduciendo así la confiabilidad de los asentamientos calculados. Es cierto que la adquisición de un equipo automatizado para realizar ensayos de consolidación a carga controlada representa una inversión inicial muy fuerte, sin embargo, esta inversión se recupera en poco tiempo si consideramos el número de ensayos que se pueden realizar en un tiempo igual al que tarda una prueba tradicional.

Uno de los puntos que se le han criticado a los ensayos de consolidación bajo carga controlada son las condiciones de frontera bajo las cuales se realizan, ya que, éstas no son representativas de lo que realmente ocurre en campo; al respecto conviene comentar que ningún ensaye de consolidación reproduce fielmente las condiciones de campo empezando por el tamaño de las probetas que se utilizan, las cuales ocultan muchas de las heterogeneidades de la masa de suelo como pueden ser lentes de arena, grumos, fisuras etc.; por otro lado, las velocidades de deformación que se aplican en laboratorio resultan ser mucho más grandes que las que ocurren en campo.

De acuerdo con lo anterior, los resultados de las pruebas de consolidación sólo deben emplearse como un índice para predecir los asentamientos que pudieran ocurrir en el campo. Una correcta evaluación de los asentamientos que sufrirá una determinada estructura dependerá pues del criterio y la experiencia del ingeniero proyectista; para lograr esa experiencia, es necesario que el ingeniero realice nivelaciones topográficas periódicas con el fin de monitorear la velocidad y la magnitud de los desplazamientos sufridos por la estructura y compararlos con los calculados. Si bien lo anterior no es una práctica muy usual, podría convertirse en una herramienta muy útil en la predicción de asentamientos en vez de estar elaborando programas complejos de análisis.

### 6.3 EL COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO $K_0$

Se aplicaron dos técnicas experimentales de laboratorio para evaluar el coeficiente de empuje de tierras en reposo,  $K_0$ , en una de ellas se utilizó un anillo instrumentado para medir el esfuerzo horizontal en una prueba de consolidación CRS y la otra a través de una serie de ensayos drenados en los que se mantuvo constante el cociente entre los esfuerzos efectivos vertical y horizontal.

Se ensayaron muestras de arcilla extraídas de tres sitios de la ciudad de México: el Sagrario Metropolitano, La FES Zaragoza de la UNAM y otro ubicado en las calles de Chicle y Azafrán (bodegas Azafrán).

Para estados de consolidación normal, los valores de  $K_0$  obtenidos en laboratorio variaron en un rango relativamente pequeño entre 0.33 y 0.37. Con base en los resultados de otra serie de ensayos triaxiales consolidados no drenados con medición de presión de poro, se verificó que la fórmula de Jaky conduce a valores de  $K_0$  que coinciden con los obtenidos en los otros ensayos para materiales normalmente consolidados.

Los valores del coeficiente  $K_0$  obtenidos en el laboratorio se compararon con los que resultan de interpretar los resultados de una prueba de campo efectuada con un penetrómetro de Marchetti. Para interpretar la prueba de campo se utilizaron las correlaciones recomendadas por Marchetti (1981) y Lunne et al (1990) para evaluar el coeficiente  $K_0$  con el parámetro  $K_D$  obtenido del ensayo de campo. Se encontró que estas correlaciones no son aplicables a las arcillas de la ciudad de México y se propuso una nueva correlación con la que, de acuerdo con la evidencia experimental presentada en este trabajo, se obtuvieron mejores estimaciones del valor de  $K_0$  para arcillas de la ciudad de México normalmente consolidadas.

Se revisó la validez de otras dos expresiones propuestas por Marchetti (1981) y Lunne et al (1990) para estimar el valor del cociente de preconsolidación,  $OCR$ , con base en los resultados del ensayo con el penetrómetro de Marchetti y se encontró que tampoco debe utilizarse en las arcillas de la ciudad de México por lo que también se propuso otra correlación para obtenerlo.

En la prueba de campo también se definió el perfil de la variación de otro parámetro,  $I_p$ , con el que se pueden identificar los materiales. Los valores de este parámetro coinciden con los que, de acuerdo con otros autores, caracterizan a arcillas plásticas normalmente consolidadas, como las de la ciudad de México.

Debe señalarse que los resultados reportados en este trabajo se basan en un número limitado de ensayos y que por ello, en tanto no se disponga de más información experimental, tanto de campo como de laboratorio, las correlaciones propuestas tienen un carácter estrictamente tentativo.

Cabe mencionar que el penetrómetro de Marchetti es un instrumento con el que se pueden obtener otros parámetros y otras características de los suelos. Su uso en las arcillas blandas de la ciudad de México ofrece nuevas y atractivas perspectivas como herramienta de exploración que debieran explotarse en el futuro; sin embargo, la aplicación de esta herramienta, como cualquiera otra, debe ejercerse con cautela.



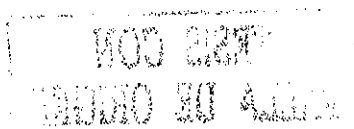
## 7. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Abdelhamid, M. S. y Krizek, R. J. (1976), "At Rest Lateral Earth Pressures of a Consolidating Clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, pp. 721-738.
- Aboshi, H., Yoshikumi, H. Y Maruyama, S. (1970), "Constant Loading Rate Consolidation Test", *Soils and Foundation*, Vol. X, No. 1, pp. 43-56.
- Armour, D. W. y Drnevich, V. P. (1986), "Improved Techniques for the Constant-Rate-of-Strain Consolidation Test", *Consolidation of Soils: testing and Evaluation*, ASTM STP 892, R. N.Young and F. C.Townsend, Eds., Philadelphia, pp. 170-183.
- Bishop, A. W., (1958), "Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest", *Proceedings Conference on Earth Pressure Problems*, Bruselas, Vol. 1, pp. 2-14.
- Briaud, J. L. y Miran, J. (1992), *The flat dilatometer test*, Report FHWA-SA-91-044, Washington, Federal Highway Administration.
- Burland, J. B., Rampello, S., Georgiannou, V. N. y Calabresi (1996), "A laboratory study of strenght of four stiff clays", *Geotechnique*, 46, No. 3, pp. 491-514
- Campanella, R., Robertson, P. K. Gillepsie, D. y Grieg, J. (1985), "Recent Developments in in situ testing of soils", *Proceedings of the 11 th International Conference on Soil Mechanic and Foundations Engineering*, Vol. 2, pp. 849-854.

- Crawford, C. B. (1964), "Interpretation of the Consolidation Test", *Proceedings Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 90, SM5: 87-102.
- Crawford, C. B. (1986), "State of Art: Evaluation and Interpretation of Soils Consolidation Tests", *Consolidation of Soils: testing and Evaluation*, ASTM STP 892, R. N.Young and F. C.Towsend, Eds., Philadelphia, pp. 71-103.
- Díaz, J. A., Leroueil, S. y Alemán J. D. (1992), "Yielding of Mexico City and other Natural Clays" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118 (GT7), pp 981-995.
- Giraldo, M. C. (1996), *Evaluación de un modelo elastoplástico para predecir el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México*, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Gorman, C., T., Hopkins, T. C., Deen, R. C. y Drnevich, V. P. (1978) "Constant-Rate-of-Strain and Controlled-Gradient Consolidation Testing", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 1, pp 3-15
- Hamilton, J. J. y Crawford, C. B. (1959), "Improved determination of a sensitive clay", *Consolidation of Soils: testing and Evaluation*, ASTM STP 254, Philadelphia, pp. 254-271.
- Jaky, J. (1948), "Earth Pressures in Silos", *Proceedings Second International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol. 1, 103-107.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. Germanine, J. T. y Lancelotta, R. (1985), "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", *Proceedings XI th Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, San Francisco, Vol- 1, 57-154.
- Jamiolkowski, M., Ghionna, V. N., Lancelotta, R. y Pasqualini, E. (1988), "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice", *Proceedings First International Symposium on Penetration Testing*, Orlando, Florida, 1, 263-296.
- Janbu, N., Tokheim, O., Senneset, K. (1981), "Consolidation test with continuous loading", *Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Estocolmo, Vol-1, 645-654.
- Juárez Badillo, E, Rico Rodriguez A., *Mecánica de Suelos*, Tomo I, 3a edición, México D. F., Edit. Limusa, 642 pp
- Lambe, T. William, Whitman, R., *Mecánica de Suelos*, México D. F., Edit. Limusa, 582 pp
- Lacasse, S. y Lunne, T. (1988), "Calibration of dilatometer correlations", *Proceedings First International Symposium on Penetration Testing*, Orlando, Florida, 1, 539-548.
- Larson, R. (1981) "Drained Behaviour of Swedish Clays, *Swedish Geotechnical Institute*, Linköping, Report No. 12
- Lowe, J., Jonas, E. y Obrician, V. (1969), "Controlled Gradient Consolidation Test", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 95, SM1 77-97.
- Lunne, T., Powell, J. M., Hauge, E., Uglow, I, y Mokkelbost, K. (1990), "Correlations of Dilatometer Readings to Lateral Stress", *Proceedings 69th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Specialty Session on Measurement of Lateral Stresses*, Washington.
- Lunne, T., Robertson, P. K. y Powell, J. M. (1992), *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic and Professional.



- Marchetti, S. (1980), "In Situ Tests by Flat Dilatometer", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106 , 299-231.
- Marchetti, S. y Crapps, D. K. (1981), *Flat Dilatometer Manual*, GPE Inc., Internal Report.
- Marsal, R. y Mazari, M. (1957), *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Mendoza, J. M., Ibarra, E., Noriega, I. y Orozco, M. (1996), "Consolidación bajo Velocidad Constante de Deformación: una técnica alternativa", *XVII Reunión Nacional d Mecánica de Suelos*, Morelia Michoacán, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Vol. 1, pp 407-414
- Mesri, G. y Choi, Y. K. (1979), Discussion: "Strain Rate Behavior of Saint-Jean-Vianney Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, No. 4, pp 831-834.
- Mesri, G. y Choi, Y. K. (1984), Discussion: "Time Effects on the Stress-Strain Behavior of Natural Soft Clays", *Geotechnique*, Vol. 34, No. 3, pp 429-442.
- Mesri, G y Feng, T. W. (1992), "Constant Rate Strain Consolidation Testing of Soft Clays", *Volúmen Raúl J. Marsal, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, México D.F., pp 49-59
- Mesri G. y Hayat, T. M. (1993), "The Coefficient of Earth Pressure at Rest", *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 647-666.
- Mitchell, J. (1998), *Fundamentals of Soil Behavior*, 2ª edición, Nueva York, John Wiley & Sons, 437 pp
- Mitchell, J. y Durgunoglu, H. (1973), "In situ strength by static cone penetration test", *Proceedings VIII International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Toronto.
- Mitchell, J. Singh, A. y Campanella, R. (1969), "Bonding, Effective Stresses, and Strength of Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 95, SM 5, pp 1219-1246.
- Olson, R. E. (1986), "State of Art: Consolidation Testing", *Consolidation of Soils: testing and Evaluation*, ASTM STP 892, R. N.Young and F. C.Towsend, Eds., Philadelphia, pp. 7-70.
- Ovando, E., Lagunas I., Sámano A. y Weckmann O. (1992), *Cámara Triaxial Automática para Ensayes con Trayectoria de Esfuerzo Controlada*, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, P-9517.
- Sällfors, G. (1975), *Preconsolidation Pressure of Soft High-Plastic Clays*, Ph.D. Thesis, Chalmers University of technology, Gotenberg, Sweden.
- Sandbaekken, G., Berry, T., y Lacasse, S. (1986), "Oedometer Testing at the Norwegian Geotechnical Institute ", *Consolidation of Soils: testing and Evaluation*, ASTM STP 892, R. N.Young and F. C.Towsend, Eds., Philadelphia, pp. 329-353.
- Santoyo, E., Lin, R. y Ovando, E. (1989), *El cono en la exploración geotécnica*, México D.F., TGC Geotecnia
- Santoyo, E. y Reséndiz, D. (1969), Una Cámara Triaxial de Precisión, No. 235, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Santoyo, E., Ovando, E. y Segovia, J. (1998), *Evolución de las cimentaciones de edificaciones en la ciudad de México*, México, D.F., TGC Geotecnia



- Sheahan, T. C., Watters P. J. (1997), "Experimental verification of CRS consolidation theory", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp 430-437
- Silvestri, V., Young R. N., Soulié, M. y Gabriel, F. (1986), "Controlled-Strain, Controlled-Gradient and Standard Consolidation Testing of Sensitive Clays", *Consolidation of Soils: testing and Evaluation*, ASTM STP 892, R. N.Young and F. C.Towsend, Eds., Philadelphia, pp. 433-450.
- Soveri, U. (1950), "Differential Thermal Analysis of some Quarternary Clays of Fennoscandia" *Soumalaisen Tideakaternian Toimituksia Annaks Academiae Scientiarum Fennicae. Se. A, III Geologica-Geographica*, pp 23-103.
- Tamez, E., Santoyo, E, Cuevas A. y Ovando-Shelley, E. (1995), "*Diagnóstico y proyecto geotécnico*", Cáp. 2 en: Catedral Metropolitana: Corrección geométrica, informe técnico, Asociación de amigos de la Catedral Metro-politana, México.
- Tavenas, F., Leblond, P.; Jean, P. y Leroueil, S. (1983), "The Permeability of natural Soft Clays. Part I. Methods of Laboratory Measurement" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, pp 629-644.
- Smith, R. E. y Whals, H. E. (1969), "Consolidation Under Constant Rates of Strain" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 95, SM2: 519-539.
- Whitlow, R., *Fundamentos de Mecánica de Suelos*, 2a Edición, C.E.C.S.A
- Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H. y Heiberg, S. (1971), "Consolidation at Constant Rate of Strain", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, SM10, pp 1393-1413.