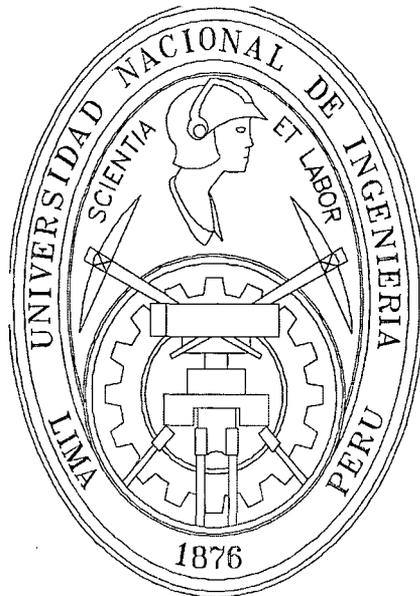


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROPIEDADES DINAMICAS DE MATERIALES DE  
RELAVE PARCIALMENTE SATURADOS**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de**

**INGENIERO CIVIL**

**CARLOS HUGO SOTO MOROTE**

**Lima – Perú**

Digitalizado por:

Consortio Digital del  
Conocimiento MebLatam,  
Hemisferio y Dalse

**2002**

A Dios por su inmenso amor y permitirme conocer un poquito de su luz.

A mi madre Sara por su indesmayable  
apoyo y confianza en mí.

A mi hermana Mery y sobrino Paul  
por su gran aliento.

A Yolanda Magally por su amistad  
franca y sincera aún en momentos  
difíciles.

## AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar en primer lugar mi sincero agradecimiento al Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, en especial en la persona del Dr. Alva Hurtado por aceptarme en esta prestigiosa institución para desarrollar mi trabajo de tesis.

Del mismo modo quiero expresar mi mas profundo agradecimiento a mi asesor el Ing. Denys Parra Murrugarra por su interés, apoyo incondicional, información brindada y sugerencias para llevar a cabo el presente trabajo de tesis.

Mi agradecimiento también en especial para el Ing. David Vásquez López por su apoyo enseñanza y estímulo al inicio de este trabajo de tesis.

A los ingenieros David Luna, Américo Bustamante, Martín Rodríguez, Milagros Castro, Zenón Aguilar, Carlos Huaman por su estímulo y consejo.

A mis amigos del Cismid, Ricardo Silva, Hilda Garay, Bechi Sanchez, Pedro Mendoza, Jackeline Castañeda, Mauro Carrión, Verónica Espinoza, Doris Veneros, Jorge Cardenas, Marlene Limaymanta, Robert Aguilar, Roberto Tello y Yesil Silva por brindarme su aliento y amistad.

A mis amigos (técnicos del Cismid), Bonifacio Pérez, Victor Valenzuela, Marcos Rivera, Erick Luna, Julio Olavarría, Tomas Guerrero, Luis Yupanqui y Fabian Manrique por su apoyo y amistad.

Un párrafo especial para las secretarias del Laboratorio Geotécnico del Cismid, Pilar Handabaka por su apoyo y amistad y a Pilar Aguilar por su inmenso apoyo con los gráficos y tipeo de la presente tesis, me hubiera sido mucho más trabajoso sin su invalorable ayuda, gracias Pili.

# ÍNDICE

<b>ÍNDICE</b>	<b>i</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>iii</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE ANEXOS</b>	<b>viii</b>
<b>CAPÍTULO 1:</b>	<b>1</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2:</b>	<b>3</b>
<b>LICUACIÓN Y MOVILIDAD CÍCLICA</b>	<b>3</b>
<b>2.1 Licuación</b>	<b>3</b>
<b>2.1.1 Introducción</b>	<b>3</b>
<b>2.1.2 Relación de Vacíos Crítica</b>	<b>3</b>
<b>2.1.3 Estado Constante de Deformación</b>	<b>5</b>
<b>2.1.4 Línea de Estado Constante</b>	<b>5</b>
<b>2.1.5 Superficie de Flujo por Licuación</b>	<b>7</b>
<b>2.1.6 Resistencia Cíclica</b>	<b>9</b>
<b>2.1.7 Esfuerzos Inducidos en un Ensayo Triaxial Cíclico</b>	<b>10</b>
<b>2.1.8 Resistencia Cíclica de un Suelo</b>	<b>11</b>
<b>2.1.9 Resistencia a la Licuación</b>	<b>12</b>
<b>2.1.9.1 Resistencia a la Licuación en Laboratorio</b>	<b>12</b>
<b>2.2 Movilidad Cíclica</b>	<b>15</b>
<b>2.2.1 Introducción</b>	<b>15</b>
<b>2.2.2 Definición</b>	<b>15</b>
<b>2.2.3 Modos en que se Desarrolla la Movilidad Cíclica</b>	<b>16</b>
<b>2.3 Parámetros Dinámicos</b>	<b>18</b>
<b>2.3.1 Módulo de Young (E)</b>	<b>18</b>
<b>2.3.2 Módulo de Corte</b>	<b>19</b>
<b>2.3.2.1 Expresiones Para Calcular el Módulo de Corte</b>	<b>20</b>
<b>2.3.3 Reducción de Módulo, <math>G/G_{m\acute{a}x}</math></b>	<b>23</b>
<b>2.3.4 Razón de Amortiguamiento</b>	<b>25</b>
<b>CAPÍTULO 3:</b>	<b>27</b>
<b>DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS CÍCLICOS</b>	<b>27</b>
<b>3.1 Generalidades</b>	<b>27</b>
<b>3.2 Breve Descripción del Equipo Triaxial Cíclico</b>	<b>27</b>
<b>3.3 Saturación Mediante Contrapresión</b>	<b>34</b>

3.3.1	Contrapresión, Saturación y Respuesta de Presión de Poros	35
3.3.2	Tiempo para Saturación por Disolución de Aire	41
3.3.3	Parámetro B en Condiciones Saturadas y Parcialmente Saturadas	49
3.3.4	Limitaciones del Equipo para Realizar Ensayos con Saturaciones Menores al 100 %.	51
<b>CAPÍTULO 4:</b>		<b>52</b>
<b>INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACIÓN EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE RELAVES</b>		<b>52</b>
4.1	Generalidades y Objetivos.	52
4.2	Características de los Materiales Ensayados.	53
4.3	Procedimiento de Ensayo.	54
4.3.1	Obtención de Especímenes Parcialmente Saturados	54
4.3.2	Obtención de Especímenes Completamente Saturados	55
4.3.3	Etapas de Carga.	55
4.4	Resultados Obtenidos.	56
4.5	Análisis de los Resultados Obtenidos.	71
4.5.1	Influencia del Contenido de Finos en la Resistencia Cíclica	73
<b>CAPÍTULO 5:</b>		<b>78</b>
<b>INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACIÓN EN EL MÓDULO DE CORTE Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO DE RELAVES</b>		<b>78</b>
5.1	Objetivos y Generalidades.	78
5.2	Materiales Ensayados.	80
5.3	Resultados Obtenidos.	80
5.4	Análisis de los Resultados.	84
<b>CAPÍTULO 6:</b>		<b>95</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>		<b>95</b>
6.1	Conclusiones.	95
6.1.1	Ensayos de Resistencia Cíclica.	95
6.1.2	Ensayos de Deformación Dinámica.	96
6.2	Recomendaciones.	98
<b>REFERENCIAS</b>		<b>99</b>
<b>ANEXOS</b>		

## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2

- Figura 2.1** Comportamiento esfuerzo deformación y curvas de relación de vacíos.
- Figura 2.2** La línea CVR usada como límite entre el comportamiento contractivo y viceversa
- Figura 2.3** Licuación, límite de licuación y dilatación en ensayos cargados monotónicamente
- Figura 2.4** Línea tridimensional del estado constante
- Figura 2.4.1** Criterio de estado para la susceptibilidad a flujo por licuación
- Figura 2.5** Respuesta de 5 especímenes consolidados isotrópicamente a la misma relación de vacíos y diferentes presiones de confinamiento
- Figura 2.5.1** Orientación de la superficie de flujo por licuación en el espacio de trayectoria de esfuerzos
- Figura 2.6** Inicio del flujo por licuación para cargas cíclicas y monotónicas
- Figura 2.7** Definiciones de esfuerzo cortante y deformación cortante cíclica promedio
- Figura 2.8** Condiciones de esfuerzo para ensayos triaxiales sobre una arena saturada bajo condiciones simuladas de carga sísmica
- Figura 2.9** Resultados de ensayo de corte torsional sobre especímenes consolidados isotrópicamente
- Figura 2.10** Relación de esfuerzos para producir licuación inicial y 20% de deformación axial (arena Río Sacramento)
- Figura 2.11** Zona susceptible a movilidad cíclica
- Figura 2.12** Trayectoria de esfuerzos para movilidad cíclica (caso 1)
- Figura 2.13** Trayectoria de esfuerzos para movilidad cíclica (caso 2)
- Figura 2.14** Trayectoria de esfuerzos para movilidad cíclica (caso 3)
- Figura 2.15** Variación típica del módulo de corte secante  $G_{sec}$  con la deformación constante
- Figura 2.16** Curvas de reducción de módulo de suelos de grano fino de diferente plasticidad
- Figura 2.17** Influencia de la presión de confinamiento efectivo sobre las curvas de reducción de módulo
- Figura 2.18** Variación de la razón de amortiguamiento de un suelo de grano fino con la amplitud de deformación cortante cíclica

## CAPÍTULO 3

- Figura 3.1** Vista que muestra dos de los tres paneles del equipo triaxial cíclico
- Figura 3.2** Celda triaxial con espécimen ya instalado
- Figura 3.3** Marco de carga del equipo cíclico, con la celda triaxial ubicada lista para cargar el espécimen
- Figura 3.4** Unidad neumática de carga que controla la carga dinámica en el equipo triaxial cíclico
- Figura 3.5** Convertidor analógico digital DRA-10<sup>a</sup>
- Figura 3.6** Computadora NEC PC-9801
- Figura 3.7** Equipo de remoldeo de especímenes
- Figura 3.8** Compresora del equipo triaxial cíclico
- Figura 3.9** Vista general del equipo triaxial cíclico
- Figura 3.10** Grado de saturación luego de aplicada una contrapresión
- Figura 3.11** Relaciones de contrapresión-saturación para un limo arcilloso compactado
- Figura 3.12** Rango de valores de B para diferentes grados de saturación
- Figura 3.13** Medición del agua que ingresa y la respuesta de presión de poros de una muestra típica
- Figura 3.14** Datos de relaciones típicas de saturación
- Figura 3.15** Variación de los factores empíricos con el grado inicial de saturación
- Figura 3.16** Tiempo para saturar una muestra usando contrapresión

## CAPÍTULO 4

- Figura 4.1** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica del relave fino (ML),  $S = 80\%$
- Figura 4.2** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica del relave fino (ML),  $S = 100\%$
- Figura 4.3** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica del relave fino a un esfuerzo efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$
- Figura 4.4** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica del relave fino a un esfuerzo efectivo de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$
- Figura 4.5** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica de un relave grueso (SM) a una  $DR = 40\%$  y  $S = 80\%$
- Figura 4.6** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica de un relave grueso (SM) a una  $DR = 40\%$  y  $S = 100\%$
- Figura 4.7** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica del relave grueso (SM) a una  $DR = 40\%$  y  $\sigma_o = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

- Figura 4.8** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica del relave grueso (SM) a una DR = 40% y  $\sigma_o = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
- Figura 4.9** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica del relave grueso (SM) a una DR = 60% y S = 80%
- Figura 4.10** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica del relave grueso (SM) a una DR = 60% y S = 100%
- Figura 4.11** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica del relave grueso (SM) a una DR = 60% y  $\sigma_o = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
- Figura 4.12** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica del relave grueso (SM) a una DR = 60% y  $\sigma_o = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
- Figura 4.13** Influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos del relave grueso (SM) para un  $\sigma_o = 1.0 \text{ kg/cm}^2$  y S = 80%
- Figura 4.14** Influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos del relave grueso (SM) para un  $\sigma_o = 2.0 \text{ kg/cm}^2$  y S = 80%
- Figura 4.15** Influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos del relave grueso (SM) para un  $\sigma_o = 1.0 \text{ kg/cm}^2$  y S = 100%
- Figura 4.16** Influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos del relave grueso (SM) para un  $\sigma_o = 2.0 \text{ kg/cm}^2$  y S = 100%
- Figura 4.17** Resumen de curvas de resistencia cíclica en el relave grueso (SM) para las distintas condiciones ensayadas
- Figura 4.18** Variación de la resistencia cíclica con el contenido de finos (Verdugo, 1991)
- Figura 4.19** Variación de la resistencia cíclica con el contenido de finos en suelos arenosos (Parra D., 1991)
- Figura 4.20** Relación entre la relación de esfuerzos cíclicos y la relación de vacíos del esqueleto de arena (Sing, 1996)
- Figura 4.21** Efecto del contenido de limos en las relaciones de vacío de muestras preparadas al 50% de densidad relativa (Sing, 1996)

## CAPÍTULO 5

- Figura 5.0** Lazos de histéresis para determinar valores de Módulo de Young y amortiguamiento
- Figura 5.1** Influencia del esfuerzo efectivo en los valores de Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento. Saturación total. Relave 1
- Figura 5.2** Influencia del grado de saturación en el Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento para un  $\sigma_o = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ . Relave 1.
- Figura 5.3** Influencia del esfuerzo efectivo en condiciones de saturación parcial de los valores de Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento. Relave 1

- Figura 5.4** Influencia del grado de saturación en los valores de Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento bajo un  $\sigma_0 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ . Relave 1
- Figura 5.5** Curvas de Módulo de Young y Amortiguamiento en todas las condiciones ensayadas. Relave 1
- Figura 5.6** Influencia de la saturación parcial en el Módulo de Young y Amortiguamiento para un  $\sigma_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ . Relave 2
- Figura 5.7** Influencia de la densidad relativa en el Módulo de Young y Amortiguamiento para un  $\sigma_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ . Relave 2
- Figura 5.8** Influencia de la saturación parcial en el Módulo de Young y Amortiguamiento para un  $\sigma_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$  y una DR = 40%. Relave 2
- Figura 5.9** Influencia de la densidad relativa en condiciones de saturación parcial para un  $\sigma_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ . Relave 2
- Figura 5.10** Curvas de Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento en las distintas condiciones ensayadas. Relave 2

# LISTA DE TABLAS

## CAPÍTULO 2

**Tabla 2.1** Estimación de  $k_{2,máx}$

## CAPÍTULO 4

- Tabla 4.0** Características físicas de los relaves ensayados (licuación)
- Tabla 4.1** Lista de sets de ensayos de licuación realizados
- Tabla 4.2** Resultados sobre relave fino (ML); Archivo POD1-100
- Tabla 4.3** Resultados sobre relave fino (ML); Archivo POD2-100
- Tabla 4.4** Resultados sobre relave fino (ML); Archivo POD1-80
- Tabla 4.5** Resultados sobre relave fino (ML); Archivo POD2-80
- Tabla 4.6** Resultados sobre relave grueso (SM); Archivo MAR1-100
- Tabla 4.7** Resultados sobre relave grueso (SM); Archivo MAR2-100
- Tabla 4.8** Resultados sobre relave grueso (SM); Archivo MAR1-80
- Tabla 4.9** Resultados sobre relave grueso (SM); Archivo MAR2-80
- Tabla 4.10** Resultados sobre relave grueso (SM); Archivo MRS1-100
- Tabla 4.11** Resultados sobre relave grueso (SM); Archivo MRS2-100
- Tabla 4.12** Resultados sobre relave grueso (SM); Archivo MRS1-80
- Tabla 4.13** Resultados sobre relave grueso (SM); Archivo MRS2-80
- Tabla 4.14** Valores promedio de algunas características físicas de los relaves estudiados

## CAPÍTULO 5

- Tabla 5.0** Características físicas de los relaves ensayados
- Tabla 5.1** lista de los sets de ensayos de deformación dinámica realizados
- Tabla 5.2** Resultados sobre relave grueso con  $G_s = 3.68$ . Archivo DDR-1
- Tabla 5.3** Resultados sobre relave grueso con  $G_s = 3.68$ . Archivo DDR-2
- Tabla 5.4** Resultados sobre relave grueso con  $G_s = 3.68$ . Archivo DDRP-1
- Tabla 5.5** Resultados sobre relave grueso con  $G_s = 3.68$ . Archivo DDRP-2
- Tabla 5.6** Resultados sobre relave grueso con  $G_s = 2.73$ . Archivo DMS1-100
- Tabla 5.7** Resultados sobre relave grueso con  $G_s = 2.73$ . Archivo DDMS1-80
- Tabla 5.8** Resultados sobre relave grueso con  $G_s = 2.73$ . Archivo DMR1-100
- Tabla 5.9** Resultados sobre relave grueso con  $G_s = 2.73$ . Archivo DDMR1-80

## LISTA DE ANEXOS

- ANEXO I** : Norma ASTM Designación D5311-92 (reaprobado 1996)
- ANEXO II** : Norma ASTM Designación D3999-91
- ANEXO III** : Registros Parciales de Ensayos de Licuación
- ANEXO IV** : Registros Parciales de Ensayos de Deformación Dinámica

# CAPITULO 1

## INTRODUCCIÓN

El estudio de suelos parcialmente saturados es una práctica que ha cobrado mucho auge e importancia ya desde hace algunos años en la práctica de la ingeniería geotécnica, con tal motivo es que se presenta el trabajo de tesis presente "Propiedades Dinámicas de Relaves Parcialmente Saturados", cuyo propósito es realizar un estudio de las propiedades dinámicas como son la resistencia a la licuación de suelos, módulo de Young y amortiguamiento de materiales de depósitos de relave (residuos de explotación minera) que se encuentran ya sea activos o en estado de abandono. La importancia del conocimiento de estas propiedades se refleja en la gran cantidad de depósitos de relave existentes en nuestro país que no han sido diseñados con los criterios técnicos adecuados para su correcto funcionamiento, lo que se ha traducido en la falla de varios de ellos no sólo en nuestro país sino en el mundo.

Como ejemplo de fallas en depósitos de relave en el Perú se mencionan en la literatura (la mayoría en estado de abandono): Casapalca (1952), Yauli-Yacu (1968), Almivirca (1970), Atacocha (1971), Ticapampa (1971), etc. cada una de las cuales causando daños en mayor o menor grado. También en nuestro vecino del Sur Chile se reportan presas de relave falladas durante el sismo del 3 de Marzo de 1985 siendo las principales las llamadas Veta de Agua y Cerro Negro. Lo interesante de estos reportes en Chile es la evidencia del fenómeno de licuación de depósitos abandonados los cuales eran considerados secos y otros que aunque superficialmente se encontraban secos fallaron por licuación de suelos finos en la base del depósito. También se evidenció a partir de los reportes de este sismo en Chile, que la mayoría de los depósitos sufrieron licuación de suelos finos en primer lugar, por lo cual se deduce la importancia y necesidad de conocer bien las características dinámicas de estos suelos finos para el planeamiento de la estabilidad física de los depósitos de relave lo cual es uno de los propósitos de la presente tesis.

La evaluación de las propiedades dinámicas de estos materiales de relave se hará en condiciones de saturación parcial y de completa saturación con fines de comparación. Los relaves estudiados provienen de dos procesos distintos para la obtención del oro; relaves de cianuración (relave fino) y relave de flotación (relave grueso). Para la realización de este trabajo de tesis se programó una serie extensiva de ensayos de licuación y deformación dinámica en el equipo Triaxial Cíclico del Laboratorio Geotécnico del CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Los capítulos desarrollados en la presente tesis son descritos brevemente a continuación:

En el capítulo 2 se presenta un enfoque teórico práctico de los fenómenos de licuación y movilidad cíclica a la luz de conocimientos más actualizados del tema. En este capítulo se explican las diferencias que existen entre los dos fenómenos mencionados aunque tengan un origen en común. El objetivo de este capítulo es también mostrar que con el equipo disponible (Triaxial Cíclico), es posible realizar ensayos con consolidación anisotrópica, tal como ha sido realizado generando algunas curvas que describen propiedades importantes de los suelos susceptibles a sufrir los fenómenos de licuación ó movilidad cíclica.

En el capítulo 3 se presenta una breve descripción del equipo triaxial cíclico del laboratorio geotécnico del Cismid usado para la realización de la tesis mostrando sus características principales. Además, se hace un énfasis especial en el proceso de saturación por aplicación de contrapresiones cuyo objetivo es mostrar la variación del parámetro B con el nivel de contrapresiones usadas y el tiempo, siendo estos, factores que tienen mucha importancia al evaluar el grado de saturación de un suelo.

Los capítulos 4 y 5 constituyen la parte aplicativa y de investigación de la presente tesis. Se muestran los resultados obtenidos de un programa relativamente extenso de ensayos realizados para el desarrollo de la tesis. Se hacen comparaciones de resistencia cíclica de 2 tipos de relaves (relave grueso y fino) en condiciones de saturación parcial y total y se evalúan los efectos de saturación parcial. Del mismo modo en el capítulo 5 se efectúan las comparaciones en lo que se denomina ensayos de deformación dinámica evaluándose características dinámicas como son Módulo de Young y Amortiguamiento también en condiciones de saturación parcial y total.

Finalmente en el capítulo 6 se presentan las conclusiones extraídas del tema de tesis desarrollado.

## **CAPÍTULO 2**

### **LICUACIÓN Y MOVILIDAD CÍCLICA**

#### **2.1 LICUACIÓN**

##### **2.1.1 INTRODUCCIÓN**

A efectos de comprender el fenómeno de licuación es importante conocer las condiciones que existen en un depósito de suelo antes de un sismo. Un depósito de suelo consiste de una colección de partículas individuales de suelo. Si miramos atentamente estas partículas, podremos ver que cada una está en contacto con un cierto número de partículas vecinas. Esta agrupación de partículas unas sobre otras producen fuerzas de contacto entre ellas; estas fuerzas de contacto son las responsables de que el suelo pueda resistir esfuerzos de corte y mantenga a las partículas en su lugar.

La licuación ocurre cuando esta estructura se suelta, las arenas saturadas pierden el contacto entre sus partículas debido a alguna carga aplicada rápidamente. Como la estructura se rompe, las partículas de suelo sueltas empaquetadas procuran moverse a una configuración más densa.

Durante un sismo severo sin embargo, no hay suficiente tiempo para que el agua en los poros del suelo sea expulsada. En lugar de eso, el agua es “atrapada” e impide que las partículas del suelo sigan moviéndose juntas. Esto va acompañado por un incremento en la presión del agua en los poros del suelo la cual reduce las fuerzas de contacto entre las partículas individuales del suelo, en consecuencia el depósito de suelos se suelta y debilita. En un caso extremo las presiones de agua en los poros del suelo pueden alcanzar valores tan altos que muchas de las partículas pierden contacto una con otra. En tales casos el suelo tendrá una resistencia muy pequeña, y tendrá un comportamiento más semejante a un líquido que un sólido, de aquí el nombre de licuación.

En lo que sigue se revisarán algunos conceptos importantes para la comprensión de la licuación.

##### **2.1.2 RELACIÓN DE VACÍOS CRÍTICA**

En 1936 el Dr. Arthur Casagrande efectuó una serie de ensayos triaxiales a deformación controlada y descubrió que especímenes inicialmente sueltos y densos sometidos a la misma presión de confinamiento se aproximan a la misma densidad cuando son sometidos

a grandes deformaciones por corte. La relación de vacíos correspondiente a esta densidad fue llamada relación de vacíos crítica ( $e_c$ ) (Ver Figura 2.1).

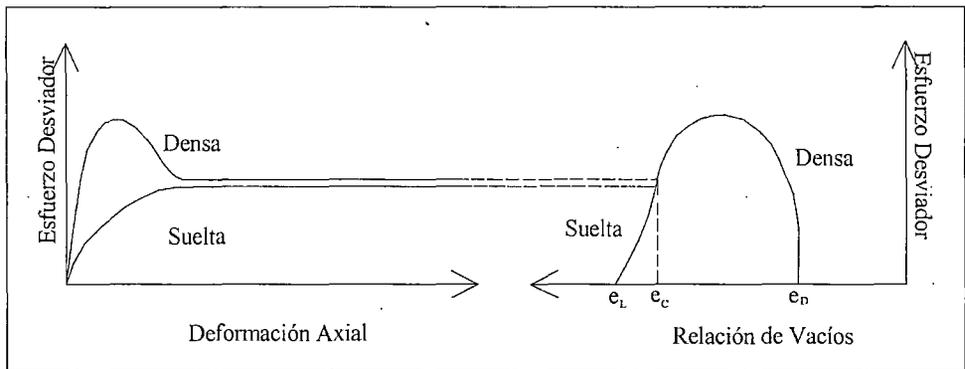


Figura 2.1: Comportamiento Esfuerzo Deformación y Curvas de Relación de Vacíos, para arenas sueltas y densas.

Como se ve en la Figura 2.1, las arenas sueltas muestran un comportamiento contractivo (decrece la relación de vacíos) y las arenas densas tienen un comportamiento dilatante (se incrementa la relación de vacíos). A grandes deformaciones ambos especímenes alcanzan una relación de vacíos crítica con un esfuerzo desviador común.

Efectuando ensayos a varias presiones de confinamiento, Casagrande encontró que la relación de vacíos crítica variaba en el esfuerzo efectivo de confinamiento. Ploteando estos resultados sobre un gráfico se obtuvo una curva a la cual se le denominó línea de relación de vacíos crítica (CVR). La línea CVR constituye el límite entre el comportamiento contractivo y dilatante en una compresión triaxial drenada. Un suelo en un estado tal que se platea por encima de la línea CVR exhibirá un comportamiento contractivo y viceversa. (Ver Figura 2.2).

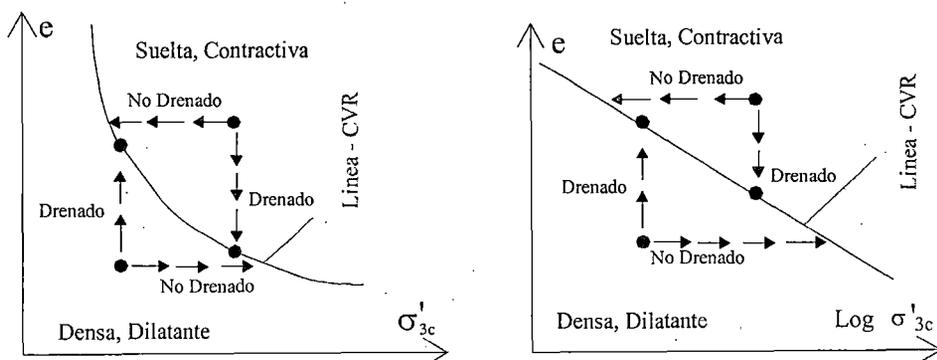
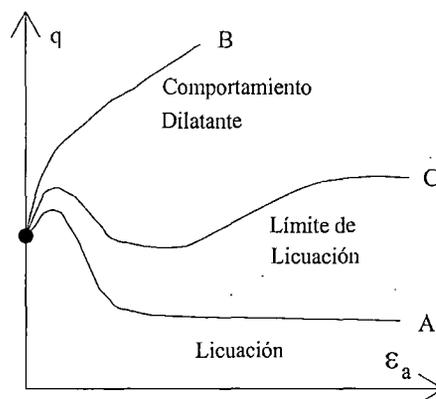


Figura 2.2: La línea CVR usada como límite entre el comportamiento contractivo y dilatante. Comportamiento de especímenes inicialmente sueltos y densos bajo condiciones drenadas y no drenadas con escala de presión de confinamiento efectivo aritmética y logarítmica.

### 2.1.3 ESTADO CONSTANTE DE DEFORMACIÓN

A mediados de los años 60, Gonzalo Castro, efectuó una serie importante de ensayos triaxiales no drenados a esfuerzos controlados. Castro observó tres diferentes tipos de comportamiento esfuerzo-deformación dependiendo del estado del suelo.

Especímenes densos eran inicialmente contractivos pero luego dilataron con un incremento del esfuerzo efectivo de confinamiento y el esfuerzo de corte (Caso B). Muestras muy sueltas colapsaron a pequeños niveles de deformación cortante y fallaron rápidamente con grandes deformaciones (Caso A). Castro llamó a este comportamiento “licuación”, también conocido como flujo por licuación. Suelos semi-densos inicialmente mostraron el mismo comportamiento que las muestras sueltas pero, después de exhibir inicialmente un comportamiento contractivo, el suelo se “transformó” y empezó a exhibir un comportamiento dilatante. Castro se refirió a este tipo de comportamiento como “límite de licuación”, Ver Figura 2.3.



**Figura 2.3:** Licuación, límite de licuación y dilatación en ensayos cargados monotónicamente.

### 2.1.4 LÍNEA DE ESTADO CONSTANTE

Castro graficó la relación entre el esfuerzo efectivo de confinamiento y la relación de vacíos a grandes deformaciones para estos suelos ensayados en arenas no drenadas, a esfuerzos controlados.

Castro se refirió a esta curva la cual es similar a la línea CVR para ensayos drenados a deformación controlada efectuadas por Casagrande, como la “línea de estado constante”(SSL). La diferencia entre la línea CVR y SSL fue atribuida a la existencia de lo que Casagrande llamó un “flujo de estructura”, en la cual, los granos se orientan ellos

mismos hasta llegar a una configuración de mínima energía perdiendo de este modo su resistencia friccional durante el flujo.

Como se ve en la Figura 2.4 la línea SSL es en efecto una curva tridimensional en el espacio  $e-\sigma'-\tau$ .

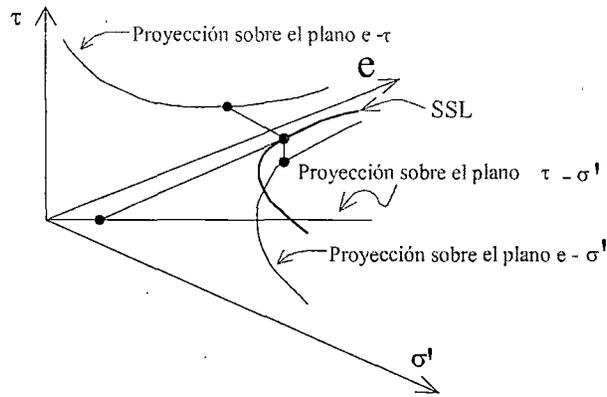


Figura 2.4: Línea tridimensional del estado constante mostrando las proyecciones sobre los planos  $e-\tau$ ;  $e-\sigma'$  y  $\tau-\sigma'$ .

Usando una proyección en dos dimensiones (2-D) sobre el plano  $e-\sigma'$  (Ver Figura 2.4.1). Se puede determinar si un suelo es susceptible a flujo por licuación. Suelos en un estado inicial planteado por debajo de la línea SSL no será susceptible a flujo por licuación, mientras que un suelo por arriba de la línea SSL será susceptible a flujo por licuación si (y solo si) los esfuerzos de corte estático exceden la resistencia residual del suelo.

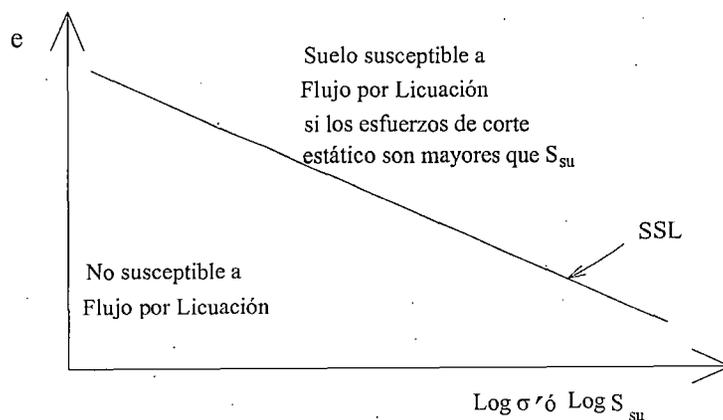


Figura 2.4.1: Criterio de estado para la susceptibilidad a flujo por licuación. Un suelo por debajo de la línea SSL no será susceptible a licuación.

## 2.1.5 SUPERFICIE DE FLUJO POR LICUACIÓN

En la Figura 2.5 se muestra un gráfico de trayectorias de esfuerzos para cinco ensayos de corte no drenados. Tres de estos especímenes ensayados (C, D, y E) fueron sometidos a cargas mayores que su resistencia residual y experimentaron flujo por licuación. La línea recta (mostrada en rojo en la Figura) trazada a través de los puntos picos de las trayectorias esfuerzo deformación donde el flujo por licuación se inició, proyectados contra el origen ha sido denominado la superficie de flujo por licuación (FLS). De aquí que el flujo por licuación no puede tener lugar si los esfuerzos de corte estático son menores que la resistencia en el estado constante.

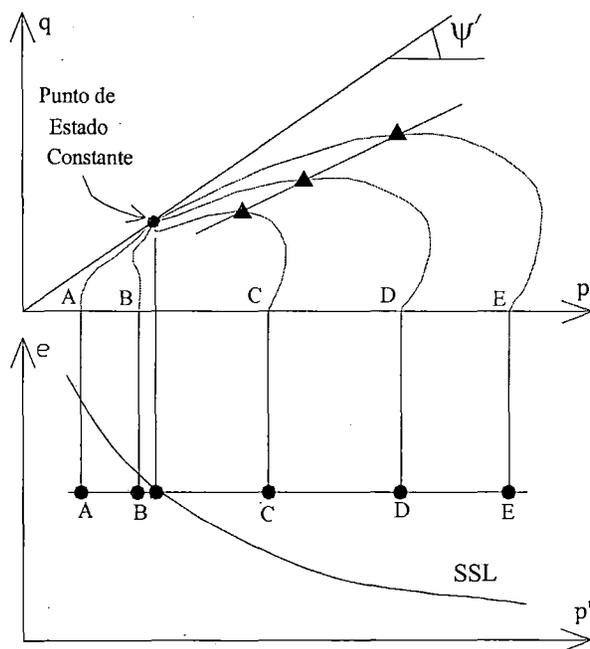


Figura 2.5: Respuesta de 5 especímenes consolidados isotrópicamente a la misma relación de vacíos y diferentes presiones de confinamiento efectivo. El flujo por licuación se inicia en los especímenes C, D y E en los puntos marcados con un  $\blacktriangle$ . La línea que pasa a través de estos puntos ( $\blacktriangle$ ) es la línea de relación de esfuerzo efectivos principales constante,  $k_1$ .

La FLS está truncada por una línea horizontal que pasa a través del punto de estado constante, (Ver Figura 2.5.2).

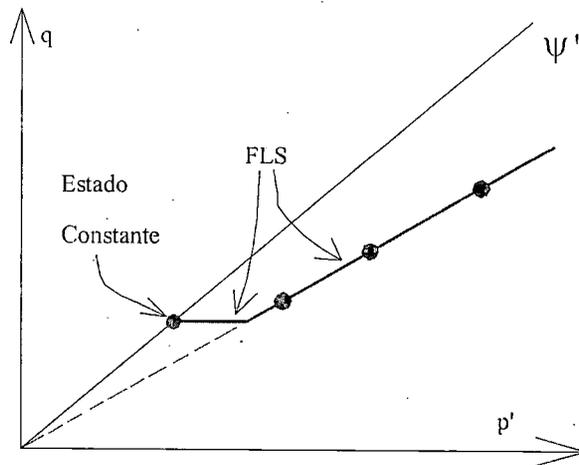


Figura 2.5.2: Orientación de la superficie de flujo por licuación en el espacio de trayectoria de esfuerzos.

La resistencia en estado constante es la resistencia de un suelo que está sometido a un estado de deformación constante, i.e. flujo continuo bajo esfuerzos de corte constante y presión de confinamiento efectivo constante a volumen constante y velocidad constante. El flujo por licuación se iniciará si la trayectoria de esfuerzos cruza la FLS durante corte no drenado sin importar si la carga es cíclica ó monotónica (Vaid y Chern, 1983).

Las trayectorias de esfuerzos para cargas monotónicas y cíclicas pueden verse en la Figura 2.6.

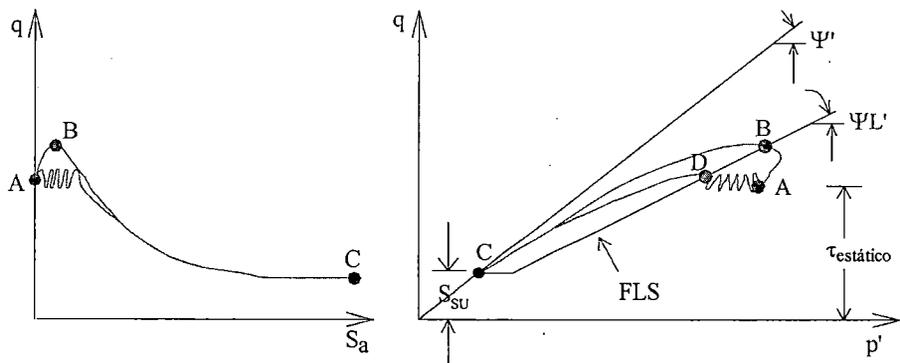


Figura 2.6: Inicio del flujo por licuación para cargas cíclicas y monotónicas. Aunque las condiciones para el inicio de licuación son diferentes para los dos tipos de carga (puntos B y D), ambos están sobre la FLS.

El proceso de flujo por licuación puede describirse en dos estados. Primero, el exceso de presión de poros que se desarrolla a bajas deformaciones movilizan la trayectoria de esfuerzos efectivos hacia la superficie de flujo por licuación (FLS), punto en el cual el suelo se vuelve inestable. Cuando el suelo llega a este punto de inestabilidad bajo condiciones no drenadas, su resistencia al corte cae hasta la resistencia residual. Como

resultado los esfuerzos de corte estático llevan al suelo a desarrollar grandes deformaciones. Se entiende por “grandes deformaciones” al ablandamiento-deformación que tiene lugar cuando la trayectoria de esfuerzos se mueve hacia el punto de estado constante.

### 2.1.6 RESISTENCIA CÍCLICA

Los efectos de carga cíclica sobre los límites de resistencia de suelos tiene considerable importancia en la ingeniería geotécnica sísmica. Problemas de estabilidad de taludes, comportamiento de cimentaciones, comportamiento de muros de retención, etc. están fuertemente influenciados por la resistencia que el suelo puede movilizar a grandes deformaciones.

El comportamiento de la resistencia de un suelo es más conveniente discutirla en términos de suelos de grano grueso de cohesión baja y suelos cohesivos de grano fino bajo condiciones drenadas y no drenadas.

Las cargas sísmicas generalmente se aplican tan rápidamente que aún en los suelos más permeables esta carga se produce bajo condiciones no drenadas. La resistencia de suelos de baja cohesión por lo tanto está muy ligada al fenómeno de licuación.

La resistencia de un elemento de suelo está típicamente definido cuando los esfuerzos de corte se movilizan hacia un punto de falla, pero la falla se puede definir de muchas diferentes maneras. En el campo la falla está usualmente asociada con deformaciones que exceden algún límite de servicialidad. Ya que las deformaciones resultantes están definidas por la integración sobre algún volumen de suelo, el punto de falla de un elemento de suelo está definida por una deformación limitada.

Considerando un elemento de suelo en equilibrio drenado bajo condiciones de esfuerzo anisotrópico en un ensayo de corte directo simple cíclico (ver Fig. 2.7). La aplicación del esfuerzo cortante cíclico,  $\tau_{cyc}$ , produce bajo condiciones de esfuerzos controlados una deformación cortante cíclica  $\gamma_{cyc}$ , pero también un incremento en la deformación promedio  $\gamma_{ave}$ . la deformación cortante promedio se incrementa con el número de ciclos de carga. Ciertamente la resistencia de un suelo durante una carga cíclica se podría definir en términos de valores limitados de la deformación cortante cíclica  $\gamma_{cyc}$ , o la deformación promedio  $\gamma_{ave}$  o de una combinación de ambos. La resistencia de un suelo bajo carga monotonica puede también ser de interés, definiéndose la resistencia monotonica como la

resistencia estática última que puede movilizar un suelo después que la carga cíclica ha finalizado.

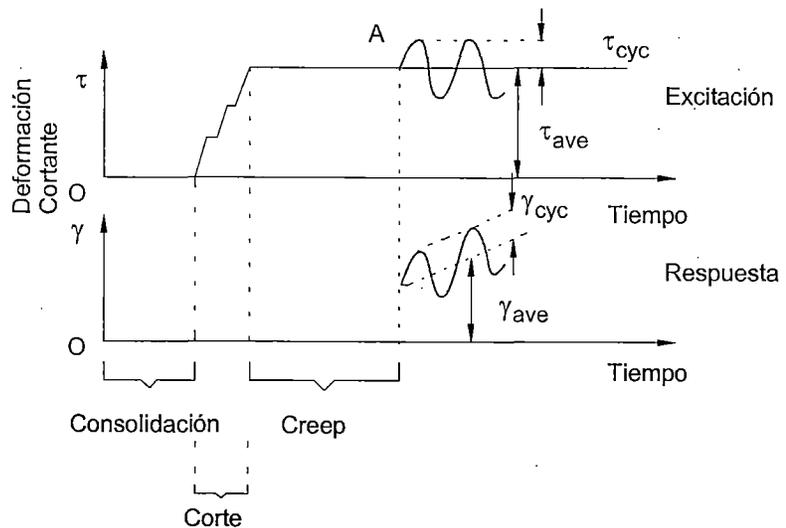


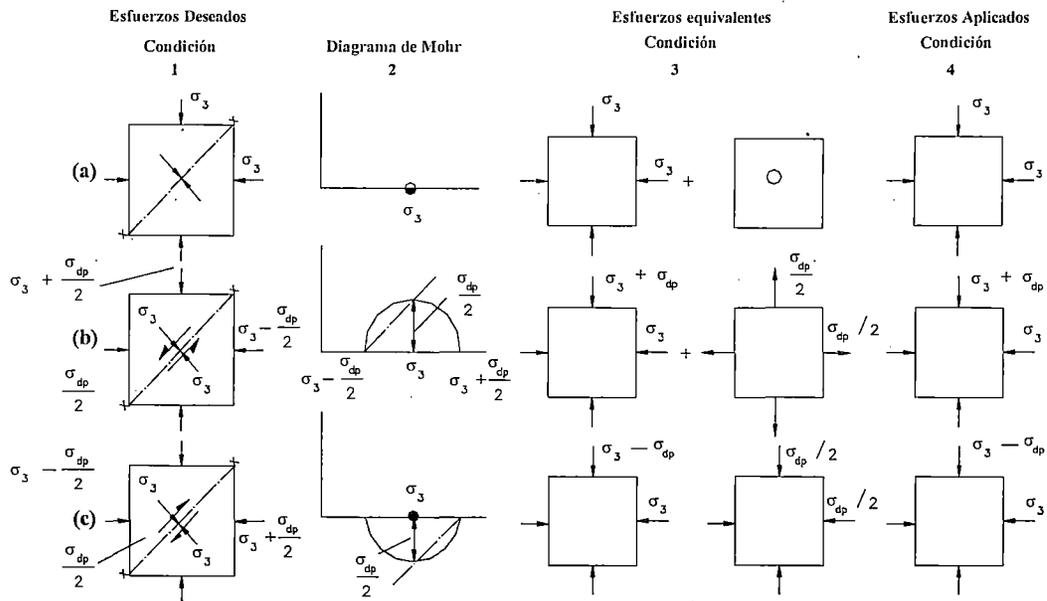
Figura 2.7: Definiciones de esfuerzo cortante y deformación cortante cíclica promedio.

### 2.1.7 ESFUERZOS INDUCIDOS EN UN ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO

En la década del 60 se realizaron una serie de ensayo en la Universidad de California (Berkeley) para estudiar la licuación en arenas. Concluyeron que la mayor parte de las deformaciones en el suelo en muchos sismos puede ser atribuida a la propagación ascendente de ondas de corte desde las capas inferiores.

Durante un sismo se considera que el suelo esta a deformaciones cíclicas que invierten su dirección muchas veces. Si la superficie de suelo es horizontal, no se tendrán esfuerzos de corte sobre un plano horizontal. El esfuerzo total normal sobre este plano permanece constante y los esfuerzos de corte cíclico serán inducidos durante el sismo.

Cada condición de deformación puede ser reproducida en laboratorio por un ensayo de corte simple conducido bajo condiciones de carga cíclica. Sin embargo estos también pueden ser reproducidos por un ensayo de compresión triaxial con carga cíclica como se muestra en la Figura 2.8. En la figura la columna 1 muestra tres condiciones de esfuerzo en diferentes estados de un ensayo de carga cíclica. En la condición **a**, el suelo esta sujeto a una presión en todo su contorno. El diagrama de Mohr para esta condición es un punto (ver columna 2 de la fig. 2.8) y el esfuerzo sobre un plano XX es igual a  $\sigma_3$ . En la condición **b**, el esfuerzo vertical es aumentado en un valor  $\sigma_{dp}/2$  y el esfuerzo horizontal disminuye en una cantidad igual; el diagrama de Mohr resultante se muestra en la columna 2.



**Fig. 2.8:** Condiciones de esfuerzos para ensayos triaxiales sobre una arena saturada bajo condiciones simuladas de carga sísmica. (Seed and Lee, 19666)

Se puede ver que el esfuerzo normal sobre el plano XX se mantiene igual a  $\sigma_3$ , pero un esfuerzo de corte igual a  $\sigma_{dp}/2$  ha sido inducido. Finalmente en la condición c, el esfuerzo vertical se reduce en una cantidad  $\sigma_{dp}/2$ , pero el esfuerzo horizontal es incrementado en esta misma cantidad. Otra vez, las condiciones de esfuerzo producen un esfuerzo igual a  $\sigma_3$  sobre el plano XX, y se ha inducido esfuerzo de corte igual a  $\sigma_{dp}/2$  pero de dirección opuesta a la condición b. En la figura 2.8 también se puede apreciar en la columna 3 las combinaciones de esfuerzos a ser aplicadas en un ensayo en laboratorio para obtener las condiciones de esfuerzo que se desean simular en la columna 1 lo que estaría representado por la condición de esfuerzos aplicados resultante que se muestra en la columna 4.

### 2.1.8 RESISTENCIA CÍCLICA DE UN SUELO

La resistencia cíclica de un elemento de suelo dependerá de la relación entre el esfuerzo de corte promedio,  $\tau_{ave}$ , y el esfuerzo de corte cíclico,  $\tau_{cyc}$ . Cuando el esfuerzo cortante promedio es bajo, deformaciones unidireccionales se acumulan lentamente, así la deformación cortante promedio también será baja.

La amplitud de deformación cíclica, sin embargo puede ser grande si los esfuerzos cortante cíclicos son grandes. De otro modo si el esfuerzo cortante promedio es alto (relativa a la resistencia cortante estática,  $S_{lt}$ ) sustanciales deformaciones unidireccionales pueden desarrollarse siempre y cuando el esfuerzo cortante cíclico sea pequeño.

Para el caso en que  $\tau_{ave} = 0$ , no se desarrollan deformaciones unidireccionales, por lo tanto la falla deberá ser definida en términos de la deformación cortante cíclica (hasta el 3%), la relación de resistencia cíclica definida como  $\tau_{cyc} / S_u$  decrece con el incremento de número de ciclos.

Para casos en la cual  $\tau_{ave} > 0$ , ambos  $\gamma_{cyc}$  y  $\tau_{ave}$  dependerán de  $\tau_{cyc}$  y  $\tau_{ave}$  (Seed and Chan, 1966).

## **2.1.9 RESISTENCIA A LA LICUACIÓN**

La resistencia a la licuación de un elemento de suelo depende en principio del estado inicial del suelo, como llega al estado correspondiente de “falla” y sobre la naturaleza de las cargas requeridas para mover desde el estado inicial hacia el estado de falla. Como se verá más adelante los estados de falla son diferentes para flujo de licuación y movilidad cíclica. El estado de falla para flujo de licuación está fácilmente definido usando la superficie de flujo por licuación FLS, y su inicio es fácilmente reconocido en campo.

El cambio la definición de falla para movilidad cíclica es imprecisa, ya que ciertos niveles de deformación causados por movilidad cíclica pueden ser excesivos en algunos lugares y aceptable en otros. En contraste con el flujo por licuación no existe un punto en el cual la falla por movilidad cíclica pueda ser definida.

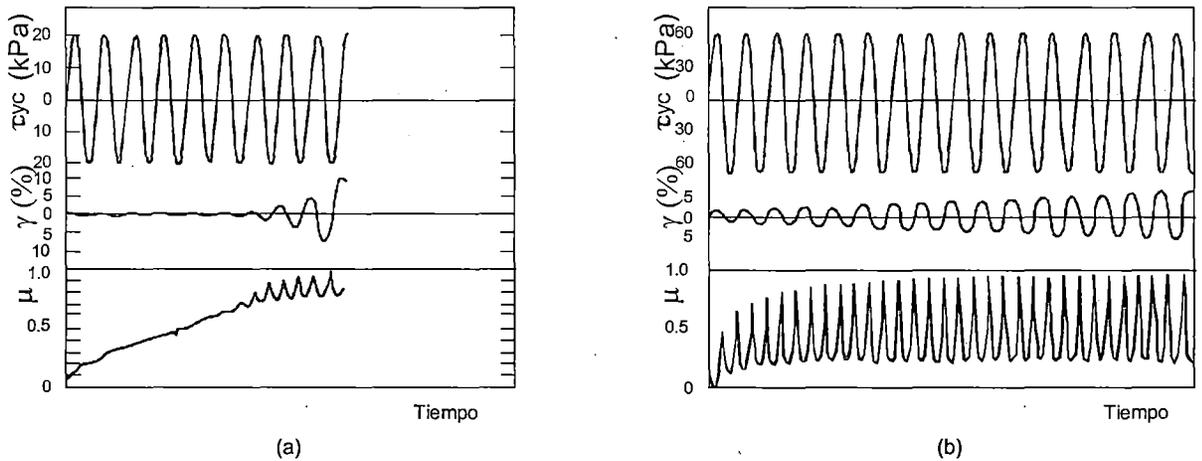
Se considera que la falla por movilidad cíclica ocurre generalmente cuando las presiones de poro son lo bastante grandes para producir una oscilación del suelo, desplazamientos laterales, o u otra evidencia de daño en la superficie de suelo.

### **2.1.9.1 RESISTENCIA A LA LICUACIÓN EN LABORATORIO**

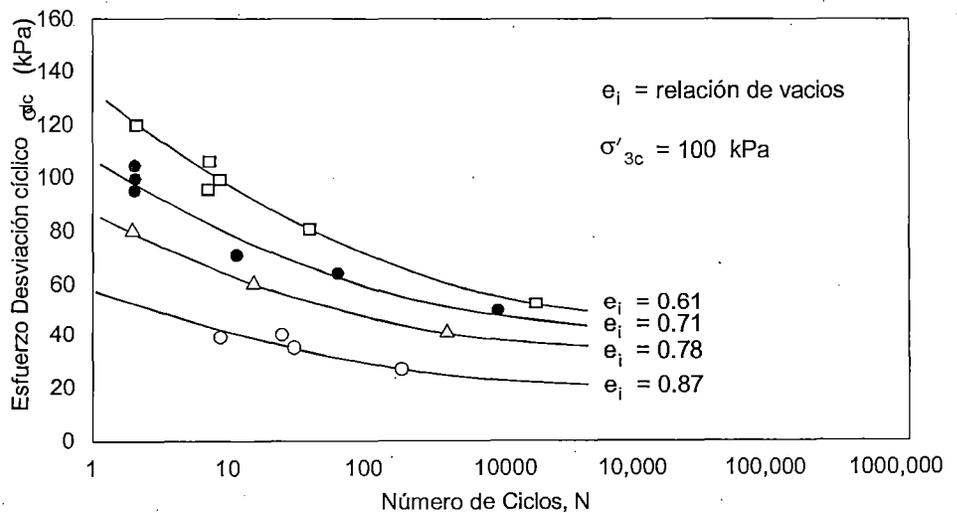
El rápido desarrollo de los esfuerzos cíclicos hace que sea factible el uso de ensayos de laboratorio para la caracterización de la resistencia a la licuación. Para crear una condición de esfuerzos iniciales cero (para simular condiciones de esfuerzo sobre planos horizontales debajo del nivel de la superficie), muchos ensayos de laboratorios fueron llevados a cabo sobre especímenes consolidados isotrópicamente ya sean triaxiales o de corte simple. En estos ensayos, la “falla por licuación” fue usualmente definida como el punto en el cual la licuación inicial era alcanzada o cuando alguna amplitud de deformación cíclica (comúnmente 5% para arenas densas) era alcanzada.

Ensayos de laboratorio muestran que el número de ciclos de carga requerido para producir falla por licuación.  $N_L$ , decrece con el incremento de amplitud de los esfuerzos de corte y

decrece con la densidad (ver Fig. 2.9). Mientras la falla por licuación puede ocurrir en unos pocos ciclos en especímenes sueltos sujetos a grandes esfuerzos de corte cíclico miles de ciclos de baja amplitud de esfuerzos de corte puede ser requerido para causar falla por licuación en un espécimen denso.



**Figura 2.9:** Resultados de ensayo de corte torsional sobre especímenes consolidados isotrópicamente ( $\sigma'_{o} = 98$  kPa). a) arena suelta (densidad relativa 44%) y b) arena densa (densidad relativa 75%). El espécimen suelto llegó a la licuación inicial ( $\mu = 1.0$ ) sobre los 10 ciclos de carga. A pesar de la elevada magnitud de la carga, el espécimen denso no llegó a alcanzar licuación inicial luego de 17 ciclos de carga.



**Figura 2.10** Relación de esfuerzos cíclicos requeridos para producir licuación inicial y 20% de deformación axial sobre un especímenes consolidados isotrópicamente (arena río sacramento) (Seed y lee, 1965).

La relación entre densidad, amplitud de esfuerzos cíclicos, y número de ciclos para la falla por licuación puede ser expresada gráficamente en laboratorio por las curvas de resistencia cíclica tal como se muestra en la Fig. 2.10.

Las curvas de resistencia cíclica son frecuentemente normalizadas por la presión de confinamiento efectivo inicial para producir una relación de esfuerzos cíclicos (REC). La (REC) debe ser definida de modo diferente para diferentes tipos de ensayo. Para ensayos de corte simple cíclicos, la REC se toma como la relación entre los esfuerzos de corte cíclico y el esfuerzo vertical efectivo inicial  $[(REC)_{cs} = \tau_{cyc} / \sigma'_{vo}]$ . Para ensayos triaxiales cíclicos esta se toma como la relación entre el máximo esfuerzo de corte cíclico y la presión de confinamiento efectivo inicial  $[(REC)_{tc} = \sigma_{dc} / 2\sigma'_{3c}]$ . Una forma de correlacionar estos dos tipos de relaciones de esfuerzos cíclicos está dado por :

$$(REC)_{cs} = C_r (REC)_{tc}$$

donde  $c_r$  es un factor de corrección:

	Cr		
	$k_o = 0.4$	$k_o = 1.0$	
$Cr = (1 + k_o)/2$	0.7	1.0	Fim et al. (1971)
Varios	0.55-0.72	1.0	Seed and Peacock (1971)
$Cr = 2(1+2k_o)^{3/3}$	0.69	1.15	Castro (1975)

En contraste con ensayos de laboratorio ya sea de corte simple cíclico o triaxial cíclico donde los esfuerzos de corte son unidireccionales, un sismo produce esfuerzos de corte en diferentes sentidos. Investigaciones en este sentido demuestran que esfuerzos de corte en diferentes sentidos incrementan la presión de poros más rápidamente que los esfuerzos de corte unidireccional.

Esto sugiere que la REC requeridos para producir licuación inicial en campo es alrededor del 10% más bajo que los requeridos por ensayos de corte simple cíclico (unidireccional). Luego, la resistencia a la licuación de un elemento de suelo en campo está dada por la relación de esfuerzos cíclicos como :

$$(REC)_{campo} = 0.9 C_r (REC)_{tc} = 0.9 (REC)_{es}$$

## **2.2 MOVILIDAD CÍCLICA**

### **2.2.1 INTRODUCCIÓN**

En lo que sigue se pretende mostrar que aunque la licuación y movilidad cíclica tienen un origen común en los sismos, estos tienen un desarrollo diferente. Esta diferencia estriba en que mientras la licuación está limitada a suelos saturados o parcialmente saturados sueltos (contractivos); la movilidad cíclica puede ocurrir tanto en suelos dilatantes como contractivos (densos, sueltos) que estén por debajo o encima de la línea de relación de vacíos crítico (CVR), aun siendo los esfuerzos de corte estático menores a la resistencia residual del suelo no cohesivo en su estado licuado. Basado en este último hecho se intentará definir la movilidad cíclica aún cuando esta no está todavía completamente definida en función del estado inicial del suelo, relación de vacíos y esfuerzos de confinamiento efectivo.

### **2.2.2 DEFINICIÓN**

La movilidad cíclica es un fenómeno que puede ocurrir tanto en suelos dilatantes o contractivos, pudiéndose producir pequeñas o grandes deformaciones permanentes. Estas deformaciones se desarrollan por incrementos debido a los movimientos sísmicos por un cierto número de ciclos de vibración. Estas deformaciones producidas por movilidad cíclica requieren de la actuación de esfuerzos tanto cíclicos como estáticos. La movilidad cíclica puede ocurrir cuando los esfuerzos de corte estático son menores a la resistencia cortante en el estado constante (resistencia residual); también se puede decir que la movilidad cíclica ocurre cuando se unen ciertas condiciones iniciales y una carga cíclica que exceden temporalmente la resistencia en el estado constante o la trayectoria de esfuerzos llega a alcanzar la envolvente de falla en condiciones no drenadas.

Como se observa en la Fig. 2.10 la región sombreada corresponde a la zona que es susceptible a movilidad cíclica. Nótese de esta figura que la movilidad cíclica puede ocurrir tanto en suelos sueltos como densos, ya que la región sombreada se extiende desde valores muy bajos a muy altos de presión de confinamiento efectivo; lo cual estaría correspondiendo a estados que pueden estar debajo o encima de la línea de estado constante (SSL).

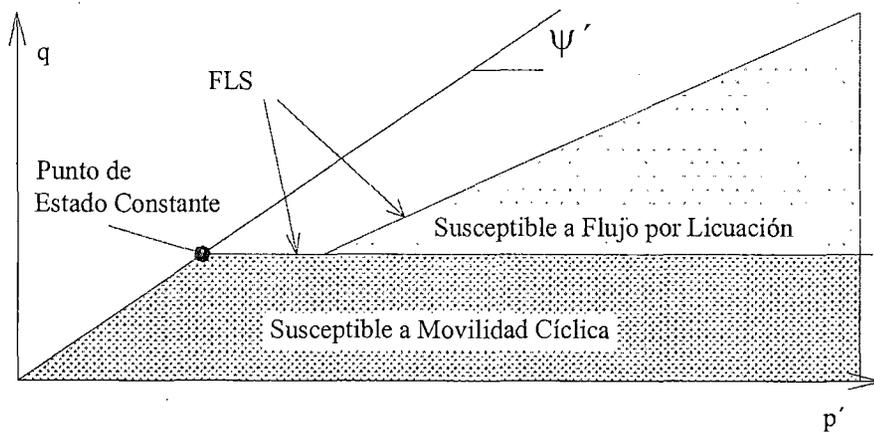


Figura 2.11: Zona susceptible a movilidad cíclica

### 2.2.3 MODOS EN QUE SE DESARROLLA LA MOVILIDAD CÍCLICA

El desarrollo de la movilidad cíclica puede ilustrarse por la respuesta del suelo en ensayos triaxiales cíclicos. Tres combinaciones de condiciones iniciales y carga cíclica son las que producen generalmente movilidad cíclica. Todas ellas se inician con un esfuerzo de corte estático más bajo que la resistencia en estado constante como se verá a continuación:

**Primer caso .-** Ocurre cuando  $\tau_{\text{estático}} - \tau_{\text{cyc}} > 0$  (esfuerzos de corte no reversibles) y  $\tau_{\text{estático}} + \tau_{\text{cyc}} < S_{Su}$  (no se excede la resistencia en estado constante) como se puede apreciar en la Fig. 2.12. En este caso los esfuerzos de corte inducido no son lo suficientemente grandes como para causar un esfuerzo de corte negativo, así la trayectoria de esfuerzos simplemente se movilizan hacia la izquierda hasta alcanzar lo envolvente de falla drenada conforme el exceso de presión de poros se va incrementando. Como la presión de confinamiento efectivo a decrecido significativamente esto puede provocar que se desarrollen deformaciones permanentes por la pérdida de rigidez, aún cuando la falla por flujo no ocurra ya que la superficie de flujo por licuación (FLS) no fue interceptada.

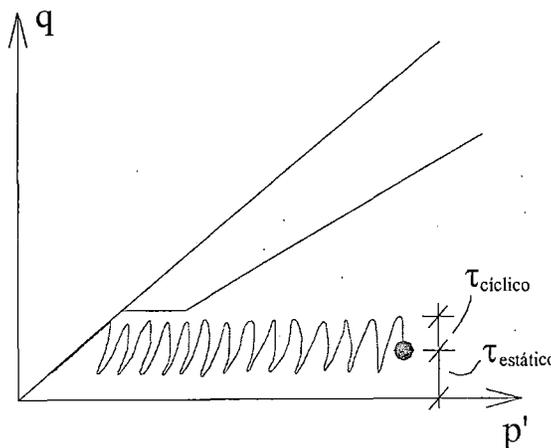
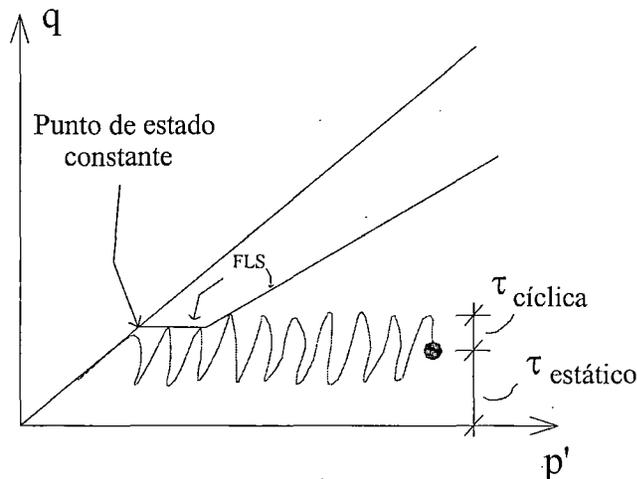


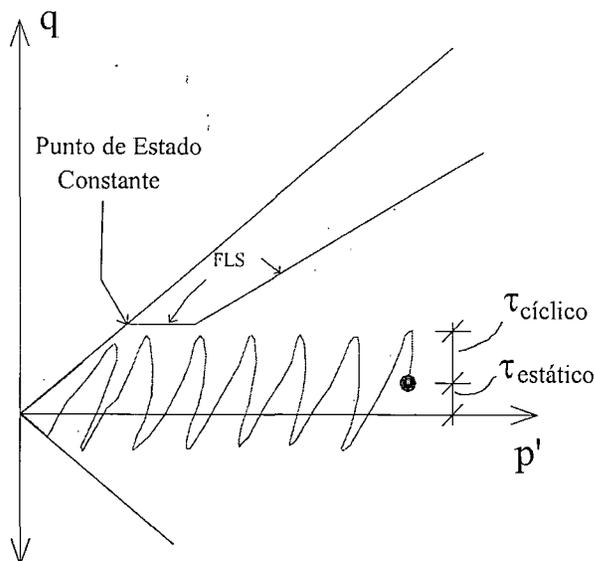
Figura 2.12: Trayectoria de esfuerzos para movilidad cíclica (caso a), esfuerzos no reversibles no excedencia de la resistencia en estado constante

**Segundo caso .-** Ocurre cuando  $\tau_{\text{estático}} - \tau_{\text{cíclico}} > 0$  (esfuerzos no reversibles ) y  $\tau_{\text{estático}} + \tau_{\text{cíclico}} > S_{\text{su}}$  (la resistencia en el estado constante es excedida momentáneamente) otra vez este estado provocará que la trayectoria de esfuerzos se movilice hacia la izquierda. Este caso difiere del primero en que las esfuerzos de corte inducidos son suficientemente grandes como para provocar que la trayectoria de esfuerzos llegue a tocar a la superficie de flujo por licuación (FLS) causando una inestabilidad momentánea conduciendo a grandes deformaciones permanentes durante este periodo de inestabilidad, estas deformaciones cesaran hacia el fin de la carga cíclica cuando los esfuerzos de corte retornen a  $\tau_{\text{estático}}$  (Ver Fig. 2.13)



**Figura 2.13:** Trayectoria de esfuerzos para movilidad cíclica (caso 2) esfuerzos no reversibles con momentáneos periodos de excedencia de la resistencia en estado constante.

**Tercer caso.-** En este caso la movilidad cíclica ocurre cuando  $\tau_{\text{estático}} - \tau_{\text{cíclico}} > 0$  (ocurre inversión de esfuerzos) y  $\tau_{\text{estático}} - \tau_{\text{cíclico}} < S_{\text{su}}$  (la resistencia en el estado constante no es excedida). En este caso la dirección de los esfuerzos de corte cambian ciclo a ciclo, desarrollándose de este modo un rápido desarrollo del exceso de presión de poros (Dobry y Mamad, 1986), haciendo que la trayectoria de esfuerzos se movilice rápidamente oscilando hacia la envolvente de falla drenada hacia el origen y finalmente pase a través del origen (Ver Fig. 2.14). Cuando ha pasado a través del origen el suelo está en un estado de esfuerzos efectivos nulo y pierde momentáneamente su rigidez total, pero si se le aplica una carga estática en este estado de esfuerzos efectivos nulo, el suelo se deformará y dilatará hasta llegar a su resistencia en estado constante.



**Figura 2.14:** Trayectoria de esfuerzo para movilidad cíclica (caso 3) esfuerzos reversibles sin excedencia de la resistencia en estado constante.

## 2.3 PARÁMETROS DINÁMICOS

### 2.3.1 MÓDULO DE YOUNG (E)

Se define el módulo de Young a una relación esfuerzo-deformación para un suelo bajo condiciones de carga dadas en las que se considera que el suelo se comporta elásticamente, es decir a deformaciones muy pequeñas. Generalmente se expresa numéricamente como la pendiente de la tangente o secante a la curva esfuerzo - deformación del material.

Se define también el módulo de Young a partir de la aplicación de un esfuerzo uniaxial  $\sigma_z$  a un cilindro elástico que producirá una compresión vertical y una expansión lateral, siendo:

$$\varepsilon_z = \sigma_z / E ; \varepsilon_x = \varepsilon_y = -\mu \varepsilon_z$$

donde:

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$  = deformaciones en la dirección x, y, z

E = módulo de Young

$\mu$  = coeficiente de Poisson

Si se considera que sobre el elemento actúan todas las componentes de los esfuerzos el módulo de Young esta dado por:

$$E = \frac{(\Delta\sigma_z + 2\Delta\sigma_x)(\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_x)}{\Delta\sigma_x (\Delta\varepsilon_z - 2\Delta\varepsilon_x) + \Delta\sigma_z \Delta\varepsilon_z}$$

El valor del módulo de elasticidad en condiciones no drenadas no es constante, sino que varía con el nivel de esfuerzo, la relación de vacíos y la historia de esfuerzos del terreno. Aunque se puede determinar el módulo de Young a partir de ensayos triaxiales estáticos como un módulo tangente inicial a una curva esfuerzo-deformación, su determinación es difícil y aproximada ya que la pendiente de la curva esfuerzo-deformación varía rápidamente incluso para pequeñas deformaciones. Se ha encontrado que los valores hallados con ensayos triaxiales estáticos suelen ser mucho menores que los calculados usando otros métodos como el de velocidad de onda o como en nuestro caso, determinados a partir de ensayos triaxiales cíclicos con una carga de tipo sinusoidal y un sensor de deformaciones muy pequeñas.

En un ensayo triaxial se determina el módulo de Young a partir de

$$E = L_{DA} / S_{DA} \times L_S / A_S$$

donde:

E = Módulo de Young

$L_{DA}$  = Carga en doble amplitud

$S_{DA}$  = Deformación en doble amplitud

$L_S$  = Longitud del espécimen al final de la consolidación

$A_S$  = Area del espécimen al final de la consolidación

El módulo de Young E esta relacionado mediante el coeficiente de Poisson con el módulo de corte G a partir de la siguiente relación elástica:  $E = 2(1+\mu) G$ ; el módulo de corte ha sido estudiado en forma más extensiva como se verá a continuación.

### 2.3.2 MÓDULO DE CORTE (G)

Ensayos de laboratorio muestran que la rigidez de un suelo esta influenciada por la amplitud de deformación cíclica, relación de vacíos, esfuerzo principal efectivo medio, índice de plasticidad, relación de sobreconsolidación y número de ciclos de carga. El módulo secante de corte de un suelo varía con la amplitud de la deformación cortante cíclica. A bajas amplitudes de deformación el módulo de corte secante es alto, pero decrece conforme se incrementa las amplitudes de deformación. La ubicación de puntos correspondiente a los picos de lazos histeréticos a varias amplitudes de deformación cíclica se le ha denominado curva "backbone". (Fig. 2.15)

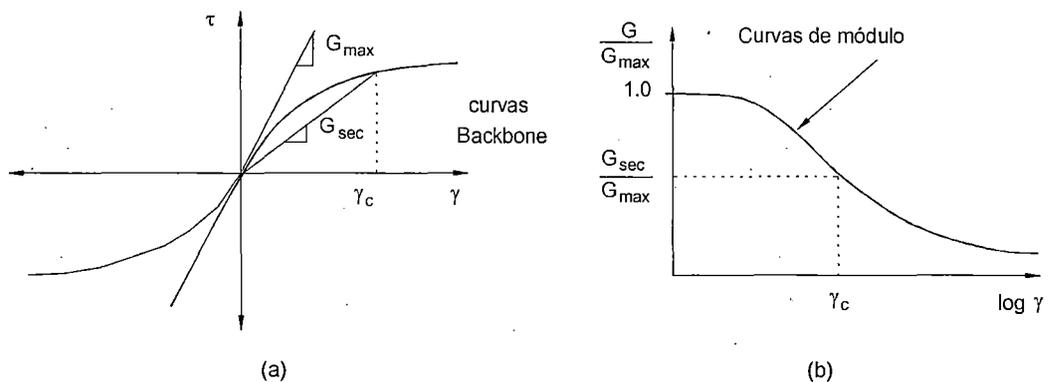


Figura 2.15: Curvas que muestran la variación típica del Módulo de Corte Secante  $G_{sec}$  con la deformación cortante.

La pendiente de esta curva “backbone” en el origen (amplitud de deformación cíclica cero), representa el valor más alto del módulo de corte ( $G_{max}$ ). A grandes amplitudes de deformación cíclica la relación de módulos  $G_{sec}/G_{m\acute{a}x}$ , toma valores menores que 1. La caracterización de la rigidez de un suelo requiere consideraciones de ambos parámetros  $G_{m\acute{a}x}$  y la manera en la cual la relación de módulos  $G/G_{m\acute{a}x}$  varía con la amplitud de deformación cíclica y otros parámetros. La variación de la relación de módulos con la deformación cortante se muestra gráficamente por la curva de reducción del módulo (Fig. 2.14 b).

Esta curva de módulo de reducción presenta la misma información que la curva “backbone” y cada una puede ser determinada a partir de la otra.

### 2.3.2.1 EXPRESIONES PARA CALCULAR EL MÓDULO DE CORTE

Debido a que en ensayos geofísicos sísmicos las deformaciones cortantes inducidas son bajas (alrededor de  $3 \times 10^{-4}\%$ ) las mediciones de las velocidades de las ondas de corte pueden ser usadas para calcular  $G_{m\acute{a}x}$  como:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho v_s^2$$

La medición de las velocidades de ondas de corte es generalmente el medio más confiable para evaluar el módulo de corte máximo  $G_{m\acute{a}x}$  in-situ para un depósito de suelo particular, y los ensayos geofísicos de sismicidad son los que se usan para este propósito. Se debe tener cuidado en la interpretación de las velocidades de las ondas de corte, ya que estas pueden

variar en sitios con condiciones de esfuerzos anisotrópicos (Roesler, 1979; Stokoe et al. 1985; Yun y Byrne, 1991).

Cuando las mediciones de las velocidades de ondas de corte no sean viables el valor de  $G_{\max}$  puede ser estimado a partir de ensayos de laboratorio según la siguiente expresión:

$$G_{\max} = 625 F(e) (OCR)^K p_a^{1-n} (\sigma'_m)^n$$

**donde:**

$F(e)$  = es una función de la relación de vacíos

$OCR$  = es la relación de sobreconsolidación

$K$  = es un exponente de  $OCR$  que depende del índice de plasticidad

$\sigma'_m$  = es el esfuerzo principal efectivo medio

$n$  = un exponente del esfuerzo  $\sigma'_m$

$P_a$  = presión atmosférica en las mismas unidades de  $\sigma'_m$  y  $G_{\max}$ .

Hardin (1972) propone  $F(e) = 1/(0.3 + 0.7 e^2)$ , mientras Jamiel kowski et al (1991) sugiere  $F(e) = 1/e^{1.3}$ .

El exponente  $n$  se toma como  $n = 0.5$  pero puede ser calculado a partir de resultados de laboratorio a diferentes presiones de confinamiento efectivo.

Otra relaciones empíricas propuesta para un tipo específico de suelos han sido propuestas. El máximo modulo de corte de una arena por ejemplo es estimado como:

$$G_{\max} = 1000 k_{2,\max} (\sigma'_m)^{0.5}$$

donde  $k_{2,\max}$ , se determina de la relación de vacíos o densidad relativa (Tabla 2.1) y  $\sigma'_m$  esta en  $\text{lb/ft}^2$  (Seed e Idriss, 1970).

Ensayos de campo muestran que las velocidades de ondas de corte son significativamente más altas en gravas que en las arenas, indicando que  $G_{\max}$  de la grava es más alto que de la arena. Valores de  $k_{2,\max}$  para gravas típicamente estan en el rango de 80 a 100 (Seed et. Al. 1984). Para suelos de grano fino, se estima que el máximo módulo de corte puede ser estimado a partir del índice de plasticidad, relación de sobreconsolidación y la resistencia no drenada. Pero la resistencia no drenada es altamente variable y los módulos de corte

variaron para diferentes presiones de confinamiento efectivo, por esta razón estos resultados deben usarse cuidadosamente.

**Tabla 2.1: Estimación de  $k_{2,max}$**

e	$k_{2,max}$	$D_r$ (%)	$k_{2,max}$
0.4	70	30	34
0.5	60	40	40
0.6	51	45	43
0.7	44	60	52
0.8	39	75	59
0.9	34	20	70

**Fuente:** Seed e Idriss (1970)

Las velocidades de ondas de corte y por ende  $G_{máx}$  se incrementan aproximadamente linealmente con el logaritmo del tiempo, pasado el fin de la consolidación primaria y esto no puede ser atribuido solamente a los efectos de la consolidación secundaria.

El cambio de rigidez con el tiempo puede ser descrito por:

$$\Delta G_{máx} = N_G (G_{máx})_{1000}$$

donde  $\Delta G_{máx}$  es el incremento en  $G_{máx}$  sobre un ciclo del logaritmo del tiempo y  $(G_{máx})_{1000}$  es el valor de  $G_{máx}$  a un tiempo de 1000 minutos pasada la consolidación primaria.  $N_G$  se incrementa con el incremento del índice de plasticidad, IP, y decrece con el incremento de la relación de sobreconsolidación OCR (Kokushu et. Al, 1982).

Para arcillas normalmente consolidadas,  $N_G$  puede ser estimada de la relación:

$$N_G = 0.027 \sqrt{IP}$$

Anderson y Woods (1975), muestran que algunas discrepancias entre valores de  $G_{máx}$  en campo y ensayos de laboratorio pueden ser explicadas por efectos del tiempo y que  $N_G$  podría ser usado para corregir los valores de  $G_{máx}$  de ensayos de laboratorio para representar mejor las actuales condiciones in-situ.

### 2.3.3 REDUCCIÓN DE MÓDULO, $G/G_{\max}$

En años anteriores la ingeniería sísmica geotécnica, trataba el comportamiento de reducción del módulo de suelos gruesos y de grano fino separadamente (e.g., Seed and Idriss, 1970). Actuales investigaciones sin embargo revelan una transición gradual del comportamiento de la reducción del módulo; se observó que el módulo de corte de suelos de plasticidad alta se degradaba más lentamente con la deformación cortante que suelos de baja plasticidad. Después de una revisión de resultados experimentales de un extenso rango de materiales, Dobry y Vucetic (1987) y Sun et. Al. (1988) concluyeron que la forma de la curva de reducción de módulo esta más influenciada por el índice de plasticidad que por la relación de vacíos como se muestra en la fig 2.16.

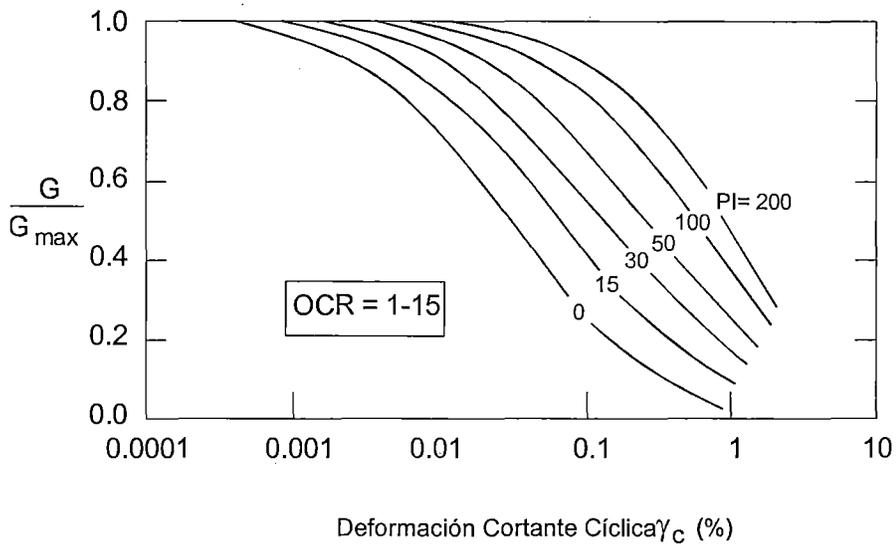


Fig. 2.16 Curvas de módulo de reducción de suelos de grano fino de diferente plasticidad (after Vucetic y Dobry (1991))

Estas curvas muestran que la deformación cortante cíclica al inicio es mayor para suelos de alta plasticidad que para suelos de baja plasticidad. Estas características son extremadamente importantes; ya que puede influenciar fuertemente la manera en la cual un depósito de suelo se amplificará o atenuará ante un movimiento sísmico. La curva de módulo de  $IP=0$ . Es similar a la curva de reducción del módulo promedio que fue usado comúnmente para arenas (Seed y Idriss, 1970) cuando los suelos de grano fino y grueso fueron tratados separadamente. Esta similitud sugiere que las curvas de reducción del módulo de la Fig. 2.16 puede ser aplicable a ambos tipos de suelo de grano fino y grueso.

El comportamiento de la reducción del módulo está también influenciado por la presión de confinamiento efectivo, particularmente para suelos de baja plasticidad (Iwasaki et a, 1978; Kokoshu, 1980). La envolvente de deformación cortante cíclica al inicio,  $\gamma_{tl}$ , es mayor a altas presiones de confinamiento efectivo.

Los efectos de la presión de confinamiento efectivo y el índice de plasticidad sobre el comportamiento del módulo de reducción fueron combinados por Ishibashi y Zhang (1993) en la forma:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_o}$$

donde:

$$k(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma, PI) - m_o = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3})$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{Para } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{Para } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{Para } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{Para } PI > 70 \end{cases}$$

Los efectos de la presión de confinamiento sobre el comportamiento de la reducción del módulo de suelos de alta y baja plasticidad se ilustran en la fig. 2.17.

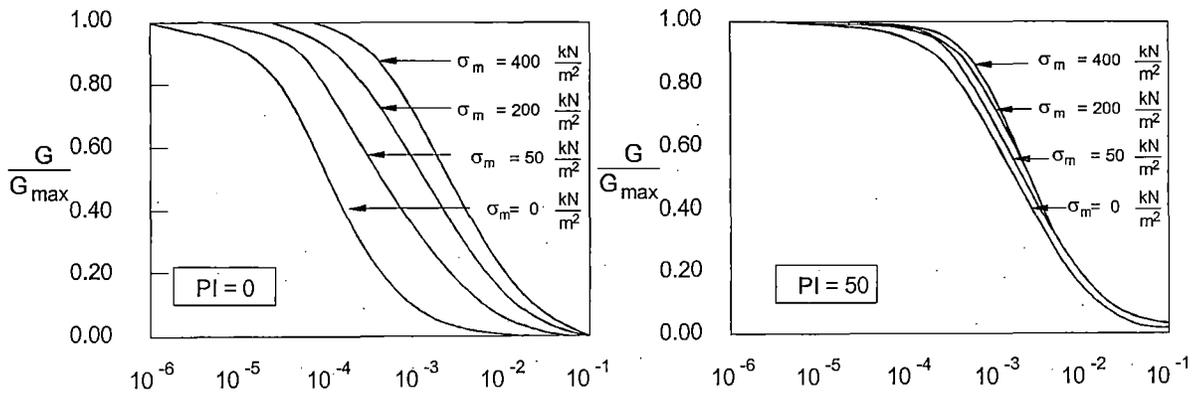


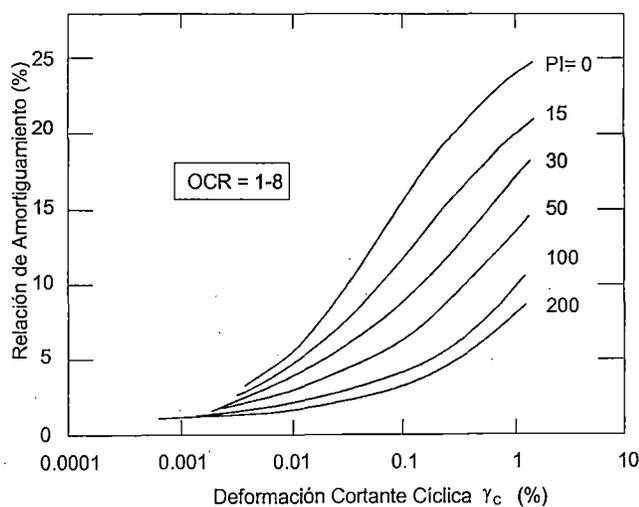
Fig. 2.17: influencia de la presión de confinamiento efectivo sobre las curvas de ódulo de reducción para (a) suelos no plásticos ( $IP=0$ ) y (b) suelos plásticos ( $IP=50$ ). (After Ishibasi, 1992).

### 2.3.4 RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO

Teóricamente, la disipación histerética de energía no toma lugar a bajos niveles de deformación cortante cíclica al inicio. Evidencia experimental, sin embargo, muestra que alguna energía es disipada aún a niveles de deformación muy bajos (el mecanismo aún no ha sido comprendido), así como también la relación de amortiguamiento nunca es cero. Por encima del inicio de deformación, el ancho del lazo histerético exhibido por un suelo cargado cíclicamente se incrementa con la amplitud de deformación cíclica, la cual indica que la relación de amortiguamiento se incrementa con el incremento de la amplitud de deformación.

Así como el comportamiento de la reducción del módulo está influenciado por las características de plasticidad, lo está también el comportamiento del amortiguamiento (Kokushu et al, 1982; Dobry y Vucetic, 1987; Sun et al, 1988). El amortiguamiento de suelos altamente plásticos son menores que de aquellos suelos de baja plasticidad a la misma amplitud de deformación cíclica (Ver Fig. 2.18). La curva de amortiguamiento para  $IP=0$  es cercanamente idéntica a la curva de amortiguamiento promedio que fue usado para suelos de grano grueso cuando ellos fueron tratados separadamente de los suelos de grano fino.

También esta similitud sugiere que las curvas de amortiguamiento de la fig. 2.18, pueden ser aplicadas a ambos tipos de suelo de grano fino y grueso. El comportamiento de amortiguamiento de las gravas son muy similares a los de la arena (Seed et al., 1984).



**Figura 2.18:** Variación de la razón de amortiguamiento de un suelo de grano fino con la amplitud de deformación cortante cíclica

El comportamiento del amortiguamiento esta también influenciada por la presión de confinamiento efectivo, particularmente para suelos de baja plasticidad. Ishibashi y Zhang (1993) desarrollaron una expresión empírica para la relación de amortiguamiento de suelos plásticos y no plásticos. Usando la ecuación empírica para calcular  $G/G_{max}$ , la razón de amortiguamiento queda expresada como:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right]$$

## CAPÍTULO 3

### DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS CÍCLICOS

#### 3.1 GENERALIDADES

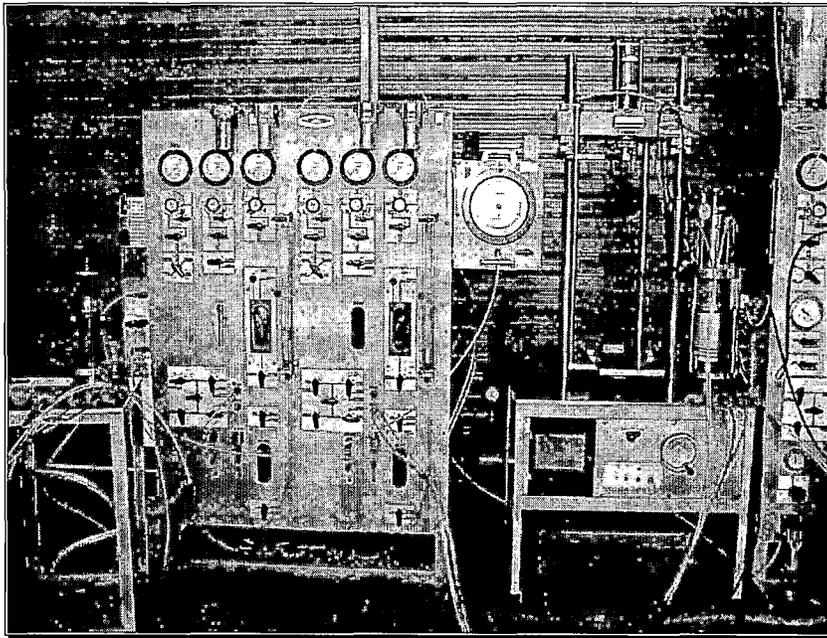
Básicamente existen diferentes equipos de laboratorio para realizar ensayos cíclicos, entre los que se puede mencionar están el ensayo de columna resonante, el ensayo triaxial cíclico, el ensayo de corte simple cíclico y el ensayo de corte torsional cíclico. Una característica común en estos ensayos es que se realizan a niveles bajos de deformación excepto en el ensayo triaxial cíclico donde no se limitan los niveles de deformación y pueden llegar a ser muy grandes. En lo que sigue se hará una breve descripción del equipo triaxial cíclico del Laboratorio Geotécnico del CISMID usado para la presente tesis; una descripción más detallada se puede encontrar en la Tesis del Ing. Parra “Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la Ciudad de Chimbote” (1991).

#### 3.2 BREVE DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO

El equipo triaxial cíclico del Laboratorio Geotécnico del CISMID consta de 3 paneles independientes que sirven para aplicar presiones de confinamiento y saturación (mediante la aplicación de una contrapresión). Cada uno de estos paneles a su vez disponen de 3 válvulas de presión con sus respectivos manómetros para aplicar:

- a) Presión de confinamiento horizontal para confinar el espécimen lateralmente.
- b) Presión vertical, cuya función es equilibrar a la presión de confinamiento horizontal.
- c) Contrapresión, cuya función es aplicar agua a presión al interior del espécimen con el objeto de saturarlo.

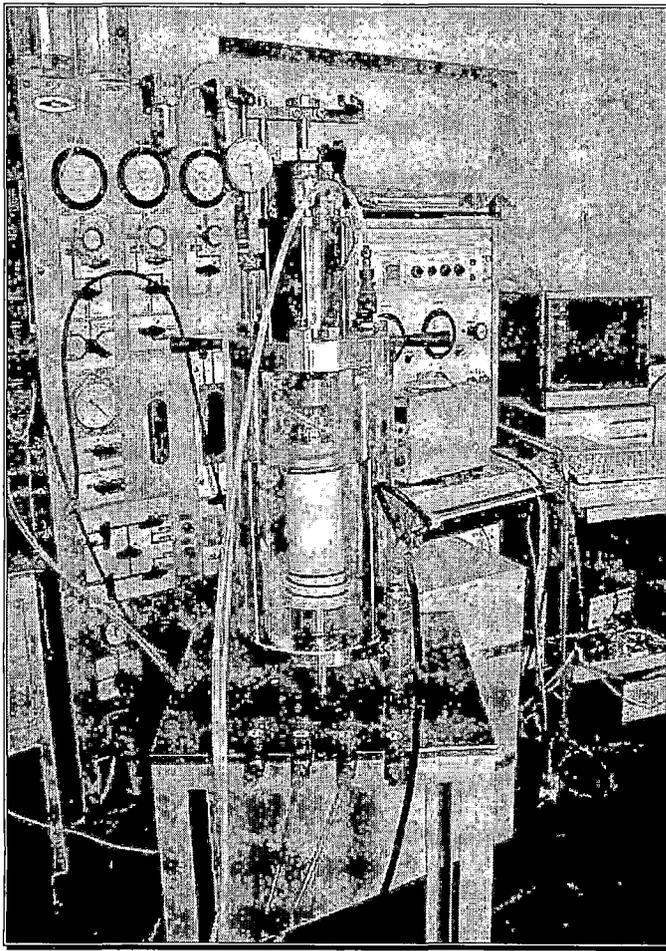
Además de estas válvulas principales, estos paneles disponen de una serie de válvulas que facilitaran la consolidación del espécimen una vez finalizada la etapa de saturación (ver Fig. 3.1).



**Fig. 3.1** Vista que muestra dos de los tres paneles del equipo triaxial cíclico con sus respectivas válvulas.

Este equipo posee 3 celdas triaxiales las cuales disponen de 4 válvulas que van a permitir el llenado de la celda, aplicar contrapresiones, permitir el drenaje para la consolidación y medir las presiones de poro en el interior del espécimen mediante un transductor conectado a una de estas válvulas.

También se dispone de un pistón en la parte superior que se puede desplazar libremente dentro y fuera de la celda accionando axialmente sobre el espécimen. Estas celdas constan de un plato base y un plato superior de material inoxidable, separados por un cilindro de lucita transparente; además disponen de un pedestal inferior y superior con sus respectivas piedras porosas entre los cuales se ubicará el espécimen; por último cada uno de estas celdas disponen de un transductor de carga axial interna (ver Fig. 3.2).



**Fig. 3.2** En esta vista se aprecia la celda triaxial con un espécimen ya instalado.

El equipo posee un marco de carga mediante el cual se le puede aplicar al espécimen tanto cargas estáticas como dinámicas dependiendo del ensayo a realizar: las cargas de naturaleza estática se hacen a una velocidad de deformación constante (deformación controlada) mientras que las cargas dinámicas se realizan a través de un actuador de aire alimentado por una unidad neumática de carga; el actuador de aire es un pistón de doble acción que tiene un ingreso de presión estática por la parte inferior y otros de presión dinámica por la parte superior. El movimiento producido es debido a la diferencia entre dos válvulas de Bellofran y a la variación de la presión de aire en el compartimiento superior, el cual es controlado por la unidad de carga neumática. Esta variación de la presión dinámica (que provoca una carga sinusoidal) actúa en el espécimen a través de un pistón en el marco de carga (que a su vez es un transductor de carga axial externa) que acciona sobre el pistón de la celda triaxial, produciendo su entrada y salida de la celda triaxial (ver Fig. 3.3).

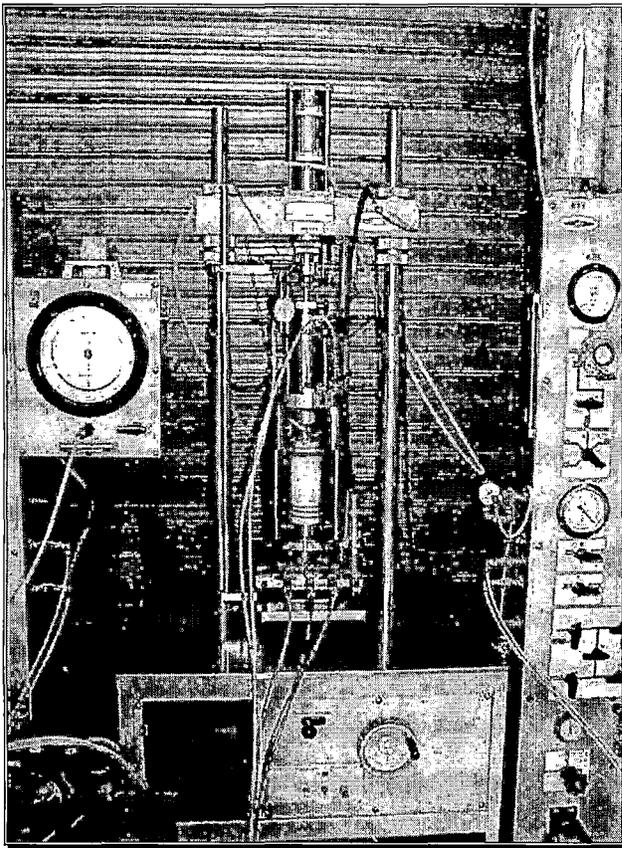
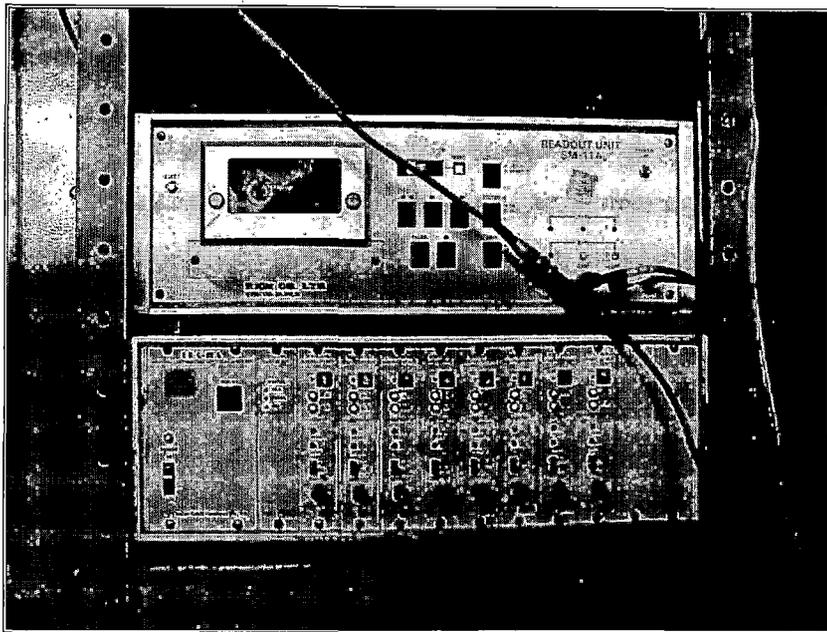


Fig. 3.3 En esta vista se aprecia el marco de carga del equipo cíclico, con la celda triaxial ubicada lista para cargar el espécimen.

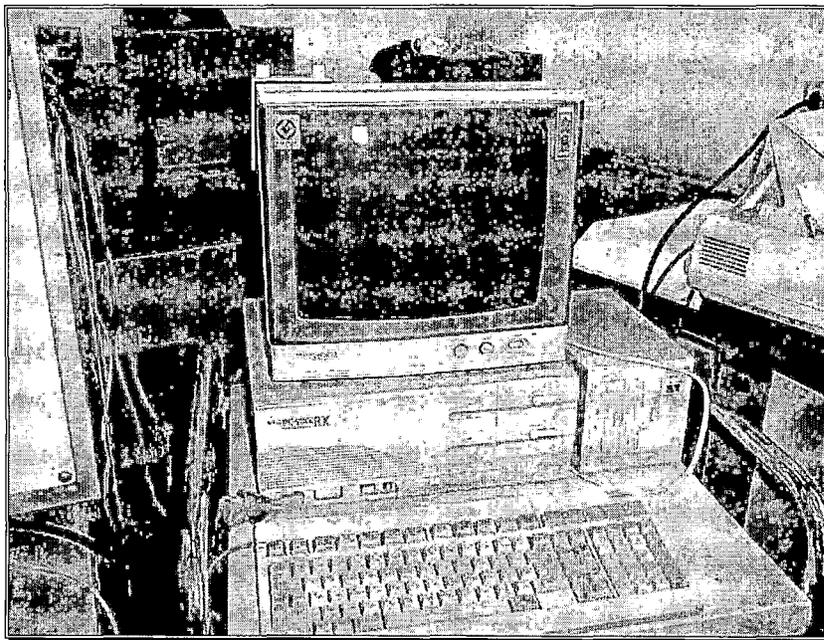
Para controlar la carga dinámica el equipo dispone de una unidad neumática de carga. Esta unidad neumática de carga posee un generador de funciones en las cuales se programaran las características de la carga cíclica que son la frecuencia y la amplitud de la señal que actuará sobre el espécimen; también cuenta con un contador de ciclos que nos indica el número de ciclos de carga que están siendo aplicados al espécimen en caso de un ensayo de licuación o resistencia cíclica o por el contrario se puede fijar de antemano el número de ciclos que actuará sobre el espécimen en el caso de un ensayo de deformación dinámica. Además esta unidad neumática de carga cuenta con reguladores de presión y manómetros los cuales regulan y registran la presión en esta unidad y sus componentes (ver Fig. 3.4).



**Fig. 3.4** Aquí se observa a la unidad neumática de carga que controla la carga dinámica en el equipo triaxial cíclico.



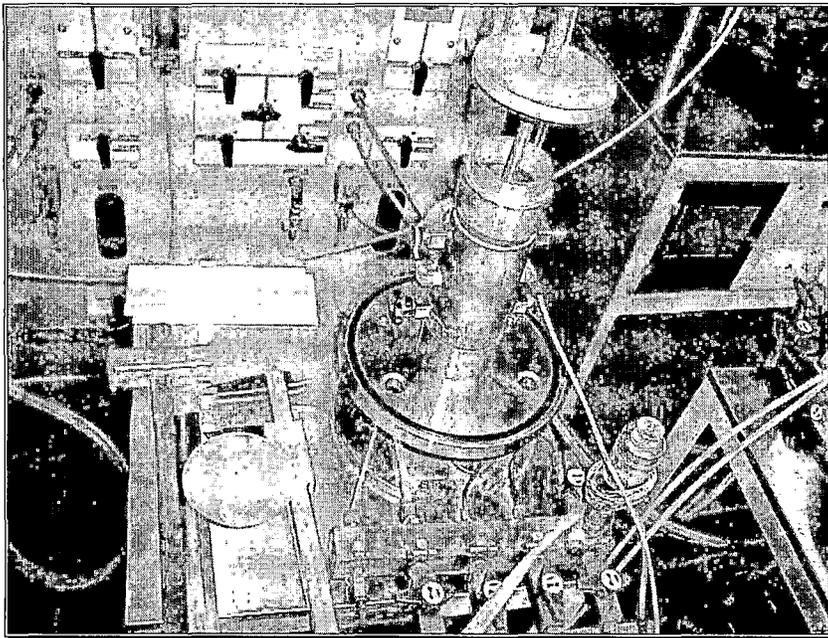
**Fig. 3.5** En esta vista en la parte inferior se puede apreciar al convertidor analógico digital DRA-10A cuya función es recepcionar los datos y enviarlos a la computadora.



**Fig. 3.6** En esta vista se aprecia la computadora NEC PC-9801, para el procesamiento de datos del equipo triaxial cíclico.

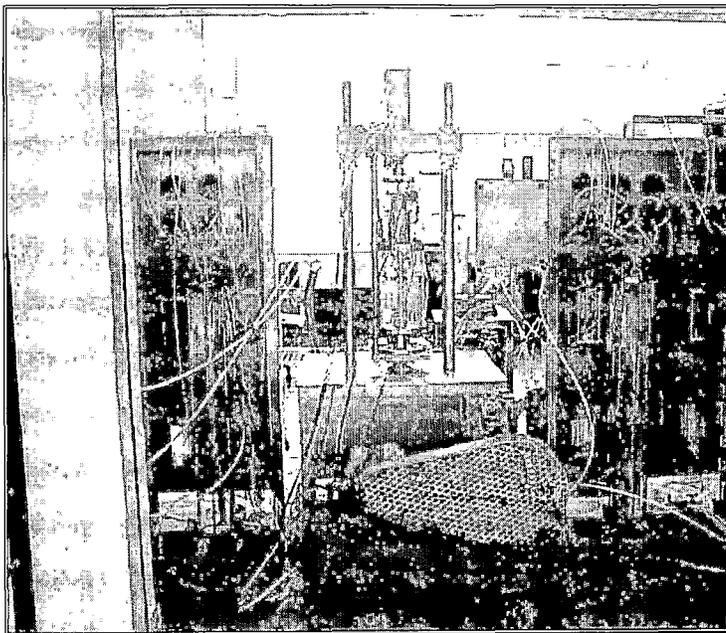
Dado que en un ensayo dinámico el registro de datos se realiza en forma continua (50 datos por segundo) este debe realizarse electrónicamente mediante sensores de precisión, los cuales están conectados a transductores eléctricos que al ser activados emiten una señal analógica en forma de impulsos eléctricos en pequeños rangos de voltaje, que son enviados, hacia un aparato receptor. En nuestro caso este aparato receptor es un convertidor analógico digital modelo DRA-10A (Fig. 3.5) que dispone de ocho canales de comunicación; la función de este convertidor analógico digital es convertir las señales analógicas de los transductores en información digital para que pueda ser procesado por una computadora mediante una interface IEEE-488 (EP-IB); la computadora que recibe los datos para su procesamiento es una computadora NEC PC-9801 (Ver Fig. 3.6).

Cuando es necesario remodelar especímenes se cuenta con un molde partido que se adapta al pedestal base de la celda triaxial; este molde partido tiene una línea delgada a través de la cual se puede comunicar un vacío al interior del molde para que la membrana que cubrirá el espécimen se adhiera a las paredes del molde partido para facilitar el remodelo del espécimen por compactación en cinco capas de dos centímetros aproximadamente cada una (Ver Fig. 3.7).



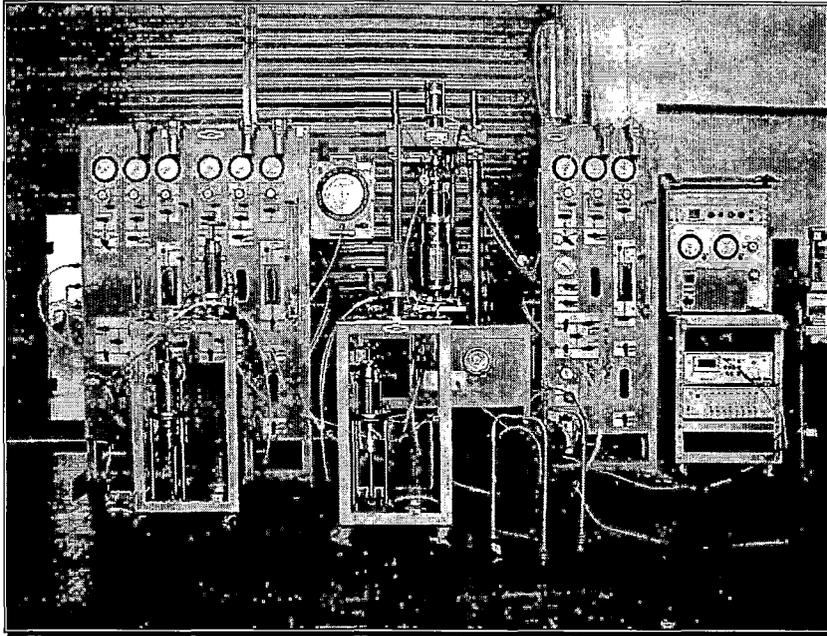
**Fig. 3.7** En esta vista se observa el equipo de remoldeo: molde partido, un compactador, martillo de madera, vernier, embudo, membrana, etc.

Por último todo el sistema de presurización del equipo esta alimentado por una compresora de aire que posee un motor con un dispositivo automático que lo acciona cada vez que las presiones bajan hasta cierto valor límite de trabajo, suministrando de este modo una presión constante durante todo el desarrollo del ensayo (ver fig. 3.8).



**Fig. 3.8** En esta vista se aprecia la compresora que suministra presión a los paneles del equipo triaxial cíclico.

En la figura 3.9 se muestra una vista general del equipo triaxial cíclico, paneles, marco de carga, celda triaxiales, equipo neumático, convertidor analógico digital y apenas visible a su costado la computadora NEC.



**Fig. 3.9** Se muestra una vista general del equipo triaxial cíclico.

### 3.3 SATURACIÓN MEDIANTE CONTRAPRESIÓN

Una de las etapas de considerable importancia en un ensayo ya sea estático o cíclico es la etapa de saturación y el control que de ella se hace mediante el parámetro "B" definido

como  $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$ . El procedimiento de saturación de los especímenes es aplicar una

contrapresión "Back pressure" al interior del espécimen e incrementarla gradualmente hasta lograr la total saturación. En lo que sigue se describirá la dependencia que existe entre el parámetro "B" y la saturación del espécimen así como las contrapresiones y tiempos requeridos para completar esta etapa de saturación con el objetivo de comprender el efecto de parámetro "B" en condiciones de saturación incompleta.

### 3.3.1 CONTRAPRESIÓN, SATURACIÓN Y RESPUESTA DE PRESIÓN DE POROS

Black y Kenneth (1973), basados en estudios de Lowe y Johnson muestran que la contrapresión requerida para pasar de un grado de saturación inicial " $S_i$ ", a un grado de saturación " $S$ ", por compresión y disolución del aire de los poros esta dado por:

$$P = P_i \frac{(S - S_i)(1 - H)}{1 - S(1 - H)}$$

en la cual  $H$  = constante de Henry la cual en un ambiente a temperatura normal es aproximadamente igual a  $0.22 \text{ cm}^3$  de aire por  $1.0 \text{ cm}^3$  de agua;  $P_i$  = la presión absoluta inicial correspondiente a  $S_i$ , y  $P$  = cambio en la presión correspondiente a un cambio en la saturación de  $S_i$  a  $S$ . Cuando se tiene saturación completa ( $S = 100.0\%$ ) esta ecuación se reducirá a  $P_{100} = 49 P_i (1 - S_i)$  en la cual  $P_{100}$  representa la contrapresión requerida para producir el  $100.0\%$  de saturación.

La saturación completa convencionalmente es consumada por incrementos de la contrapresión hasta llegar a una cantidad igual o mayor que  $P_{100}$ , luego se espera una simple respuesta de presión de poros o un ensayo del valor  $B$ , que indicarían si la saturación se llevó a cabo o no. Se ha verificado (Black y Kenneth, 1973) con cuidadosas mediciones que la expresión  $P_{100} = 49 P_i (1 - S_i)$  indica con seguridad la mínima cantidad de contrapresión requerida para llevar a cabo la total saturación.

Sin embargo, se ha observado frecuentemente que suelos que están inicialmente a una saturación menor que la saturación total requieren de un periodo de tiempo de varios días para llevar a cabo la completa saturación ya sea que se usen contrapresiones iguales o mayores que  $P_{100}$ .

Cuando se están realizando ensayos puede ser un fastidio el tratar de anticipar el tiempo requerido para la saturación total lo cual a su vez puede causar la demora para la entrega de un proyecto determinado. Bajo estas condiciones existe un fuerte impulso para aceptar algún criterio de procedimiento con saturaciones menores al  $100\%$ , para proceder rápidamente con la etapa de carga en los ensayos.

La saturación de un espécimen es un problema que puede resumirse en dos aspectos principales: (a) el tiempo requerido por el agua para fluir en el interior del suelo y comprimir el aire bajo un incremento de contrapresión dado (un problema de

permeabilidad) y (b) el tiempo requerido por las burbujas de aire en los poros para disolverse en los contornos del agua de poros después de haber sido comprimidos (un problema de difusión).

Estudios anteriores muestran que burbujas de aire pequeñas (diámetro 2 mm) suspendidas en un gran contenedor de agua bajo presiones en el orden de 1.4 kg./cm<sup>2</sup> a 5.6 kg./cm<sup>2</sup> requieren de varias horas para disolverse. Si el mismo tamaño de burbujas es colocado en un tubo de plástico de diámetro pequeño; esta reducción de libertad de movimiento de las moléculas de aire en el agua causará que el tiempo de disolución de las burbuja se incremente a varios días.

Basado en estos datos parece razonable, y certificado luego por medición directa, que la completa disolución de la burbuja de aire en el interior del agua de poros de muchos suelos parcialmente saturados puede también requerir de muchas horas o días.

Por otra parte, una extensión directa de la Teoría de Consolidación aplicada a especímenes de ensayos triaxiales indican que, por ejemplo considerando una muestra de 3.5 cm. , de diámetro, con una saturación inicial del 90.0 %, y teniendo un coeficiente de permeabilidad tan bajo como  $1 \times 10^{-8}$  cm/seg, suficiente agua puede ingresar para la completa saturación en menos de 1 minuto.

Se puede llevar a cabo la medición de la saturación inmediatamente seguida de la aplicación de una cierta contrapresión "back pressure", asumiendo no demoras debido a permeabilidad, pero también asumiendo que nada de aire libre se encuentra en solución en el agua de poros. De la ley de Boyle se sigue que el grado de saturación, S, resultante de cualquier contrapresión aplicada, P es:

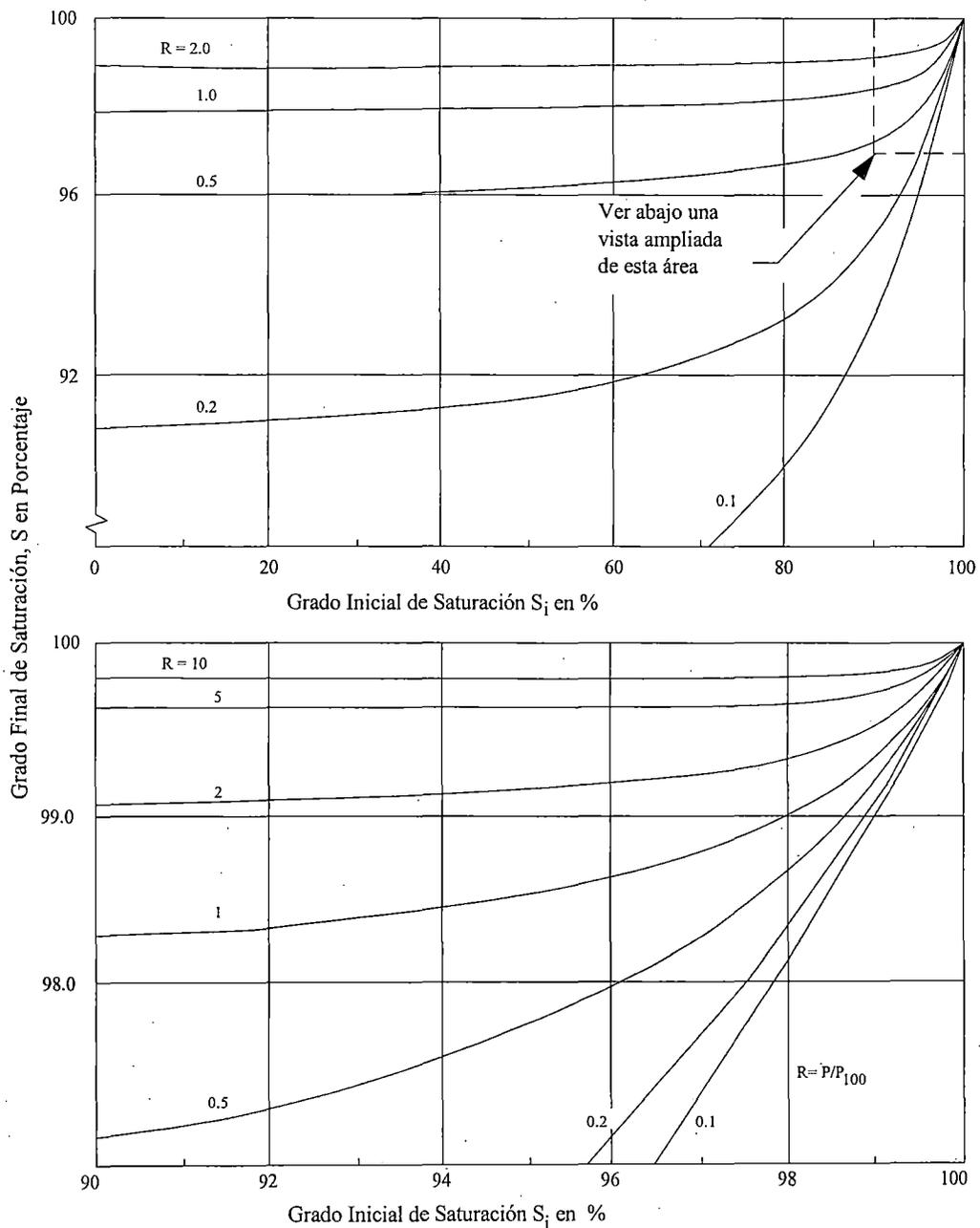
$$S = 1 - \frac{1}{49R + \frac{1}{1 - S_i}}$$

en la cual:

$$R = \frac{P}{P_{100}}$$

Curvas que muestran los valores de S para diferentes valores de R y S<sub>i</sub> se presentan en la Fig. 3.10. Estas curvas ilustran varios aspectos importantes pertinentes al incremento del grado de saturación del suelo usando una contrapresión dada. La aplicación paralela de

una pequeña contrapresión, considerablemente menor a  $P_{100}$  producirá comparativamente un alto grado final de saturación. La aplicación de  $P_{100}$  a cualquier muestra inmediatamente producirá un 98 % de saturación o más. Sin embargo para incrementar  $S$  a 99 % requiere aplicar el doble de contrapresión, y para incrementar a 99.6 % se requiere aplicar una contrapresión de al menos 10 veces  $P_{100}$  a menos que el grado de saturación este ya cerca de o mayor que esta cantidad final.



**Fig. 3.10** Grado de Saturación luego de aplicada una contrapresión asumiendo que no existe aire adicional en solución. Black and Kenneth (1973)

A causa de que estos relativamente altos grados de saturación pueden ser llevados a cabo casi inmediatamente seguido de la aplicación de una contrapresión especificada, es de interés conocer que respuesta de presión de poros puede ser esperado de muestras a estos grados de saturación, con este propósito se usará el desarrollo de una ecuación relativa a B y  $S_i$ :

$$S_i = \frac{1 - Z(1 - B)}{1 - ZQ}$$

Donde:

$$Q = Bn_i \frac{C_w}{C_d}$$

$$Z = \frac{y}{D};$$

$$y = \frac{C_d \Delta\sigma_3}{n_i};$$

$$D = 1 - \frac{P_i}{P_i + B\Delta\sigma_3}$$

Los términos  $n_i$ ,  $\Delta\sigma_3$ ,  $C_w$  y  $C_d$  tienen el usual significado, porosidad inicial, cambio en la presión de celda, compresibilidad de agua y compresibilidad de la estructura de suelo respectivamente. Para el caso de total saturación,  $S_i = 1$  y la expresión anterior se reduce a:

$$B_{100} = \frac{1}{1 + n_i \frac{C_w}{C_d}}$$

Esta fórmula se derivó basado en las siguientes simplificaciones asumidas:

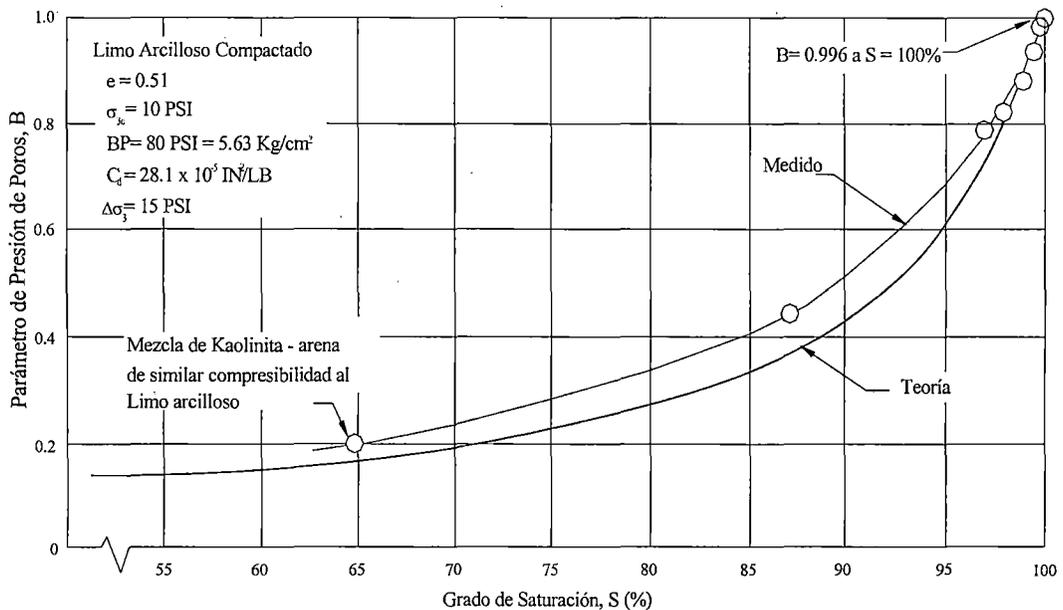
- 1) El valor de B del ensayo es medido en un periodo de tiempo suficientemente corto tal que no se disuelva una cantidad apreciable de aire en el agua de poros.
- 2) Las presiones iniciales de aire y presiones de agua en los poros y los cambios de presión son esencialmente los mismos y de este modo no fue hecha distinción en las mediciones de presión de poros entre la presión de aire en los poros y la presión de agua en los poros.

Datos de otros trabajos muestran que esta hipótesis es aproximadamente válida para valores de B medidos en un lapso de 10 minutos.

Esta segunda hipótesis involucra algún error y puede ser bastante grosera a bajos grados de saturación. Sin embargo a altos grados de saturación que son probablemente los de mayor

interés práctico, esta hipótesis es probablemente suficientemente real para dar resultados que pueden ser usados.

Una indicación de la validez general de la ecuación para la saturación, se muestra en la Fig.3.11 para varios valores de B sobre muestras de suelo arcilloso claramente compresible a varios grados de saturación. La posición de la línea teórica en esta indica que para posiciones más alejadas hacia la izquierda tendremos un suelo más compresible.



**Fig. 3.11** Relaciones de contrapresión - Saturación para un limo arcilloso compactado. Black y Kenneth (1973)

A causa de los muchos factores involucrados en definir la respuesta de presión de poros de un suelo parcialmente saturado es conveniente el cálculo teórico de las curvas de valores de B vs saturación para unos pocos casos representativos.

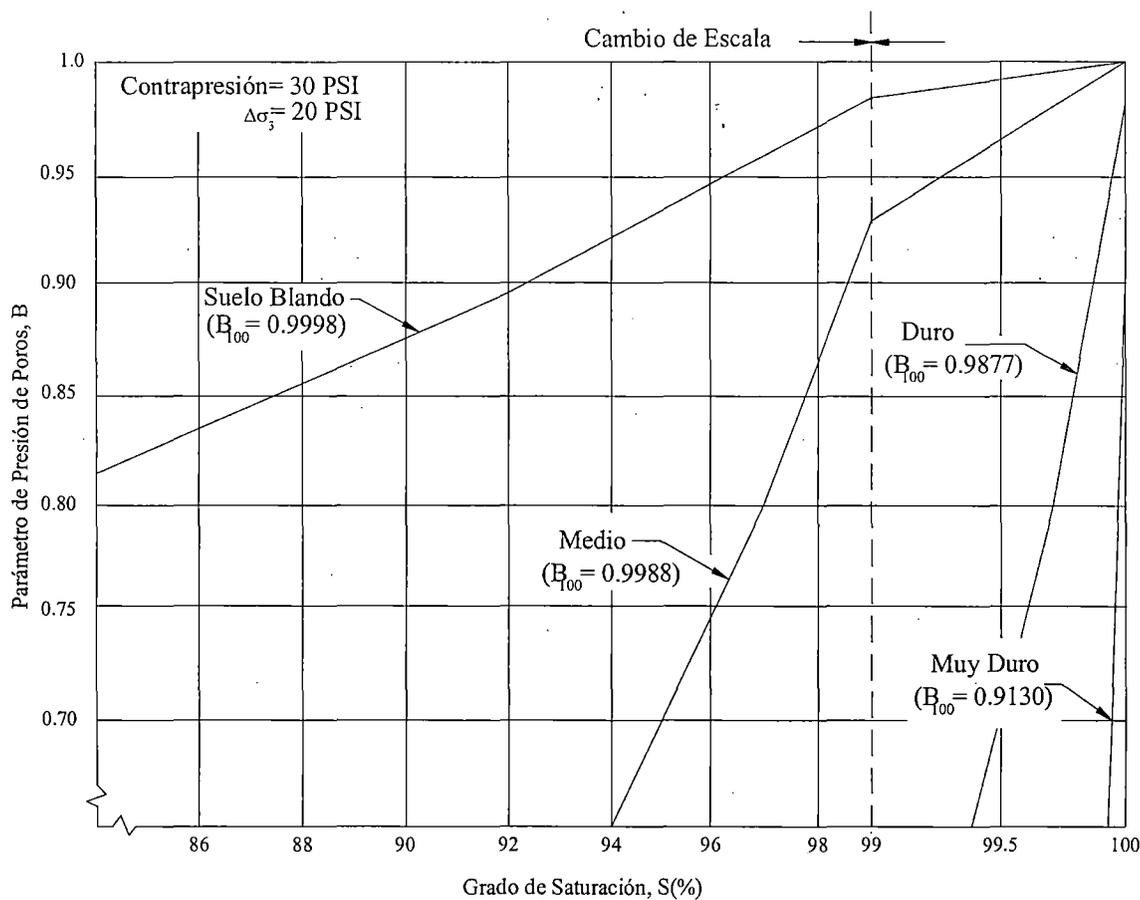
Los suelos considerados fueron:

- 1) Suelos blandos, los cuales son arcillas blandas, normalmente consolidadas:  $e = 2$ ,  $C_d = 1.10^{-2} \text{ in}^2/\text{lb}$  ( $0.145 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{kN}$ ).
- 2) Suelos semiduros, arcillas y limos compactados, y arcillas ligeramente sobre consolidadas:  $e = 0.6$ ;  $C_d = 1.10^{-3} \text{ in}^2/\text{lb}$  ( $0.145 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$ ).
- 3) Suelos duros, arcillas duras sobreconsolidadas y arenas medias de altas densidades  $e = 0.6$ ;  $C_d = 1.10^{-4} \text{ in}^2/\text{lb}$  ( $0.145 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ ).

4) Suelos muy duros, arenas muy densas o arcillas duras, especialmente a altas presiones de confinamiento:  $e = 0.4$ ;  $C_d = 1.10^{-5} \text{ in}^2/\text{lb}$  ( $0.145 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ ).

La variación de los valores de B con el incremento del grado de saturación para estas cuatro clases de suelo se muestra en la Fig.3.12. Refiriéndose a estas curvas se provee una base para evaluar el significado de las medidas de los valores de "B" ó "S", o ambos, estando a valores menores que 1.0. Esta figura nos muestra también que excepto para suelos muy blandos, los valores de B son significativamente menores a 1.0 a total saturación.

Además estos valores de B bajan abruptamente y muy rápidamente para valores de S menores que 100%. Si por ejemplo,  $B = 0.95$  es aceptado como indicativo de total saturación, observando la Fig. 3.12 estaría indicando que este criterio puede ser apropiado para suelos duros ya que la saturación estaría cercana a 99.9%. Sin embargo, esto puede ser no apropiado para suelos blandos en la cual el correspondiente valor de S estaría indicando ser de solo alrededor del 96.0%.



**Fig. 3.12** Rango de valores de B para diferentes grados de saturación  
Black and Kenneth (1973)

### 3.3.2 TIEMPO PARA SATURACIÓN POR DISOLUCIÓN DE AIRE

Aún queda por mucho saber acerca de la naturaleza del aire de poros y el agua de poros en un suelo parcialmente saturado. Schuurman sugiere que para grados de saturación mayores al 85.0% el aire de poros está presente más como burbujas individuales que como una fase continua. Otros autores encontraron que se pueden requerir tiempos muy largos para que el aire se disuelva a través de una muestra de arcilla parcialmente saturada, o para que la presión de poros llegue a ser igual al cambio en esfuerzo total.

Estos datos sugieren que el coeficiente de difusividad para el agua de poros en los suelos arcillosos podría ser una o dos órdenes de magnitud más bajos que para el agua ordinaria. La razón de esto fue explicado en términos de la viscosidad muy alta del agua absorbida. Datos de ensayo sobre piedras porosas gruesas indican que la difusividad del aire a través de estos materiales fue más o menos el mismo que para el agua libre.

Investigaciones anteriores muestran teórica y experimentalmente que el volumen de una burbuja individual estáticamente suspendida en un gran cuerpo de agua decrece como una función del tiempo t:

$$\Delta V = V_i (1 - K_B t)^{1.5}$$

también podría expresarse lo mismo por:

$$\Delta V = K_T t^{0.5}$$

en la cual  $\Delta V$  = es el cambio de volumen de la burbuja a cualquier tiempo t después que el volumen inicial ha sido definido;  $V_i$  = es el volumen inicial de la burbuja a la presión del ensayo; y  $K_B$  y  $K_T$  = son constantes las cuales incluyen las propiedades físicas del problema – temperatura, coeficiente de difusividad, constante de Henry y un factor que define la forma y tamaño inicial de la burbuja.

Sobre la base de estos estudios, se puede concluir que una similar ley exponencial podría también definir la razón de difusión de aire de poros dentro del agua de poros de un suelo parcialmente saturado bajo una contrapresión. Sin embargo, aunque una solución teórica para el problema del tiempo de disolución del aire de poros dentro del agua de poros de un suelo puede ser posible ocasionalmente, se juzgó que sería también complicado para este estudio, y en lugar de un estudio experimental se emprendió un análisis de los datos de acuerdo a:

$$\Delta V = K_s t^x$$

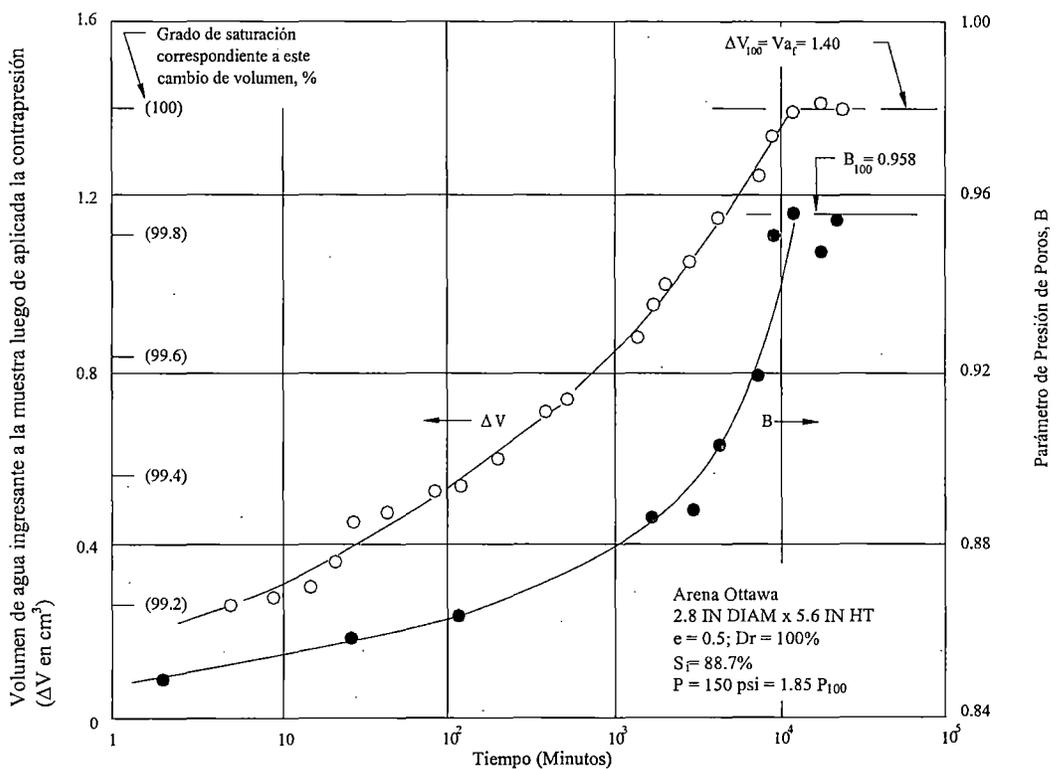
en la cual  $\Delta V$  = es el cambio en volumen del aire de vacíos, medido como el agua absorbida y  $K_s$  y x son constantes las cuales dependen de las condiciones del problema.

### **Estudios Experimentales**

Ensayos realizados con arena Ottawa estándar en condiciones de saturación parcial en especímenes de 7.00 cm. de diámetro y 14.00 cm de longitud para un ensayo triaxial convencional al 100.0% de densidad relativa cubriendo el espécimen con un sistema a base de mercurio para impedir la difusión de aire a través de la membrana. Estos ensayos se realizaron con esfuerzos de confinamiento efectivo isotrópicos de 20 psi (1.41 Kg./cm<sup>2</sup>).

Estos ensayos se llevaron a cabo en condiciones de temperatura controlada con variaciones menores a  $0.1^{\circ}\text{C}$ . Se disponía de un sistema de válvulas y buretas con los cuales se podía aplicar contrapresiones de hasta 700 psi ( $49.3 \text{ kg/cm}^2$ ) y al mismo tiempo medir la cantidad de agua entrante simultáneamente a la aplicación de la contrapresión y sobre un periodo de tiempo más largo que en algunos casos era de más de 1 mes.

Cada ensayo fue realizado de acuerdo a la siguiente rutina: la muestra seca y el equipo de ensayo ensamblado en un lugar en un baño de temperatura constante, con la línea de drenaje superior abierta a la atmósfera y presiones de confinamiento de alrededor de 20 psi ( $1.41 \text{ kg/cm}^2$ ).



**Fig. 3.13** Medición del agua que ingresa y la respuesta de presión de poros de una muestra típica. Black and Kenneth (1973)

También esta superpuesta sobre el eje de cambio de volumen una escala mostrando el grado de saturación. De acuerdo con la ecuación para evaluar el grado de saturación, para estas condiciones el cómputo del grado de saturación inmediatamente después de aplicar la contrapresión debería ser de alrededor de 98.9%. El primer cambio de volumen fue tomado después de 5 min, indicando que el grado de saturación a este tiempo fue de alrededor del 99.2%.

Tal como muestran los datos, el agua absorbida o el grado de saturación así como los valores de “B” medidos estarán incrementándose lentamente con tiempos de hasta después de alrededor de  $1.2 \times 10^4$  minutos cuando la saturación total ha sido alcanzada y no se observan ya ulteriores cambios de volumen. Los valores de “B” medidos luego de este tiempo fueron cerrados hacia el valor teórico  $B_{100}$  predicho por la ecuación:

$$B_{100} = \frac{1}{1 + n_i \frac{C_w}{C_d}}$$

para este suelo y condición de ensayo.

En la fig. 3.13, se muestran los valores medidos del agua que ha ingresado a la muestra.

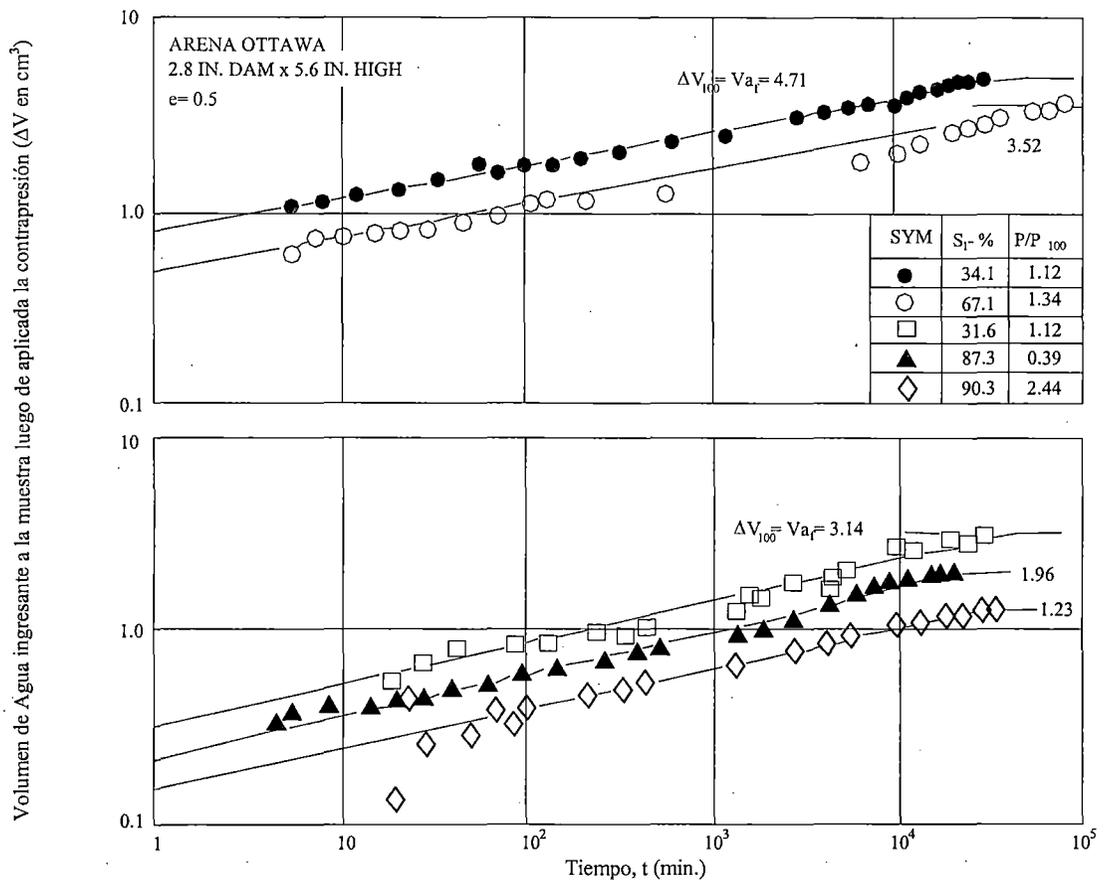
La línea de drenaje inferior fue entonces abierta y se midió la cantidad de agua que circulo fluida a través del pedestal inferior hacia el interior de la muestra para llegar a un grado de saturación aproximadamente predeterminado. La línea de drenaje inferior fue entonces cerrada y se permitió que el sistema este así toda la noche para llegar a una temperatura de equilibrio. Pequeñas variaciones en el suelo y cambios de volumen durante los subsecuentes incrementos de presión de celda y contrapresión hacen que sea imposible conocer precisamente el grado de saturación hasta después que el ensayo ha sido completado y se han realizado todas las mediciones .

La mañana siguiente ambas líneas de drenaje fueron cerradas y se incrementó la presión de celda y la contrapresión con las válvulas cerradas hasta los valores deseados.

Para empezar el ensayo la línea de drenaje superior fue abierta, permitiendo el agua fluir, del interior hacia la parte superior de la muestra bajo la contrapresión final deseada. A causa de que todos los ensayos fueron realizados usando contrapresiones en exceso a  $P_{100}$  el grado de saturación será siempre mayor al 98% (ver Fig. 3.10). Exactamente un minuto después, la línea de drenaje superior fue cerrada y la línea de drenaje inferior fue abierta permitiéndole al agua fluir hacia el interior a través solo de la línea de drenaje inferior durante la duración del ensayo. Ocasionalmente a varios intervalos de tiempo, y siempre y cuando se crea que la muestra ha alcanzado el equilibrio, la saturación será chequeada por uno de los métodos convencionales; o por medición del valor de B, por incrementos de algo de contrapresión y observando cualquier tendencia de una nueva absorción de agua.

Solo es posible hacer una especulación sobre la distribución y naturaleza del aire en los poros y el agua de poros en la muestra. Los datos de este estudio mostraron ser algo erráticos, especialmente a grados de saturación inicialmente bajos lo cual sugirió que la distribución inicial no fue tan uniforme como se esperaba.

Los datos de cambio de volumen de un ensayo típico se muestran en la Fig. 3.13.



**Fig. 3.14** Datos de relaciones típicas de saturación. Black y Kenneth (1973).

Los datos de la Fig. 3.14 y otros no presentados indican que los tiempos requeridos para la saturación completa oscilan entre un mínimo de 6 días y un máximo de 40 días.

Si  $V_{af}$  es el volumen inicial de aire libre en los poros al tiempo  $t = 0$ , inmediatamente después de aplicada la contrapresión, entonces el volumen de aire remanente en los poros a cualquier tiempo  $t$  esta dado por:

$$V_a = V_{af} - \Delta V$$

que sustituida en la ecuación  $\Delta v = K_s t^x$

nos da:

$$V_a = V_{af} - K_s t^x$$

La constante  $K_s$ , es físicamente igual al cambio de volumen total o la cantidad de aire total todavía a ser disuelta después de un minuto de tiempo, y aplicable solo a este particular tamaño de muestra. Para extrapolar a otras condiciones se asume que cada burbuja de aire en los poros es semejante a otra burbuja y cada uno de ellos se comporta del mismo modo pero independientemente de cada otra en la difusión en el interior de la vecindad del agua de poros.

De este modo se razonó que  $K_s$  debería ser proporcional al número de burbujas, la cual en turno debería ser aproximadamente al volumen de vacíos  $V_v$ . Basado en este razonamiento una normalización de la constante  $K$  fue definida como:

$$K = \frac{K_s}{V_v}$$

la cual tiene unidades  $T^{-x}$  y es independiente del tamaño de la muestra, valores de la constante normalizada,  $K$  y el exponente  $x$  son mostrados en la Fig. 3.15.

De trabajo teóricos de burbujas individuales se encuentra que los valores del exponente  $x$ , para un caso particular fue independiente del tamaño inicial de la burbuja y la presión, pero fue dependiente de la forma y la relativa proximidad de límites impermeables adyacentes. Extrapolando esto al caso de suelos parcialmente saturados, podría esperarse que  $x$  se mantenga independiente de la presión, a ser menor que lo encontrado para burbujas libres individuales, pero decrecer con el decrecimiento de  $S_i$ .

Refiriéndose a la Fig. 3.15 puede notarse que valores de  $x$  (0.1 a 0.2) son menores que aquellos determinados de ensayos sobre burbujas individuales (1.5 para una suspensión libre y 0.5 para inclusión en un tubo).

Aunque existe una considerable dispersión especialmente a grados de saturación bajos, en la Fig. 3.14, se trazó la línea mejor adecuada. Estas líneas están definidas por:

$$K = 0.0094 - 0.01 S_i$$

$$K = 0.0014 (S_i < 0.8)$$

$$X = 0.085 + 0.133 S_i \quad (0 < S_i < 1.0)$$

Combinando estas ecuaciones con las ecuaciones para describir el volumen de aire remanentes en los poros y la ecuación para la saturación conducen a un método para calcular la razón a la cual el aire en los poros de un suelo parcialmente saturado se disolverá bajo una contrapresión dada. En orden a usar esta ecuación para calcular el tiempo requerido para alcanzar cualquier grado final de saturación deseado, el volumen de aire a ser disuelto debe ser conocido. Esto dependerá de las condiciones inicial y final y de la contrapresión aplicada. El volumen de aire libre,  $V_{af}$ , inmediatamente después de aplicada una contrapresión  $P$ , seguida directamente de la ley de Boyle:

$$V_{af} = V_v \left[ \frac{1 - S_i}{1 + 49R(1 - S_i)} \right]$$

en la cual  $V_v$  = volumen de vacíos.

Luego de un lapso de tiempo algo del aire libre se disolviera, reduciéndose el volumen de aire sobrante a  $V_a$ , y incrementando el grado de saturación a  $S$  como se definió por:

$$V_a = V_v (1 - S)$$

El cambio en volumen de aire libre, o el volumen de aire disuelto sobre este período de tiempo es:

$$\Delta V_a = V_{af} - V_a$$

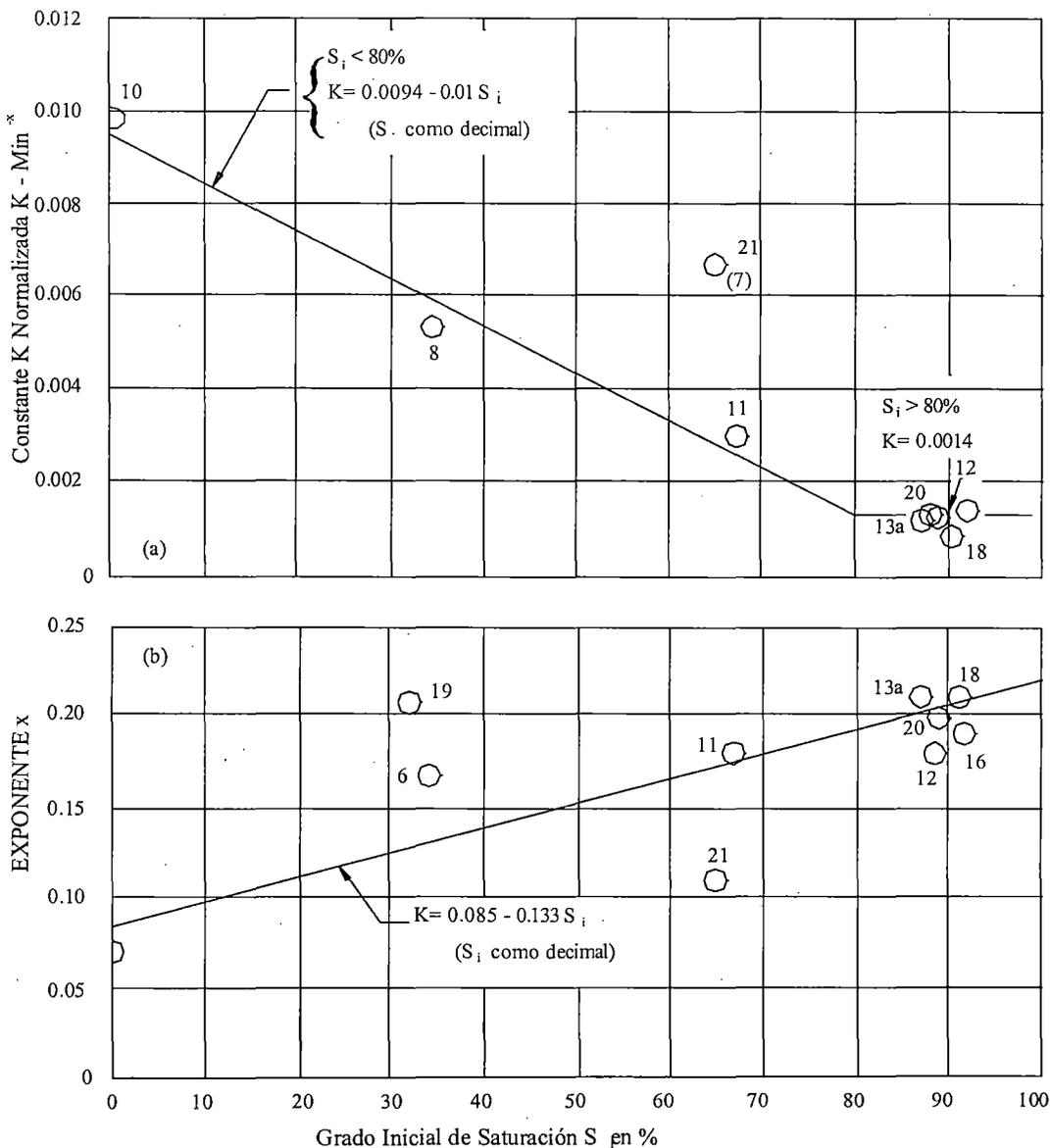
Combinando estas tres últimas ecuaciones con las ecuaciones  $V_a = V_{af} - \Delta V$  y  $K = \frac{K_s}{V_v}$

conducen a una ecuación para calcular el tiempo requerido de la cantidad de aire a ser disuelto para alcanzar un grado final de saturación  $S$ :

$$t_d = \left\{ \frac{1}{K} \left[ \frac{1 - S_i}{1 + 49R(1 - S_i)} - (1 - S) \right] \right\}^{1/x}$$

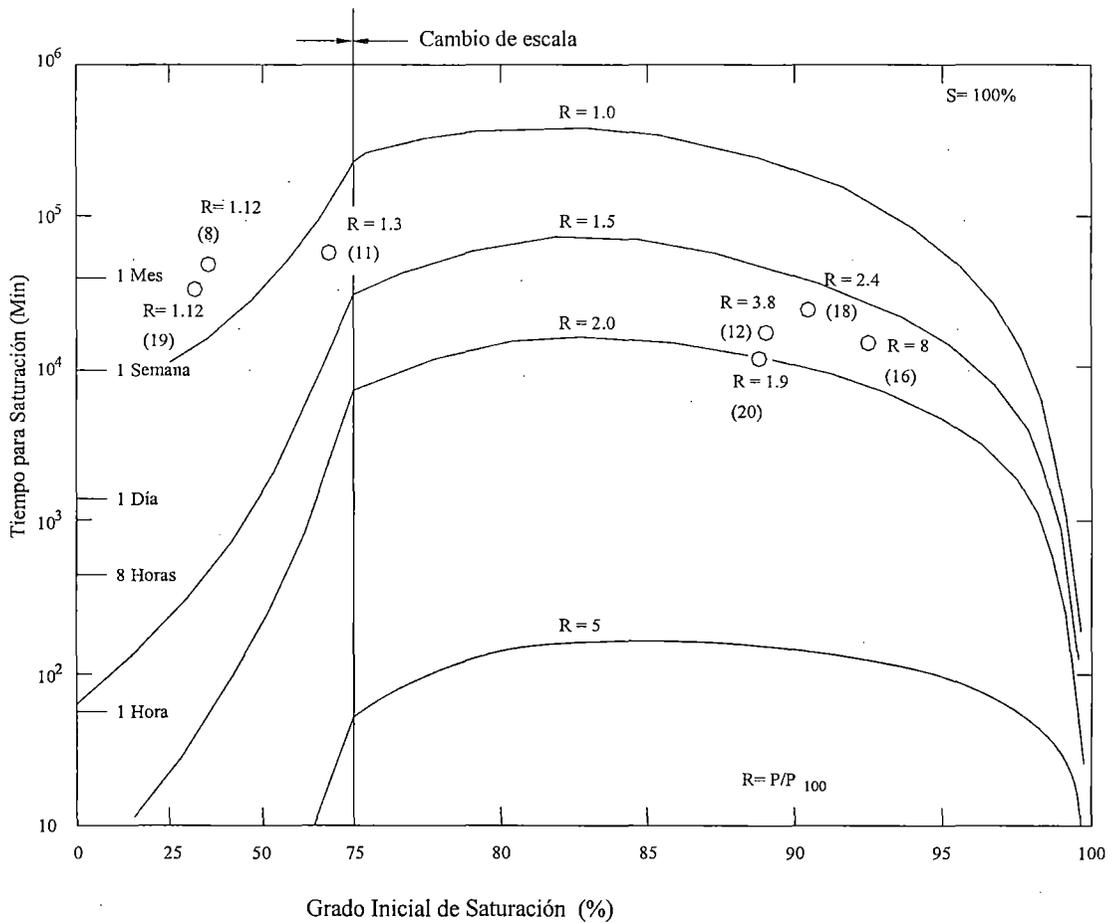
Por sustitución de valores para  $K$  y  $X$  determinados en la Fi. 3.14, la ecuación para  $t_d$  puede ser resuelta para cualquier condición de ensayo deseado. Se aprecia en esta ecuación para  $t_d$  que es independiente de  $V_v$  y de este modo aplicable a cualquier tamaño de muestra.

Un resumen de resultados de cálculo para  $t_d$  en base a los valores de  $K$  y  $x$  determinados se presentan en la Fig. 3.14. Ya que  $K$  y  $x$  cambian con el grado inicial de saturación, los tiempos calculados primero se incrementa, y luego decrecen conforme el grado de saturación inicial  $S_i$  se incrementa.



**Fig. 3.15** Variación de los Factores Empíricos con el Grado Inicial de Saturación. Black and Kenneth (1973)

Pequeñas variaciones de  $S_i$  pueden incidir en los valores calculados de  $P_{100}$  especialmente a altas saturaciones y por lo tanto alterar el valor de  $R$ . Sin embargo, se consideró que los datos mostrados son suficientemente representativos para ser usado en un programa de ensayos de suelos.



**Fig. 3.16** Tiempo para saturar una Muestra usando contrapresión Black y Kenneth (1973).

### 3.3.3 PARÁMETRO B EN CONDICIONES SATURADAS Y PARCIALMENTE SATURADAS

Se pueden tener parámetros de presión intersticial en un suelo cuyos poros estén llenos de aire o parcialmente con aire y agua. Sucede que en estos casos la compresibilidad de la fase intersticial puede ser muy superior a la compresibilidad del esqueleto mineral resultando valores del parámetro de presión intersticial “B” muy pequeños.

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{C_{\text{fase intersticial}}}{C_{\text{esqueleto mineral}}}}$$

Sustituyendo datos de una prueba triaxial se tiene:

$$n = 0.311$$

$$C_{\text{fase intersticial}} = 3.33 \times 10^{-2}$$

$$C_{\text{esqueleto mineral}} = 3.96 \times 10^{-5}$$

$$B = \frac{1}{1 + 0.311 \times \frac{3.33 \times 10^{-2}}{3.96 \times 10^{-5}}} = \frac{1}{1 + 262} = 0.0038$$

Como se puede ver el valor de "B" es muy pequeño. Cuando el fluido intersticial esta formado por aire y agua es decir un suelo parcialmente saturado los parámetros tienen valores intermedios entre los correspondientes al suelo seco y saturado. Debido a la elevada compresibilidad del aire respecto al agua y al esqueleto mineral, el aire tiene un efecto muy importante sobre los parámetros de presión intersticial.

La presión intersticial en un suelo parcialmente saturado se puede expresar como:

$$u^* = u_a + a_w (u_w - u_a)$$

Donde:

$u_a$  = Presión de poros en la fase intersticial aire partícula ó aire-aire.

$a_w$  = Relación de áreas entre un contacto agua – partícula ó agua – agua y un elemento de suelo de dimensiones  $d \times d$  considerando como una unidad.

$u_w$  = Presión de poros en la fase intersticial agua – partícula ó agua – agua.

Ahora esta expresión también permite definir el concepto de esfuerzo efectivo en suelos parcialmente saturados (Bishop y Col., 1961) como:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u^*$$

Se tendrá:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + a_w (u_a - u_w)$$

Aunque la resistencia de un suelo parcialmente saturado también esta gobernado por esfuerzos efectivos, la aplicación práctica de este concepto se dificulta por los problemas para medir el factor  $a_w$  que depende del grado de saturación, es decir existen dudas sobre su determinación.

Para el presente trabajo de tesis se está asumiendo para los límites con que se realizaron los ensayos, que la resistencia de los materiales ensayados está totalmente gobernada por el concepto de esfuerzos efectivos sin tomar en cuenta el factor  $a_w$  ya que no disponemos del equipo necesario para su medición.

### **3.3.4 LIMITACIONES DEL EQUIPO PARA REALIZAR ENSAYOS CON SATURACIONES MENORES AL 100%**

Aunque existen equipos especialmente diseñados para realizar ensayos en condiciones de saturación parcial, en el presente trabajo de tesis se han realizado este tipo de ensayos (con saturación parcial) con algunas limitaciones que están caracterizadas por el tipo de equipo utilizado (Equipo Triaxial Cíclico).

La razón de estas limitaciones estriba principalmente en la parte del ensayo que corresponde al proceso de consolidación. Al inicial los trabajos se requería definir el procedimiento a seguir para poder realizar los ensayos en condiciones de saturación parcial. El método que se siguió fue provocar en forma controlada un drenaje a través de la válvula de drenaje de presión de poros de tal modo que la presión de poros caiga a un valor límite que se definió como un valor por debajo del cual ya no se podían efectuar mediciones del proceso de consolidación, presentándose efectos de succión que no permitían estimar cambios volumétricos debidos a la consolidación.

El valor límite al cual se podía hacer caer la presión de poros comparado con el valor de contrapresión usado para iniciar la consolidación resultó ser en general del orden del 80.0%. por ejemplo realizando una consolidación con un valor de contrapresión de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> el valor límite al cual se podía hacer caer la presión de poros era de 0.80 kg/cm<sup>2</sup>, valor por debajo del cual no era posible, ya medir efectos de consolidación. Por coincidencia los valores de saturación parcial ( $S_i$ ) a los que podía llegarse mediante este procedimiento fueron también el orden de 80.0% en general.

## CAPÍTULO 4

### INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACIÓN EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE RELAVES

#### 4.1 GENERALIDADES

Ya desde hace algunos años ha cobrado mucha importancia conocer el comportamiento de los suelos no saturados, es así que en el presente capítulo se muestra una contribución sobre el tema, analizando el comportamiento de relaves parcialmente saturados, para lo cual se mostrarán los resultados obtenidos de ensayos triaxiales cíclicos de licuación, llevados a cabo en dos tipos de especímenes; relave grueso (SM) y relave fino (ML), los cuales han sido obtenidos mediante procesos diferentes para la obtención de oro. Estos ensayos se realizaron en el equipo triaxial cíclico instalado en el Laboratorio Geotécnico del CISMID, considerando esfuerzos efectivos de confinamiento de 1.0 y 2.0 kg/cm<sup>2</sup> en condiciones de saturación parcial y completa con propósitos de comparación. Por limitaciones de los mecanismos usados para la medición de presión de poros, el grado de saturación (S) más bajo alcanzado fue del orden de 80%.

Estudios anteriores realizados por diversos investigadores, han mostrado la influencia que tiene el grado de saturación en la resistencia cíclica de los materiales que son susceptibles a la licuación. El trabajo de investigación en el presente capítulo tiene como objetivo evaluar las propiedades de resistencia cíclica de materiales de relave que se encuentran parcialmente saturados, debido a que este tipo de materiales que conforman ya sea el dique o la zona de lamas dentro del depósito. Ya sea por las condiciones propias de operación o durante la etapa de abandono del mismo, no siempre se encuentran completamente saturados, siendo de importancia en la práctica de la ingeniería conocer su potencial de licuación.

Con los resultados experimentales obtenidos se podrían estimar errores en cuanto a la estimación del potencial de licuación debido a una mayor o menor compresibilidad de la fase intersticial por una saturación incompleta y además esclarecer algunos puntos de vista en cuanto a la influencia del contenido de finos en la resistencia cíclica de un material dado, suelo o relave.

Antecedentes de este tipo de estudios se pueden encontrar en los trabajos de Chaney (1978). En esta investigación se determinó que la respuesta de suelos parcialmente

saturados bajo cargas cíclicas difiere considerablemente al de los suelos saturados debido a la compresibilidad de la fase intersticial. Tales estudios muestran que para valores de saturación decrecientes (valores del parámetro B de presión de poros menores que 1), el número de ciclos para causar licuación se incrementa. Chaney trabajó con valores de B en el rango de 0.67 a 1.0 y relaciones de esfuerzo (esfuerzo de corte / esfuerzo de confinamiento efectivo) de 0.20 a 0.45.

Por otro lado, Mulilis (1975) determinó que la resistencia cíclica a la licuación de la arena decrece aproximadamente un 10%, cuando los valores de B se incrementan de 0.92 a 0.97.

El comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo cargas cíclicas está gobernado por la cantidad de aire presente en los vacíos del suelo. El parámetro que controla esta cantidad de aire es el parámetro de presión de poros B, que se obtiene con las medidas de incremento de presión de poros  $\Delta u$  correspondiente a un incremento isotrópico de esfuerzo de confinamiento de  $\Delta \sigma_3$ , bajo condiciones no drenadas. Sin embargo, es también función de otras variables como: porosidad del suelo, compresibilidad de la estructura del suelo, compresibilidad del agua en los poros, la presión absoluta de los fluidos de los poros y el grado de saturación.

En el trabajo de investigación desarrollado se han ensayado dos tipos de muestras correspondientes a materiales de relaves obtenidos mediante dos procesos diferentes para la obtención de oro. El primer material corresponde a un relave grueso cicloneado obtenido mediante el llamado proceso de flotación y cuya clasificación SUCS resulta SM. El segundo corresponde a un relave fino obtenido mediante proceso de cianuración, correspondiéndole una clasificación ML.

Las propiedades físicas de los relaves ensayados son:

**Tabla 4.0**

	<b>RELAVE GRUESO</b>	<b>RELAVE FINO</b>
<b>Gravedad Específica</b>	2.73	2.86
<b>Máxima Densidad Seca</b>	1.74 gr/cm <sup>3</sup>	*
<b>Mínima Densidad Seca</b>	1.27 gr/cm <sup>3</sup>	*
<b>Contenido de Finos</b>	21%	77%
<b>Densidad Seca Promedio</b>	-	1.56 gr/cm <sup>3</sup>
<b>Clasificación SUCS</b>	SM	ML

- \* El concepto de densidad relativa carece de sentido cuando se tiene un porcentaje de finos > 30%.

### 4.3 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

El procedimiento de ensayo está indicado en las normas ASTM presentada en el anexo 1 de esta tesis, básicamente para la realización de los ensayos cíclicos se remoldearon especímenes de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura utilizando un método conveniente para lograr una densidad uniforme en todo el espécimen. Esto se logra utilizando un equipo adecuado que consiste de un molde partido con una línea de succión, una membrana que se adhiere a las paredes interiores del molde partido, papeles filtro que va en contacto con las piedras porosas de la celda, un Vernier, un apisonador, un embudo, un martillo de madera para realizar la compactación y una bomba de vacío que actuará a través de la línea de succión del molde partido para que la membrana impermeable se adhiera a las paredes del molde (ver fig. 3.6).

El relave fino fue remoldeado a una densidad promedio de campo, mientras que el relave grueso fue remoldeado a dos densidades relativas diferentes de 40% y 60% aproximadamente. Todos los especímenes fueron preparados con un contenido inicial de humedad de 5.0%.

#### 4.3.1 OBTENCIÓN DE ESPECÍMENES PARCIALMENTE SATURADOS

Para la obtención de especímenes parcialmente saturados se hizo circular una cantidad mínima de agua, previamente aireada, por el interior de la muestra aplicando una pequeña contrapresión. Luego se aplicó una contrapresión de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  por un periodo de tiempo muy corto, cerrando inmediatamente las válvulas de drenaje para permitir o conducir a que la contrapresión se estabilice a un valor de  $0.80 \text{ kg/cm}^2$ . Se procedió finalmente a la consolidación bajo un esfuerzo de confinamiento efectivo previamente establecido.

El grado final de saturación de estos especímenes fue calculado a partir de los datos de densidad seca determinado antes del ensayo y a partir del contenido de humedad obtenido luego de realizado el ensayo.

No se observaron variaciones significativas en el contenido de agua en cada espécimen ensayado.

El grado de saturación mas bajo obtenido mediante el procedimiento previamente descrito fue de 80% ( $S_i = 80\%$ ) para los relaves tanto gruesos como finos. No se ha podido obtener

ni ensayar muestras con grados menores de saturación debido básicamente, a las limitaciones del mecanismo y aparato usados para la medición de presiones de poros.

#### **4.3.2 OBTENCIÓN DE ESPECÍMENES COMPLETAMENTE SATURADOS**

Los especímenes completamente saturados fueron obtenidos haciendo circular por el interior de la muestra gas carbónico ( $\text{CO}_2$ ), en cantidad similar al volumen del espécimen. Este gas tiene la propiedad de desalojar con gran facilidad el aire de los vacíos de la muestra. Posteriormente se hizo circular agua para desalojar rápidamente el gas carbónico; obteniéndose grados de saturación del orden de 100% en un tiempo relativamente corto. El valor de la contrapresión aplicada para el caso de especímenes a saturación completa fue en todos los casos de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

Los especímenes saturados y parcialmente saturados fueron consolidados en condiciones isotrópicas con esfuerzos de confinamiento efectivo de  $1.0$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ , registrándose en cada caso el cambio volumétrico y la deformación axial, con los cuales se calcularon las dimensiones finales de cada espécimen. Cabe indicar que a efectos de tener las mismas condiciones iniciales en la etapa de carga (al final de la consolidación), cuando se hacían ensayos a otros niveles de esfuerzo efectivo de confinamiento; se requirió hacer unos ensayos de prueba para calcular los volúmenes de consolidación y de esta manera redefinir un nuevo valor de densidad con la cual remoldear para obtener valores de densidad similares para la etapa de carga para los diferentes presiones de confinamiento efectivo a efectos de comparación.

#### **4.33 ETAPA DE CARGA**

Luego de consolidados los especímenes fueron colocados en el marco de carga del equipo, aplicándoseles un esfuerzo desviador cíclico, que es controlado por el equipo neumático de carga a una frecuencia de  $0.1 \text{ Hz}$ . Se ensaya como mínimo seis especímenes a fin de lograr una curva de resistencia cíclica para lo cual se debe llegar a la falla por licuación con diferentes esfuerzos desviadores que son elegidos convenientemente. La etapa de carga de estos especímenes se realiza en condiciones no drenadas y los parámetros a medir son el incremento de presión de poros, la carga axial interna y la deformación axial, para intervalos de tiempo de  $0.20 \text{ s}$ . los ensayos fueron llevados a cabo hasta algunos ciclos después de haber alcanzado el estado denominado "licuación inicial". Como este ensayo es a carga controlada no se limita el número de ciclos de carga ni el nivel de deformaciones dentro de los límites permitidos por el equipo.

#### 4.4 RESULTADOS OBTENIDOS

Se realizaron ensayos según una programación previa tal como se mostrará a continuación. Los sets de ensayos programados fueron los siguientes:

Ocho sets de ensayos sobre relave grueso “SM” a dos densidades relativas diferentes, total y parcialmente saturados a 2 esfuerzos efectivos de confinamiento que fueron de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> y 2.0 kg/cm<sup>2</sup>.

Cuatro sets de ensayos sobre relave fino “ML” remoldeado a una densidad promedio (no se puede aplicar el concepto de densidad relativa a suelos o relaves con más de 30% de finos) también en condiciones saturadas y parcialmente saturadas y a esfuerzos de confinamiento efectivo de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> y 2.0 kg/cm<sup>2</sup>.

En la tabla que sigue se hace un resumen de los sets de ensayos realizados para los propósitos de la tesis.

**Tabla 4.1: Lista de Sets de Ensayos de Licuación Realizados**

Sets	Relave	Símbolo	DR	$\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Saturación (%)	Esf. Efect. de confinamiento (kg/cm <sup>2</sup> )
1	Fino	ML	-	1.56	100.0%	1.0
2	Fino	ML	-	1.56	100.0%	2.0
3	Fino	ML	-	1.56	80.0%	1.0
4	Fino	ML	-	1.56	80.0%	2.0
5	Grueso	SM	40.0%	-	100.0%	1.0
6	Grueso	SM	40.0%	-	100.0%	2.0
7	Grueso	SM	40.0%	-	80.0%	1.0
8	Grueso	SM	40.0%	-	80.0%	2.0
9	Grueso	SM	60.0%	-	100.0%	1.0
10	Grueso	SM	60.0%	-	100.0%	2.0
11	Grueso	SM	60.0%	-	80.0%	1.0
12	Grueso	SM	60.0%	-	80.0%	2.0

A continuación se muestran las tablas resúmenes de todos los sets de ensayos de resistencia cíclica a la licuación llevados a cabo. En estas tablas se encuentran sombreados los principales resultados como son las relaciones de esfuerzo aplicadas para inducir la licuación inicial y los números de ciclos para producir deformaciones de 5%, 10% y finalmente el número de ciclos con que se llega al estado de licuación inicial.

**Tabla 4.2: Resultados sobre Relave Fino (ML); Archivo POD1-100**

RELAVE FINO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
ML	100%			1.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especímen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.969	4.962	4.977	4.975	4.959	4.951
Altura (cm)	9.894	9.926	9.868	9.895	9.939	9.872
Area (cm <sup>2</sup> )	19.400	19.338	19.452	19.439	19.313	19.251
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.566	1.566	1.565	1.565	1.565	1.581
Densidad Relativa (%)	-	-	-	-	-	-
Relación de Esfuerzos	0.220	0.195	0.171	0.192	0.171	0.231
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.440	0.389	0.342	0.383	0.342	0.461
N ciclos 5% Def. Axial	2	3	34	4	7	2
N ciclos 10% Def. Axial	3	4	39	5	8	3
N ciclos para licuación inicial	8	11	48	13	18	6

**Tabla 4.3: Resultados sobre Relave Fino (ML); Archivo POD2-100**

RELAVE FINO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
ML	100%			2.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especímen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.926	4.846	4.917	4.917	4.929	4.899
Altura (cm)	9.842	9.918	9.867	9.879	9.792	9.84
Area (cm <sup>2</sup> )	19.056	18.446	18.987	18.986	19.082	18.857
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.562	1.601	1.564	1.562	1.568	1.579
Densidad Relativa (%)	-	-	-	-	-	-
Relación de Esfuerzos	0.219	0.192	0.157	0.145	0.150	0.170
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.875	0.770	0.626	0.581	0.600	0.682
N ciclos 5% Def. Axial	2	5	8	20	9	8
N ciclos 10% Def. Axial	3	6	9	21	10	9
N ciclos para licuación inicial	5	7	13	25	19	11

**Tabla 4.4: Resultados sobre Relave Fino (ML): Archivo POD1-80**

RELAVE FINO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
ML	80%			1.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especímen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.984	4.972	4.979	4.971	4.961	4.977
Altura (cm)	9.94	9.936	9.952	9.962	9.950	9.936
Area (cm <sup>2</sup> )	19.512	19.419	19.468	19.410	19.332	19.461
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.553	1.561	1.555	1.557	1.566	1.558
Densidad Relativa (%)	-	-	-	-	-	-
Relación de Esfuerzos	0.322	0.198	0.191	0.212	0.253	0.225
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.644	0.395	0.383	0.423	0.505	0.450
N ciclos 5% Def. Axial	1	10	25	4	2	9
N ciclos 10% Def. Axial	2	12	28	5	3	11
N ciclos para licuación inicial	4	16	33	11	7	17

**Tabla 4.5: Resultados sobre Relave Fino (ML): Archivo POD2-80**

RELAVE FINO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
ML	80%			2.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especímen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.932	4.930	4.941	4.930	4.937	4.935
Altura (cm)	9.910	9.698	9.889	9.862	9.870	9.882
Area (cm <sup>2</sup> )	19.107	19.090	19.178	19.088	19.144	19.131
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.56	1.556	1.550	1.562	1.556	1.556
Densidad Relativa (%)	-	-	-	-	-	-
Relación de Esfuerzos	0.193	0.233	0.280	0.170	0.177	0.203
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.774	0.934	1.121	0.679	0.710	0.813
N ciclos 5% Def. Axial	9	9	1	48	24	9
N ciclos 10% Def. Axial	10	4	2	50	25	10
N ciclos para licuación inicial	11	7	5	55	28	12

**Tabla 4.6: Resultado sobre Relave Grueso (SM); Archivo MAR1-100**

RELAVE GRUESO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
SM	100%			2.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especímen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.987	4.980	4.978	4.993	4.985	4.992
Altura (cm)	9.943	9.961	9.980	9.973	9.962	9.987
Area (cm <sup>2</sup> )	19.533	19.478	19.463	19.580	19.517	19.572
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.434	1.432	1.437	1.431	1.441	1.442
Densidad Relativa (%)	42.02	42.21	41.85	42.23	42.40	42.17
Relación de Esfuerzos	0.195	0.159	0.163	0.151	0.140	0.157
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.390	0.318	0.326	0.302	0.280	0.314
N ciclos 5% Def. Axial	1	2	5	11	12	21
N ciclos 10% Def. Axial	2	3	6	13	14	23
N ciclos para licuación inicial	3	4	7	14	16	25

**Tabla 4.7: Resultados sobre Relave Grueso (SM); Archivo MAR2-100**

RELAVE GRUESO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
SM	100%			2.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especímen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.967	4.498	4.941	4.970	4.939	4.943
Altura (cm)	9.925	9.910	9.835	9.940	9.908	9.938
Area (cm <sup>2</sup> )	19.380	19.228	19.171	19.401	19.161	19.193
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.426	1.439	1.455	1.422	1.445	1.438
Densidad Relativa (%)	40.51	43.60	47.03	39.65	44.80	43.25
Relación de Esfuerzos	0.174	0.149	0.134	0.140	0.119	0.109
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.706	0.646	0.632	0.557	0.530	0.473
N ciclos 5% Def. Axial	2	3	6	10	9	20
N ciclos 10% Def. Axial	3	4	7	11	10	21
N ciclos para licuación inicial	3	5	9	11	10	22

**Tabla 4.8: Resultados sobre Relave Grueso (SM): Archivo MAR1-80**

<b>RELAVE GRUESO</b>	<b>GRADO DE SATURACION</b>			<b>ESF. EFECTIVO INICIAL</b>		
<b>SM</b>	<b>80%</b>			<b>1.0 Kg/cm<sup>2</sup></b>		
<b>Especimen</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
Diámetro (cm)	4.987	4.988	4.992	4.995	4.992	4.978
Altura (cm)	9.977	9.980	9.993	9.982	9.980	9.985
Area (cm <sup>2</sup> )	19.540	19.544	19.569	19.600	19.574	19.464
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.434	1.433	1.430	1.429	1.431	1.438
Densidad Relativa (%)	42.39	42.22	41.38	41.21	41.72	43.40
Relación de Esfuerzos	0.245	0.199	0.200	0.227	0.299	0.256
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.520	0.420	0.414	0.469	0.624	0.555
N ciclos 5% Def. Axial	4	33	28	9	1	2
N ciclos 10% Def. Axial	4	34	29	10	2	3
N ciclos para licuación inicial	4	35	30	10	2	3

**Tabla 4.9: Resultados sobre Relave Grueso (SM); Archivo MAR2-80**

<b>RELAVE GRUESO</b>	<b>GRADO DE SATURACION</b>			<b>ESF. EFECTIVO INICIAL</b>		
<b>SM</b>	<b>80%</b>			<b>2.0 Kg/cm<sup>2</sup></b>		
<b>Especimen</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
Diámetro (cm)	4.941	4.944	4.943	4.951	4.946	4.945
Altura (cm)	9.980	9.940	9.950	9.940	9.935	9.945
Area (cm <sup>2</sup> )	19.173	19.200	19.191	19.250	19.210	19.231
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.433	1.437	1.436	1.433	1.437	1.434
Densidad Relativa (%)	42.23	43.08	42.91	42.23	43.08	42.40
Relación de Esfuerzos	0.189	0.165	0.209	0.155	0.187	0.168
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.799	0.713	0.895	0.657	0.804	0.714
N ciclos 5% Def. Axial	5	17	2	27	9	18
N ciclos 10% Def. Axial	6	18	3	28	9	19
N ciclos para licuación inicial	7	18	3	29	9	20

**Tabla 4.10: Resultados sobre Relave Grueso (SM); Archivo MAR1-100**

<b>RELAVE GRUESO</b>	<b>GRADO DE SATURACION</b>			<b>ESF. EFECTIVO INICIAL</b>		
<b>SM</b>	<b>100%</b>			<b>1.0 Kg/cm<sup>2</sup></b>		
<b>Especimen</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
Diámetro (cm)	4.982	4.986	4.979	4.977	4.972	
Altura (cm)	9.978	9.975	9.980	9.973	9.970	
Area (cm <sup>2</sup> )	19.498	19.524	19.474	19.458	19.413	
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.520	1.518	1.521	1.524	1.528	
Densidad Relativa (%)	60.87	60.56	61.19	61.67	62.46	
Relación de Esfuerzos	0.195	0.172	0.207	0.218	0.151	
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.396	0.348	0.422	0.448	0.313	
N ciclos 5% Def. Axial	8	15	14	3	20	
N ciclos 10% Def. Axial	9	16	15	4	21	
N ciclos para licuación inicial	11	18	17	9	25	

**Tabla 4.11: Resultados sobre Relave Grueso (SM); Archivo MRS2-100**

RELAVE GRUESO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
SM	100%			2.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especimen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.955	4.953	4.959	4.974	4.950	4.956
Altura (cm)	9.968	9.957	9.958	9.975	9.97	9.955
Area (cm <sup>2</sup> )	19.287	19.268	19.316	19.434	19.243	19.292
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.493	1.496	1.492	1.481	1.496	1.494
Densidad Relativa (%)	55.27	55.92	55.10	52.64	55.92	55.59
Relación de Esfuerzos	0.178	0.141	0.123	0.193	0.217	0.209
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.656	0.523	0.454	0.677	0.809	0.776
N ciclos 5% Def. Axial	10	34	84	10	2	3
N ciclos 10% Def. Axial	11	35	85	11	3	4
N ciclos para licuación inicial	14	37	87	12	5	6

**Tabla 4.12: Resultados sobre Relave Grueso (SM); Archivo MRS1-80**

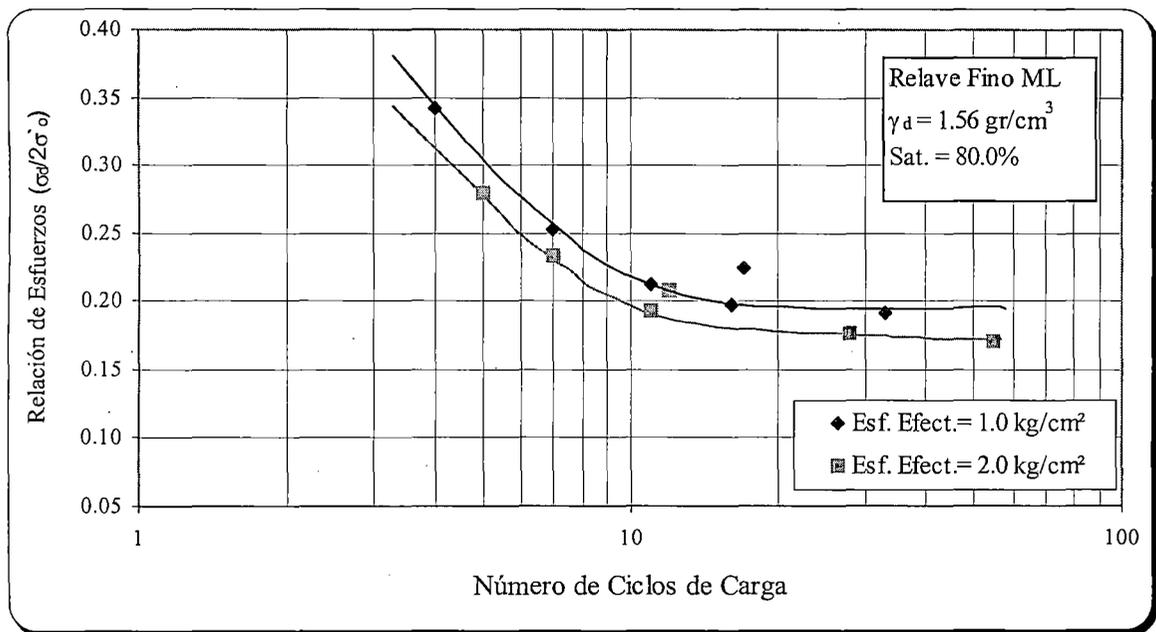
RELAVE GRUESO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
SM	100%			1.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especimen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.998	5.000	4.999	4.999	4.999	5.000
Altura (cm)	9.984	9.987	9.987	9.988	9.987	9.988
Area (cm <sup>2</sup> )	19.616	19.641	19.631	19.629	19.631	19.639
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.520	1.519	1.524	1.517	1.525	1.521
Densidad Relativa (%)	58.81	58.33	58.49	58.49	50.49	58.33
Relación de Esfuerzos	0.281	0.310	0.274	0.289	0.291	0.300
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.550	0.602	0.534	0.582	0.568	0.584
N ciclos 5% Def. Axial	4	2	70	9	7	48
N ciclos 10% Def. Axial	5	3	71	10	8	49
N ciclos para licuación inicial	8	4	72	11	8	52

**Tabla 4.13: Resultados sobre Relave Grueso (SM); Archivo MAR1-100**

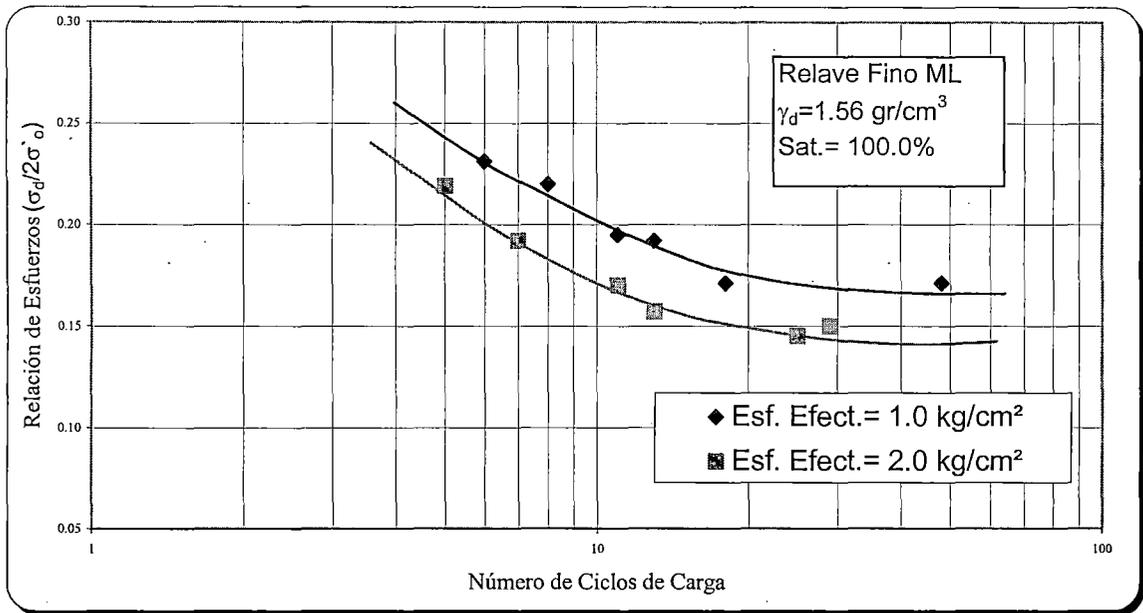
RELAVE GRUESO	GRADO DE SATURACION			ESF. EFECTIVO INICIAL		
SM	100%			1.0 Kg/cm <sup>2</sup>		
Especimen	1	2	3	4	5	6
Diámetro (cm)	4.981	4.972	4.982	4.969	4.970	
Altura (cm)	9.973	9.964	9.971	9.970	9.975	
Area (cm <sup>2</sup> )	19.488	19.145	19.492	19.393	19.403	
Humedad Inicial (%)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	
Densidad Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.477	1.484	1.477	1.484	1.483	
Densidad Relativa (%)	51.83	53.30	51.83	53.46	53.14	
Relación de Esfuerzos	0.189	0.224	0.258	0.241	0.252	
Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.654	0.795	0.893	0.860	0.983	
N ciclos 5% Def. Axial	45	12	19	16	4	
N ciclos 10% Def. Axial	46	13	20	17	5	
N ciclos para licuación inicial	48	14	20	18	7	

Teniendo en cuenta los resultados mostrados en las tablas precedentes, se han graficado las relaciones de esfuerzo cíclico (esfuerzo cortante máximo en el plano de falla / esfuerzo efectivo de confinamiento) versus el número de ciclos necesarios para causar licuación inicial.

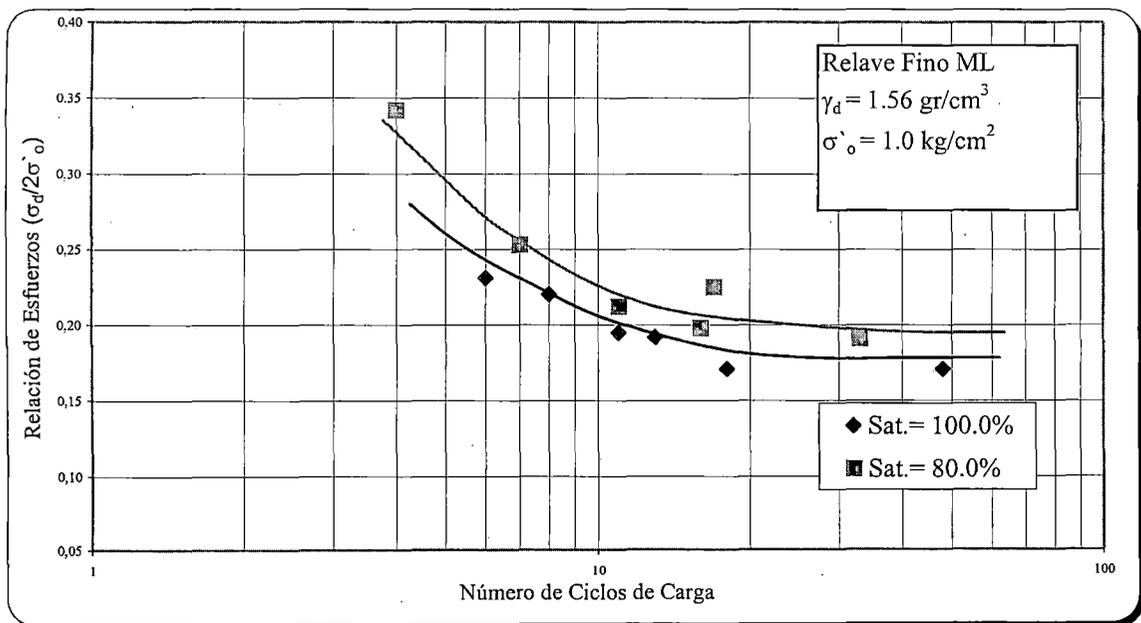
En las figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 muestran una comparación en relave fino de la resistencia cíclica en dos estados: saturado y parcialmente saturado a dos esfuerzos de confinamiento efectivo. Se puede notar en estos gráficos que el incremento de resistencia cíclica por el efecto de la saturación parcial es aproximadamente el doble para un esfuerzo de confinamiento efectivo  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  que el incremento observado para un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ .



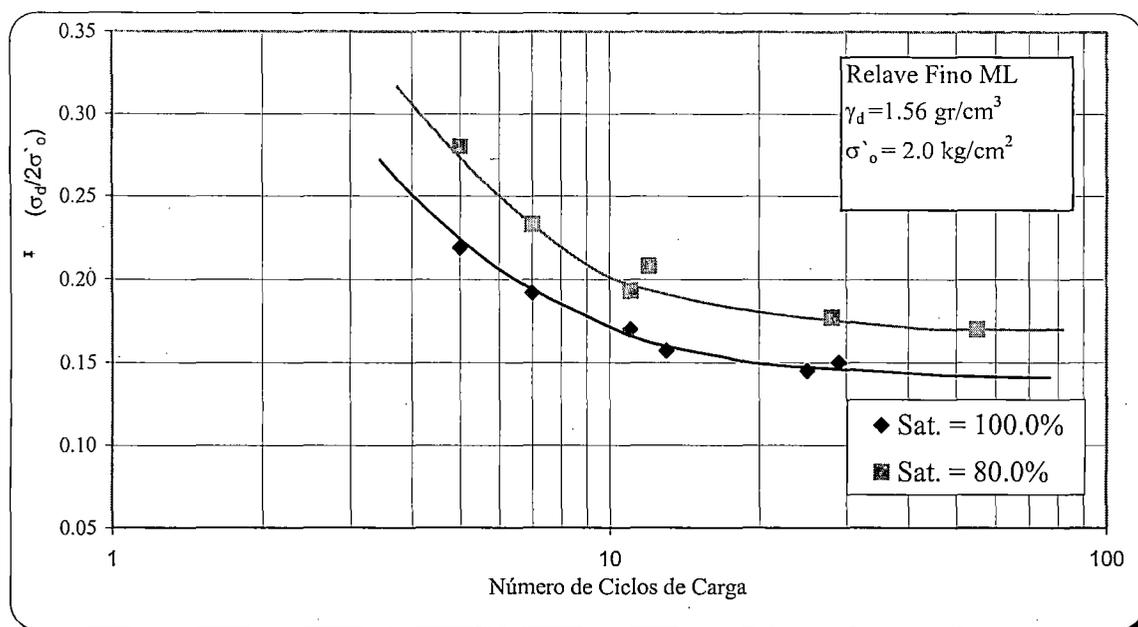
**Fig.4.1 :** Influencia de esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica del relave fino (ML), S= 80%.



**Fig. 4.2:** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica del relave fino (ML), Saturación = 100%.

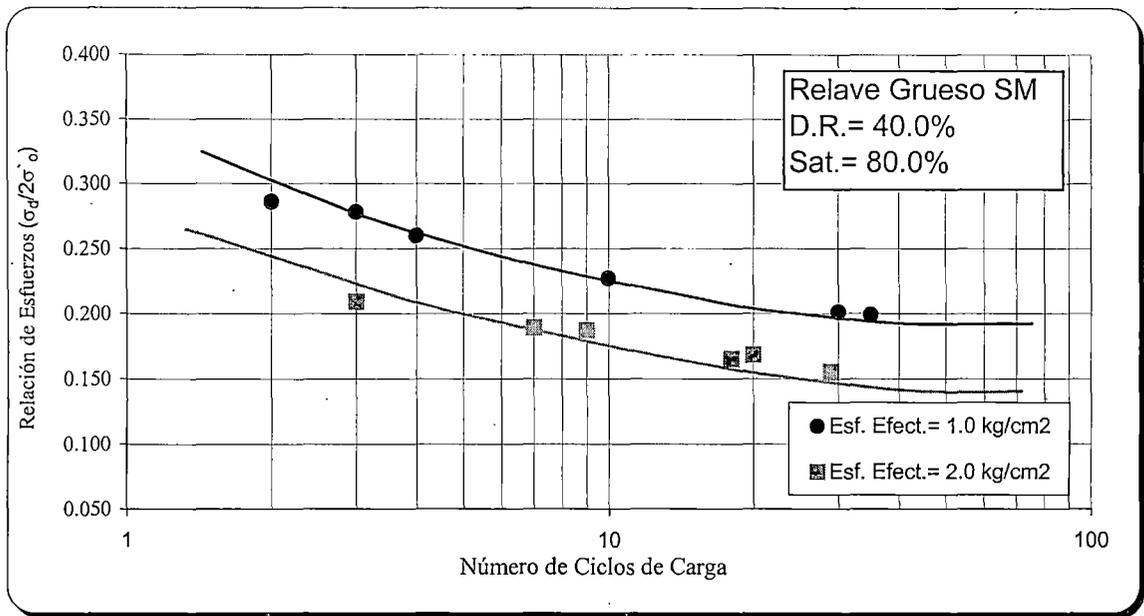


**Fig. 4.3:** Influencia de la Saturación Parcial en la resistencia cíclica del relave fino a un esfuerzo efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>.

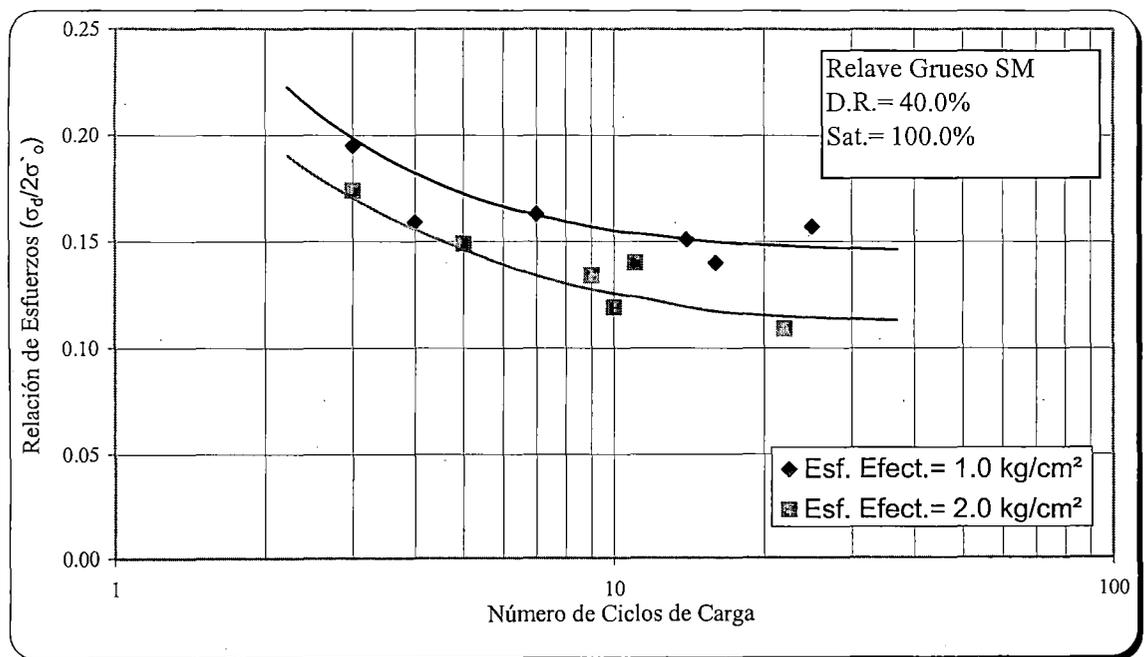


**Fig. 4.4 :** Influencia de la Saturación Parcial en la resistencia cíclica del relave fino a un esfuerzo efectivo de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

A continuación se muestran gráficos similares (Fig. 4.5 a 4.8) para los resultados obtenidos en relave grueso (SM) a densidades relativas normalizadas de 40% y 60% para apreciar el efecto de la densidad relativa en estos materiales. En estas figuras (4.5, 4.6, 4.7 y 4.8), así como en las anteriores se observan claramente la influencia del grado de saturación en la resistencia cíclica de relave, concluyéndose que para las condiciones mencionadas la resistencia cíclica del relave grueso (SM) parcialmente saturado, se incrementa en aproximadamente un 40% con relación a la resistencia cíclica del relave saturado. Así mismo, se observa que la relación de esfuerzos cíclicos disminuye con el incremento del esfuerzo efectivo de confinamiento en un 20% aproximadamente.

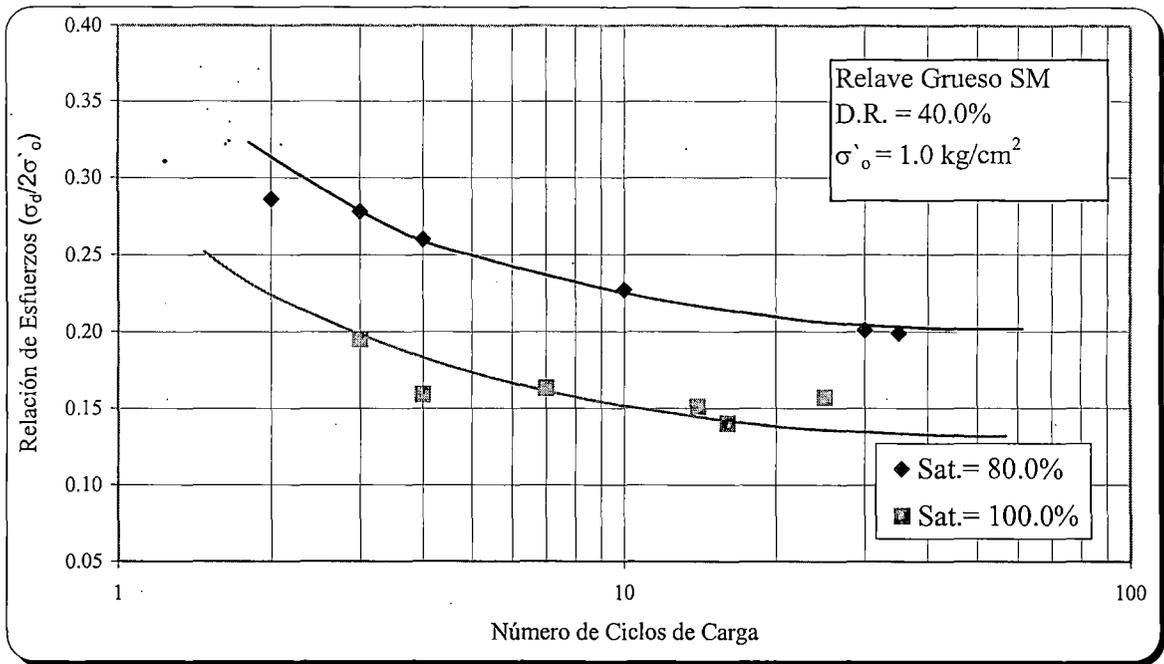


**Fig. 4.5:** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica de un relave grueso (SM) a una densidad relativa de 40.0% y saturación = 80%.

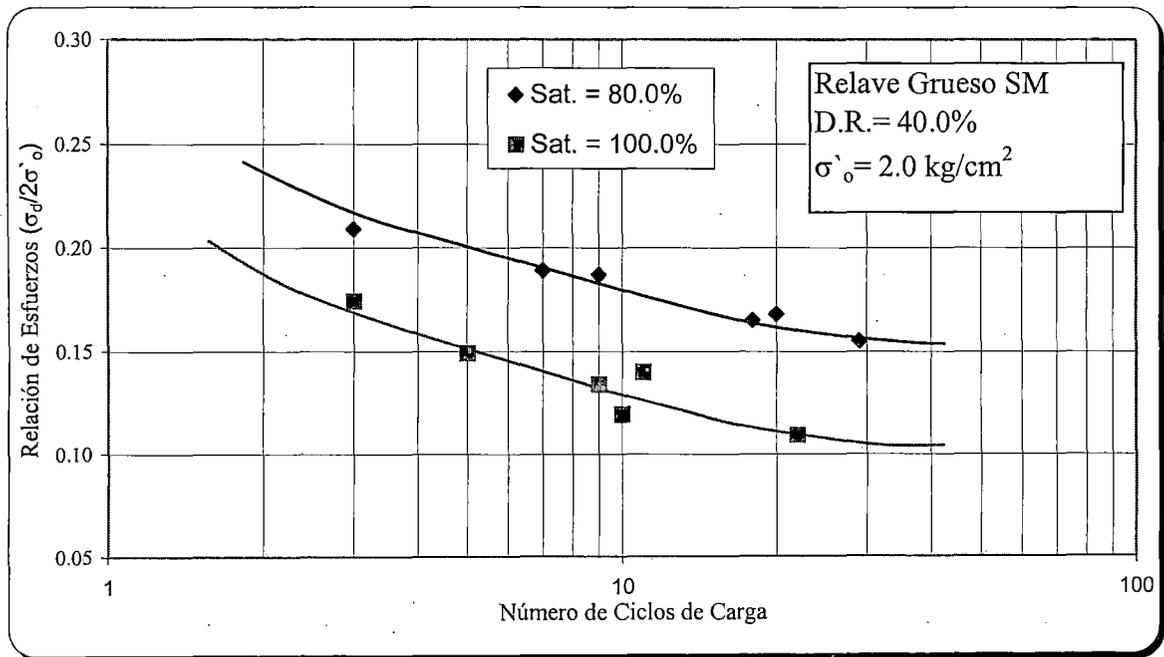


**Fig. 4.6:** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica de un relave grueso (SM) a una densidad relativa de 40.0% y saturación = 100%.





**Fig. 4.7:** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica de relave grueso(SM) a una densidad relativa de 40.0% y esfuerzo efectivo de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>.

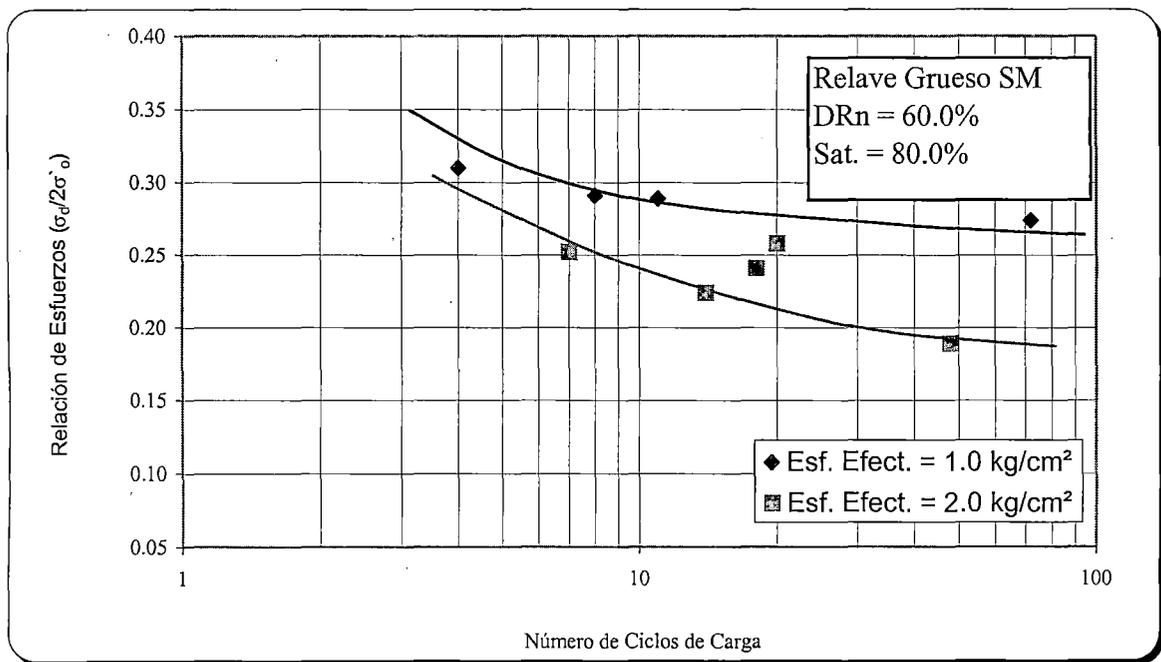


**Fig. 4.8:** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica de relave grueso a una densidad relativa de 40.0% y un esfuerzo efectivo de 2.0 kg/cm<sup>2</sup>.

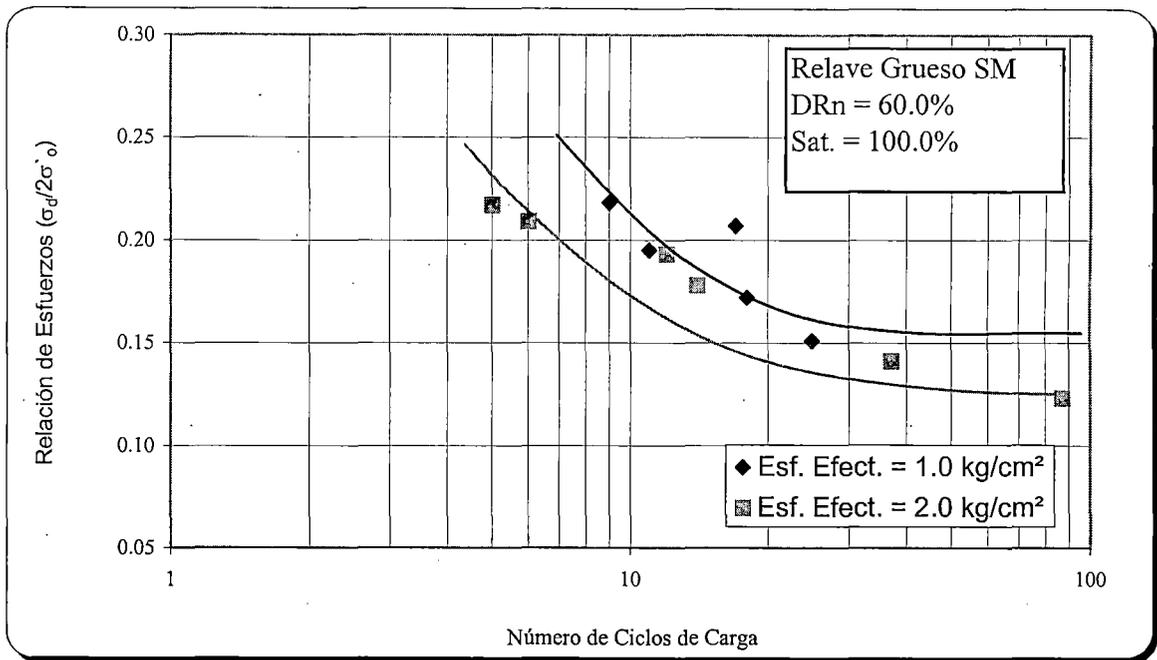
Si siguiendo con la presentación de resultados se muestran los gráficos para densidad relativa de 60%. Algunas comparaciones en estos gráficos muestran que para esta densidad relativa

la relación de esfuerzos para producir licuación disminuye cuando se incrementan los esfuerzos efectivos de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> a 2.0 kg/cm<sup>2</sup>, confirmando resultados ya obtenidos.

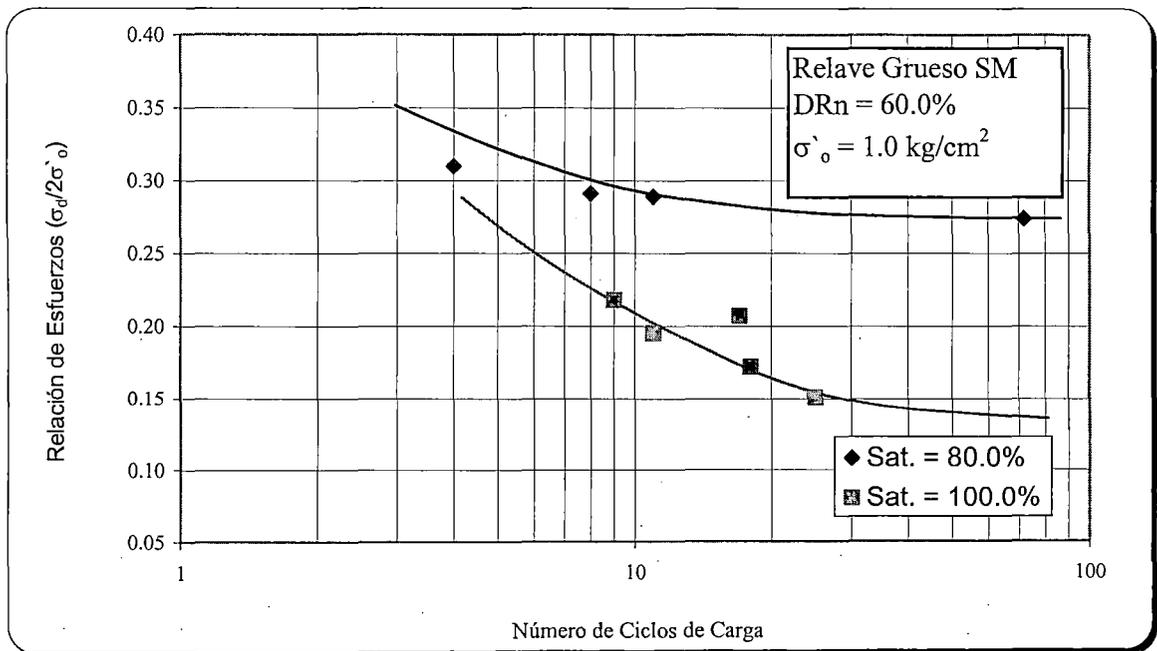
Asimismo, se observa que la relación de esfuerzo necesario para iniciar la licuación puede ser de hasta un 50% mayor en un espécimen parcialmente saturado que en uno saturado al mismo esfuerzo efectivo de confinamiento (ver Figuras. 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12).



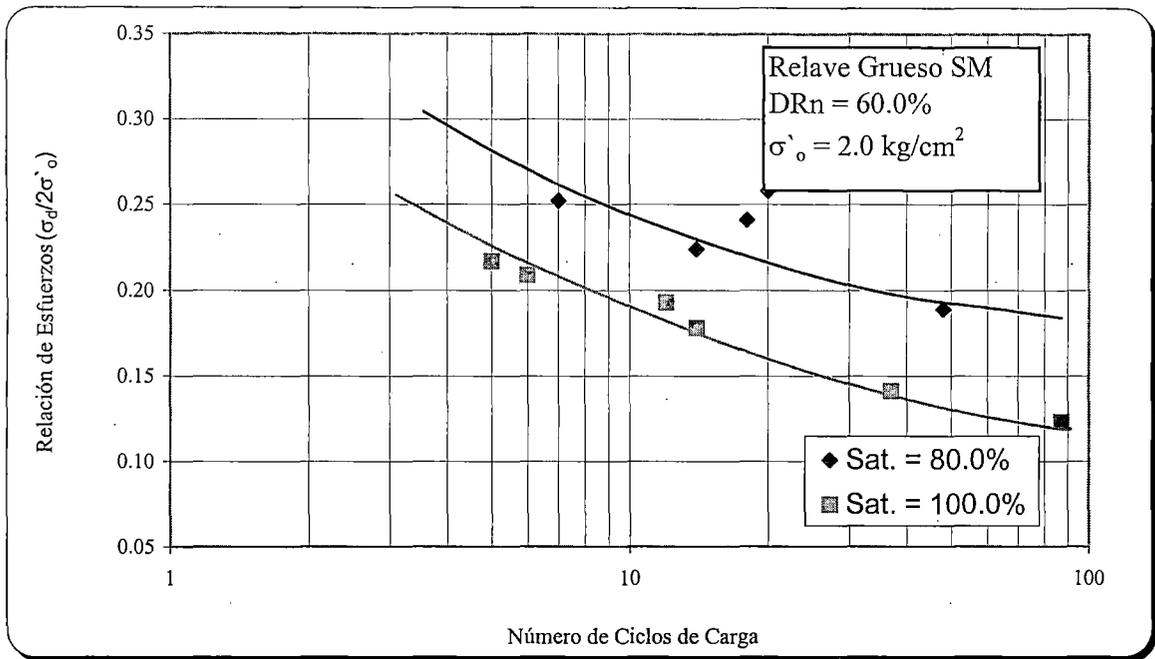
**Fig. 4.9:** Influencia del esfuerzo efectivo en la resistencia cíclica del relave grueso (SM) a una densidad relativa de 60% y saturación = 80%.



**Fig. 4.10:** Influencia del esfuerzo efectivo en el relave grueso (SM) a una densidad relativa de 60% y saturación = 100%.

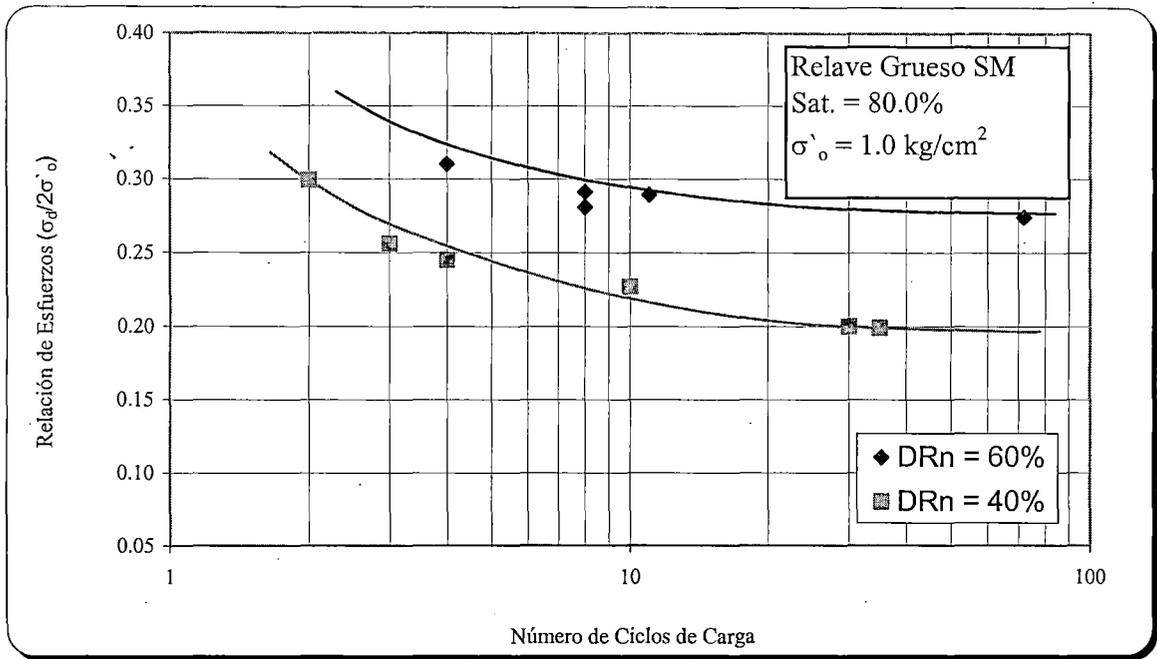


**Fig. 4.11:** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica de relave grueso (SM) a una densidad relativa de 60% y un esfuerzo efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>.

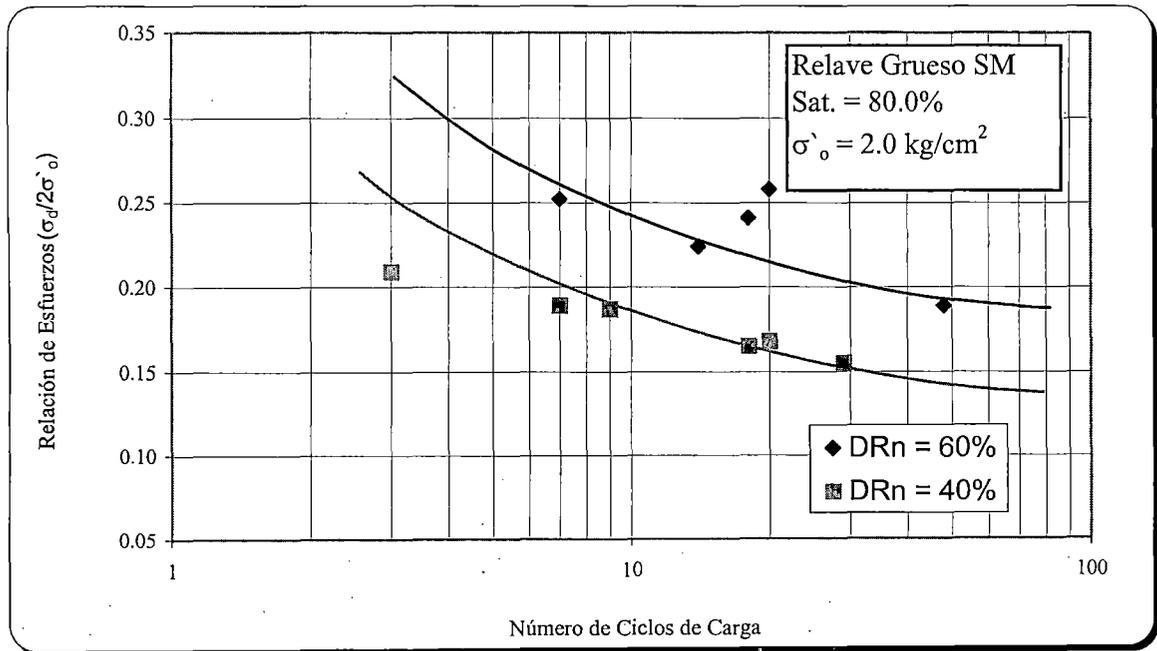


**Fig. 4.12:** Influencia de la saturación parcial en la resistencia cíclica de un relave grueso (SM) a una densidad relativa de 60% y un esfuerzo efectivo de 2.0 kg/cm<sup>2</sup>.

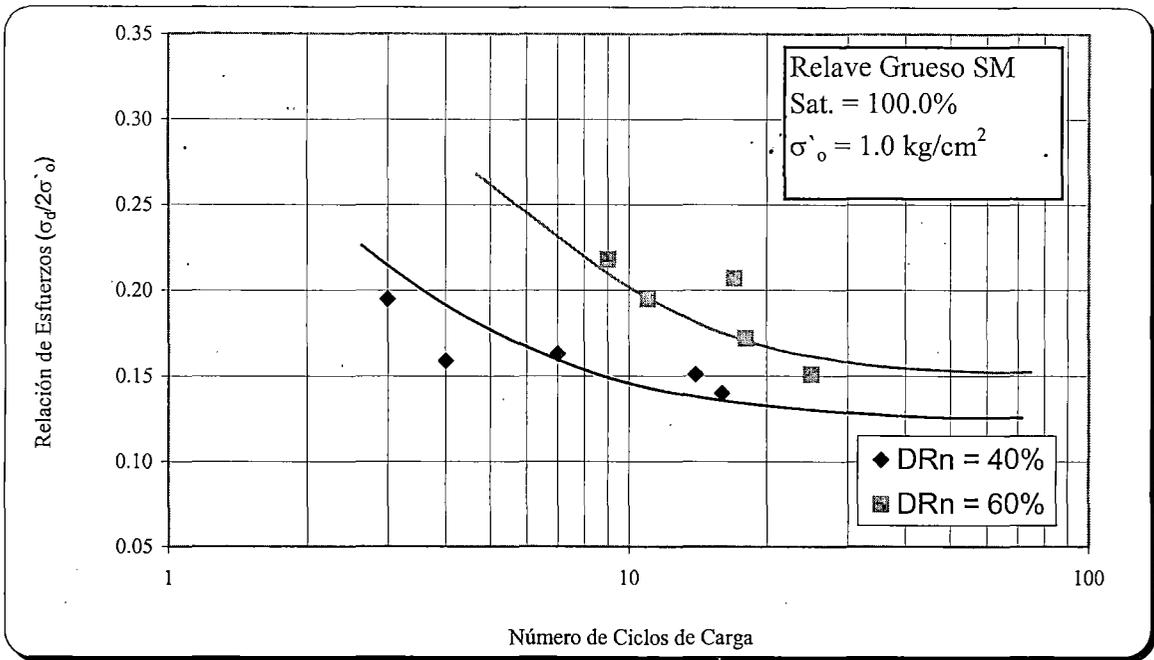
En las figuras 4.13, 4.14, 4.15 y 4.16 muestra la influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos para los estados parcialmente saturados y totalmente saturados para un mismo nivel de esfuerzos efectivos. En los gráficos 4.13 y 4.14 se puede estimar que la relación de esfuerzos requeridos para iniciar el fenómeno de licuación se incrementa entre 30 y 40% cuando se pasa de una densidad relativa de 40% a una densidad relativa de 60%. Este rango se amplía cuando se trata de un relave completamente saturado y la relación de esfuerzos cíclicos requeridos se puede incrementar hasta en un 50% como se puede estimar a partir de las figs. 4.15 y 4.16.



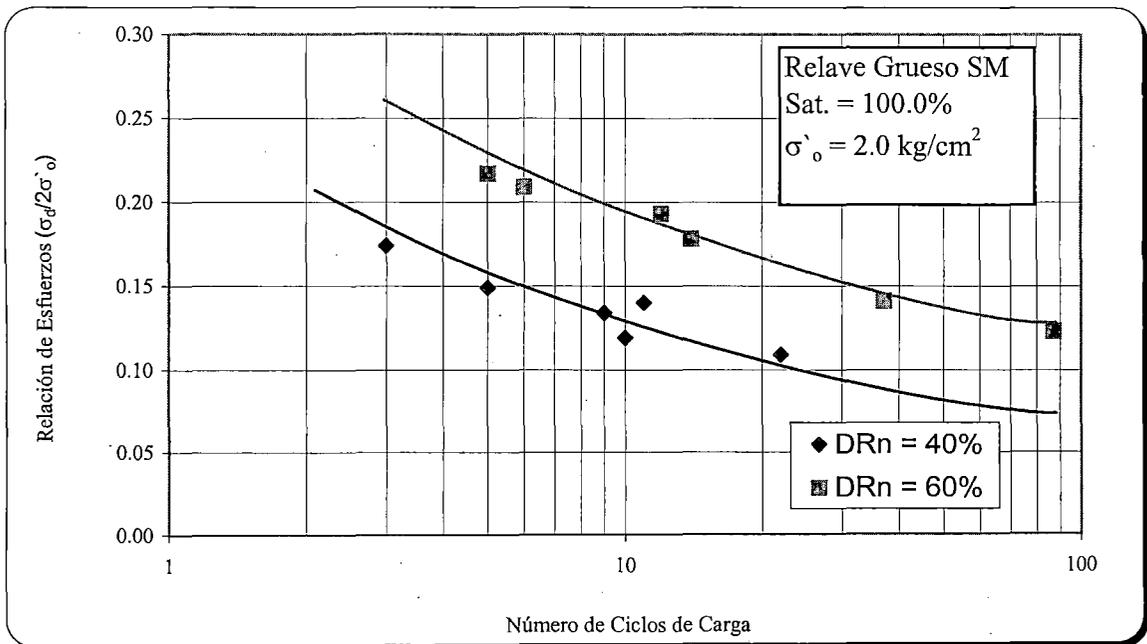
**Fig. 4.13:** Influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos de un relave grueso (SM) para un esfuerzo efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  y saturación = 80%.



**Fig. 4.14:** Influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos de un relave grueso (SM) para un esfuerzo efectivo de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  y saturación = 80%.



**Fig. 4.15:** Influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos en un relave grueso (SM) para un esfuerzo efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  y saturación = 100%.



**Fig. 4.16:** Influencia de la densidad relativa en la relación de esfuerzos cíclicos en un relave grueso (SM) para un esfuerzo efectivo de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  y saturación = 100%.

Como resumen se muestra el gráfico 4.17, en el cual se reproducen todos los ensayos realizados en el relave grueso (SM) a las densidades relativas de 40% y 60%; esfuerzos efectivos de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> y 2.0 kg/cm<sup>2</sup> y en estados de saturación parcial y total; se puede apreciar en esta figura que las relaciones de esfuerzo de estos ensayos están dentro de una franja que está limitada por el lado de las relaciones de esfuerzo más alta por el ensayo que corresponde a una densidad relativa de 60%, un esfuerzo efectivo de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> y una saturación parcial del orden de 80% y por el lado de las relaciones de esfuerzo más bajas el ensayo que corresponde a una densidad relativa de 40%, un esfuerzo efectivo de 2.0 kg/cm<sup>2</sup> y saturación completa.

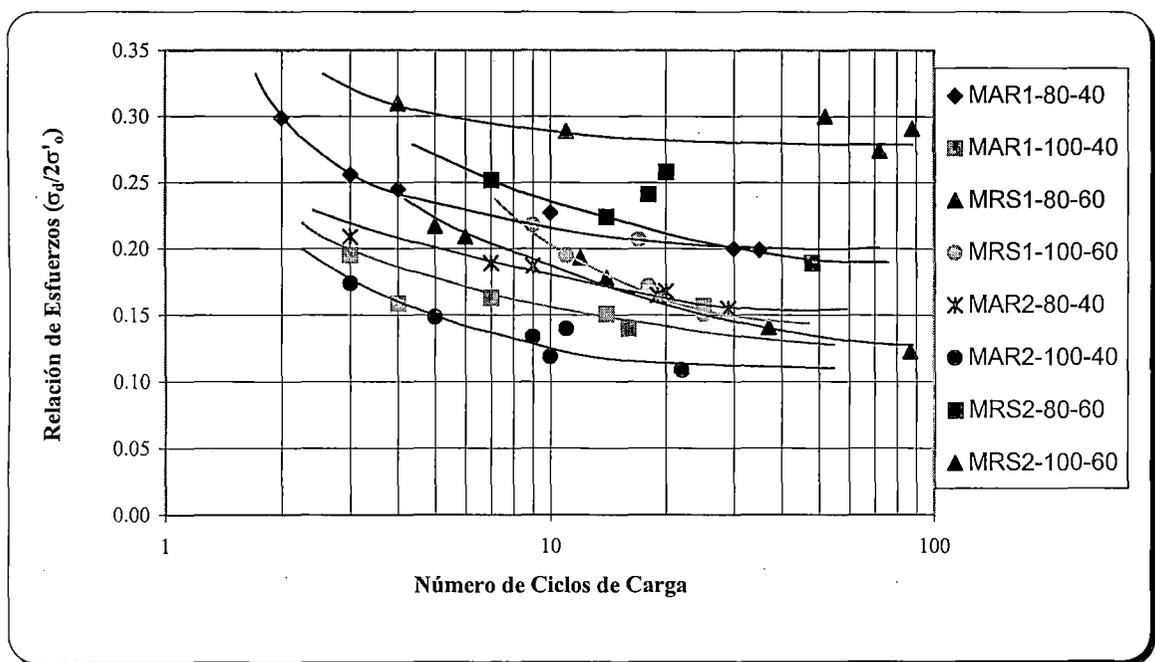


Fig 4.17 Resumen de curvas de resistencia cíclica en el relave grueso (SM), las siglas MAR corresponde a una densidad de remoldeo del relave de 40% y MRS a una densidad de remoldeo de 60%. Los números que acompañan a estas siglas indican el esfuerzo efectivo, el grado de saturación y la densidad relativa en ese orden.

#### 4.5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

En general los resultados obtenidos de todos los sets de ensayos realizados tanto en relave grueso como en relave fino muestran una clara influencia del grado de saturación en la resistencia cíclica del relave. Las figuras 4.1 a 4.4 comparan los resultados obtenidos en un relave fino que tiene en promedio 77% de finos, las comparaciones muestran el efecto de la saturación parcial y el esfuerzo efectivo, así se observa en estos gráficos que el incremento de resistencia cíclica para un esfuerzo efectivo de 2 kg/cm<sup>2</sup> es aproximadamente 2 veces el

incremento hallado para un esfuerzo efectivo de  $1.0 \text{ Kg/cm}^2$  por el efecto de saturación parcial ( $S=80\%$ ).

En lo que se refiere al relave grueso (SM) para el caso de una densidad relativa de 40% (Figuras 4.5 a 4.8) se observan resultados similares a los hallados en el relave fino (ML), aunque en este caso la proporción de incremento de relaciones de esfuerzo cíclico por efecto de la saturación parcial son prácticamente los mismos tanto para un esfuerzo efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  como de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ . Sin embargo, se puede estimar de estos gráficos que la resistencia cíclica del relave grueso (SM) parcialmente saturado es aproximadamente un 40% mayor que la resistencia cíclica del relave saturado. Así mismo se puede estimar que la relación de esfuerzos cíclicos disminuye con el incremento del esfuerzo efectivo de confinamiento, en un 20% aproximadamente. Este último comportamiento ha sido descrito por Castro y Poulos (1977) durante ensayos en suelos arenosos.

Resultados similares se obtienen con el mismo relave grueso (SM) ensayado a una densidad relativa de 60% aunque con algunas diferencias ya que en este caso la relación de esfuerzos cíclicos decrece en aproximadamente un 30% cuando se pasa de un esfuerzo efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  a  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  (figuras 4.9 a 4.12) y la relación de esfuerzos necesarios para iniciar la licuación puede ser hasta un 50% mayor en un espécimen parcialmente saturado que en un saturado al mismo esfuerzo de confinamiento efectivo.

Por último en lo que se refiere a las figuras 4.13 a 4.16 se comparan los resultados de resistencia a la licuación por el efecto de la densidad relativa. De los gráficos 4.13 y 4.14 se puede concluir que la resistencia cíclica se incrementa entre 30 y 40% por el efecto de pasos de una densidad relativa de 40% a 60%. Este rango se incrementa hasta en un 50% de incremento de resistencia cíclica cuando se trata de un relave completamente saturado.

En la tabla 4.14 se presentan datos promediados de los resultados obtenidos que muestran la influencia de algunos parámetros en el valor de "B" medido. De esta tabla se puede observar la variación del parámetro de presión de poros "B" con la Densidad Relativa y el nivel de esfuerzos efectivos aplicados. Se puede observar en esta tabla que "B" disminuye con un incremento en la Densidad Relativa y aumenta con el nivel de Esfuerzos Efectivos aplicados.

Así mismo se puede observar en la columna de relación de esfuerzos promedio que el Relave Fino "ML" tiene igual o mayor susceptibilidad para llegar al estado de licuación que el Relave Grueso "SM" aun teniendo una densidad seca ( $\gamma_d = 1.56 \text{ gr/cm}^3$ ) mayor que la del Relave Grueso ( $\gamma_d = 1.51 \text{ gr/cm}^3$ ), por esta razón pasaremos a comentar algunos

resultados en cuanto ha la influencia del contenido de finos en lo que se refiere al comportamiento cíclico de licuación de suelos y relaves.

**Tabla 4.14** Valores Promedio de Algunas Características Físicas de los Relaves Estudiados.

Clasif. Relave	DR(%)	$\sigma'_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$B_{promedio}$	$e_{o,promedio}$	Sat <sub>f,promedio</sub> (%)	$\sigma_d/2\sigma'_o$ (Licuación)
ML	---	1.0	0.60	0.840	80.7	0.233
ML	---	2.0	0.70	0.844	80.7	0.211
SM	40	1.0	0.41	0.900	80.2	0.238
SM	40	2.0	0.66	0.900	83.1	0.179
SM	60	1.0	0.36	0.810	87.1	0.293
SM	60	2.0	0.39	0.840	88.7	0.233

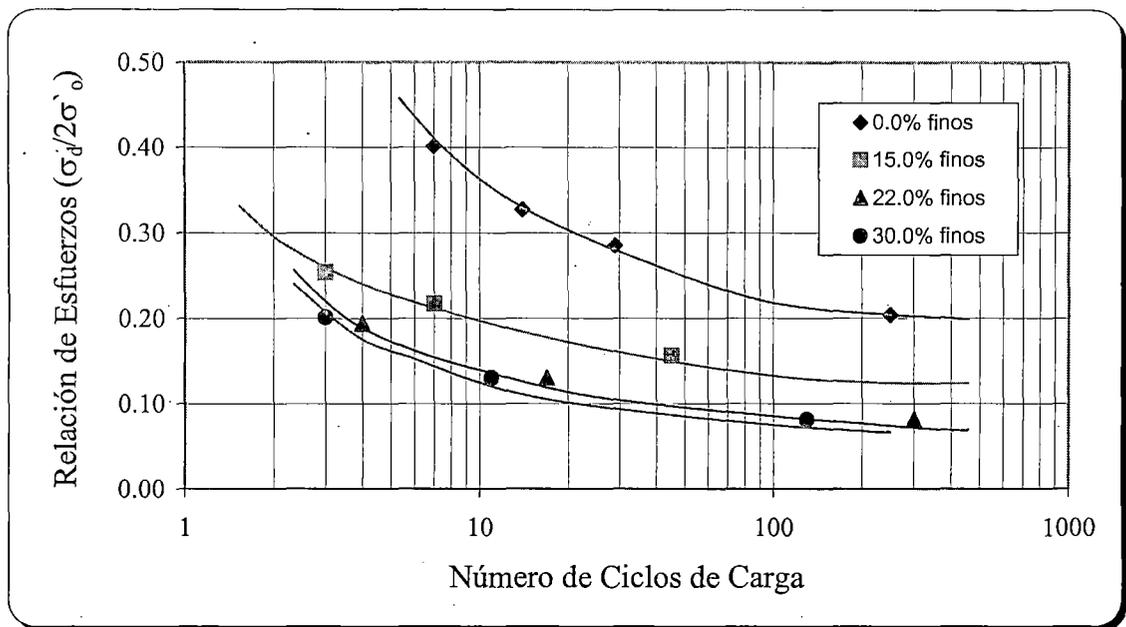
Donde:

- $B_{promedio}$  = Parámetro de Presión de Poros Promedio.
- $e_{o,promedio}$  = Relación de Vacíos Promedio.
- Sat<sub>f,promedio</sub> = Saturación Final Promedio.
- $\sigma_d/2\sigma'_o$  = Relación de Esfuerzos para causar Licuación.

#### 4.5.1 INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE FINOS EN LA RESISTENCIA CÍCLICA

A partir de lo mencionado anteriormente cabe realizar un análisis algo mas detallado de la influencia del contenido de finos en el fenómeno de licuación para lo cual se presentan algunos resultados de estudios anteriores y datos puntuales de la tesis desarrollada.

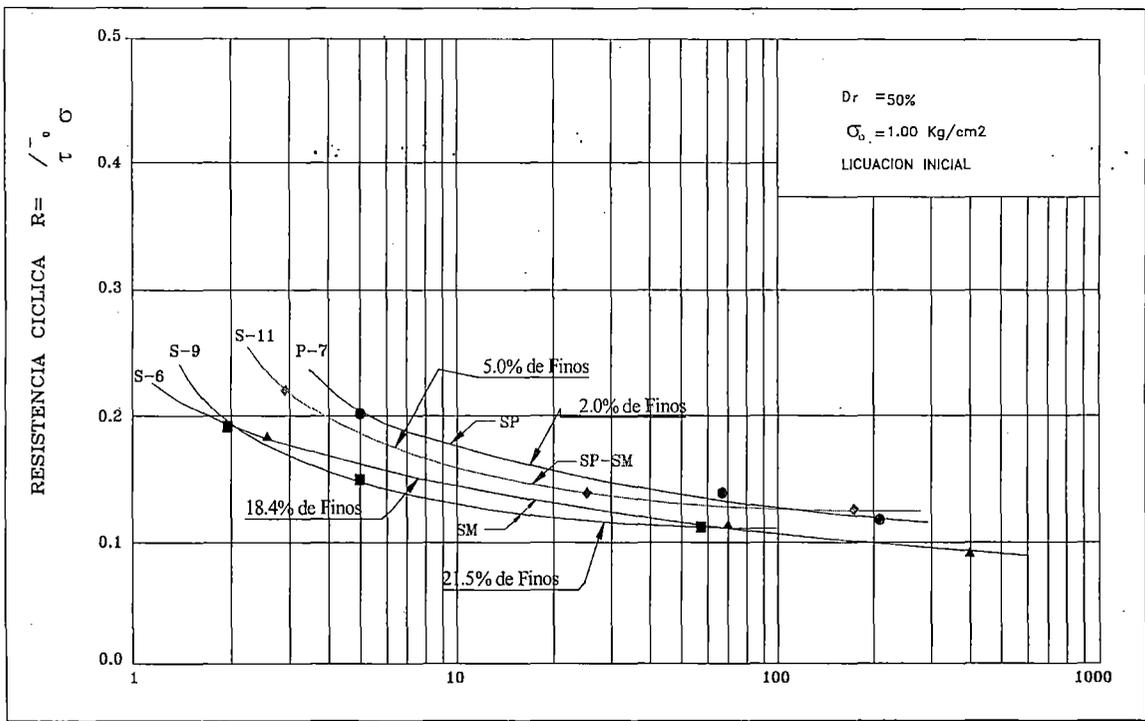
En lo que se refiere ha materiales de relave, ya hace algunos años (1991) estudios realizados por Verdugo mostraban como variaba la resistencia cíclica de los relaves con el incremento del porcentaje de finos, encontrando que la resistencia cíclica disminuye con un incremento del porcentaje de finos como puede claramente observarse en la figura que sigue.



**Fig. 4.18** Variación de la resistencia cíclica con el incremento de finos (Verdugo, 1991)

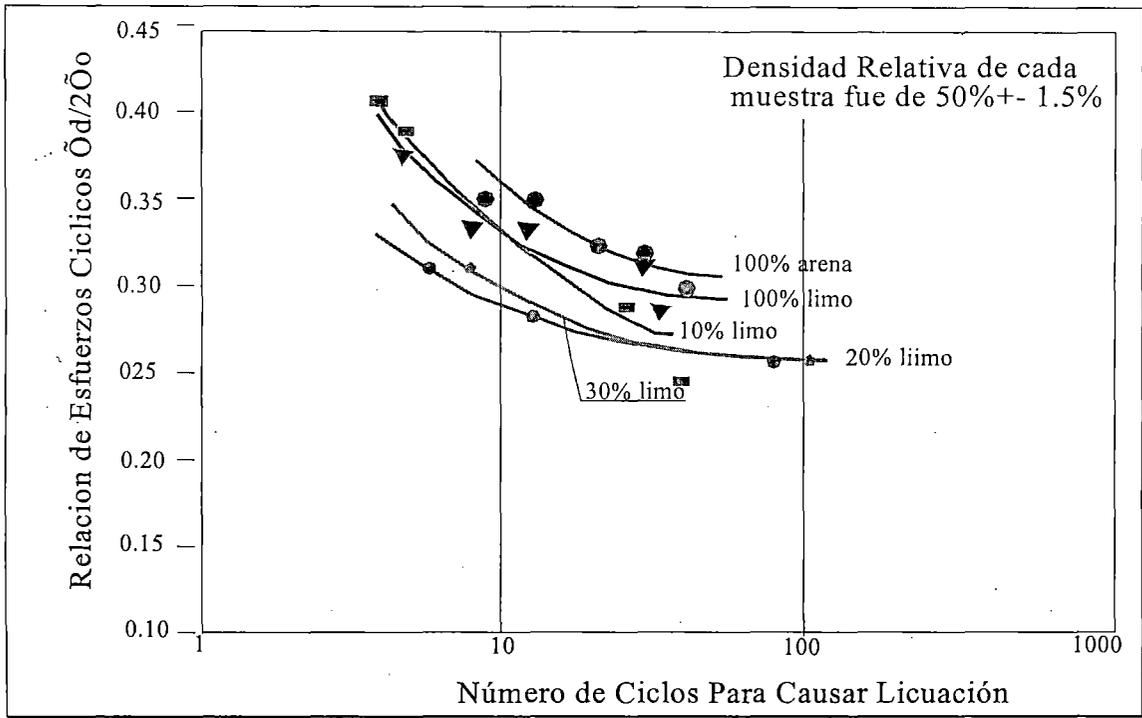
Este comportamiento se ha visto verificado también por los ensayos realizados en la presente tesis donde se puede verificar como se mencionó anteriormente a partir de la tabla 4.14, que el Relave Fino “ML” con un contenido de finos que supera el 75%, licúa con mayor facilidad ó dicho de otro modo a relaciones de esfuerzo menores que los necesarios para hacer licuar el Relave Grueso “SM” en condiciones de Densidad Seca similares.

Pero este comportamiento de disminución de la resistencia cíclica con el incremento del contenido de finos, no es una propiedad exclusiva de los relaves. Ensayos realizados por Parra D. (1990) sobre suelos arenosos en Chimbote muestran idéntico comportamiento respecto al contenido de finos como puede verse en la figura que sigue a continuación.

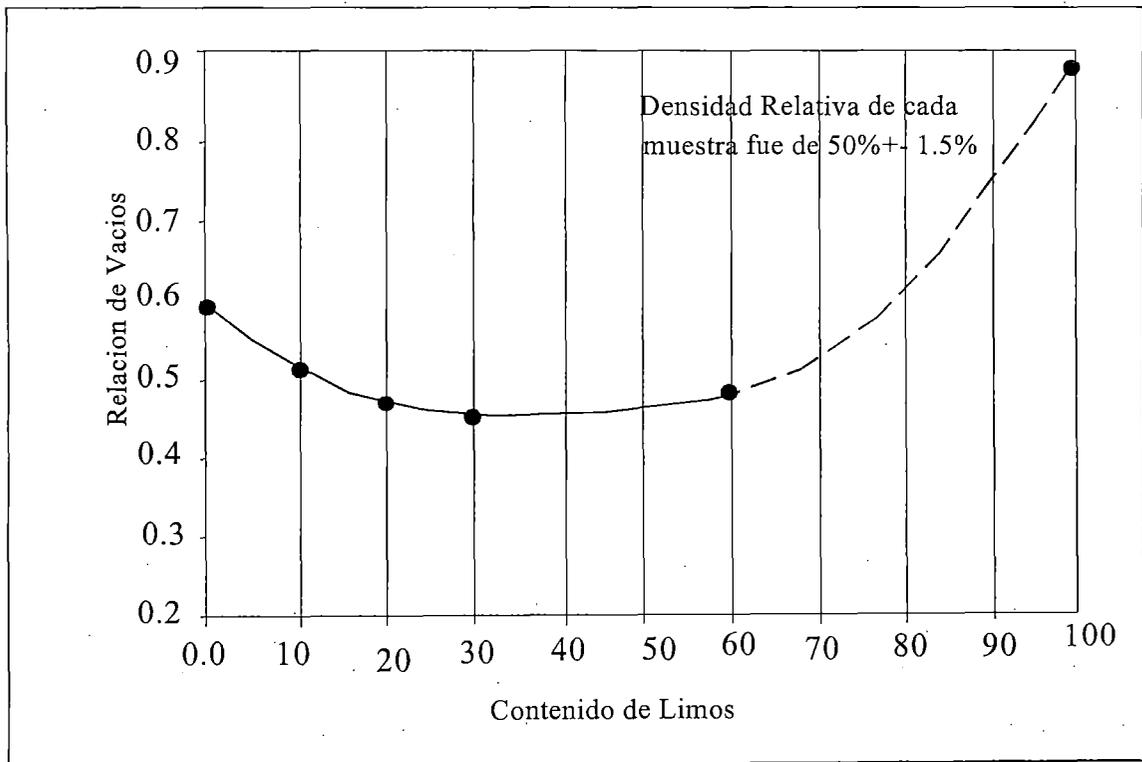


**Fig. 4.19** Variación de la Resistencia Cíclica con el Contenido de Finos en suelos arenosos, a 50% de Densidad Realtiva y 1.0 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo efectivo, en Chimbote Perú (Parra D. 1991)

Aunque se ha pretendido explicar el comportamiento anteriormente descrito con el Índice de Plasticidad de los finos, ya que puede tratarse de finos plásticos o no plásticos, aun siguen existiendo problemas en lo que se refiere a como actúan los finos en la evaluación de la resistencia cíclica de un determinado material. Un estudio realizado por Sing (1996) demuestra que el comportamiento de arenas bajo cargas cíclicas no pueden ser estimadas sobre la base de un criterio de Densidad Relativa ó Relación de Vacíos para lo cual presentó los siguientes gráficos.



**Fig. 4.20** Relación entre la relación de esfuerzos cíclicos y la Relación de vacíos del esqueleto de arena (Sing, 1996).



**Fig. 4.21** Efecto del contenido de limos en las relaciones de vacíos de muestras preparadas al 50% de densidad relativa (Sing, 1996).

A partir de la información brindada por estos resultados y gráficos (Figs. 4.20 y 4.21), Sing (1996) concluye que no está completamente clara la influencia de finos no plásticos que tienen porcentajes mayores de 20% sobre los suelos arenosos en términos de parámetros usualmente usados para arenas como son la Relación de Vacíos y la Densidad Relativa.

## CAPITULO 5

### INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACIÓN EN EL MÓDULO DE YOUNG Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO DE RELAVES

#### 5.1 OBJETIVO Y GENERALIDADES

El objetivo que se persigue en este capítulo es evaluar y determinar mediante ensayos de Deformación Dinámica (ASTM 3999-91) el Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento de relaves en condición de saturación parcial. Esta condición fue obtenida con los mismos procedimientos descritos para los ensayos de licuación tratados en el capítulo anterior. Para llevar a cabo este propósito se programaron y realizaron ensayos sobre dos tipos de materiales de relave que se describirán mas adelante.

Para uno de los materiales se evaluó la influencia de la saturación parcial para esfuerzos de confinamiento efectivo de 1.0 y 2.0 kg/cm<sup>2</sup>, con el propósito de comparar la influencia del grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento; mientras que para el otro material se trabajó con una presión de confinamiento efectivo de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, haciendo variar en este caso la densidad relativa del relave considerado.

El procedimiento para desarrollar estos ensayos según las normas ASTM es presentado en el Anexo 2 de esta tesis. Sin embargo, se hará una breve descripción en lo que sigue, estableciendo algunas diferencias con respecto al ensayo de licuación de suelos ya descrito.

Una vez remoldeado el espécimen con una densidad dada y un contenido de humedad inicial, se le instala en la celda triaxial para someterlo a una etapa previa de saturación y consolidación antes de ser llevado al marco de carga para su ensayo.

Una vez colocado el espécimen en el marco de carga se le aplica un esfuerzo desviador cíclico inicial pequeño de 0.05 kg/cm<sup>2</sup>, que a diferencia con el ensayo de licuación (donde no se limita el número de ciclos) se limita el número de ciclos a 8 ciclos con periodos de 10 segundos para cada esfuerzo desviador aplicado.

Los esfuerzos desviadores aplicados se irán duplicando a partir del valor de 0.05 kg/cm<sup>2</sup>, de tal modo de no superar el esfuerzo de confinamiento efectivo. Los valores de Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento se calcularán a partir de los lazos de histéresis que se generan como consecuencia de los esfuerzos desviadores que se irán comunicando al espécimen tal como se ilustra en la Fig. 5.0. El ploteo de cada uno de estos valores dará por resultado las curvas de variación de Módulo de Young y Amortiguamiento con la deformación axial unitaria.

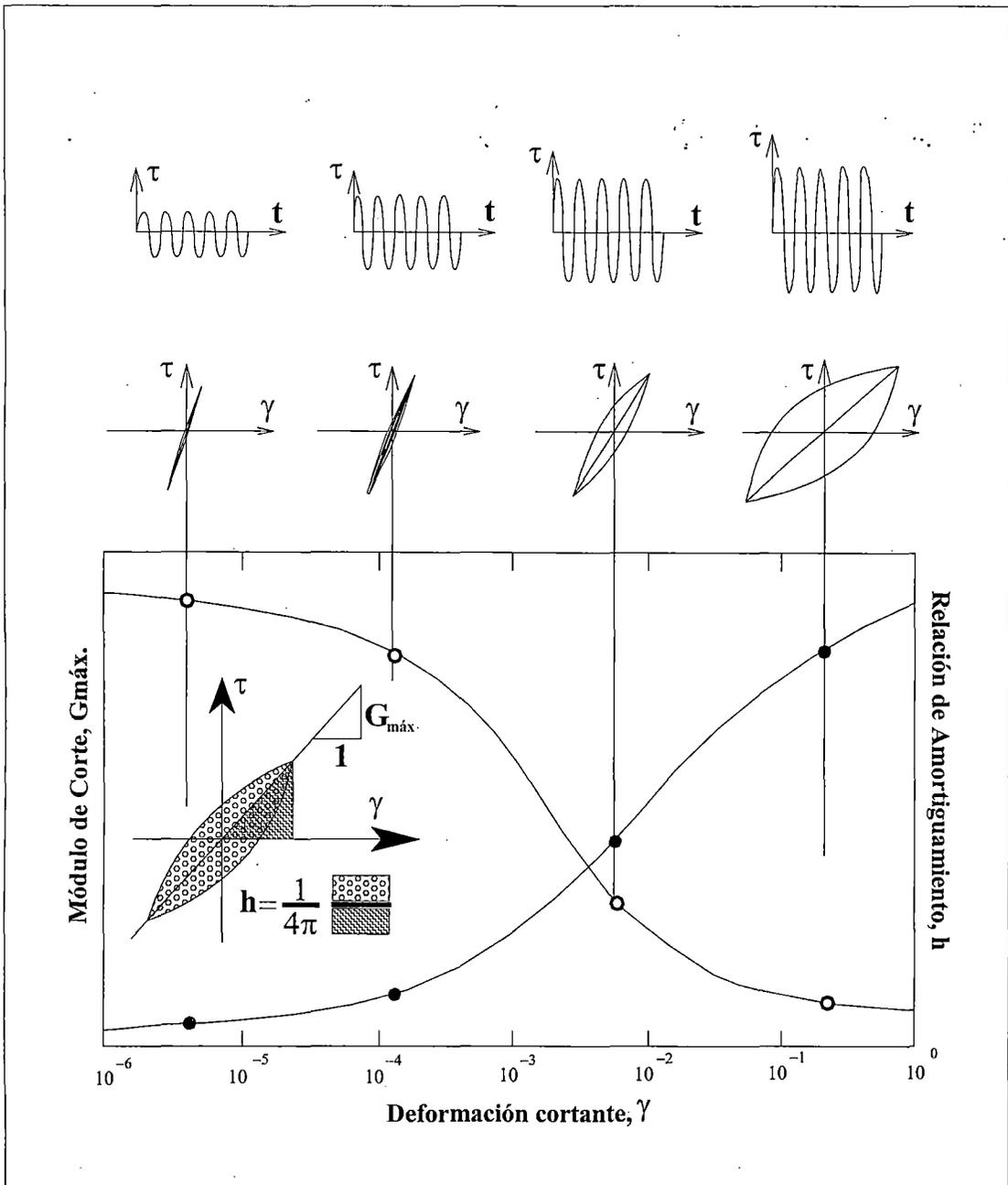


Fig. 5.0 Lazos de histéresis para determinar valores de Módulo de Young y Amortiguamiento.

Es importante recordar que si el ensayo se realiza en condiciones no drenadas, al final de cada set de esfuerzo desviador aplicado, se deben abrir las válvulas de drenaje de la celda triaxial para disipar los posibles incrementos de presión de poros generados por los ciclos de carga cíclica aplicada, luego de lo cual debe volver a cerrarse las válvulas para iniciar el siguiente set a un esfuerzo desviador mayor.

## 5.2 MATERIALES ENSAYADOS

Los materiales que fueron usados para el presente ensayo, como se mencionó anteriormente, fueron dos tipos de relave que aunque tienen igual clasificación SUCS (SM) poseen características físicas distintas. Uno de los relaves ensayados corresponde a un relave de grano medio a fino ya utilizado en ensayos de licuación en el capítulo anterior; el otro relave de distinta procedencia posee un alto contenido de minerales sobre todo piritita lo cual se ha visto reflejado (como se verá más adelante) en los altos valores de Módulo de Young encontrados. A continuación se presenta un cuadro que resume las principales características de los relaves ensayados para el presente capítulo.

**Tabla 5.0 Características Físicas de los Relaves Ensayados**

	<b>Relave 1</b>	<b>Relave 2</b>
Clasificación SUCS	SM	SM
Gravedad Específica	3.68	2.73
Máxima Densidad Seca ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )	2.56	1.74
Mínima Densidad Seca ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )	1.87	1.27
Contenido de Finos (%)	20.2	21.0

## 5.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Sobre uno de los relaves considerados (Relave 1, con contenido de partículas minerales pesadas  $G_s = 3.68$ ) se ejecutaron cuatro sets de ensayos, dos sets en condiciones de saturación parcial a esfuerzos efectivos de 1.0 y 2.0  $\text{kg}/\text{cm}^2$  y los otros dos sets en condiciones saturadas a los mismos esfuerzos efectivos considerados en los otros dos sets. Sobre el otro relave ( $G_s = 2.73$ ) también se realizaron cuatro sets de ensayos, esta vez manteniendo el nivel de esfuerzos de confinamiento efectivo a 1.0  $\text{kg}/\text{cm}^2$  y haciendo variar la densidad relativa de 40% a 60% en condiciones de saturación parcial y total. En la tabla que sigue se muestra un resumen de los sets de ensayos realizados para evaluar el Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento.

**Tabla 5.1: Lista de los Sets de Ensayos de Deformación Dinámica Realizados**

Material	Símbolo	Set	DR (%)	$\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Saturación (%)	$\sigma'_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Relave 1 (GE=3.68)	SM	1	54.12	2.19	80.00	1.0
	SM	2	54.12	2.19	80.00	2.0
	SM	3	54.12	2.19	100.00	1.0
	SM	4	54.12	2.19	100.00	2.0
Relave 2 (GE=2.73)	SM	5	40.00	1.42	80.00	1.0
	SM	6	40.00	1.42	100.00	1.0
	SM	7	60.00	1.51	80.00	1.0
	SM	8	60.00	1.51	100.00	1.0

En las siguientes tablas se presenta un listado de los resultados obtenidos de los ensayos de deformación dinámica llevados a cabo en el equipo triaxial cíclico del CISMID.

**Tabla 5.2 Resultados sobre Relave Grueso con  $G_s = 3.68$ . Archivo DDR-1**

Nº	GRADO DE SATURACIÓN		ESFUERZO EFECTIVO DE CONFINAMIENTO.	
	100%		1.0 kg/cm <sup>2</sup>	
	Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Axial ( $\epsilon_a$ )	Módulo de Young E (kg/cm <sup>2</sup> )	Amortig. (h %)
1	0.049	$1.25 \cdot 10^{-5}$	3919.15	2.77
2	0.105	$3.03 \cdot 10^{-5}$	3456.26	4.81
3	0.217	$6.45 \cdot 10^{-5}$	3363.33	7.05
4	0.338	$1.23 \cdot 10^{-4}$	2732.71	9.26
5	0.448	$2.12 \cdot 10^{-4}$	2116.20	12.04
6	0.553	$3.32 \cdot 10^{-4}$	1665.52	14.52
7	0.692	$7.14 \cdot 10^{-4}$	968.33	18.27
8	0.780	$1.34 \cdot 10^{-3}$	583.45	20.43
9	0.858	$5.69 \cdot 10^{-3}$	150.6	22.35

Tabla 5.3: Resultados sobre Relave Grueso con  $G_s = 3.68$ . Archivo DDR-2

	GRADO DE SATURACIÓN		ESFUERZO EFECTIVO DE CONFINAMIENTO	
	100%		2.0 kg/cm <sup>2</sup>	
Nº	Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Axial ( $\epsilon_a$ )	Módulo de Young E (kg/cm <sup>2</sup> )	Amortig. (h %)
1	0.100	$2.00 \cdot 10^{-5}$	4997.62	3.19
2	0.217	$4.37 \cdot 10^{-5}$	4962.38	3.77
3	0.445	$1.12 \cdot 10^{-4}$	3958.60	6.98
4	0.617	$1.77 \cdot 10^{-4}$	3489.39	8.35
5	0.806	$2.83 \cdot 10^{-4}$	2848.88	10.77
6	1.198	$8.50 \cdot 10^{-4}$	1409.59	16.75
7	1.401	$1.54 \cdot 10^{-3}$	912.41	19.41
8	1.579	$4.39 \cdot 10^{-3}$	359.37	22.42
9	1.753	$7.59 \cdot 10^{-3}$	230.99	22.68

Tabla 5.4: Resultados sobre Relave Grueso con  $G_s = 3.68$ . Archivo DDRP-1

	GRADO DE SATURACIÓN		ESFUERZO EFECTIVO DE CONFINAMIENTO	
	80%		1.0 kg/cm <sup>2</sup>	
Nº	Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Axial ( $\epsilon_a$ )	Módulo de Young E (kg/cm <sup>2</sup> )	Amortig. (h %)
1	0.092	$4.10 \cdot 10^{-5}$	2246.93	2.01
2	0.201	$1.06 \cdot 10^{-4}$	1892.99	6.58
3	0.309	$1.95 \cdot 10^{-4}$	1582.21	8.82
4	0.412	$3.16 \cdot 10^{-4}$	1304.63	10.86
5	0.569	$5.93 \cdot 10^{-4}$	959.62	13.44
6	0.656	$8.77 \cdot 10^{-4}$	747.27	15.15
7	0.753	$1.76 \cdot 10^{-3}$	428.71	19.03
8	0.851	$4.69 \cdot 10^{-3}$	181.48	22.47

Tabla 5.5: Resultados sobre Relave Grueso con  $G_s = 3.68$ .- Archivo DDRP-2

	GRADO DE SATURACIÓN		ESFUERZO EFECTIVO DE CONFINAMIENTO	
	80%		2.0 kg/cm <sup>2</sup>	
Nº	Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Axial ( $\epsilon_a$ )	Módulo de Young E (kg/cm <sup>2</sup> )	Amortig. (h %)
1	0.228	$4.15 \cdot 10^{-5}$	5490.01	3.80
2	0.337	$5.85 \cdot 10^{-5}$	5755.24	6.59
3	0.516	$1.16 \cdot 10^{-4}$	4434.77	9.81
4	0.701	$1.66 \cdot 10^{-4}$	4215.37	10.67
5	1.011	$3.03 \cdot 10^{-4}$	3330.39	12.21
6	1.212	$4.61 \cdot 10^{-4}$	2625.96	14.15
7	1.402	$8.27 \cdot 10^{-4}$	1694.62	17.27
8	1.576	$3.98 \cdot 10^{-3}$	395.37	23.01
9	1.755	$1.63 \cdot 10^{-2}$	107.70	24.42

Tabla 5.6: Resultados sobre Relave Grueso con  $G_s = 2.73$ . Archivo DMS1-100

	GRADO DE SATURACIÓN		DENSIDAD RELATIVA	
	100%		60%	
Nº	Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Axial ( $\epsilon_a$ )	Módulo de Young E (kg/cm <sup>2</sup> )	Amortig. (h %)
1	0.101	$8.08 \cdot 10^{-5}$	1244.80	2.70
2	0.218	$1.86 \cdot 10^{-4}$	1169.52	5.33
3	0.330	$2.90 \cdot 10^{-4}$	1137.39	10.27
4	0.436	$6.96 \cdot 10^{-4}$	626.53	15.37

Tabla 5.7: Resultados sobre Relave Grueso con  $G_s = 2.73$ . Archivo DDMS1-80

	GRADO DE SATURACIÓN		DENSIDAD RELATIVA	
	80%		60%	
Nº	Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Axial ( $\epsilon_a$ )	Módulo de Young E (kg/cm <sup>2</sup> )	Amortig. (h %)
1	0.105	$1.05 \cdot 10^{-4}$	999.08	2.3
2	0.216	$2.52 \cdot 10^{-4}$	857.28	10.94
3	0.333	$4.66 \cdot 10^{-4}$	713.55	13.53
4	0.444	$7.48 \cdot 10^{-4}$	592.65	14.80
5	0.593	$1.70 \cdot 10^{-3}$	348.87	19.25
6	0.671	$3.19 \cdot 10^{-3}$	210.30	21.75
7	0.726	$1.06 \cdot 10^{-2}$	68.43	24.53

Tabla 5.8: Resultados sobre Relave Grueso con  $G_s = 2.73$ . Archivo DMR1-100

	GRADO DE SATURACIÓN		DENSIDAD RELATIVA	
	100%		40%	
Nº	Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Axial ( $\epsilon_a$ )	Módulo de Young E (kg/cm <sup>2</sup> )	Amortig. (h %)
1	0.044	$2.48 \cdot 10^{-5}$	1793.18	3.44
2	0.106	$7.43 \cdot 10^{-5}$	1419.60	5.03
3	0.217	$1.94 \cdot 10^{-4}$	1115.97	9.41
4	0.405	$3.15 \cdot 10^{-3}$	128.57	18.27
5	0.106	$1.01 \cdot 10^{-4}$	1042.97	5.04
6	0.217	$2.98 \cdot 10^{-4}$	725.96	13.68

Tabla 5.9: Resultados sobre Relave Grueso con  $G_s=2.73$ . Archivo DDMR1-80

	GRADO DE SATURACIÓN		DENSIDAD RELATIVA	
	80%		40%	
N°	Esfuerzo Desviador (Kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Axial ( $\epsilon_a$ )	Módulo de Young E (kg/cm <sup>2</sup> )	Amortig. (h %)
1	0.336	$3.34 \cdot 10^{-4}$	1004.39	6.81
2	0.446	$4.91 \cdot 10^{-4}$	907.82	9.02
3	0.600	$8.62 \cdot 10^{-4}$	695.57	14.12
4	0.688	$1.30 \cdot 10^{-3}$	527.57	16.82
5	0.770	$2.78 \cdot 10^{-3}$	276.62	20.53
6	0.831	$1.01 \cdot 10^{-2}$	81.95	22.72

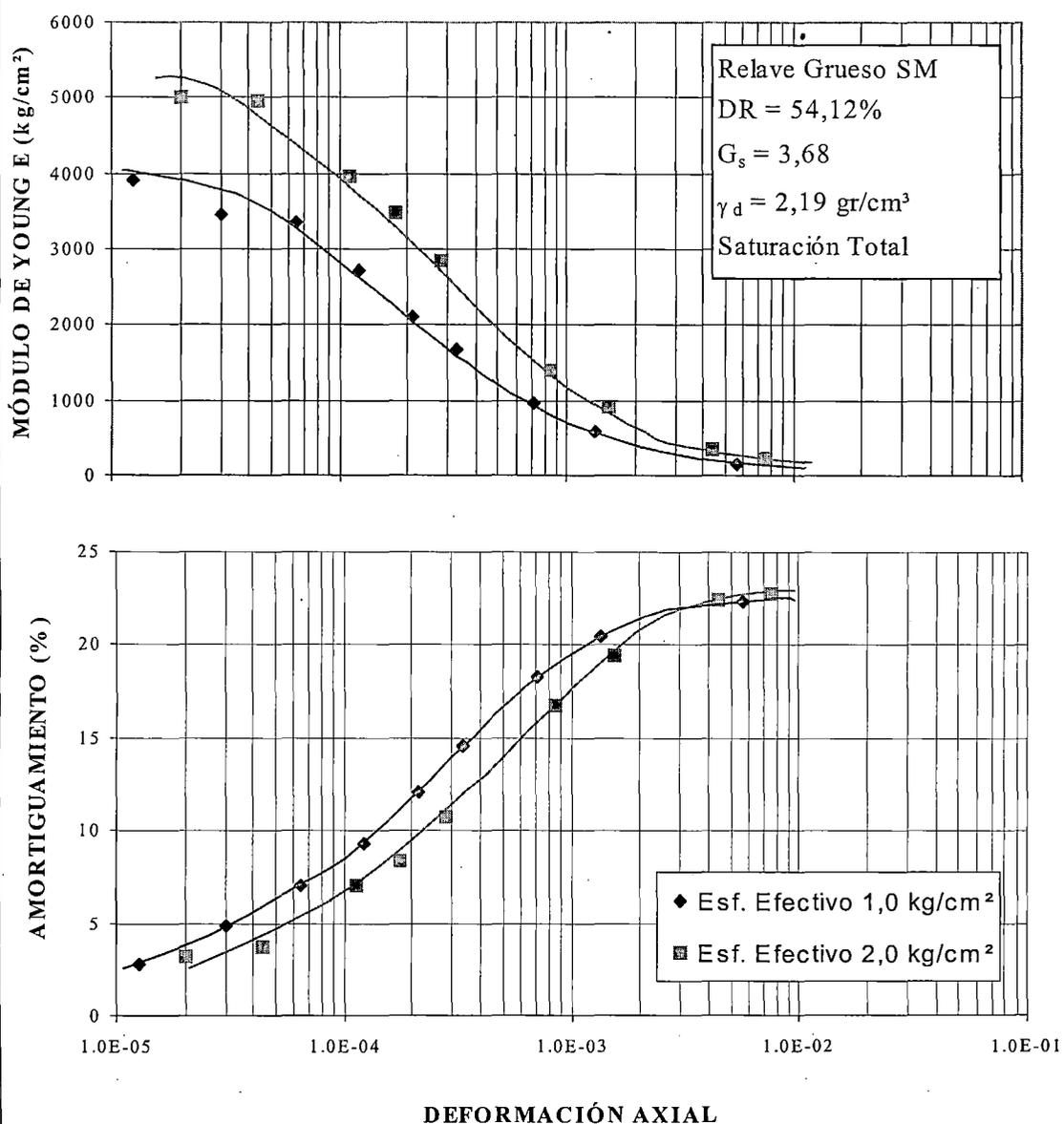
## 5.4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

A partir de los resultados obtenidos se graficaron las curvas de Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento las cuales se describirán un más adelante. En cuanto a los resultados obtenidos en los dos relaves es interesante notar que aunque los dos están clasificados como “SM” según la clasificación SUCS, sus valores de Módulo de Young tienen una diferencia muy marcada, presentando valores que bordean los 4000 kg/cm<sup>2</sup> en el relave con  $G_s=3.68$  y 1400 kg/cm<sup>2</sup> en el relave con  $G_s=2.73$ . Esta diferencia nos muestra que puede ser una práctica riesgosa la ejecución de análisis de estabilidad de depósitos tomando valores de algunas tablas sin tener el conocimiento apropiado del material involucrado.

En general, se verificó en los ensayos realizados que solo se pueden lograr saturaciones parciales que están en el orden del 80% a 85% siendo imposible por el momento lograr saturaciones menores, esto debido a limitaciones del equipo sobre todo en la etapa de consolidación del espécimen, ya que al intentar lograr saturaciones menores se produce succión hacia el espécimen del agua de la contrapresión.

A continuación se presentará un análisis particular de cada gráfico planteado de valores de Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento comparando tanto sus características en saturación parcial y total, así como los esfuerzos efectivos involucrados y las densidades relativas con que se ensayaron estos materiales de relave.

## ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA

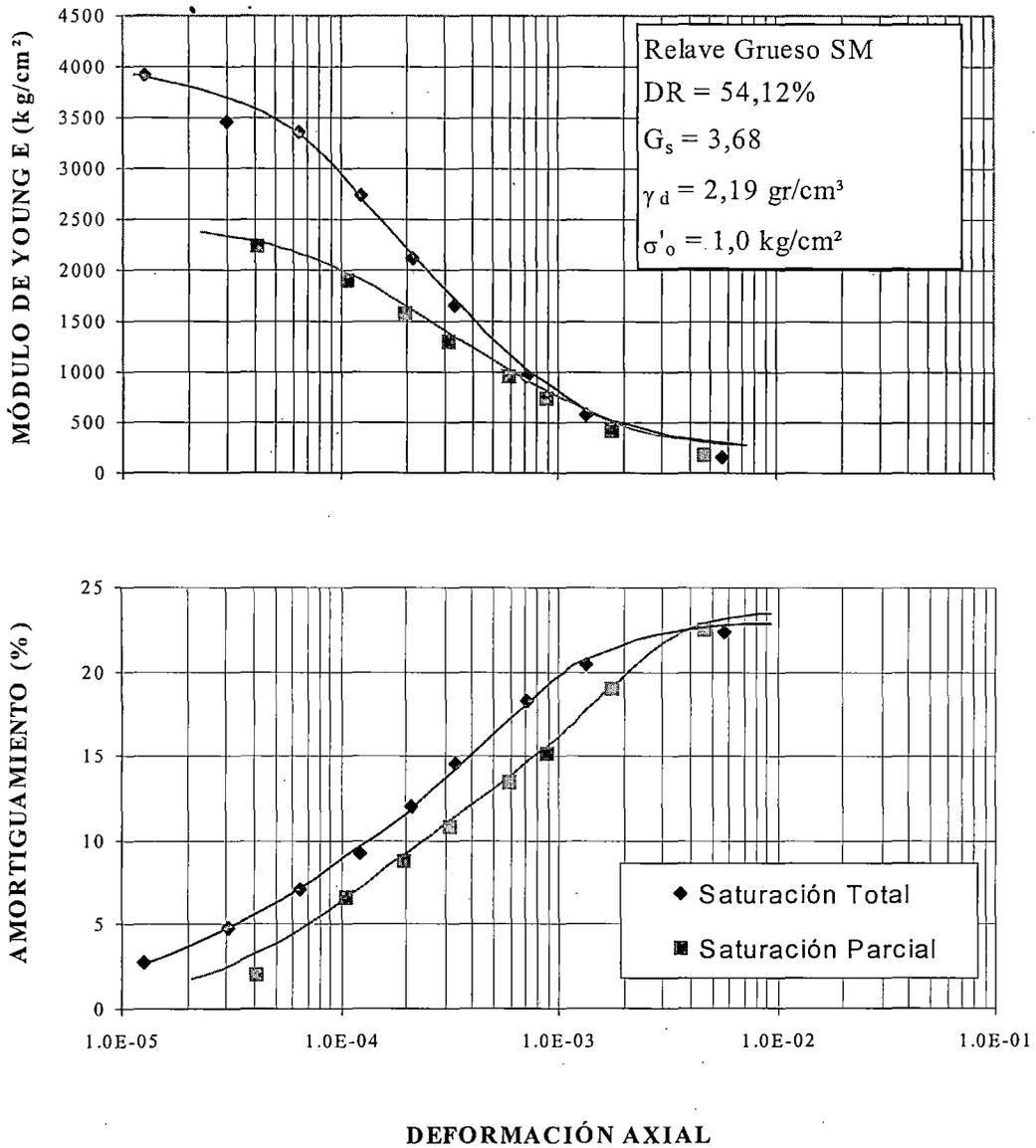


**Fig. 5.1:** Influencia del Esfuerzo efectivo en los valores del módulo de Young y Razón de amortiguamiento en condiciones de saturación total. Relave 1.

Se observa que para el relave en consideración el módulo de Young se incrementa en aproximadamente 40% cuando se pasa de un esfuerzo efectivo de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> a 2.0 kg/cm<sup>2</sup>. Esta diferencia va decreciendo a medida que se incrementa la deformación hasta ser despreciable (deformaciones del orden de  $1 \cdot 10^{-2}$ ).

En cambio los valores de amortiguamiento tienen un comportamiento inverso; el amortiguamiento decrece con el incremento del esfuerzo efectivo como se puede observar en la figura siendo esta disminución de aproximadamente 15% cuando se pasa de un esfuerzo efectivo de 1.0 a 2.0 kg/cm<sup>2</sup>.

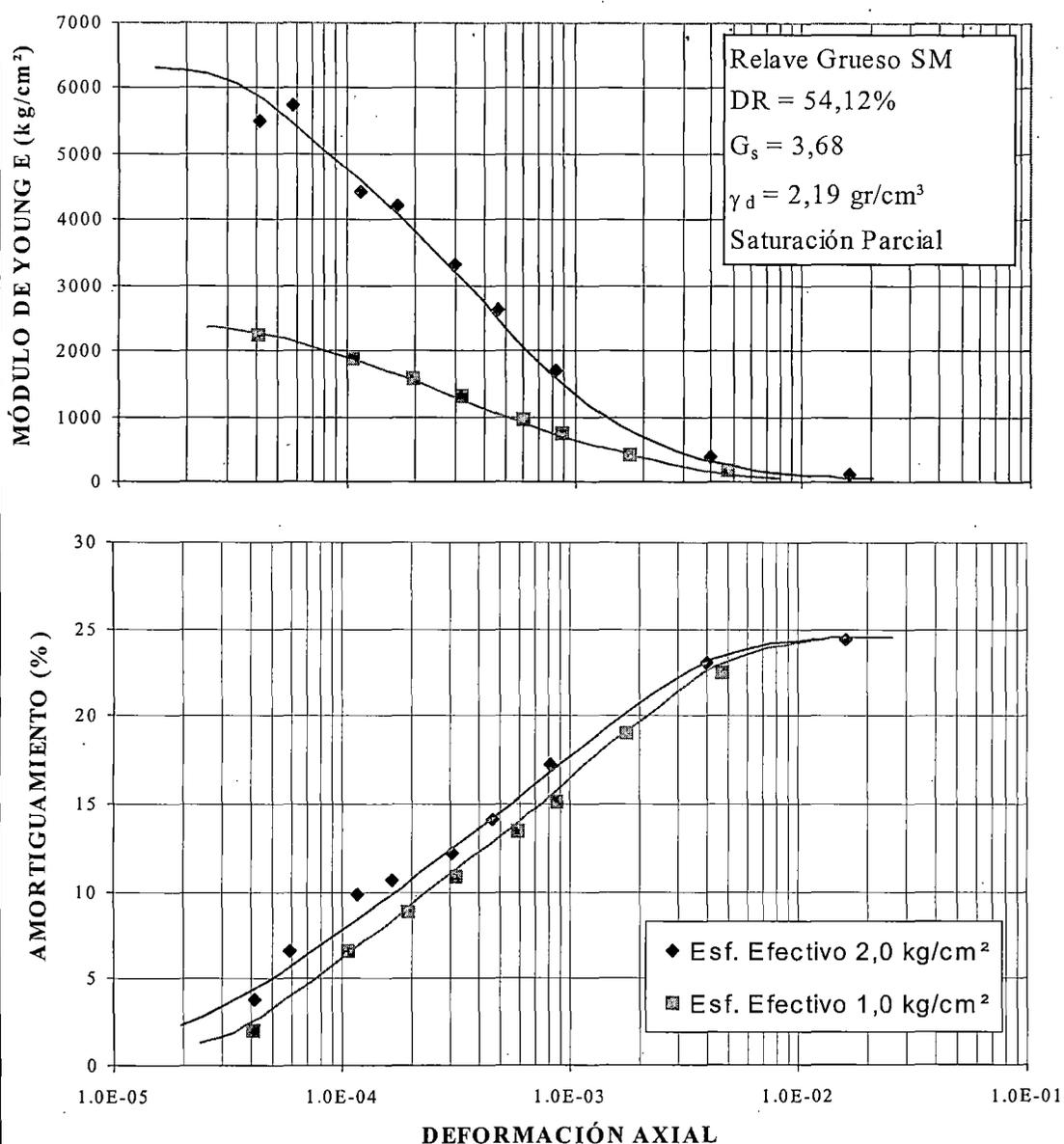
## ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA



**Fig. 5.2:** Influencia del grado de saturación en el Módulo de Young y Razón de Amortiguamiento bajo un esfuerzo de confinamiento efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>. Relave 1.

Se observa en la figura 5.2 que la influencia de la saturación parcial del espécimen causa que el módulo de Young decrezca hasta en un 33% de su valor en saturación total siendo estos valores semejantes a mayores deformaciones. Así mismo, para deformaciones pequeñas los valores de amortiguamiento del espécimen parcialmente saturado son hasta 20% menores a los valores de amortiguamiento del espécimen en saturación total, tendiendo estos valores a coincidir a grandes deformaciones tal como se aprecian en esta figura.

### ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA

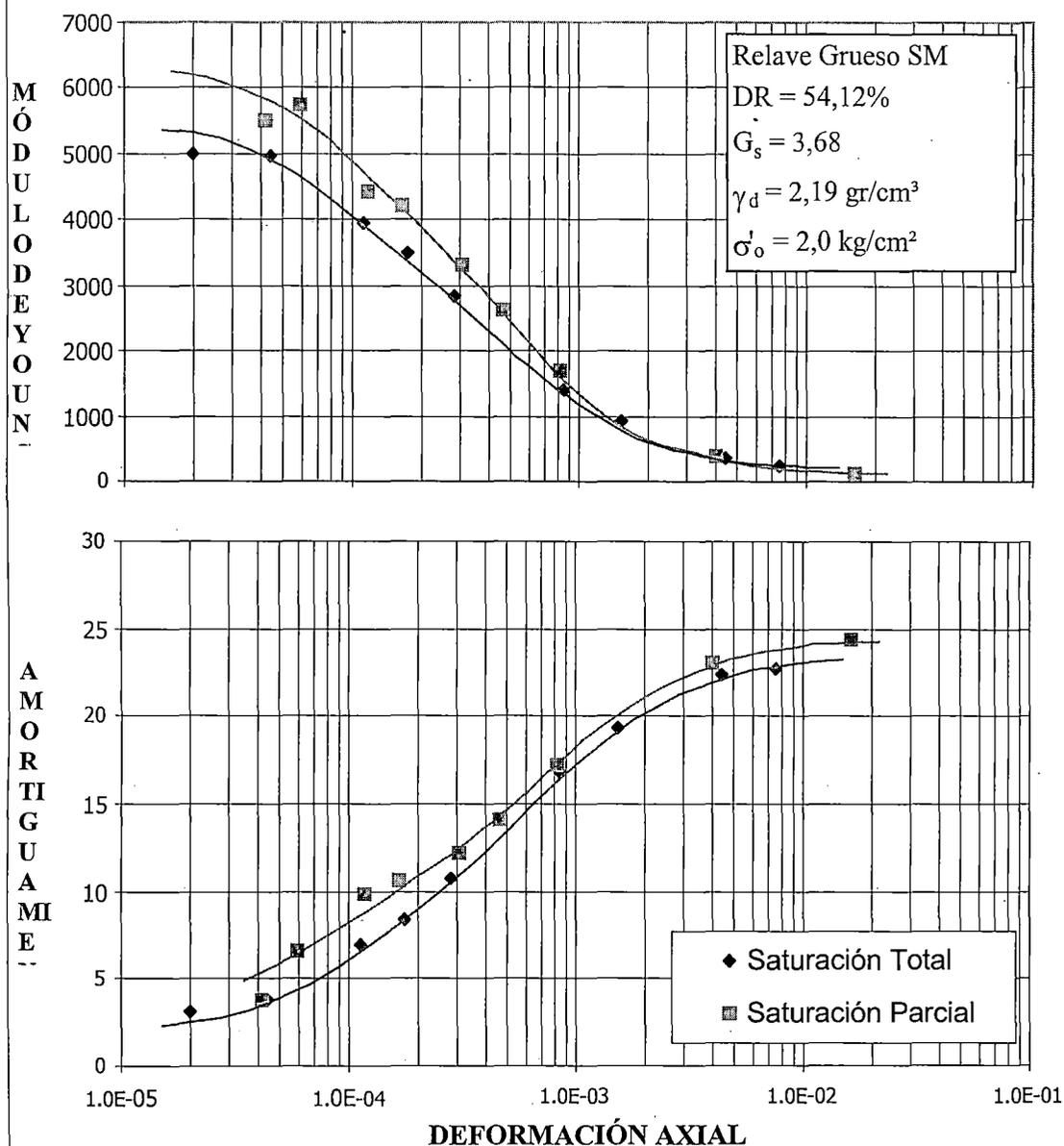


**Fig. 5.3:** Influencia del esfuerzo efectivo en condiciones de saturación parcial de los valores de módulo de Young y Razón de Amortiguamiento. Relave 1.

Se observa en la figura 5.3 (condición de saturación parcial) que el módulo de Young se incrementa hasta en 250% aproximadamente para luego coincidir en sus valores para mayores deformaciones que en general suelen ser de  $1 \cdot 10^{-2}$ .

En lo que se refiere al valor de amortiguamiento esta diferencia es menos pronunciada teniéndose una diferencia de valores que en general es del orden del 2% siendo menores las que corresponden al esfuerzo efectivo de 2.0 Kg/cm<sup>2</sup>.

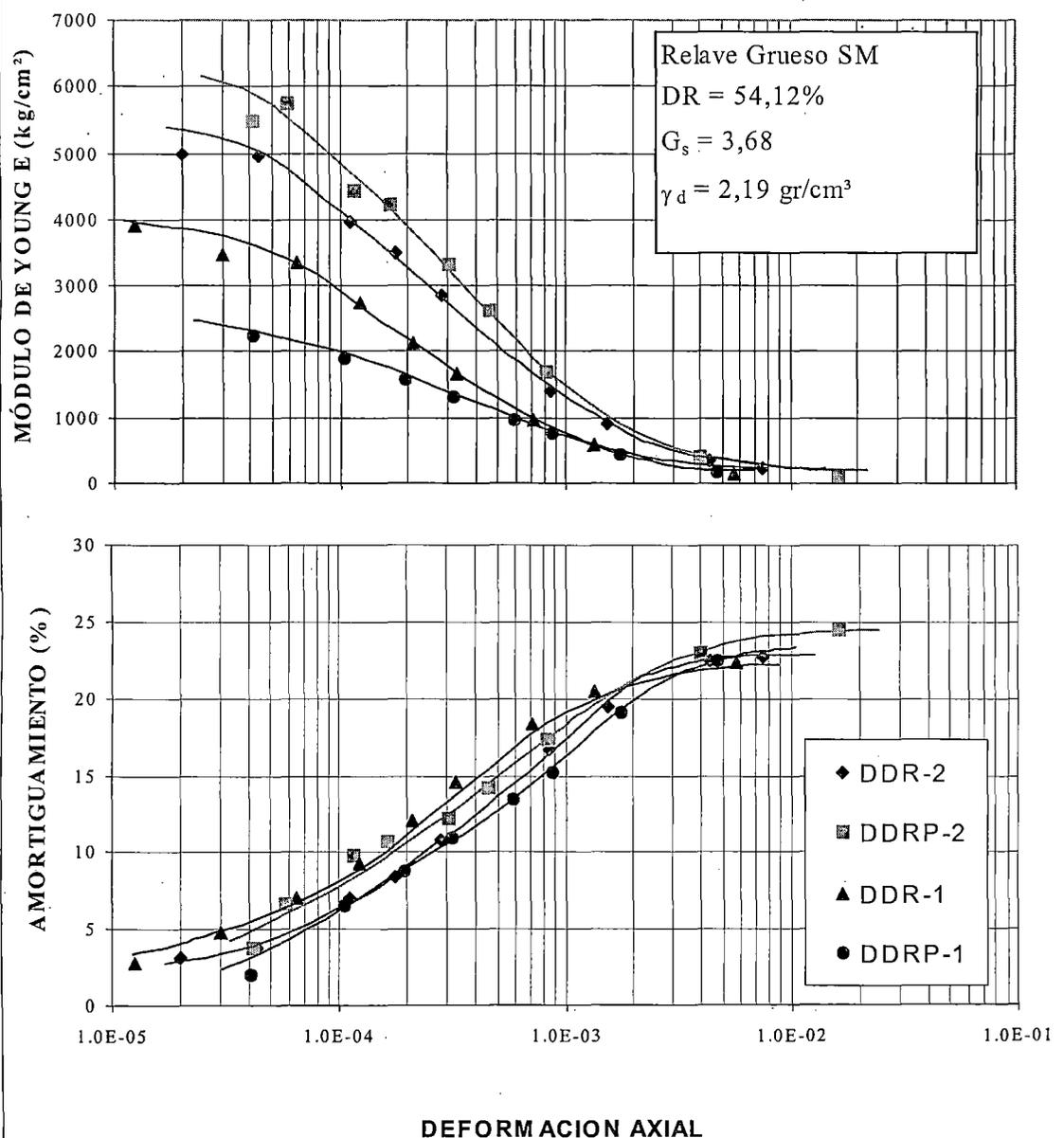
### ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA



**Fig. 5.4:** Influencia del grado de saturación en los valores de módulo de Young y Amortiguamiento, bajo un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ . Relave 1.

Se observa en la figura 5.4 para un esfuerzo efectivo de  $2.0 \text{ Kg/cm}^2$  los valores del módulo de Young y el amortiguamiento se incrementan ligeramente cuando se tiene un estado de saturación parcial.

## ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA

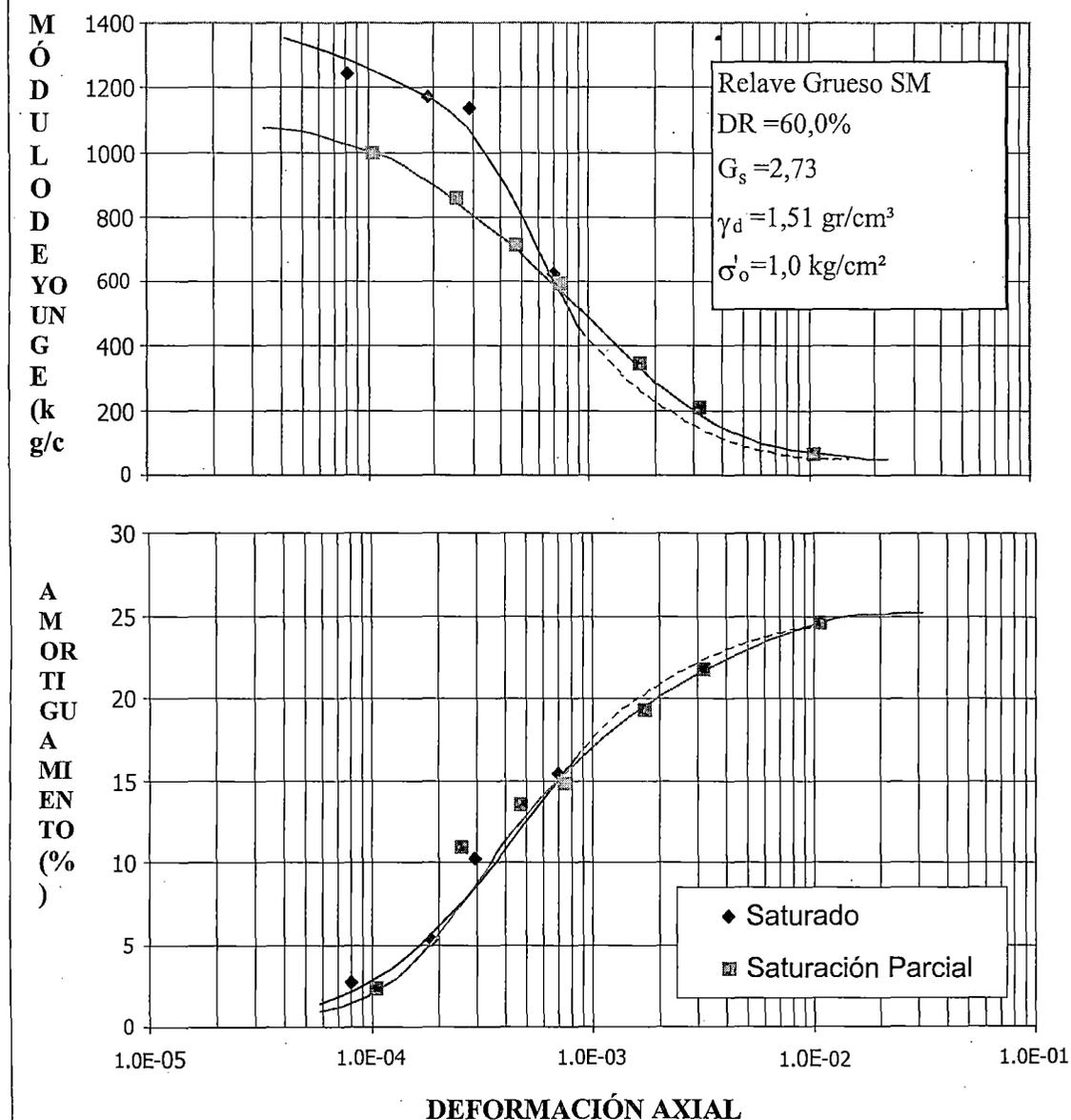


**Fig. 5.5:** Ploteo general de las curvas de Módulo de Young y Amortiguamiento en todas las condiciones ensayadas. Relave 1.

- DDR-2 = Saturación total y Esfuerzo Efectivo de 2.0 Kg/cm<sup>2</sup>.
- DDRP-2 = Saturación parcial y Esfuerzo Efectivo de 2.0 Kg/cm<sup>2</sup>.
- DDR-1 = Saturación total y Esfuerzo Efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>.
- DDRP-2 = Saturación parcial y Esfuerzo Efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>.

La figura 5.5 muestra las diferentes curvas de Módulo de Young y Amortiguamiento para los distintos casos ensayados, tanto en saturación parcial como esfuerzos efectivos. El relave considerado contiene minerales pesados, por lo cual se considera que este hecho influye significativamente en los altos valores del Módulo de Young.

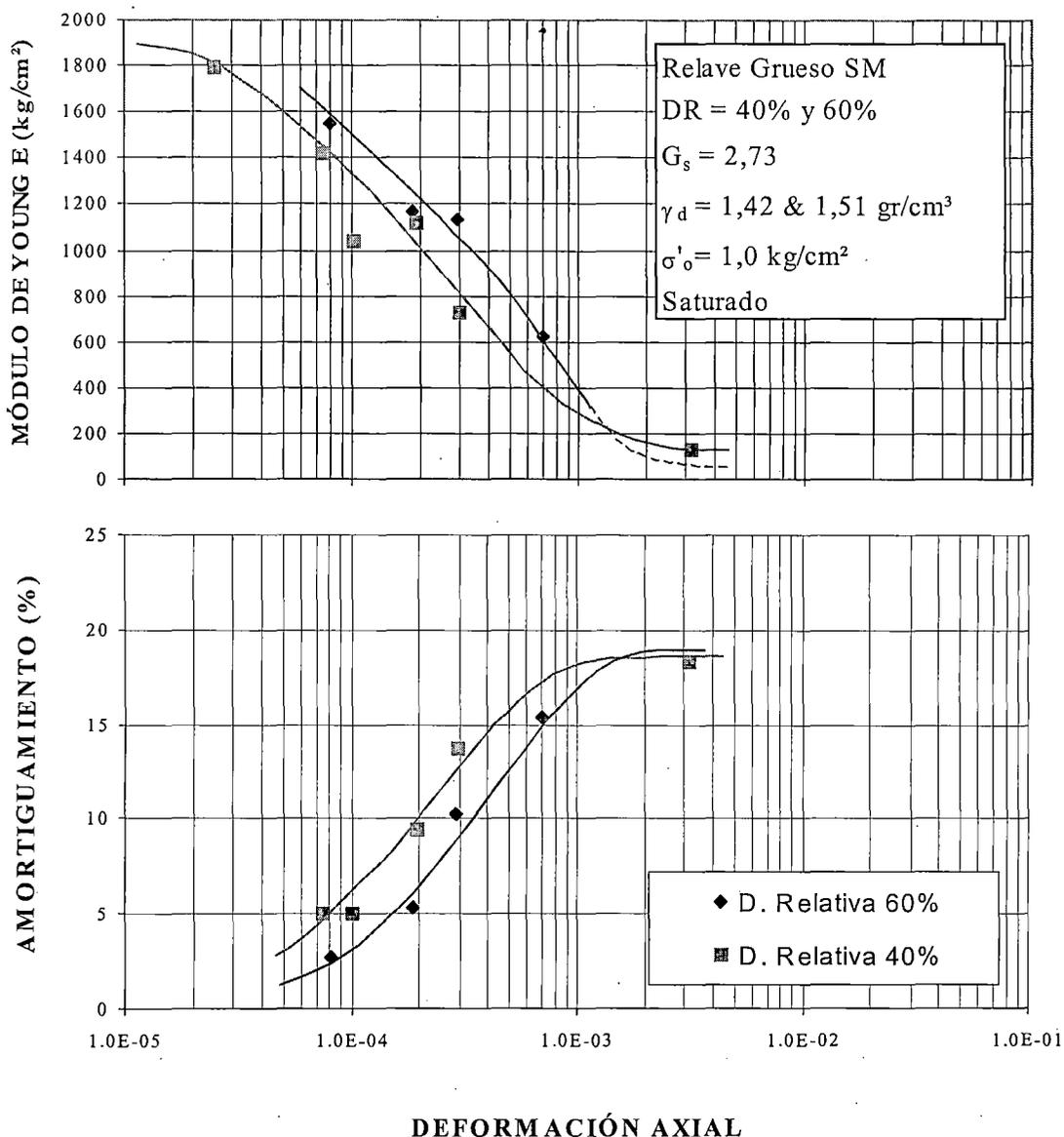
## ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA



**Fig. 5.6:** Influencia de la saturación Parcial en el Módulo de Young y Amortiguamiento para un Esfuerzo Efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>. Relave 2.

En la figura 5.6 se puede observar que tanto las curvas de Módulo de Young y Amortiguamiento para este material de relave se encuentran recortadas para el estado saturado cuando se las compara con las curvas para el estado de saturación parcial. La explicación de este hecho se debe a la ocurrencia de licuación para el estado saturado que no permitió la evaluación de más puntos de la curva. También se observa que se tienen mayor valores del Módulo de Young en el estado saturado a bajas deformaciones, siendo los valores de amortiguamiento similares.

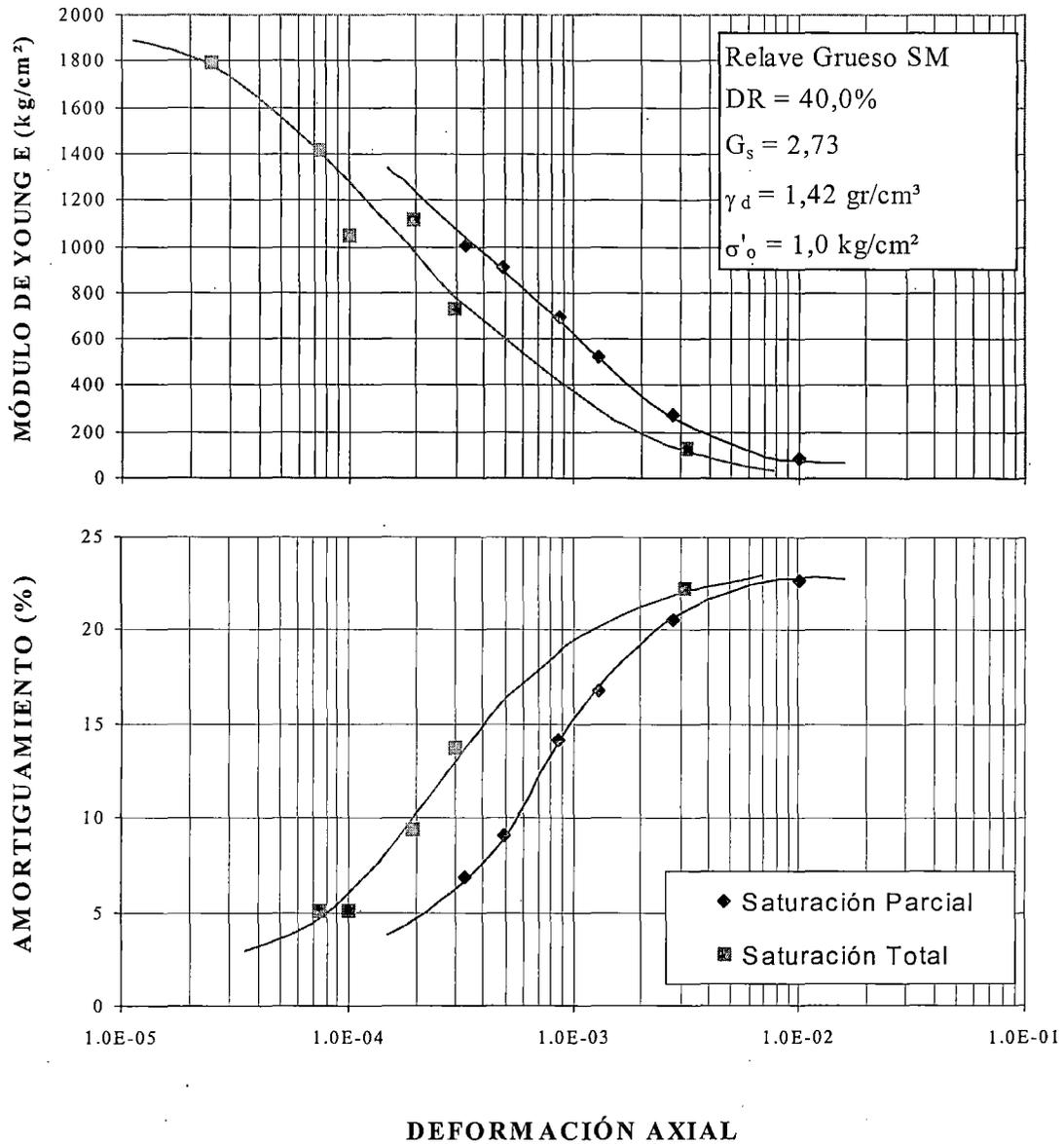
### ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA



**Fig. 5.7:** Influencia de la Densidad Relativa en el Módulo de Young y Amortiguamiento para un esfuerzo efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>. Relave 2.

En la Fig. 5.7 se puede observar como varía el Módulo de Young con la densidad relativa teniendo para pequeñas deformaciones menores valores para una densidad relativa de 40% dejando de ser clara esta situación para deformaciones unitarias mayores de  $1 \cdot 10^{-4}$ . Así mismo, se puede advertir que los valores de amortiguamiento son mayores para una densidad relativa de 40% comparado con los valores para una densidad relativa de 60%.

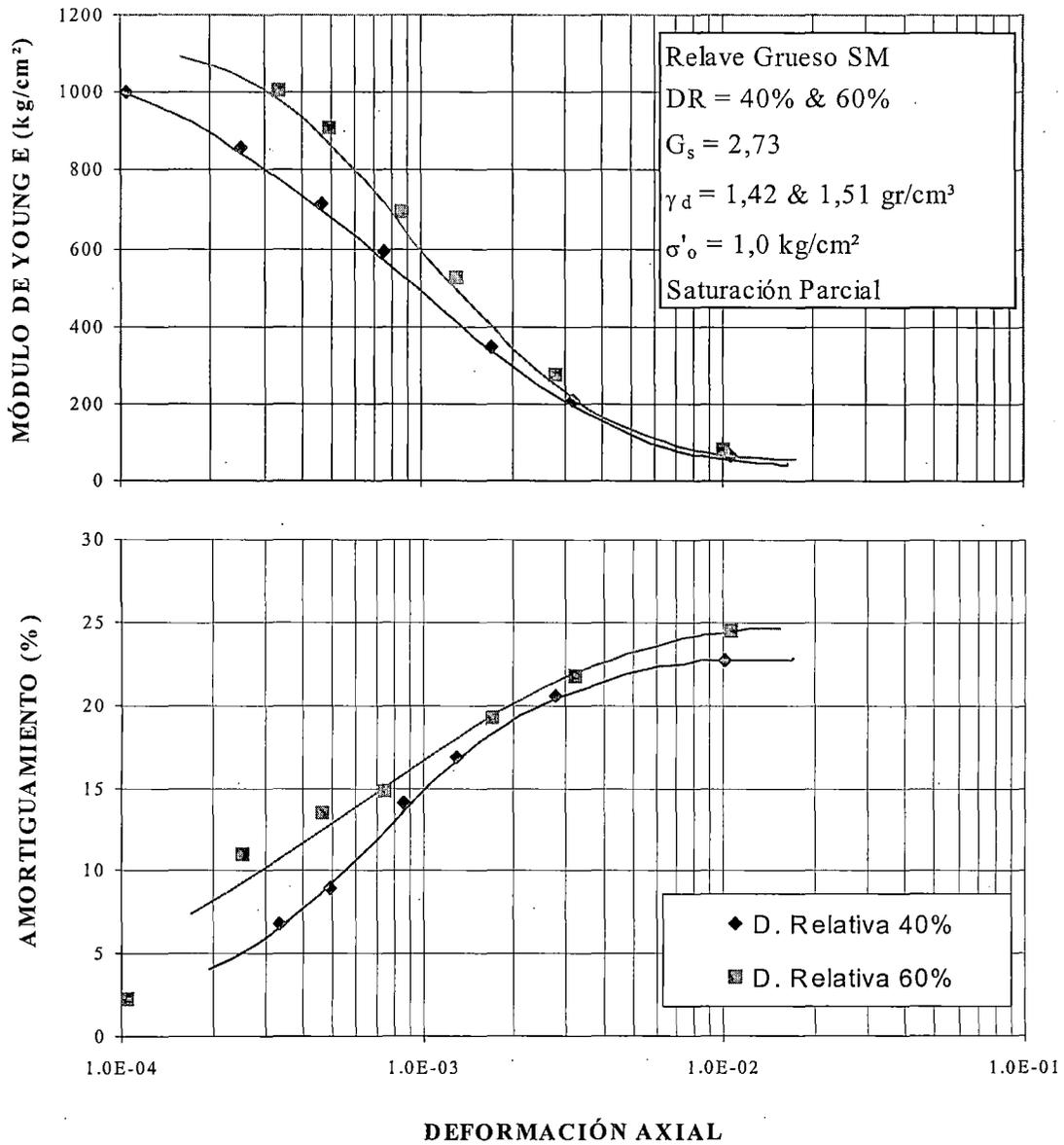
### ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA



**Fig. 5.8:** Influencia de la saturación parcial en el Módulo de Young y Amortiguamiento para un esfuerzo efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  y una densidad relativa de 40.0%. Relave 2.

En esta figura (5.8) se observa que los valores del Módulo de Young a deformaciones unitarias muy bajas se presentan con valores iniciales altos a saturación total (50% mayores) comparando con los valores iniciales que se tienen a saturación parcial, pasando a ser menores a deformaciones intermedias. Así mismo los valores de amortiguamiento son mayores en saturación total a los valores en saturación parcial, dejando de ser apreciables estas diferencias cuando nos acercamos a deformaciones del orden de  $1 \cdot 10^{-2}$ .

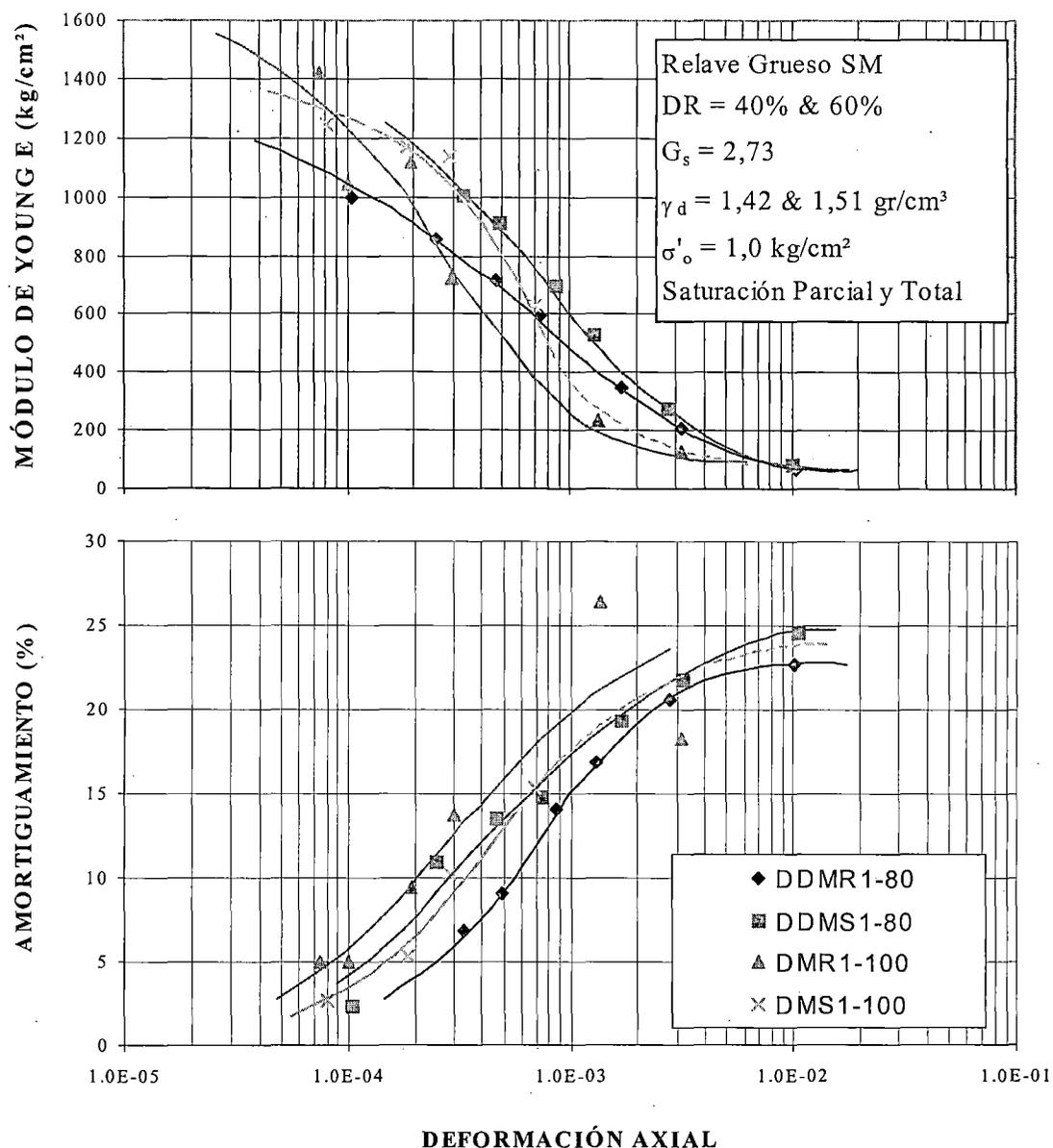
## ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA



**Fig. 5.9:** Influencia de la densidad relativa en condiciones de saturación parcial para un esfuerzo de confinamiento efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>. Relave 2.

En la fig. 5.9 (condiciones de saturación parcial) se puede observar que el módulo de Young se incrementa hasta en un 30% cuando se pasa de una densidad relativa de 40% a 60% a pequeñas deformaciones siendo los valores semejantes para deformaciones unitarias del orden de  $1 \cdot 10^{-2}$ . Los valores de amortiguamiento se incrementan a bajas deformaciones reduciéndose este incremento para deformaciones mayores ( $1 \cdot 10^{-2}$ ).

## ENSAYO DE DEFORMACIÓN DINÁMICA



**Fig. 5.10:** Resumen de curvas de Módulo de Young y Amortiguamiento para el relave grueso considerado; a densidades relativas de 40.0% y 60.0% y un esfuerzo efectivo de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>. Relave 2.

### Leyenda

- DDMR1-80 = Saturación parcial y Densidad Relativa 40%.
- DMR 1-100 = Saturación total y Densidad Relativa 40%.
- DDMS1-80 = Saturación parcial y Densidad Relativa 60%.
- DMS1-100 = Saturación total y Densidad Relativa 60%.

## CAPITULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 CONCLUSIONES

##### 6.1.1 ENSAYOS DE RESISTENCIA CÍCLICA

Se presentan las siguientes conclusiones en lo que se refiere a los ensayos de resistencia cíclica:

##### **Relave Fino ML**

- Se verifica en general la ocurrencia del fenómeno de licuación en materiales de relave parcialmente saturados tanto finos como gruesos.
- El relave fino (77% de finos) presenta una resistencia cíclica a la licuación que se incrementa por el efecto de saturación parcial (Figs. 4.1 a 4.4), siendo este incremento para un esfuerzo efectivo de confinamiento de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente el doble del incremento hallado para un esfuerzo efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ .
- En el relave grueso "SM", se obtuvieron a una densidad relativa de 40% (Figs. 4.5 a 4.8) resultados similares a los obtenidos en el relave fino "ML", aunque en este caso los incrementos de resistencia cíclica son prácticamente los mismos cuando se pasa de un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  a  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .
- Se estimó que para una densidad relativa de 40% el relave grueso "SM" incrementa su resistencia cíclica en aproximadamente un 40% por el efecto de saturación parcial.
- Se verificó también en este relave grueso "SM" a 40% de Densidad Relativa que la relación de esfuerzos cíclicos para producir licuación disminuye con el incremento de esfuerzo efectivo de confinamiento en aproximadamente un 20%. Este último comportamiento ha sido descrito por Castro y Poulos (1977) durante ensayos en suelos arenosos.
- El comportamiento del relave "SM" descrito en el punto anterior se mantiene cuando se trabaja con una Densidad Relativa de 60%, siendo en este caso que la relación de esfuerzos cíclicos necesarios para causar licuación es hasta 50% mayor en el relave parcialmente saturado. Sin embargo, se observa que en este caso (DR=60%) la relación de esfuerzos para inducir licuación decrece en aproximadamente 30% cuando se pasa de un esfuerzo efectivo de confinamiento de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  a  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .
- El incremento de la densidad relativa de 40% a 60% produce en los relaves un incremento de su resistencia cíclica (Figs. 4.13 a 4.16) de aproximadamente 30% a 40%.
- Comparaciones entre el relave fino (ML) y el relave grueso (SM) en cuanto a su característica para alcanzar el estado de licuación inicial, muestra que a relaciones de

esfuerzos “bajos” el relave fino alcanza el estado de licuación inicial varios ciclos después de alcanzar el 10% de deformación, mientras que el relave grueso alcanzó el estado de licuación inicial casi simultáneamente con el 10% de deformación. Lo anterior permite concluir que los depósitos de relave construidos con material de relave fino como el utilizado en el presente trabajo, permitirá un mayor nivel de deformaciones antes de llegar al estado de licuación durante la ocurrencia de un sismo, en comparación al material de relave grueso utilizado en los ensayos.

- La tabla 4.14 del capítulo 4 permite concluir que el relave fino “ML” considerado (77% de finos) tiene igual o mayor susceptibilidad que el relave grueso “SM” para alcanzar el estado de licuación aun teniendo el relave fino una densidad seca ( $\gamma_d=1.56 \text{ gr/cm}^3$ ) mayor que la del relave grueso ( $\gamma_d=1.51 \text{ gr/cm}^3$ ).
- Por lo tanto, se verifica para estos relaves que al incrementarse el contenido de finos (por lo menos en los casos considerados) se observa una disminución de la resistencia cíclica para alcanzar el estado de licuación, lo cual se verifica también (Parra, 1990) en algunos suelos de origen natural como es el caso de Chimbote. De acuerdo con esto se puede concluir (Sing, 1996) que no está completamente clara la influencia de los finos no plásticos que tienen porcentajes mayores de 20% sobre suelos arenosos en términos de parámetros usualmente usados para arenas como son la Relación de Vacíos y la Densidad Relativa.

## 6.1.2 ENSAYOS DE DEFORMACIÓN DINÁMICA

### Relave ( $G_s=3.68$ )

- En el relave pesado ( $G_s=3.68$ ) se verifica, en general, un incremento del Módulo de Young tanto para el estado de saturación parcial como total, cuando se pasa de un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  a  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ , siendo esta diferencia más marcada en condiciones de saturación parcial.
- En lo que se refiere a los valores de amortiguamiento, estos poseen un comportamiento distinto en los estados de saturación parcial y total, ya que cuando se pasa de un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  a  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ , el relave en saturación total presenta valores de amortiguamiento menores, mientras que en saturación parcial los valores de amortiguamiento se incrementan con el incremento del esfuerzo efectivo.
- Se tiene un comportamiento distinto por la influencia del esfuerzo efectivo, cuando se comparan los resultados en saturación parcial y total de los valores de Módulo de Young, debido a que para un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  los

valores son menores en saturación parcial, pero para un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  los valores de Módulo de Young son mayores.

- Los valores de Amortiguamiento para el caso de este material tiene el mismo comportamiento descrito para los valores de Módulo de Young, es decir en saturación parcial a  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  presenta valores menores que en saturación total siendo lo inverso para un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .
- A partir de los valores y gráficos presentados se puede concluir que todas estas diferencias en valores que se presentan ya sea por saturación parcial ó variación del esfuerzo de confinamiento efectivo, prácticamente desaparecen para deformaciones unitarias del orden de  $10^{-2}$ .

### **Relave ( $G_s=2.73$ )**

- El Módulo de Young presenta mayores valores en estado saturado para una Densidad Relativa de 60% en comparación con los valores en saturación parcial. Para una Densidad Relativa de 40% se tienen valores iniciales de Módulo de Young más altos en saturación total pero esta situación se invierte a partir de cierta deformación ( $10^{-4}$ ) siendo en este caso los valores mayores en saturación parcial.
- Los valores de amortiguamiento par el caso considerado en el punto anterior tienen un comportamiento diferente. Para una Densidad Relativa de 60% prácticamente no existen diferencias en valores, mientras que para una Densidad Relativa de 40% los valores de Amortiguamiento son mayores a bajas deformaciones en saturación total comparado con los valores en saturación parcial.
- Los valores de Módulo de Young tienen un comportamiento en saturación total que varía debido a que no se presenta diferencias muy claras en todo el rango de deformaciones que se presentan en estos ensayos. En el estado de saturación parcial si se define claramente que los valores de Módulo de Young son mayores (aproximadamente 30%) para una Densidad Relativa de 60% comparado con los valores para una Densidad Relativa de 40%.
- Los valores de Amortiguamiento presentan un comportamiento distinto en saturación total y parcial, siendo estos mayores en saturación total para una Densidad Relativa de 40%, mientras que para una Densidad Relativa de 60% los valores mayores de Amortiguamiento se presentan en el estado de saturación parcial.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- En base a las investigaciones realizadas se recomienda una investigación más amplia de las propiedades dinámicas de los materiales de relave en condiciones no saturadas en el Perú, ya que como se menciona anteriormente se ha reportado la falla de depósitos que aparentemente se encontraban "secos". Esto resultará en un mejor planeamiento de la estabilidad física de depósitos de relave en estado de abandono.
- Lo anterior se ve reflejado también en los valores de parámetros dinámicos como el Módulo de Young que son muy distintos, teniéndose valores de  $5000 \text{ kg/cm}^2$  en uno y  $1500 \text{ kg/cm}^2$  para otro, aún cuando a los dos materiales les correspondería una clasificación SUCS de "SM" y por lo tanto ser estudiadas como arenas.
- En el capítulo dos se han mostrado ciertas curvas que permiten caracterizar mediante ensayos estáticos, límites de comportamiento contractivo y dilatante que brindan información de la susceptibilidad de los suelos a sufrir fenómenos ya sea licuación ó movilidad cíclica. En tal sentido se recomienda realizar ensayos triaxiales (como otro posible tema de tesis) en condiciones de consolidación anisotrópica que pueden ser realizados en el Equipo Triaxial Cíclico del CISMID, con el objeto de estudiar y reproducir estas curvas en materiales de relave o suelo natural en el Perú.
- En general, cuando se requiera hacer ensayos triaxiales ya sea estáticos ó dinámicos, se recomienda tener un especial cuidado con la preparación e instalación del espécimen en la celda triaxial, en particular el máximo de cuidado con la membrana que recubrirá el espécimen, ya que cualquier error puede conllevar al fracaso del ensayo con la consiguiente pérdida de días o semanas de trabajo.

## REFERENCIAS

- CHANEY, R. C. (1978): "Saturation Effects on the Cyclic Strength of Sands", Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.
- SHERIF, M. A., ISHIBASHI, I. AND TSUCHIYA, C. (1977) : "Saturation Effects on Initial Soil Liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103 N° GT 8, pp. 914-917.
- YOSHIMI, Y., TANAKA, K. AND TOKIMATSU K. (1989) : "Liquefaction Resistance of a Partially Saturated Sand", Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 29, N° 3, pp. 157-162.
- CASTRO, G., AND POULOS, STEVE J. (1977) : "Factors Affecting Liquefaction And Cyclic Mobility", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N°. GT6, pp. 501-515.
- PARRA MURRUGARRA, DENYS (1991) : "Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la Ciudad de Chimbote", Tesis de Grado para optar el Título de Ingeniero Civil, U.N.I., Lima, Perú.
- ISHIHARA, K., TRONCOSO, J., KAWASE, Y. AND TAKAHASHI, Y. (1980) : "Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials", Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 20, N° 4, pp. 127-142.
- MULILIS, J. P., (1975) : "The Effects of Methods of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of Sands", EERC Report 75-18, College of Engineering, University of California, Berkeley, Calif., July, 1975.
- LEE, K. L., AND SEED, H. B., (1967) : "Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, N°. SM5.
- SEED, H. B., AND IDRIS, I. M., (1970) : "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", EERC Report N°. 70-9, College of Engineering, University of California, Berkeley, Calif., Nov., 1970.
- VERDUGO ALVARADO, RAMON (1983) : "Influencia del Porcentaje de Finos en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relaves", Memoria para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Santiago, Chile.

GARGA, VINOD K., AND McKAY, LARRY D., (1984) : “Cyclic Triaxial Strength of Mine Tailings”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, N° 8, August, 1984.

BLACK, DAVID K., AND LEE, KENNETH L., (1973) : “Saturating Laboratory Samples by Back Pressure”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, N°. SM1, January 1973.

CASTRO, GONZALO (1975) : “Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands”, Journal of the Geotechnical Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 101, N° GT6, pp. 551-569.

### **REFERENCIAS “ONLINE”**

<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/what/what1.html>

<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/what/what2.html>

<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/when/when1.html>

<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/where/where1.html>

<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/why/why1.html>

<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/why/why2.html>

<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/how/how1.html>

<http://www.abag.ca.gov/bayarea/eqmaps/liquefac/bayaliqs.gif>

## **ANEXO I**

**NORMA ASTM DESIGNACIÓN: D 5311 – 92 (reaprobado 1996)**

**MÉTODO DE ENSAYO PARA RESISTENCIA TRIAXIAL CÍCLICA  
DE SUELOS BAJO CARGA CONTROLADA**

## ASTM DESIGNACIÓN: D 5311 – 92 (reaprobado 1996)

### MÉTODO DE ENSAYO PARA RESISTENCIA TRIAXIAL CÍCLICA DE SUELOS BAJO CARGA CONTROLADA

Esta norma esta editada bajo la designación fija D 5311. El número que le sigue inmediatamente después de la designación, indica el año de la adopción original o, en el caso de revisión, indica el año de la última revisión. El número en paréntesis indica el año de la última reaprobación. El superíndice épsilon ( $\epsilon$ ) indica un cambio de editorial desde de la última revisión o reprobación.

#### 1. Alcance

1.1 Este método de ensayo incluye la determinación de la resistencia cíclica (algunas veces denominada potencial de licuación) de suelos saturados tanto en condiciones inalteradas como remoldeadas, mediante la técnica triaxial cíclica de carga controlada.

1.2 La resistencia cíclica de un suelo se evalúa con relación a diversos factores, incluyendo: el desarrollo de la deformación axial, la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado, el número de ciclos de aplicación de esfuerzo, el desarrollo del exceso de presión de poros y el estado de esfuerzos efectivos. En la referencia (1) se incluye una extensa revisión de los factores que afectan los resultados del ensayo triaxial cíclico.

1.3 Los ensayos de resistencia triaxial cíclica son llevados a cabo bajo condiciones no drenadas, para simular esencialmente condiciones no drenadas en campo durante terremotos u otra carga cíclica.

1.4 Los ensayos de resistencia triaxial cíclica son del tipo destructivo. La falla se puede definir de acuerdo al número de ciclos de esfuerzo requeridos para alcanzar una cierta deformación límite o una relación de presión de poro de 100%. Ver sección 3, Terminología.

1.5 Generalmente este método de ensayo es aplicable para ensayar suelos no cohesivos de permeabilidad relativamente alta. Cuando se ensayan materiales bien graduados, limos o arcillas, se debe tener en cuenta que las presiones de poros monitoreadas en los extremos del espécimen no representan en general los valores de presión de poro en todo el espécimen. Sin embargo, este método de ensayo puede ser utilizado para ensayar cualquier tipo de suelo, si los suelos en cuestión reciben consideraciones especiales tanto durante el ensayo como cuando se evalúan los resultados del ensayo.

1.6 Existen ciertas limitaciones inherentes al uso de los ensayos triaxiales cíclicos para simular las condiciones de esfuerzo y deformación de un elemento del suelo en el campo durante un terremoto.

1.6.1 Las placas en los extremos del espécimen imponen condiciones no uniformes de esfuerzo. Esto puede causar una redistribución de la relación de vacíos dentro del espécimen durante el ensayo.

1.6.2 En especímenes consolidados isotópicamente ocurre un cambio de  $90^\circ$  en la dirección del esfuerzo principal mayor ocurre durante las dos mitades del ciclo de carga.

1.6.3 El máximo esfuerzo de corte cíclico que se puede aplicar al espécimen es controlado por las condiciones de esfuerzo al final de la consolidación y por las presiones de poro generadas durante la prueba. Para un espécimen contractivo (que disminuye de volumen) consolidado isotrópicamente y ensayado en comprensión cíclica, el máximo esfuerzo de corte cíclico que se puede aplicar al espécimen es igual a la mitad del esfuerzo axial total inicial. Puesto que los suelos sin cohesión no son capaces de resistir esfuerzos de tracción, los esfuerzos de corte cíclicos mayores que este valor, tienden a levantar la placa superior del espécimen de suelo. Asimismo, a medida que la presión de poro se incrementa durante ensayos realizados en especímenes consolidados isotrópicamente, el esfuerzo de confinamiento efectivo se reduce, contribuyendo a la tendencia del espécimen a estrecharse durante la etapa de extensión del ciclo de carga, anulando los resultados del ensayo más allá de ese punto.

**1.6.4** Si bien es recomendable que se obtengan especímenes inalterados de buena calidad siempre que esto sea posible para ensayos de resistencia cíclica, algunas veces es necesario reconstituir o remoldear especímenes de suelos. Se ha demostrado que diferentes métodos de remoldeo de especímenes a la misma densidad, pueden dar como resultado resistencias cíclicas significativamente diferentes. Especímenes inalterados serán casi siempre más resistentes que especímenes remoldeados.

**1.6.5** La interacción entre el espécimen, la membrana y el fluido confinante tiene una influencia en el comportamiento cíclico. Los efectos de deformación (compliance) de la membrana no pueden ser considerados directamente en el procedimiento de ensayo o en la interpretación de los resultados. Los cambios en la presión de poro pueden causar cambios en la penetración de la membrana en especímenes de suelos no cohesivos. Estos cambios pueden influenciar significativamente en los resultados del ensayo.

**1.6.6** El esfuerzo de confinamiento total medio es asimétrico durante la aplicación de esfuerzos de compresión y extensión cuando la presión de cámara es constante. Esto resulta completamente diferente de los esfuerzos simétricos en el caso del corte simple de licuación del suelo.

**1.7** Los valores expresados en unidades de Libra-Pulgada y en unidades SI se pueden considerar separadamente. Los valores en paréntesis sirven únicamente como información.

**1.8** Esta norma no contempla la solución de todos los problemas relacionados con la seguridad, relacionado a su uso. Es responsabilidad del usuario de esta norma establecer medidas apropiadas de seguridad y de salubridad y determinar el campo de aplicación de las restricciones reglamentarias previas al uso.

## **2. Documentos de Referencia**

### **2.1 Normas ASTM**

- D422 Método de ensayo para la determinación de tamaño de partículas
- D653 Terminología relacionada con suelos, rocas y fluidos contenidos.
- D854 Métodos de ensayo para la determinación de la gravedad específica de suelos
- D1587 Método para el muestreo de suelos mediante el tubo de pared delgada
- D2216 Método de ensayo para la determinación del contenido de humedad de suelos y rocas en el laboratorio
- D2850 Método de ensayo para la resistencia no consolidada, no drenada de suelos cohesivos en comprensión triaxial
- D4220 Prácticas para preservar y transportar especímenes de suelos
- D 4253 Método de ensayo para la determinación de la densidad índice máxima y peso unitario de suelos mediante mesa vibratoria
- D4254 Método de ensayo para la determinación de la densidad índice mínima y peso unitario de suelos y cálculo de la densidad relativa
- D4318 Método de ensayo para la determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos
- D4767 Método de ensayo para la prueba de compresión triaxial consolidada-no drenada en suelos cohesivos

## **3. Terminología**

### **3.1 Definiciones:**

**3.1.1** Las definiciones de términos utilizados en este método de ensayo (incluyendo licuación) están de acuerdo con la terminología D653. Las descripciones adicionales de los términos son definidas en 3.2, 10.2 y en la Fig. 1.

**3.2** Descripciones de términos específicos para esta norma:

**3.2.1 Relación de presión de poro completa o de 100%** - una condición donde  $\Delta u$  es igual a  $\sigma'_{3c}$ .

**3.2.2 Relación de presión de poros pico** - relación de presión de poro máxima medida durante una secuencia de carga dada.

**3.2.3 Deformación pico (amplitud simple)** - deformación axial máxima (desde el origen o desde el paso inicial) en compresión o en extensión producida durante una secuencia de carga dada.

**3.2.4 Deformación pico a pico (amplitud doble)** - diferencia entre la deformación axial máxima en compresión y en extensión durante un ciclo dado bajo condiciones de carga cíclica.

**3.2.5 Relación de presión de poro** - relación, expresada como porcentaje, del cambio del exceso de presión de poro,  $\Delta u$ , al esfuerzo efectivo principal menor,  $\sigma'_{3c}$ , en la etapa final de la consolidación primaria.

#### **4. Resumen del Método de Ensayo**

**4.1** Un espécimen cilíndrico de suelo es sellado en una membrana de caucho impermeable y confinado en una cámara triaxial, en la cual es sometido a una presión de confinamiento. Se aplica una carga axial a la parte superior del espécimen mediante una varilla de carga.

**4.2** Los especímenes se consolidan isotrópicamente (igual esfuerzo radial y axial). Las conexiones de las líneas en las placas superiores e inferiores del espécimen permiten el flujo del agua durante la saturación, la consolidación y medición de la presión de poro durante la carga cíclica.

**4.3** Después de la saturación y la consolidación, el espécimen es sometido a una carga axial que varía en forma sinusoidal por medio de la varilla de carga conectada a la placa superior del espécimen. Se monitorean la carga cíclica, el desplazamiento axial del espécimen y el desarrollo de la presión de poro con el tiempo.

**4.4** El ensayo se realiza bajo condiciones no drenadas para aproximar esencialmente las mismas condiciones de campo, a las que el suelo se encuentra durante la ocurrencia de terremotos u otra carga de naturaleza dinámica. La carga cíclica generalmente genera un incremento de la presión de poro en el espécimen, dando como resultado una disminución en el esfuerzo efectivo y un incremento en el desplazamiento axial cíclico del espécimen.

**4.5** La falla puede ser definida en uno de los siguientes casos: cuando el exceso de presión de poro pico es igual al esfuerzo de confinamiento efectivo inicial; cuando la relación de presión poro llegar a ser 100% (algunas veces llamada licuación inicial); o en términos de una cierta deformación cíclica o una deformación permanente.

#### **5. Importancia y Uso**

**5.1** Los resultados del ensayo de resistencia triaxial cíclica se utilizan para evaluar la capacidad de un suelo para resistir esfuerzos de corte inducidos en una masa de suelo debido a un terremoto o alguna otra carga de naturaleza cíclica.

**5.1.1** Los ensayos de resistencia triaxial cíclica se pueden efectuar con diferentes valores del esfuerzo de confinamiento efectivo en especímenes consolidadas isotrópicamente, con la finalidad de proporcionar datos que se requieren para estimar la estabilidad cíclica de un suelo.

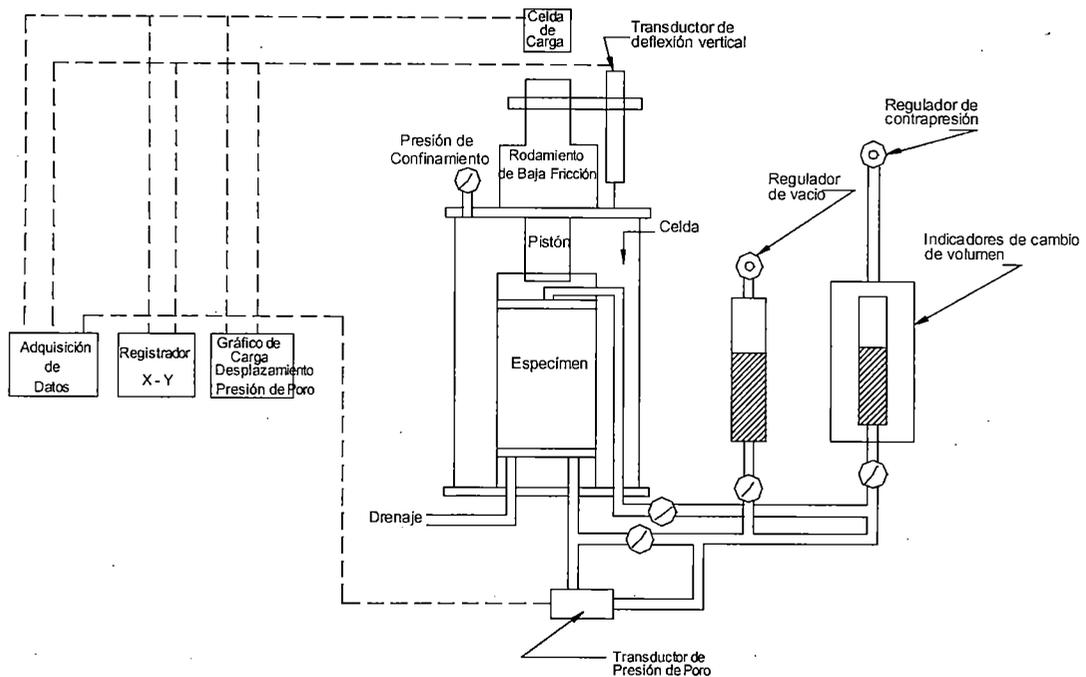
**5.1.2** Los ensayos de resistencia triaxial cíclica se pueden realizar con un solo esfuerzo de confinamiento efectivo, usualmente igual a  $100 \text{ kN/m}^2$ , u otros esfuerzos considerando especímenes consolidados isotrópicamente, con la finalidad de comparar los resultados de resistencia cíclica para un tipo particular de suelo con resultados de otros suelos. Referencia (2).

**5.2** El ensayo triaxial cíclico es una técnica utilizada comúnmente para determinar la resistencia cíclica del suelo.

5.3 La resistencia cíclica depende de muchos factores, incluyendo la densidad, el esfuerzo de confinamiento, el esfuerzo cortante cíclico aplicado, la historia de esfuerzos, la estructura granular, la edad del depósito del suelo, el procedimiento de preparación del espécimen y la frecuencia, uniformidad y forma de la onda cíclica. Es por eso que se debe prestar atención a los detalles del ensayo y del equipo.

## 6. Aparatos

6.1 En muchas formas, el equipo triaxial apropiado para realizar ensayos de resistencia triaxial cíclica es similar al equipo utilizado para el ensayo de compresión triaxial no consolidado-no drenado (ver método de ensayo D2850) y aquel utilizado para el ensayo de compresión triaxial consolidado-no drenado (ver método de ensayo D4767). Sin embargo, existen características especiales descritas en las siguientes subsecciones que se requieren para efectuar ensayos triaxiales cíclicos aceptables. En la Fig. 1 se muestra una representación esquemática de un típico ensayo de resistencia triaxial cíclica bajo carga controlada.



**Fig. 1:** Representación Esquemática del Equipo del Ensayo de Resistencia Triaxial Cíclico bajo Carga Controlada.

**6.2 Celda de Compresión Triaxial** - las consideraciones primarias en la selección de la celda están relacionadas con las tolerancias para el pistón, la placa superior y el sello del pistón de baja fricción.

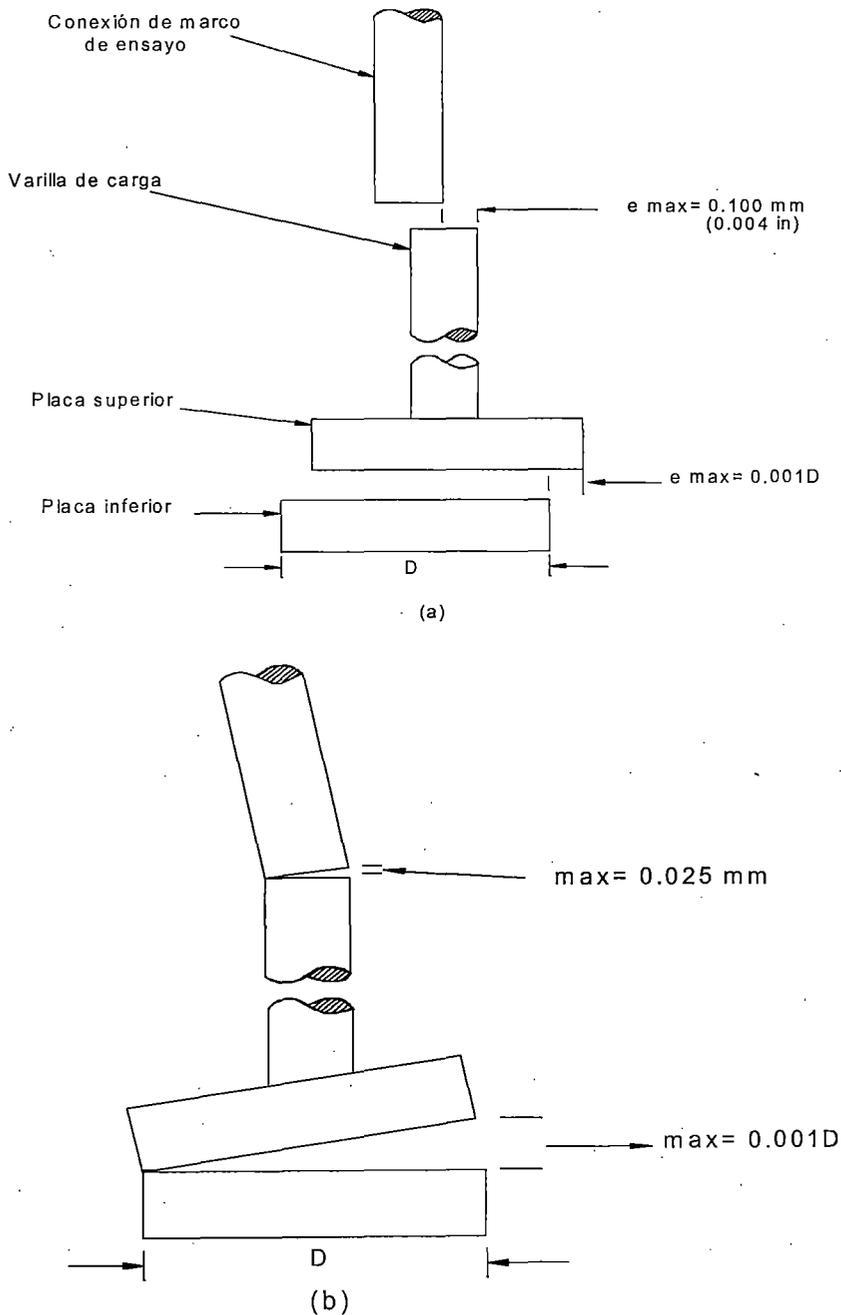
6.2.1 Se deben utilizar dos rodamientos de bolas lineales o soportes similares para guiar la varilla de carga de modo de minimizar la fricción y mantener la alineación.

6.2.2 El diámetro de la varilla de carga debe ser tal que permita minimizar la flexión lateral. Un diámetro mínimo de la varilla de carga igual a 1/6 el diámetro del espécimen ha sido utilizado satisfactoriamente en muchos laboratorios.

6.2.3 El sello de la varilla de carga es un elemento esencial en el diseño de la celda triaxial para ensayos cíclicos de suelos. El sello debe ejercer una fricción despreciable en la varilla de carga. La fricción máxima aceptable del pistón, sin la aplicación de las correcciones de carga, es

comúnmente del orden de  $\pm 2\%$  de la carga cíclica de amplitud simple máxima aplicada al espécimen. El uso de una boquilla de aire como se recomienda en el documento de la referencia (3) permitirá cubrir estos requerimientos.

**6.2.4** La alineación de las placas superior e inferior es crítica para evitar la falla prematura del espécimen causada por la aplicación de un estado de esfuerzo no uniforme al espécimen: Se ha reportado que celdas triaxiales con varillas separadoras internas que permiten ajustar la alineación antes de la colocación de la cámara, trabajan satisfactoriamente en varios laboratorios. Este tipo de celdas permite la colocación de la pared acrílica después de que el espécimen se encuentre entre las placas de carga. En la Fig. 2 se muestran los límites aceptables de excentricidad y paralelismo de las placas.



Nota: (a) excentricidad y (b) paralelismo

**Fig. 2:** Límites Aceptables para el Alineamiento de las Placas y Varilla de Carga

**6.2.5** Debido a que en un ensayo triaxial cíclico las cargas pueden ser ejercidas en los especímenes tanto en compresión como en extensión, la varilla de carga deberá estar conectada a la placa superior por varillas rectas apoyadas mediante un respaldo en el pistón que se ajusta a la placa.

**6.2.6** Se deberá proveer de drenaje al espécimen en las placas superiores e inferiores.

**6.2.7 Discos Porosos** - El espécimen deberá ser separado del cabezal y de su base por medio de discos porosos rígidos de un diámetro igual al del espécimen. El coeficiente de permeabilidad de los discos deberá ser aproximadamente igual al de una arena fina  $1 \times 10^{-4}$  cm/s. Los discos deberán ser regularmente controlados para determinar si se han obstruido.

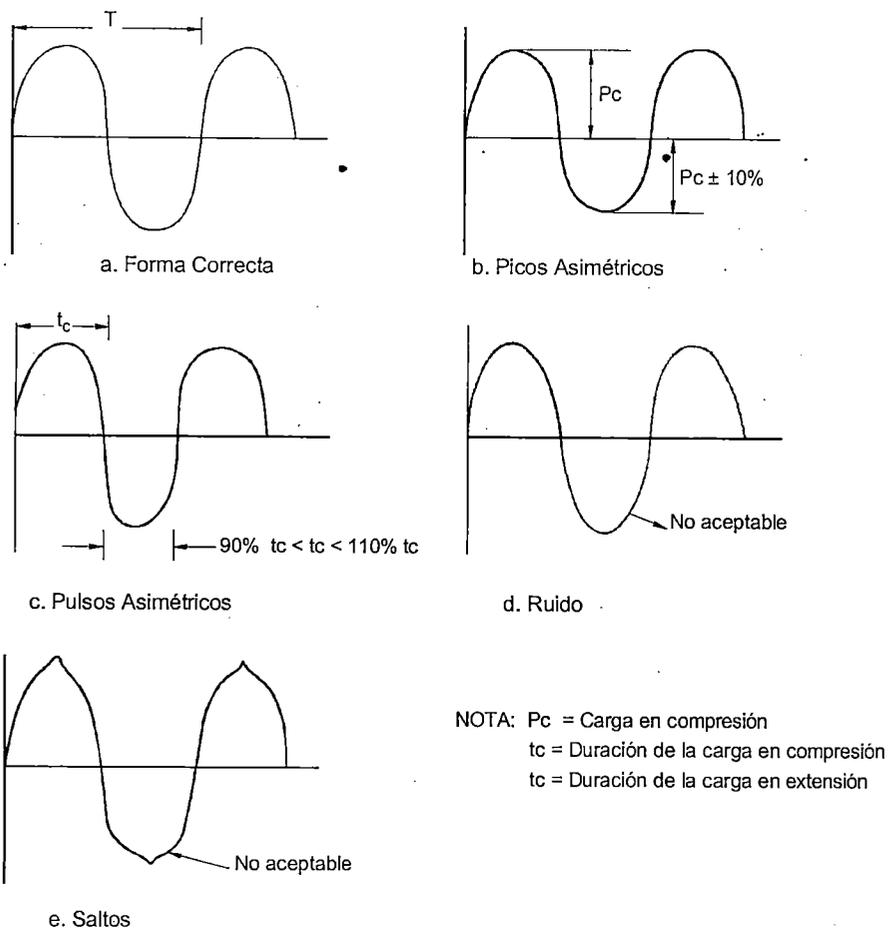
**6.3** El equipo de carga dinámico utilizado en ensayos triaxiales cíclicos de carga controlada, deberá ser capaz de aplicar una carga sinusoidal uniforme para rangos de frecuencia comprendidos entre 0.1 y 2.0 Hz. Se prefiere una frecuencia de 1.0 Hz. El dispositivo de carga deberá ser capaz de mantener cargas cíclicas uniformes por lo menos hasta deformaciones de 20% pico a pico. Los picos de carga de compresión y de extensión asimétricos, la no-uniformidad de la duración del pulso, el ruido o la disminución de carga en grandes deformaciones no deben exceder la tolerancia ilustrada en la Fig. 3. El equipo también debe ser capaz de aplicar la carga cíclica a partir de una carga estática inicial en la varilla de carga. Es necesario evaluar la uniformidad del gráfico de la carga en el estado de la falla para de este modo asegurar que se obtengan los criterios de uniformidad de la carga presentados en las secciones anteriores. Se debe mostrar lo anterior de una forma apropiada calculando el porcentaje de desviación de la carga ( $P_{\text{error}}$ ), entre la carga máxima ( $\Delta P_{\text{max}}$ ) sobre el ciclo de carga inicial y la carga medida en el ciclo n-ésimo. Así:

$$\Delta P_{\text{max}} = (\Delta P_c + \Delta P_e)_{\text{max}}$$

$$P_{\text{error}} = \frac{[(\Delta P_c + \Delta P_e)_{\text{max}} - (\Delta P_c + \Delta P_e)_n] \times 100}{(\Delta P_c + \Delta P_e)_{\text{max}}}$$

$P_{\text{error}}$  debe ser menor de 5% a deformaciones axiales de  $\pm 5\%$  donde:

- $\Delta P_{\text{max}}$  = carga máxima,
- $\Delta P_c$  = cambio en la carga pico aplicada en compresión,
- $\Delta P_e$  = cambio en la carga pico aplicada en extensión, y
- $\Delta P_{\text{error}}$  = porcentaje de desviación de la carga.



**Fig. 3:** Ejemplos de Formas de Onda de Carga Sinusoidal Aceptables e Inaceptables para Ensayos de Resistencia Triaxial Cíclica

**Nota 1** - Para menos de 20 ciclos, en especímenes con alto contenido de finos, pueden ocurrir distribuciones de presiones de poro no uniformes.

**6.4 Equipo de Registro** - se requieren transductores de carga, desplazamiento y de presión de poro para monitorear el comportamiento del espécimen durante la etapa de carga cíclica. Se considera opcional el monitoreo de la presión de cámara durante la aplicación de carga. (ver Tabla 1).

**6.4.1 Medición de la Carga Axial** - los dispositivos que miden la carga cíclica máxima deseada pueden consistir de un anillo de carga, una celda de carga electrónica, una celda de carga hidráulica o cualquier otro dispositivo de medición de carga capaz de medir la carga axial con una exactitud aproximada al  $\pm 1\%$  de la carga axial. Generalmente, la capacidad de la celda de carga no debe ser mayor que cinco veces la carga máxima total aplicada al espécimen de ensayo para asegurar que se alcance la exactitud de la medición necesaria. Las características del rendimiento mínimo de la celda de carga se presentan en el Tabla 1.

**6.4.2 Medida del Desplazamiento Axial** - los dispositivos para la medición de desplazamientos tales como el transformador diferencial variable lineal (LVDT), los transductores de desplazamiento tipo potenciómetro y los sensores de corriente parásita pueden ser utilizados si tienen una exactitud de  $\pm 0.02\%$  de la altura inicial del espécimen (ver Tabla 1). Para realizar mediciones exactas de desplazamientos se requiere que el transductor sea montado apropiadamente para evitar la compresión excesiva del sistema mecánico entre el marco de carga, la celda triaxial, la celda de carga y el pistón de carga.

**6.4.3 Transductor de Presión de Poro** - la presión de poro del espécimen deberá ser medida dentro del rango de  $\pm 2$  kPa. Durante la carga cíclica, la presión de poro deberá ser medida de tal manera

que se reduzca al mínimo la cantidad de agua que fluya hacia el interior o exterior del espécimen. Para lograr esto durante la etapa de carga cíclica se debe utilizar un transductor de presión electrónico muy rígido. El dispositivo de medición deberá tener una deformación (compliance) de todas las partes ensambladas del sistema de medición de presión de poro relacionado al volumen total del espécimen cumpliendo los siguientes requerimientos:

$$\frac{\Delta V/V}{\Delta u} < 3.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$$

donde:

$\Delta V$  = cambio de volumen del sistema de medición de presión de poro debido al cambio de presión de poro,  $\text{m}^3$ ,

$V$  = volumen total del espécimen,  $\text{m}^3$ , y

$\Delta u$  = cambio de presión de poro kPa.

Las presiones de poro deberán ser medidas utilizando la(s) línea(s) de drenaje dirigidas al cabezal o a la base del espécimen o a ambas.

**6.4.4 Sistema de Registro** - el comportamiento del espécimen se evalúa a partir del registro continuo de tiempo de la carga aplicada, del desplazamiento axial y del cambio de presión de poro. Si el comportamiento del espécimen va a ser monitoreado con precisión cuando se alcanzan las condiciones de falla, es esencial una respuesta rápida del sistema de registro. En la Tabla 1 se presentan las características de la respuesta requerida. La resolución de cada variable deberá ser mayor que el 2% del valor máximo a ser medido.

**Tabla 1: Adquisición de Datos**

Características de Respuesta Mínima para Ensayos de Resistencia Triaxial Cíclica			
1. Registradores Analógicos: Velocidad de registro: 0.5 a 50 cm/s; precisión del sistema (incluyendo linealidad e histéresis): <sup>A</sup> 0.5%; frecuencia de respuesta: 100 Hz.			
2. Registradores Digitales: Velocidad mínima de muestreo: 40 datos por ciclo.			
3. Transductores de Medición:			
	Celda de Carga	Transductor de Desplazamiento (LVDT) <sup>B</sup>	Presión de Poro
Sensitividad mínima, mV/V	2	0.2 mV/0.025 mm/V (AC LVDT) 5 mV/0.025 mm/V (DC LVDT)	2
No linealidad, % escala máxima	±	±0.25	±0.5
Histéresis, % escala máxima	±0.25	0.0	±0.5
Repetibilidad, % escala máxima	±0.10	±0.01	±0.5
Efecto térmico de ajuste a cero o sensibilidad, % de escala máxima /°C	±0.005	...	±0.02
Deflexión máxima al valor nominal máximo en mm	0.125	...	...
Características de cambio de volumen, $\text{cm}^3/\text{kPa}$		...	$<2.4 \times 10^{-4}$

<sup>A</sup> La frecuencia de respuesta del sistema, la sensibilidad, y la linealidad son funciones del sistema de interface electrónico, la performance del sistema de acondicionamiento de la señal usado, y otros factores. Es, por consiguiente, una necesidad verificar y calibrar los parámetros anteriores como un sistema total y no solo como componentes.

<sup>B</sup> Los transductores LVDT, a diferencia de los transductores de deformación, no pueden ser suministrados con datos de calibración significativos. La sensibilidad del sistema es una función de la frecuencia de excitación, del cable de carga, características del amplificador de fase y otros factores. Es necesario calibrar cada sistema LVDT-cable-instrumento después de la instalación y usar una norma conocida.

**6.4.5 Dispositivo de Medición del Cambio de Volumen** - el volumen de agua que ingresa o sale del espécimen deberá ser medido con una precisión de aproximadamente  $\pm 0.05\%$  del volumen total del espécimen. El dispositivo de medición del volumen usualmente es una bureta, sin embargo puede ser cualquier otro dispositivo que cumpla el requisito de precisión. El dispositivo debe ser capaz de soportar la presión de cámara máxima.

**6.5 Válvulas** - los cambios de volumen debido a la apertura o cerrado de las válvulas pueden resultar en mediciones inexactas de cambio de volumen y de presión de poro. Por esta razón, las válvulas del sistema de drenaje del espécimen deberán ser del tipo que producen mínimos cambios de volumen debido a su operación. Se puede asumir que una válvula produce un cambio mínimo de volumen si al abrirla o cerrarla, en un sistema de presión de poro saturada y cerrada, no induce un cambio de presión mayor que  $\pm 0.7$  kPa. Todas las válvulas deberán ser capaces de soportar las presiones aplicadas sin que ocurran fugas.

**Nota 2** – se sabe que las válvulas de globo poseen características de cambio mínimo de volumen, sin embargo se pueden utilizar cualquier otro tipo de válvulas que tengan características adecuadas.

**6.6 Dispositivo de Medición del Peso** - el dispositivo de medición del peso del espécimen debe determinar la masa del mismo con una precisión de aproximadamente  $\pm 0.05\%$  de la masa total del espécimen.

**6.7 Dispositivo de de-aereación del Agua** - la cantidad de gas (aire) disuelto en el agua utilizada para saturar el espécimen puede disminuirse por medio de ebullición, calentamiento y extracción con vacío o por medio de cualquier otro método que cumpla el requerimiento para saturar el espécimen dentro de los límites impuestos por la contrapresión máxima disponible y el tiempo para realizar el ensayo.

**6.8 Ambiente de Ensayo** - las etapas del ensayo referidas a la consolidación y corte deben ser realizadas en un ambiente donde las fluctuaciones de temperatura sean menores de  $\pm 4^\circ$  C y no exista contacto directo con la luz solar.

**6.9 Aparatos Diversos** - herramientas para el tallado y ajuste del espécimen incluyendo una sierra metálica, una escobilla de acero, una caja de ingletes y un listón para el tallado vertical, aparatos para preparar especímenes compactados, expansor de membrana y anillos de caucho, cápsulas de contenido de humedad y hojas de datos deben ser utilizados en la medida que sean requeridas.

## **7. Muestreo**

**7.1** Se deberán tener cuidados especiales durante el muestreo y transporte de especímenes que serán utilizados en ensayos triaxiales cíclicos, debido a que la calidad de los resultados disminuye en gran medida con la disturbación de los especímenes. Los procedimientos descritos en las normas D1585 y D4225 incluyen además los aparatos que pueden ser utilizados para obtener especímenes apropiados de ensayo.

## **8. Preparación del Espécimen**

**8.1** Los especímenes deben ser cilíndricos y deben tener un diámetro mínimo de 51 mm. La relación altura-diámetro debe estar entre 2.0 y 2.5. El tamaño de la partícula más grande deberá ser menor que 1/6 del diámetro del espécimen. Si después del término de un ensayo, en la observación visual se encuentran partículas mayores, se debe puntualizar este hecho en el reporte de los datos de ensayo.

**8.2** El tallado de las muestras inalteradas para fines de ensayo, de forma tal de minimizar su disturbación, minimiza los cambios tanto en la densidad del espécimen como en el contenido inicial de humedad. Sin importar que método de tallado se utilice, es necesario tener bastante cuidado para asegurar que los extremos del espécimen resulten planos y paralelos. Se presenta a continuación un procedimiento para lograr estos criterios en especímenes congelados de arenas limpias (GP, SP-SM):

**8.2.1** Si se dispone de una máquina de fresado, cortar el tubo del espécimen longitudinalmente en dos partes diametralmente opuestas (ver Nota 3), utilizando un avance rápido y luego reducir las secciones con una sierra eléctrica. Si no se utiliza una máquina de fresado, cortar la sección deseada con una sierra eléctrica o un cortador de tubos con un collar rígido. Luego limpiar las asperezas de los extremos cortados del tubo y presionar el espécimen dentro del tubo. Tallar los extremos del espécimen en forma lisa y perpendicular a la longitud utilizando una caja de ingletes. Tener cuidado que el espécimen permanezca congelado durante la operación de tallado. Colocar el espécimen en la cámara triaxial e introducirlo en una membrana de jebe. Aplicar al espécimen un vacío parcial de 35 kPa y medir el diámetro y la altura de acuerdo al método indicado en 9.2, con la finalidad de calcular el volumen inicial del espécimen. Después que el espécimen ha sido descongelado proceder nuevamente a tomar sus medidas para determinar sus dimensiones inmediatamente antes de la saturación. El cambio de volumen durante el proceso de descongelamiento indica que pueden haber sido utilizadas inadecuadas técnicas de muestreo o preparación del espécimen.

**Nota 3** - No cortar la longitud total del tubo.

**8.2.2 Especímenes Inalterados.**- preparar especímenes inalterados a partir muestras inalteradas de gran tamaño o de otro tipo de muestras, de acuerdo al método D 1587 u otros procedimientos aceptables de muestreo no disturbado en tubo, preservados y transportados de acuerdo a las prácticas para muestras del grupo C y D indicadas en la Norma D 4220. Los especímenes obtenidos mediante muestreo en tubo pueden ser ensayados sin tallado sin embargo, es necesario cortar los planos de las superficies extremas y perpendiculares al eje longitudinal del espécimen, las características del suelo en este caso son tales que resulta una disturbación no significativa del espécimen. Se debe manipular cuidadosamente los especímenes para minimizar la disturbación, los cambios en la sección transversal o el cambio en el contenido de humedad. Los especímenes deben ser capaces de mantenerse en su propio estado. Si los efectos de compresión o cualquier tipo de disturbación notable serían causados por el mecanismo de extrusión, partir el tubo de muestreo longitudinalmente o cortarlo en secciones apropiadas para facilitar la remoción del espécimen con una disturbación mínima. Tallar los especímenes en un ambiente tal como una habitación con humedad controlada donde el cambio del contenido de humedad sea mínimo.

### **8.3 Especímenes reconstituidos:**

**Nota 4** - El método de reconstitución del espécimen afecta enormemente los resultados del ensayo.

**8.3.1** Existen diferentes métodos para reconstituir o remodelar especímenes. Uno de los siguientes métodos pueden ser utilizados. El método utilizado debe ser especificado en el reporte del ensayo.

**8.3.2 Método del Esparcido (alternativo)** - para esta técnica de preparación del espécimen, saturar el suelo inicialmente en un recipiente, esparcir el suelo en un molde lleno de agua y luego densificar a la densidad requerida mediante la vibración (4).

**8.3.3 Método de Vibración en Húmedo y en Seco (alternativo)** - en este procedimiento, compactar el material ya sea secado al horno, secado al aire o húmedo, en capas (típicamente en 6 a 7 capas) en una membrana alineada a un molde partido unido a la base inferior de la celda triaxial. Compactar el material antes pesado para cada capa mediante vibración, de modo de obtener el peso unitario seco requerido para obtener la densidad especificada. La superficie del suelo debe ser escarificada entre cada capa. Se debe resaltar que para obtener capas con densidades iguales, las capas inferiores tienen que ser ligeramente menos compactadas (5), puesto que la compactación de la capa que sigue densifica la arena de las capas inferiores. Después que la última capa se compacta parcialmente, poner la placa superior en su lugar y continuar la vibración hasta obtener el peso unitario seco.

**8.3.4 Método de Apisonamiento (alternativo)** - para este procedimiento (5) apisonar el suelo secado al aire o húmedo en capas en un molde. La única diferencia entre este método y el anterior es que cada capa es compactada manualmente en vez de utilizar un vibrador.

**8.3.5** Después que el espécimen se ha formado, colocar la placa superior en su lugar y sellar el espécimen con anillos de jebe o con bandas de jebe después de envolver los extremos de la

membrana sobre la placa de la base. Luego aplicar un vacío parcial de  $\leq 35$  kPa al espécimen y retirar el molde. Si la presión de confinamiento del ensayo es mayor de 103 kPa, aplicar un vacío completo al espécimen antes de retirar el molde. La aplicación de altos valores de vacío puede causar grandes cambios de volumen del espécimen. El volumen del espécimen debe ser medido antes y después de la aplicación del vacío para verificar esta ocurrencia.

## 9. Procedimiento

**9.1** Debido a la gran variedad de equipo triaxial actualmente en uso para realizar ensayos cíclicos en suelos, no es posible definir un procedimiento de ensayo paso a paso que sea compatible con las características de todos los tipos de equipos. Sin embargo, los siguientes procedimientos, serán comunes para cualquier ensayo de resistencia triaxial cíclica en especímenes saturados.

**9.2 Medida del Espécimen** – debido a que la densidad tiene una gran influencia en la resistencia triaxial cíclica, es imperativo que la determinación de este parámetro y las mediciones de cambio de volumen, sean hechas con precisión durante la saturación y la consolidación. Las condiciones iniciales del espécimen se deben basar en las medidas tomadas después que el molde es retirado (con el espécimen sometido a vacío). Tomar las medidas del diámetro usando una cinta de medición circunferencial con una aproximación a 0.025 mm. Tomar las medidas de la altura del espécimen utilizando calibradores o un equipo similar de medición, con una aproximación a 0.025 mm en 4 ubicaciones y medir la masa con una aproximación a 0.01 g para especímenes de 63.5 mm o menos de diámetro y 0.1 g para especímenes con diámetros mayores a 63.5 mm. Determinar los contenidos de humedad con aproximación a 0.1%, utilizando muestras del tallado del espécimen (ver Método de ensayo D 2216).

**9.3 Saturación** - el objetivo de la fase de saturación del ensayo es llenar todos los vacíos existentes en el espécimen con agua, sin inducir esfuerzos no deseables al espécimen o permitir que éste se expanda (a menos que se produzca la expansión bajo un esfuerzo de consolidación efectivo deseable). Por lo general la saturación se realiza aplicando una contrapresión al agua presente en los poros del espécimen, para disolver el aire después de: aplicar vacío al espécimen y al sistema de drenaje en seco (líneas, discos porosos, dispositivo de presión de poro, papel filtro o discos) y permitir que el agua desaireada sature el sistema mientras se mantiene el vacío; o saturando el sistema de drenaje mediante la ebullición en agua de los discos porosos y permitiendo que el agua fluya a través del sistema antes de instalar el espécimen. Se debe notar que se requiere algún tiempo para que el aire pueda ser disuelto. Por consiguiente, el hecho de retirar tanto aire como sea posible antes de aplicar la contrapresión, disminuirá la cantidad de aire que tendrá que ser disuelta y también disminuirá la contrapresión requerida para la saturación. Además, el aire remanente en el espécimen y en el sistema de drenaje, justo antes de la aplicación de la contrapresión, será disuelto con mayor facilidad si se utiliza agua desaireada para la saturación. El uso de agua desaireada también disminuye el tiempo y la contrapresión requerida para la saturación. Se han desarrollado muchos procedimientos para llevar a cabo la saturación. Se sugieren los siguientes:

**9.3.1** Comenzando con el sistema de drenaje inicialmente seco - incrementar el vacío parcial de 35 kPa que actúa en la parte superior del espécimen al máximo vacío disponible. Si el esfuerzo de consolidación efectiva bajo el cual la resistencia va a ser determinada es menor que el vacío máximo parcial, aplicar un vacío parcial más bajo a la cámara. La diferencia entre el vacío parcial aplicado al espécimen y la presión de la cámara nunca deberá exceder al esfuerzo de consolidación efectiva para el ensayo y nunca deberá ser menor de 35 kPa. Después de aproximadamente 2 horas (ver nota 5) dejar que el agua desaireada percole desde la parte inferior hacia la parte superior del espécimen bajo un vacío diferencial de menos de 20 kPa (ver nota 6).

**Nota 5.-** para especímenes de suelos cohesivos, el tiempo bajo el vacío máximo disponible se puede disminuir para evitar los efectos de secado como resultado de la sublimación.

**9.3.1.1** Siempre deberá existir un esfuerzo efectivo positivo de por lo menos 13 kPa en la parte inferior del espécimen durante esta parte del procedimiento. Cuando el agua aparece en la bureta conectada a la parte superior del espécimen, cerrar la válvula de la parte inferior del espécimen y

llenar la bureta con agua desaireada. Luego, reducir el vacío que actúa en la parte superior del espécimen a través de la bureta a la presión atmosférica mientras que simultáneamente se incrementa la presión de la cámara a una cantidad igual. Durante este proceso, la diferencia entre la presión de poro medida en la parte inferior del espécimen y la presión de cámara no se deberá exceder la presión de consolidación efectiva deseada. Cuando la presión de poro en la parte inferior del espécimen se estabiliza, proseguir con la contrapresión, tal como se describe en 9.3.3. Para verificar la estabilización, cerrar las válvulas de drenaje del espécimen y medir el cambio de la presión de poro en un intervalo de un minuto. Si el cambio es menor del 1% de la presión de cámara, se puede asumir que la presión de poro se ha estabilizado.

**9.3.1.2** En casos donde el vacío es limitado, se puede dejar filtrar lentamente gas carbónico, CO<sub>2</sub>, en forma ascendente desde la parte inferior del espécimen, mientras que éste está siendo remodelado o después que ha sido confinado en la cámara triaxial. El CO<sub>2</sub> desplazará el aire del espécimen y, siendo mucho más soluble en agua que el aire, hará posible que los pasos de saturación subsiguientes puedan ser llevados a cabo con mayor facilidad.

**Nota 6.-** para arcillas saturadas, no es necesaria la percolación, en este caso el agua se puede añadir simultáneamente en la parte superior e inferior.

**9.3.2 Comenzando con el Sistema de Drenaje Inicialmente Saturado** - después de llenar la bureta conectada a la parte superior del espécimen con agua desaireada, aplicar una presión de cámara de 35 kPa o menos y abrir las válvulas de drenaje del espécimen. Cuando la presión de poro en la parte inferior del espécimen se estabiliza, de acuerdo con el método descrito en 9.3.1, o cuando la lectura de la bureta se estabiliza, iniciar la aplicación de la contrapresión del espécimen.

**9.3.3 Aplicando la Contrapresión.-** simultáneamente incrementar la presión de la cámara y la contrapresión siguiendo por pasos con las válvulas de drenaje abiertas de modo que el agua desaireada de la bureta conectada a la parte superior e inferior del espécimen pueda fluir dentro del espécimen. Para evitar sobre esforzar el espécimen mientras se aplica la contrapresión, las presiones deben ser aplicadas en forma incremental con un tiempo adecuado entre cada incremento para permitir la estabilización de la presión de poro a través del espécimen. El valor de cada incremento podría ser de 35 kPa, 70 kPa, o aún 140 kPa, dependiendo de la compresibilidad del espécimen de suelo, de la magnitud del esfuerzo de consolidación efectivo deseado y del grado de saturación del espécimen justo antes de la adición del incremento. La diferencia entre la presión de cámara y la contrapresión durante la aplicación de esta última no deberá exceder de 35 kPa a menos que se considere necesario controlar la expansión del espécimen durante el procedimiento. Las diferencias entre la presión de cámara y la contrapresión también deberán permanecer dentro del ±5% cuando las presiones se eleven y dentro del ±2% cuando las presiones son constantes. Para verificar que la estabilización después de la aplicación de un incremento de la contrapresión o después de que el valor total de contrapresión haya sido aplicado, cerrar las válvulas de drenaje del espécimen y medir el cambio en la presión de poro en un intervalo de 1 minuto. Si el cambio en la presión de poro es menor que el 1% de la diferencia entre la presión de cámara y la contrapresión, añadir otro incremento de contrapresión o efectuar una medición del Parámetro de Presión de Poro B (sección 9.3.4) para determinar si la saturación ha sido completada. Un espécimen se puede considerar saturado si el valor de B es igual o mayor que 0.95, o si B permanece sin cambio con una adición de los incrementos de la contrapresión.

**Nota 7.-** la contrapresión total requerida para saturar un espécimen compactado puede ser tan alta como 1400 kPa si se utiliza el método de montaje húmedo.

**Nota 8.-** muchos laboratorios utilizan reguladores y transductores de presión diferencial para lograr los requerimientos para pequeñas diferencias entre la presión de cámara y la contrapresión.

**9.3.4 Medida del Parámetro B de Presión de Poro.-** el parámetro B de presión de poro está definida por la siguiente ecuación:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3$$

donde :

$\Delta u$  = cambio en la presión de poro del espécimen que ocurre como resultado de un cambio en la presión de cámara cuando las válvulas de drenaje del espécimen se encuentran cerradas, y  
 $\Delta\sigma_3$  = cambio en la presión de cámara.

El valor de B se determina como sigue:

**9.3.4.1** Cerrar las válvulas de drenaje del espécimen e incrementar la presión de cámara a 7 kPa.

**9.3.4.2** Determinar y registrar el valor máximo de la presión de poro inducida. Para algunos especímenes la presión de poro puede disminuir después de una respuesta inmediata y luego incrementarse ligeramente con el tiempo. Si esto ocurre graficar los valores de  $\Delta u$  con el tiempo y la presión de poro asintótica para calcular el cambio en la presión de poro. Un incremento significativo de  $\Delta u$  con el tiempo o un valor de  $\Delta u$  mayor que  $\Delta\sigma_3$  indica una penetración del fluido de la cámara en el espécimen o en el sistema de medición de la presión de poro. La disminución de los valores de  $\Delta u$  con el tiempo puede indicar alguna fuga en aquella parte del sistema de medición de presión de poro ubicada fuera de la cámara.

**9.3.4.3** Calcular el valor B utilizando la ecuación dada en 9.3.4.

**9.3.4.4** Aplicar nuevamente la misma presión de confinamiento efectiva (presión de cámara menos la contrapresión) cuyo valor era aquel que existía antes de verificar el valor B reduciendo la presión de cámara en 70 kPa o alternativamente aumentando la contrapresión en 70 kPa. Si el valor de B continúa incrementándose con el aumento de la contrapresión, proseguir con el proceso de saturación mediante contrapresión. Si el valor de B es igual o mayor a 0.95 o si el gráfico del valor de B versus la contrapresión no indica incremento adicional en el valor B con el incremento de la contrapresión, iniciar la consolidación.

**9.3.4.5** Durante el proceso de saturación, medir el cambio en la altura del espécimen con una aproximación de 0.025 mm. Además durante la saturación aplicar una carga axial al pistón (que se atornilla dentro de la placa superior) para compensar la fuerza de levantamiento en la varilla de carga, de modo que el espécimen se mantenga en un estado isotrópico u otro estado de esfuerzo conocido. Calcular la carga estática para mantener una condición isotrópica a partir de la siguiente ecuación:

$$P_s = \sigma_3 A_r \text{ menos el peso de la varilla de carga y la placa superior}$$

donde :

$P_s$  = carga estática de corrección del pistón.

$\sigma_3$  = presión de celda, y

$A_r$  = área transversal de la varilla de carga.

## **9.4 Consolidación:**

**9.4.1** Consolidar isotrópicamente el espécimen.

**9.4.2** La consolidación isotrópica se define como el estado donde el esfuerzo de consolidación efectiva vertical ( $\sigma'_{1c}$ ) es igual al esfuerzo de consolidación efectiva lateral ( $\sigma'_{3c}$ ). Para consolidar el espécimen isotrópicamente, mantener la contrapresión aplicada constante e incrementar la presión de cámara hasta que la diferencia entre la presión de cámara y la contrapresión sea igual a la presión de consolidación deseada. Aplicar una carga axial para equilibrar el levantamiento del pistón debido al incremento de la presión de cámara. Esto puede requerir la aplicación en forma incremental de la presión de consolidación para proporcionar tiempo suficiente para aplicar y ajustar la carga de elevación para el equilibrio. Medir los cambios en la altura del espécimen durante la consolidación con una aproximación de 0.025 mm y el cambio en el volumen con una aproximación de 0.1 ml.

9.4.3 Después de la consolidación, cerrar las válvulas de drenaje y observar la presión de poro por un período de tiempo para verificar que no haya ocurrido fugas a través de la membrana o en el sistema de presión de poro. Si el tiempo para la consolidación excede de 8 horas, determinar nuevamente el valor de B antes de aplicar la carga cíclica.

### 9.5 Carga Cíclica:

9.5.1 Estimar la magnitud de la carga cíclica que será aplicada para conseguir la relación de esfuerzo deseada, SR, con la siguiente ecuación:

$$P_c = 2 \times \sigma'_{3c} \times SR \times A_c$$

donde :

- $P_c$  = carga cíclica estimada que será aplicada al espécimen,
- $\sigma'_{3c}$  = presión de consolidación (presión de cámara menos contrapresión),
- SR = relación de esfuerzo deseada  $[\Delta\sigma_{3d}] / [2\sigma'_c]$ , y
- $A_c$  = área del espécimen después de la consolidación.

9.5.2 Si no existe todavía, formar un colchón de aire de buen espesor en la parte superior de la cámara triaxial evacuando agua desde la celda sin permitir que la presión de cámara disminuya. El colchón de aire se requiere para que el movimiento de pistón hacia dentro y hacia fuera de la cámara durante la aplicación de la carga cíclica no cree fluctuaciones de la presión cámara. El nivel de agua no debe disminuir por debajo de la parte superior del espécimen.

9.5.3 Cerrar las válvulas de drenaje y aplicar la carga cíclica en el espécimen con la primera mitad del ciclo en compresión utilizando una carga de tipo sinusoidal de 0.1 a 2 Hz, de modo que el esfuerzo varíe entre los valores picos de compresión y de extensión. Durante la carga cíclica mantener la presión de celda constante, debiéndose registrar la carga axial, el desplazamiento axial y el cambio en la presión de poro con el tiempo.

9.5.4 La carga cíclica es aplicada con la primera onda de esfuerzo en compresión.

9.5.5 La carga cíclica es aplicada hasta cuando ocurra uno de los siguientes casos: la deformación vertical de amplitud doble exceda de 20%; la deformación de amplitud simple ya sea en extensión o en compresión exceda de 20 %; 500 ciclos de carga o el número de ciclos de carga, especificado en el programa de ensayo sean excedidos; o la forma de la onda de carga se deteriora más allá de los valores aceptables.

**NOTA 9.-** Gilbelrt (4) ha encontrado que después de ocurrido más del 5% de deformación de amplitud doble en arenas, se puede observar una gran redistribución de la densidad indicando que los resultados sean totalmente dudosos.

**9.6 Retiro del Especimen** – luego de realizado el ensayo cíclico, retire cuidadosamente el espécimen de la celda triaxial de modo de no perder partículas de suelo, luego llevar al horno para el secado y determinar la masa para el cálculo del peso unitario.

## 10. Cálculo

10.1 Para evaluar los datos obtenidos de ensayos de resistencia triaxial cíclica realizados por separado, primero es necesario convertir el registro tiempo-historia de la carga y del desplazamiento en términos de esfuerzo y deformación cíclica y por otro lado, reducir el registro tiempo-historia de la presión de poro a una forma conveniente.

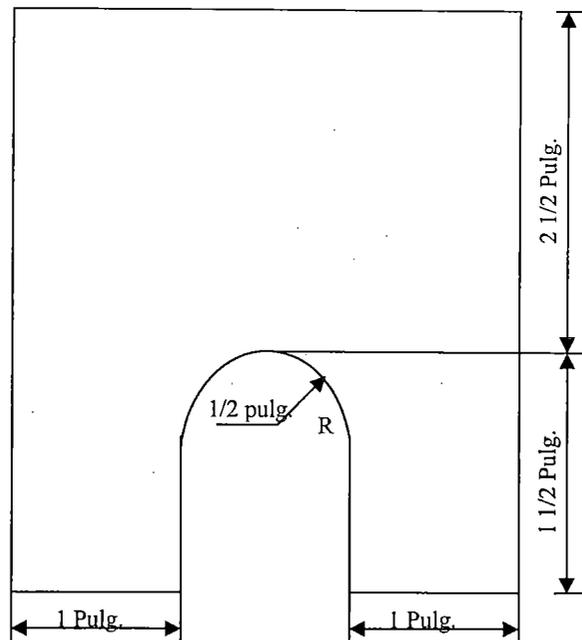
10.2 Calcular el esfuerzo cíclico, la deformación cíclica y la relación de presión de poro, definidos en la Fig. 4, utilizando las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= P_c/A_c \\ \sigma_e &= P_e/A_c \\ \sigma_a &= (\sigma_c + \sigma_e)/2 \\ &y\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= \delta_c / H_c \\ \varepsilon_e &= \delta_e / H_c \\ \varepsilon_{da} &= \varepsilon_c + \varepsilon_e \\ U &= u_{\max} / \sigma'_{3c} \text{ isotr\u00f3pico} \end{aligned}$$

donde:

- $\sigma_c$  = esfuerzo c\u00edclico pico en compresi\u00f3n,
- $\sigma_e$  = esfuerzo c\u00edclico pico en extensi\u00f3n,
- $P_c$  = cambio en la carga pico aplicada en compresi\u00f3n,
- $P_e$  = cambio en la carga pico aplicada en extensi\u00f3n,
- $A_c$  =  $V_c / H_c$  = \u00e1rea del espec\u00edmen despu\u00e9s de la consolidaci\u00f3n (\u00e1rea consolidada media)
- $j_a$  = esfuerzo axial c\u00edclico de amplitud simple promedio,
- $\pm \sigma_{dc}$  = esfuerzo desviador c\u00edclico de amplitud simple promedio,
- $\varepsilon_c$  = deformaci\u00f3n axial en compresi\u00f3n,
- $\varepsilon_e$  = deformaci\u00f3n axial en extensi\u00f3n,
- $\delta_c$  = desplazamiento axial c\u00edclico en compresi\u00f3n,
- $\delta_e$  = desplazamiento axial c\u00edclico en extensi\u00f3n,
- $H_c$  = altura del espec\u00edmen despu\u00e9s de la consolidaci\u00f3n,
- $\varepsilon_{da}$  = deformaci\u00f3n axial de amplitud doble, en porcentaje,
- $U$  = relaci\u00f3n de presi\u00f3n de poro c\u00edclica,
- $u_{\max}$  = m\u00e1ximo exceso de presi\u00f3n de poro inducida durante un ciclo, y
- $\sigma'_{3c}$  = esfuerzo efectivo de consolidaci\u00f3n isot\u00f3pico.



**Fig. 4:** Definici\u00f3n de Valores de Carga – Deformaci\u00f3n Medidos y Valores Esfuerzo – Deformaci\u00f3n Calculados para Ensayos de Resistencia Triaxial C\u00edclica

**10.3** Tabular los valores discretos de la carga, desplazamiento y presi\u00f3n de poro para valores diferentes del n\u00famero de ciclos que sean de inter\u00e9s y calcular los valores resultantes del esfuerzo, deformaci\u00f3n y la relaci\u00f3n de presi\u00f3n de poro para cada ciclo. Notar que los valores de esfuerzo y deformaci\u00f3n se calculan a partir de las dimensiones del espec\u00edmen despu\u00e9s de consolidaci\u00f3n. Evaluar la uniformidad de la forma de la carga en el estado de falla para asegurar que se logren los criterios de uniformidad de la carga presentados en secciones previas. Mostrar los resultados en

forma apropiada calculando el porcentaje de desviación de la carga ( $P_{error}$ ) utilizando la ecuación en 6.3.

## 11. Informe

11.1 Presentar suficientes datos de referencia para cada ensayo, de modo de definir adecuadamente el tipo de equipo de ensayo utilizado, las características de la celda triaxial y del sistema de monitoreo de la presión de poro, la velocidad de repetición de la carga, las características de la forma de la onda de carga, y el método para la preparación del espécimen. La información de referencia requerida para cada ensayo (o para series de ensayo si se mantienen constantes los procedimientos de ensayo), es presentada en la Tabla 2.

**Tabla 2: Información Requerida del Espécimen para Cada Ensayo**

1. Nombre del proyecto
2. Sondaje y número de muestra
3. Clasificación y descripción del suelo
4. Propiedades índice (curva granulométrica, límites de Atterberg, y gravedad específica como mínimo, y densidades máximas y mínimas cuando sean disponibles)
5. Técnica de preparación del espécimen utilizada
6. Diámetro, área y altura inicial y después de la consolidación
7. Contenido de humedad inicial y después de la consolidación
8. Peso unitario seco inicial y después de la consolidación
9. Densidad relativa inicial y después de la consolidación
10. Esfuerzos de consolidación ( $\sigma_{1c}$ y $\sigma_{3c}$ )
11. Grado de saturación (valor de B)
12. Registro tiempo-historia de la carga, desplazamiento y presión de poro

11.2 Los datos de los registros tiempo-historia o la presentación de los datos tabulados indicados en la Tabla 3 pueden ser utilizados para graficar cualquiera de las curvas siguientes las cuales resultan útiles en la evaluación de resultados de ensayos individuales.

$$\sigma_c = P/A_c$$

$$\sigma_e = P_e/A_c$$

$$\sigma_d = (\sigma_c + \sigma_e)/2$$

y

$$\varepsilon_c = \delta_c/H_c$$

$$\varepsilon_e = \delta_e/H_c$$

$$\varepsilon_{da} = \varepsilon_c + \varepsilon_e$$

11.2.1  $\varepsilon_{da}$  vs número de ciclos (N),

11.2.2  $\varepsilon_c$  vs N,

11.2.3  $\varepsilon_e$  vs N,

11.2.4  $\Delta\sigma_a$  vs N,

11.2.5  $\Delta\sigma_c$  vs N,

11.2.6  $\Delta\sigma_e$  vs N,

11.2.7  $\Delta u$  vs N,

11.2.8 U vs N,

11.2.9  $\sigma_{3(\min)}/\sigma_{3c}$  vs N, y

11.2.10  $P_{\text{error}}$  vs N.

11.2.11 En la mayoría de los casos, los gráficos 1, 4, 8 y 10 son adecuados para definir el comportamiento del espécimen en ensayos de resistencia triaxial cíclica.

**Tabla 3: Tabla Típica de Resultados de Resistencia Triaxial Dinámica**

(1) Número de Ciclos	(2) Máximo Exceso de Presión de Poro	(3) Relación de Presión de Poro	(4) Esfuerzo Cíclico	(5) Esfuerzo Vertical Cíclico Promedio
	$\Delta u_{\max}$	$U = \frac{\Delta u_{\max}}{\sigma'_{3c}}$	Compresión $\Delta\sigma_c$ Extensión $\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_a$
(6) Deformación Vertical Cíclica	(7) Deformación Vertical de Amplitud Doble		(8) Relación de Esfuerzo Cíclico	(9) Relación de Esfuerzo Cíclico en este Ciclo
Compresión $\epsilon_c$ Extensión $\epsilon_e$	$\epsilon_{da}$		$SR = \frac{\sigma_a}{2\sigma'_c}$	$SR_{ave}$
(10) Diferencia en Porcentaje De la Carga Programada			(11) Comportamiento Observado	
$\Delta P_{\text{error}}$			(deformación uniforme, estrechamiento de la muestra, etc.)	

11.3 Para el reporte de los resultados de una serie de ensayos de resistencia cíclica en especímenes consolidados isotrópicamente, el número de ciclos requeridos para que un espécimen alcance diferentes valores de la deformación axial de amplitud doble, son con frecuencia graficados versus la relación de esfuerzo cíclico.

$$SR = \frac{\sigma_a}{2\sigma'_{3c}}$$

De esta manera es posible normalizar los valores de resistencia de los especímenes ensayados con una densidad dada a diferentes presiones de confinamiento. Sin embargo, los valores de la relación de esfuerzo cíclico (SR) para cada ciclo de carga, mostrados en la columna 8 de la Tabla 3, no representan en forma alguna un valor promedio, como un promedio ponderado, de la relación de esfuerzo cíclico aplicada en ciclos previos. Calcular la relación de esfuerzo promedio como sigue:

$$SR_{ave} = (1/m) \sum SR_n \quad (n=1,m)$$

donde  $SR_{ave}$  es la relación de esfuerzo cíclico promedio hasta el ciclo m y  $SR_n$  es la relación de esfuerzo cíclico en el ciclo n. Para cada ensayo de resistencia cíclica la relación de esfuerzo cíclico promedio para licuación inicial y para los valores de deformación de amplitud doble de 2.5, 5, 10 y 20% deben ser tabulados como se muestra en la Tabla 4. Estos datos de ensayo realizados en el mismo material, a la misma densidad pueden ser combinados y graficados como SR versus valores de N, los que son llamados comúnmente curvas de resistencia del ensayo triaxial cíclico. El valor de  $SR_{ave}$  es necesario solo cuando  $P_{\text{error}}$  se presenta durante la deformación.

**Tabla 4: Valores Típicos de Resistencia Triaxial Cíclica Requeridos para Evaluar los Resultados de Series de Ensayos Dinámicos**

Relación de Esfuerzo Cíclico Promedio	Número de Ciclos para Licuación Inicial	Número de Ciclos para Desarrollar una Deformación Axial de Amplitud Doble			
		0.5%	5%	10%	20%

## 2. Precisión y Sesgo (Bias)

12.1 La variabilidad del suelo y la insuficiencia resultante para determinar un valor de referencia verdadera previene el desarrollo de un estado significativo de sesgo (bias). Los datos se evalúan para determinar la precisión de este método de ensayo. Además el subcomite está abocado en la tarea de buscar mayores datos de los usuarios de este método.

## 13. Palabras Claves

13.1 Ensayos consolidados-no drenados; suelos no cohesivos, ensayos de laboratorio, licuación, ensayos triaxiales.

## Referencias

- (1) Chan, C. K., "Low Friction Seal System", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, GT4, Sept. 1975.
- (2) Silver, M.L., Chan, C.K., Ladd, R.S., Lee, K.L., Tiedmann, D.A., Townsend, F.C., Valera, J. E., and Wilson, J.H., "Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 102, GT5, May. 1976.
- (3) Chaney, R., and Mullis, J., "Wet Sample Preparation Techniques" ASTM, Geotechnical Testing Journal, Vol 1, N° 2, June, 1978.
- (4) Gilbert, P., "Investigation of Density Variation in Triaxial Test Specimens of Cohesionless Soil Subjected to Cyclic and Monotonic Loading," Tech. Rept. GL-84-10, USA/COE, 1984.
- (5) Ladd, R.S., "Preparing Test Specimens Using Undercompaction," ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol 1, N° 1, 1978.

## **ANEXO II**

**NORMA ASTM DESIGNACIÓN: D3999-91**

**MÉTODO DE ENSAYO ESTANDAR PARA LA DETERMINACIÓN  
DE LAS PROPIEDADES DE MÓDULO Y AMORTIGUAMIENTO DE  
SUELOS USANDO UN EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO**

## ASTM DESIGNACIÓN: D 3999 – 91

### MÉTODOS DE ENSAYO ESTÁNDAR PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE MÓDULO Y AMORTIGUAMIENTO DE SUELOS USANDO UN EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO.

Esta norma esta editada bajo la designación fija D 3999. El número que le sigue inmediatamente después de la designación, indica el año de la adopción original o, en el caso de revisión, indica el año de la última revisión. El número en paréntesis indica el año de la última reaprobación. El superíndice épsilon ( $\epsilon$ ) indica un cambio de editorial desde de la última revisión o reprobación.

#### 1. Alcance

1.1 Estos métodos de ensayo incluyen la determinación de las propiedades del módulo y amortiguamiento de suelos en estados inalterados o reconstituidos, mediante la aplicación de técnicas de carga o deformación (stroke) triaxial cíclica controlada.

1.2 Se evalúan las propiedades triaxiales cíclicas de suelos relacionados con diferentes factores incluyendo: nivel de deformación, densidad, número de ciclos, tipo material, saturación y esfuerzos efectivos.

1.3 Estos métodos de ensayo son aplicables tanto a suelos finos como gruesos, según la definición del sistema unificado de clasificación de suelos o según la Clasificación D 2487. Los especímenes de ensayo pueden ser inalterados o reconstituidos por compactación en el laboratorio.

1.4 Se describen dos métodos de ensayo para utilizar una carga cíclica para determinar las propiedades de módulo de Young (E) y del amortiguamiento (D). El primer método de ensayo (A) permite la determinación de E y D usando un aparato de carga constante. El segundo método de ensayo (B) permite la determinación de E y D usando un aparato de deformación (stroke) constante. Los métodos indicados son:

1.4.1 *Método de Ensayo A* - este método de ensayo requiere la aplicación de una carga cíclica constante al espécimen de ensayo. Se usa para determinar el módulo de Young y el amortiguamiento bajo una condición de carga constante.

1.4.2 *Método de Ensayo B* - este método de ensayo requiere la aplicación de un desplazamiento o deformación cíclica constante al espécimen de ensayo. Se usa para determinar el módulo de Young y el amortiguamiento bajo una condición de deformación (stroke) constante.

1.5 Se deja al ingeniero o a la oficina que requiere el ensayo, el desarrollo y utilización de relaciones que ayuden a interpretar y evaluar los resultados de ensayo.

1.6 *Limitaciones* - existen ciertas limitaciones inherentes al uso de ensayos triaxiales cíclicos para simular las condiciones de esfuerzos y deformaciones en un elemento de suelo en el campo durante un terremoto.

1.6.1 Ciertas condiciones de esfuerzos no uniformes dentro del espécimen de ensayo, son impuestas por l cabezal y base del propio espécimen.

1.6.2 Durante las dos mitades del ciclo de carga en especímenes confinados isotrópicamente, ocurre un cambio de 90° en la dirección del esfuerzo principal mayor, mientras que en especímenes confinados anisotrópicamente, éste cambio ocurre a ciertos niveles de aplicación del esfuerzo cíclico.

1.6.3 El máximo esfuerzo axial cíclico que puede aplicarse a un espécimen saturado está controlado por las condiciones de esfuerzos existentes al final de la aplicación del esfuerzo de confinamiento y por las presiones de poro generadas durante el ensayo. Para un espécimen confinado isotrópicamente ensayado en compresión cíclica, el máximo esfuerzo axial cíclico que puede ser aplicado es igual al esfuerzo de confinamiento efectivo. Debido a que los suelos no cohesivos no son capaces de tomar esfuerzos de tracción, los esfuerzos axiales cíclicos mayores que este valor,

tienden a levantar el cabezal del espécimen de suelo. Asimismo, a medida que la presión de poro se incrementa durante ensayos realizados en especímenes confinados isotrópicamente, el esfuerzo de confinamiento efectivo se reduce, contribuyendo con la tendencia del espécimen a estrecharse durante la parte de extensión del ciclo de carga, anulando los resultados del ensayo más allá de ese punto.

**1.6.4** Si bien es recomendable que se obtengan especímenes inalterados de buena calidad, siempre sea posible, para realizar ensayos de resistencia cíclica, algunas veces es necesario reconstituir o remodelar especímenes de suelo. Se ha demostrado que diferentes métodos de remodelado de especímenes utilizando la misma densidad, pueden dar como resultado resistencias cíclicas significativamente diferentes. Especímenes inalterados serán casi siempre más resistentes que especímenes remodelados a la misma densidad.

**1.6.5** La interacción entre el espécimen, la membrana y el fluido confinante tiene una influencia en el comportamiento cíclico. Los efectos de deformación (compliance) de la membrana no pueden ser considerados directamente en el procedimiento de ensayo o en la interpretación de los resultados. Los cambios en la presión de poro pueden causar cambios en la penetración de la membrana en especímenes de suelos no cohesivos. Estos cambios pueden influir significativamente en los resultados del ensayo.

**1.6.6** A pesar de estas limitaciones, y tomando en cuenta los factores que pueden afectar los resultados del ensayo, los ensayos triaxiales cíclicos cuidadosamente llevados a cabo pueden proporcionar datos del comportamiento cíclico de suelos con un adecuado grado de exactitud, para una apropiada evaluación de valores de módulos y de amortiguamiento para niveles de deformación cortante debajo de 0.5%.

**1.7** Los valores expresados ya sea en unidades SI o Libra-Pulgada, deben ser considerados separadamente. Los valores en cada sistema pueden no ser exactamente equivalentes, por lo tanto, cada sistema debe ser usado independientemente del otro, sin combinar valores de forma alguna.

**1.8** Esta norma no contempla la solución de todos los problemas relacionados con la seguridad, relacionado a su uso. Es responsabilidad del usuario de esta norma establecer medidas apropiadas de seguridad y de salubridad y determinar el campo de aplicación de las restricciones reglamentarias previas al uso.

## **2. Documentos de Referencia**

### **2.1 Normas ASTM:**

- D422 Método de ensayo para la determinación de tamaño de partículas
- D653 Terminología relacionada con suelos, rocas y fluidos contenidos.
- D854 Métodos de ensayo para la determinación de la gravedad específica de suelos
- D1587 Método para el muestreo de suelos mediante el tubo de pared delgada
- D2216 Método de ensayo para la determinación del contenido de humedad de suelos y rocas en el laboratorio
- D2850 Método de ensayo para la resistencia no consolidada, no drenada de suelos cohesivos en comprensión triaxial
- D4220 Prácticas para preservar y transportar especímenes de suelos
- D 4253 Método de ensayo para la determinación de la densidad índice máxima y peso unitario de suelos mediante mesa vibratoria
- D4254 Método de ensayo para la determinación de la densidad índice mínima y peso unitario de suelos y cálculo de la densidad relativa
- D4318 Método de ensayo para la determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos
- D4767 Método de ensayo para la prueba de compresión triaxial consolidada-no drenada en suelos cohesivos

### **2.1 Norma USBR:**

### 3. Terminología

#### 3.1 Definiciones:

3.1.1 Las definiciones de los términos usados en éstos métodos de ensayo deben estar de acuerdo con la Terminología D 653.

#### 3.2 Descripciones de Términos Específicos a ésta Norma:

3.2.1 **Contrapresión** - presión aplicada al agua existente en el interior del espécimen para que el aire contenido en el espacio de los poros se disuelva en agua, es decir, para saturar el espécimen.

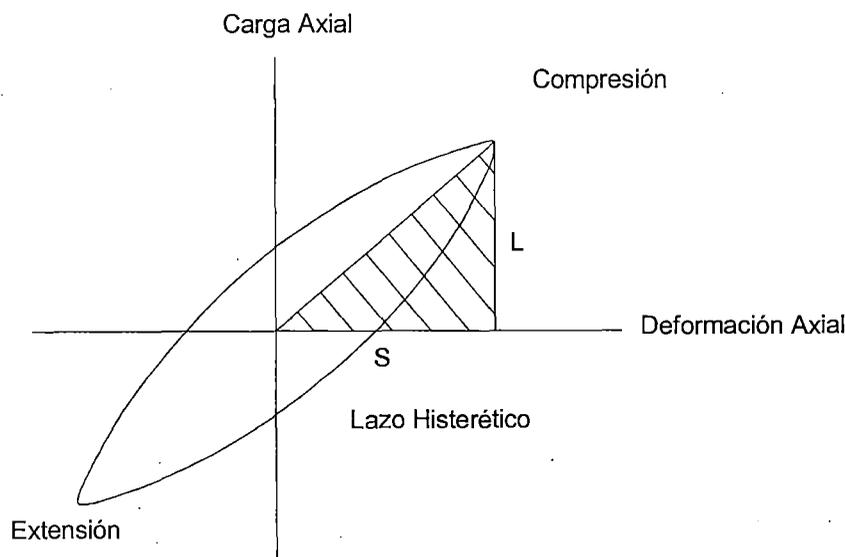
3.2.2 **Duración del Ciclo** - intervalo de tiempo entre aplicaciones sucesivas del esfuerzo desviador.

3.2.3 **Esfuerzo Desviador** [ $FL^{-2}$ ] - diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor en una ensayo triaxial.

3.2.4 **Esfuerzo de Confinamiento Efectivo** - presión de confinamiento (diferencia entre la presión de celda y la presión de poro) previo a la aplicación de corte en el espécimen.

3.2.5 **Fuerza Efectiva, (F)** - fuerza transmitida a través de una masa de suelo o roca a través de presiones intergranulares.

3.2.6 **Lazo Histerético** - gráfico de la carga versus la deformación, como resultado de la aplicación de un ciclo completo de carga o deformación cíclica. El área dentro del lazo resultante es debida a energía disipada por el espécimen y el aparato, ver Fig. 1.



**Fig 1:** Esquema de Lazo Histerético Típico generado por el Aparato Triaxial Cíclico

3.2.7 **Duración de la Carga** - intervalo de tiempo en el cual el espécimen es sometido a un esfuerzo desviador cíclico.

3.2.8 **Esfuerzo Principal** - esfuerzo normal a uno de tres planos mutuamente perpendiculares en los cuales los esfuerzos de corte en un punto de un cuerpo son nulos.

**3.9.9 Módulo de Young (módulo de elasticidad) [FL<sup>-2</sup>]** – relación esfuerzo-deformación para un material bajo condiciones de carga dadas; numéricamente es igual a la pendiente de la tangente o secante de la curva esfuerzo-deformación (según la Terminología D 653).

#### 4. Resumen del Método de Ensayo

4.1 El ensayo triaxial cíclico consiste en imponer un esfuerzo desviador axial cíclico de magnitud fija (carga controlada) o una deformación axial cíclica (deformación stroke controlada) en un espécimen cilíndrico de suelo confinado en una celda de presión triaxial. Se miden las deformaciones o esfuerzos cíclicos resultantes y se calculan los valores del módulo o del amortiguamiento, los que serán dependientes ya sea del esfuerzo o de la deformación.

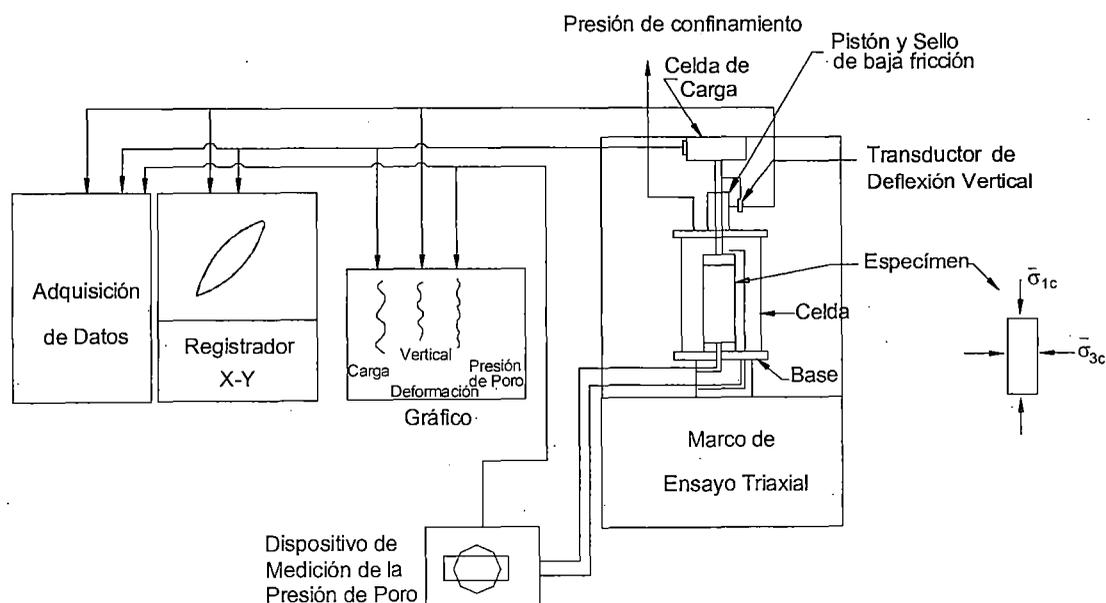
#### 5. Importancia y Uso

5.1 El ensayo triaxial cíclico del módulo y del amortiguamiento proporciona parámetros que pueden ser considerados en el uso de métodos analíticos dinámicos, lineales y no-lineales. Éstos métodos de ensayo son usados para la evaluación del comportamiento de estructuras naturales o ingenieriles sometidas a cargas cíclicas o dinámicas, tales como las causadas por terremotos, olas del mar, o explosiones.

5.2 Uno de los propósitos primarios de éstos métodos de ensayo es obtener datos que se usan para calcular el módulo de Young.

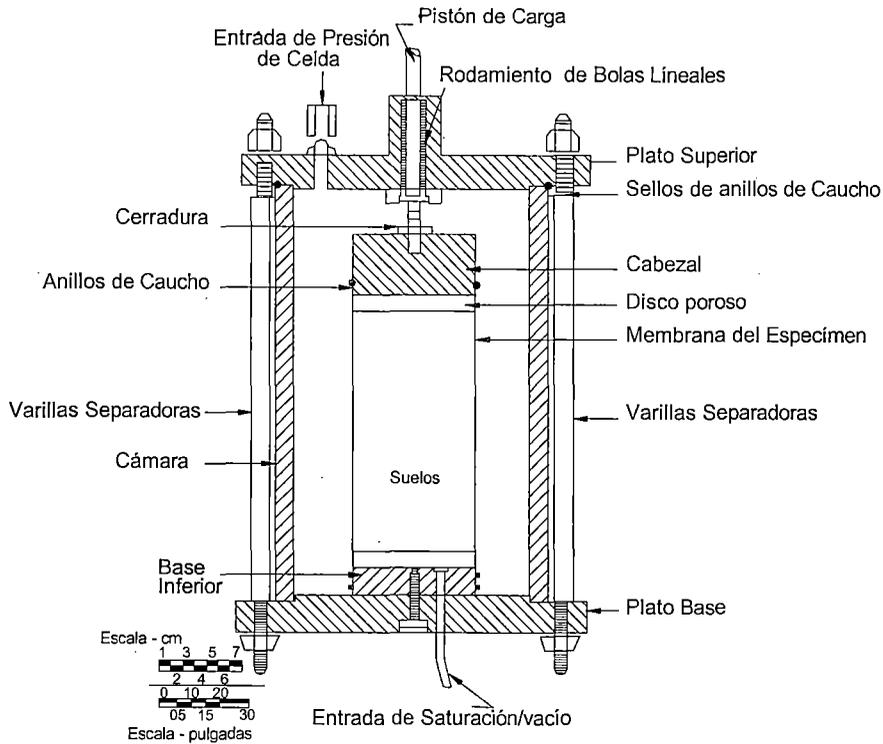
#### 6.0 Aparato

6.1 **Generalidades** - en muchas formas, el equipo triaxial apropiado para realizar ensayos de resistencia triaxial cíclica es similar al equipo utilizado para el ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado (ver método de ensayo D2850). Sin embargo, existen características especiales descritas en las siguientes subsecciones que se requieren para efectuar ensayos triaxiales cíclicos aceptables. En la Fig. 2 se ilustra una representación esquemática de los diferentes componentes para un típico equipo triaxial para la determinación del módulo y del amortiguamiento.



**Fig 2:** Representación Esquemática de Ensayo Triaxial Cíclico Bajo Carga o Deformación Controlada

**6.2 Celda de Presión Triaxial** - las consideraciones principales en la elección de la celda están relacionadas con las tolerancias para el pistón, el cabezal y el sello del pistón de baja fricción. Fig. 3

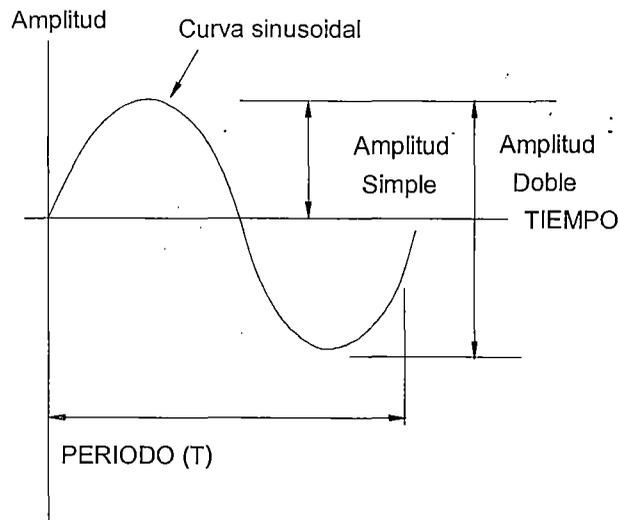


**Fig. 3:** Celda de Presión Triaxial Cíclica Típica

**6.2.1** Se deben utilizar dos rodamientos de bolas lineales o soportes similares para guiar la varilla de carga de modo de minimizar la fricción y mantener el alineamiento.

**6.2.2** El diámetro de la varilla de carga debe ser tal que permita minimizar la flexión lateral. Un diámetro mínimo de la varilla de carga igual a 1/6 el diámetro del espécimen ha sido utilizado satisfactoriamente en muchos laboratorios.

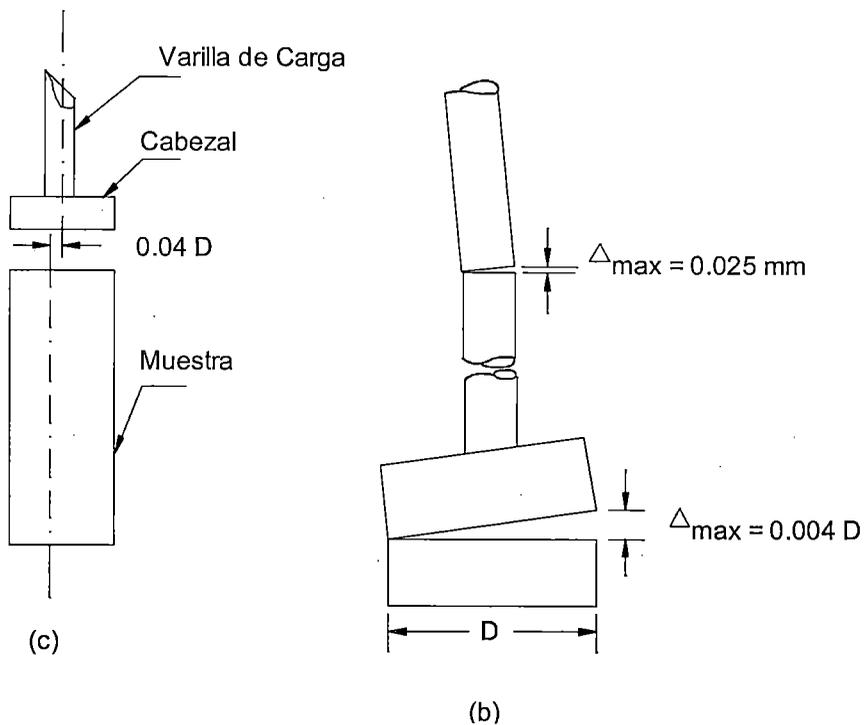
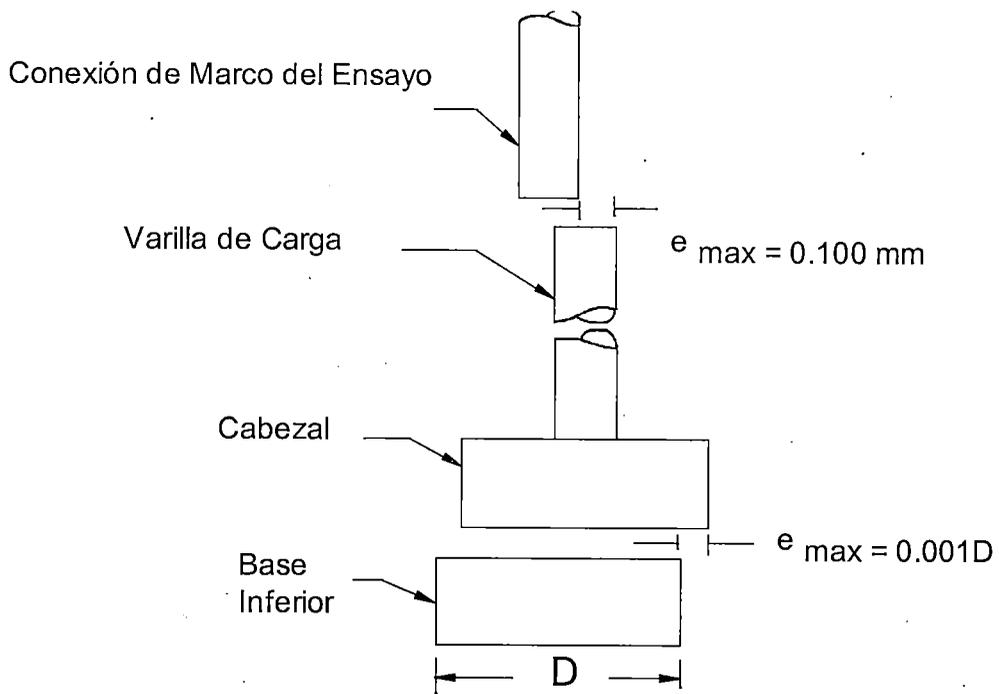
**6.2.3** El sello de la varilla de carga es un elemento esencial en el diseño de la celda triaxial para ensayos cíclicos de suelos, si se utiliza una celda de carga externa conectada a la varilla de carga. El sello debe ejercer una fricción mínima en la varilla de carga. La fricción máxima aceptable del pistón, sin la aplicación de las correcciones de carga, es normalmente del orden de  $\pm 2\%$  de la carga cíclica de amplitud simple máxima aplicada al espécimen, ver Fig. 4. El uso de un sello como aquel que se describe en 9.1 y que también es descrito por Ladd y Dutko, y Chan cubren estos requerimientos.



Nota: 
$$\text{Frecuencia} = \frac{1}{\text{PERIODO}} = \frac{1}{T}$$

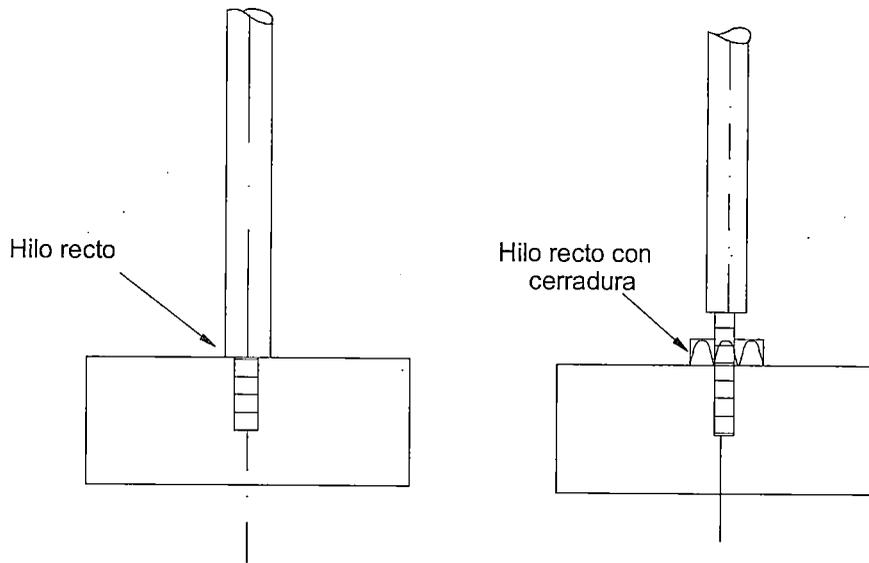
**Fig. 4:** Definiciones Relacionadas a la Carga Cíclica

**6.2.4** El alineamiento del cabezal y de la base se considera crítico, debido a que éste ayuda a evitar el incremento de estado de esfuerzos no uniformes en el espécimen. Se ha reportado que celdas triaxiales con varillas separadoras internas trabajan satisfactoriamente en varios laboratorios. Este tipo de celdas permite la colocación de la pared acrílica después de que el espécimen se encuentre entre las placas de carga. En la Fig. 5 se muestran los límites aceptables de excentricidad y paralelismo del cabezal y la base.

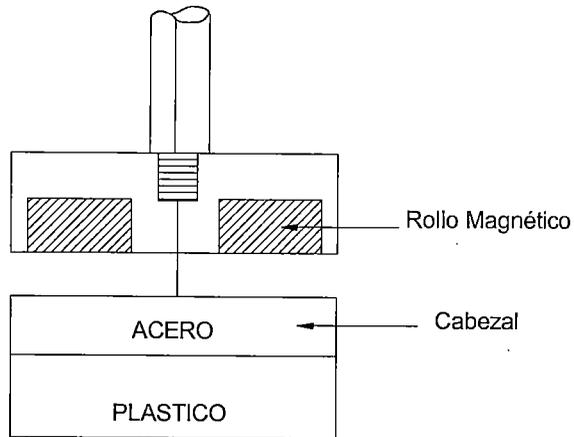


**Fig. 5:** Límites Aceptables para el Alineamiento entre la Base y Cabezal y Varilla de Carga (a) excentricidad, (b) paralelismo, (c) excentricidad entre el cabezal y la muestra.

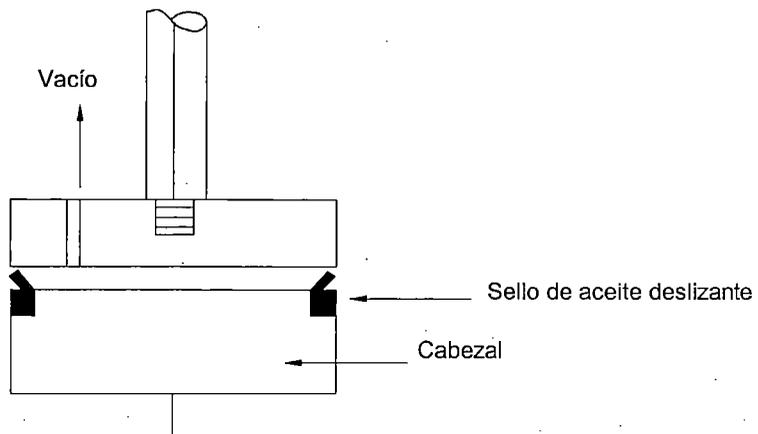
**6.2.5** Debido a que la aplicación de la carga en un ensayo triaxial cíclico se realiza tanto en compresión como en extensión, la varilla de carga deberá estar conectada al cabezal siguiendo las indicaciones de alguno de los métodos mostrados en la Fig. 6.



A. SISTEMA DE CERRADURA RIGIDO



B. SISTEMA MAGNETICO



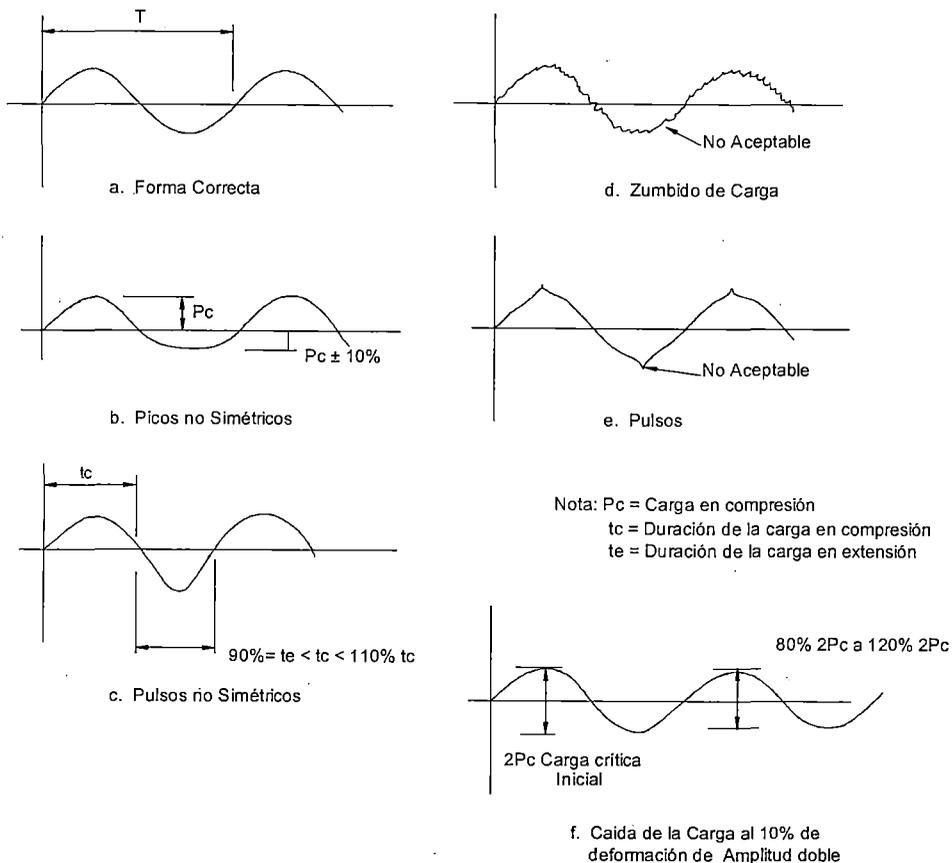
C. SISTEMA DE VACIO

**Fig. 6:** Conexiones del Cabezal

6.2.6 Se deberá proveer de drenaje al espécimen en el cabezal y en la base.

### 6.3 Equipamiento para la Aplicación de la Carga Cíclica

**6.3.1** El equipo de carga cíclica utilizado para ensayos triaxiales cíclicos bajo carga controlada, deberá ser capaz de aplicar una carga sinusoidal uniforme para rangos de frecuencia comprendidos entre 0.1 y 2.0 Hz. El dispositivo de carga deberá ser capaz de mantener cargas cíclicas uniformes por lo menos hasta esfuerzos de 0.5% en amplitud doble, referirse a la Fig. 4. Los picos de carga de compresión y de extensión asimétricos, la no-uniformidad de la duración del pulso, el ruido o la disminución de carga para grandes deformaciones no deben exceder la tolerancia ilustrada en la Fig. 7. El equipo también debe ser capaz de aplicar la carga cíclica a partir de una carga estática inicial en la varilla de carga.



**Fig. 7:** Ejemplos de Forma de Ondas de Carga Sinusoidal Aceptables e Inaceptables para Ensayos Triaxiales Cíclicos Bajo Carga Controlada

**6.3.2** Los equipos de carga cíclicos usados para ensayos triaxiales cíclicos a deformación controlada deben ser capaces de aplicar un desplazamiento sinusoidal uniforme en un rango de frecuencia comprendido entre 0.1 y 2 Hz. El equipo también debe ser capaz de aplicar la deformación cíclica sobre un punto de referencia inicial o seguir el espécimen a medida que éste se deforma. El tipo de aparato típicamente empleado puede ir de una leva simple a un sistema electrohídrico de circuito cerrado.

### 6.4 Equipo de Registro:

**6.4.1** Se requieren transductores de carga, desplazamiento y presión de poros para monitorear el comportamiento del espécimen durante la carga cíclica; el monitoreo de la presión de cámara durante la carga cíclica es opcional.

**6.4.2 Medición de Carga** - generalmente, la capacidad de la celda de carga no debe ser mayor que cinco veces la carga máxima total aplicada al espécimen de ensayo para asegurar que se alcance la exactitud de la medición necesaria. Las características del rendimiento mínimo de la celda de carga se presentan en el Tabla 1.

**6.4.3 Medida de la Deformación Axial** - los dispositivos para la medición de desplazamientos tales como el transformador diferencial variable lineal (LVDT), los transductores de desplazamiento tipo potenciómetro y los sensores de corriente parásita pueden ser utilizados si alcanzan los criterios de rendimiento requeridos (ver Tabla 1). Para realizar mediciones exactas de desplazamientos se requiere que el transductor sea montado apropiadamente para evitar la compresión excesiva del sistema mecánico entre el marco de carga, la celda triaxial, la celda de carga y el pistón de carga.

**Tabla 1: Adquisición de datos, Características de Respuesta Mínimas para Ensayos de Resistencia Triaxial Cíclica**

Características de Respuesta Mínima para Ensayos de Resistencia Triaxial Cíclica			
1. Registradores Analógicos: Velocidad de registro: 0.5 a 50 cm/s; Precisión del sistema (incluyendo linealidad e histéresis): 0.5% <sup>A</sup> ; Frecuencia de respuesta: 100 Hz.			
2. Registradores Digitales: Velocidad mínima de muestreo: 40 datos por ciclo.			
3. Transductores de Medición:			
	Celda de Carga	Transductor de Desplazamiento (LVDT) <sup>B</sup>	Presión de Poro
Sensitividad mínima, mV/V	2	0.2 mV/0.025 mm/V (AC LVDT) 5 mV/0.025 mm/V (DC LVDT)	2
No linealidad, % escala máxima	±0.25	±0.25	±0.5
histéresis, % escala máxima	±0.25	0.0	±0.5
Repetibilidad, % escala máxima	±0.10	±0.01	±0.5
Efecto térmico de ajuste a cero o sensibilidad, % de escala máxima /°C	±0.005 (±0.025)	...	±0.02 (±0.01)
Deflexión máxima al valor nominal máximo en mm	0.125 (0.005)	...	...
Características de cambio de volumen, cm <sup>3</sup> /kPa	...	...	2.4 x 10 <sup>-4</sup>

<sup>A</sup> Frecuencia de respuesta del sistema, sensibilidad, y linealidad son funciones del sistema de interface electrónico, la performance del sistema de acondicionamiento usado, y otros factores. Es, por consiguiente, una necesidad verificar y calibrar los parámetros anteriores como un sistema total y no solo como una componente básica.

<sup>B</sup> Los transductores LVDT, a menos que sean medidores de deformación, no pueden ser suministrados con datos de calibración significativos. La sensitividad del sistema es una función de la frecuencia de excitación, del cable de carga, características del amplificador de fase y otros factores. Es necesario calibrar cada sistema LVDT-cable-instrumento después de la instalación y usar una norma conocida.

**6.4.4 Dispositivos de Control de Presión y Vacío** - los dispositivos de control de la presión de cámara y de la contrapresión deben ser capaces de aplicar y controlar presiones con una aproximación de 14 kPa para presiones de consolidación efectiva. El dispositivo de control de vacío debe ser capaz de aplicar y controlar vacíos parciales con una aproximación de 14 kPa. Los dispositivos pueden consistir de recipientes de mercurio de auto compensación, reguladores de presión neumáticos, una combinación de reguladores de presión neumática y de vacío, o cualquier otro dispositivo capaz de aplicar y controlar presiones o vacíos parciales con las tolerancias requeridas.

**6.4.5 Dispositivos de Medición de Presión y Vacío** – los dispositivos de medición de la presión de cámara, contrapresión y de vacío deben ser capaces de medir presiones o vacíos parciales con las tolerancias dadas en la Tabla 1. Éstos pueden consistir en calibradores Bourdon, manómetros de presión, transductores de presión electrónicos, o cualquier otro dispositivo capaz de medir presiones o vacíos parciales con las tolerancias establecidas. Si se usan dispositivos por separado para medir la presión de cámara y la contrapresión, estos deben ser calibrados simultáneamente y utilizando la misma fuente de presión. Puesto que la presión de la cámara y la contrapresión son presiones tomadas a la mitad de la altura del espécimen, puede ser necesario ajustar la calibración de los dispositivos para reflejar la carga hidráulica del fluido de la cámara y de los sistemas de control de contrapresión (ver Fig. 2).

**6.4.6 Dispositivos de Medición de Presión de Poro** - la presión de poro del espécimen también deber ser medida con las tolerancias indicadas en la Tabla 1. Durante la carga cíclica en un espécimen saturado, la presión de poros debe ser medida de tal manera que el ingreso o la salida de agua del espécimen sea tan pequeña como sea posible. Para lograr este requerimiento se debe usar un transductor de presión de poro electrónico muy rígido. Con un transductor de presión de poros electrónico, la presión de poro se lee directamente. El dispositivo de medición tendrá una rigidez de todas las partes ensambladas del sistema de medición de presión de poro relacionado al volumen total del espécimen satisfaciendo el siguiente requerimiento:

$$\frac{\Delta V/V}{\Delta u} < 3.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN} \quad (1)$$

donde:

$\Delta V$  = cambio de volumen del sistema de medición de presión de poro debido al cambio de presión de poro,  $\text{mm}^3$ ,

$V$  = volumen total del espécimen,  $\text{mm}^3$ , y

$\Delta u$  = cambio de presión de poro, kPa.

**Nota 1** - para cumplir el requerimiento de rigidez, la línea entre el espécimen y el dispositivo de medición debe ser corta y las paredes con pequeños orificios. Líneas con materiales de termoplástico, cobre, y acero inoxidable han sido utilizados con éxito en muchos laboratorios.

**6.4.7 Dispositivo de Medición de Cambio de Volumen** - el volumen de agua que entra o sale del espécimen debe ser medido con una precisión de  $\pm 0.05\%$  del volumen total del espécimen. El dispositivo de medición del cambio de volumen es generalmente una bureta, sin embargo puede ser cualquier otro dispositivo que reúna los requerimientos de precisión. El dispositivo debe ser capaz de resistir la máxima presión de cámara.

**6.5 Cabezal y Base del Especimen** – el cabezal y la base del espécimen deberán ser diseñados de modo tal de proveer de drenaje por ambos extremos del espécimen. Deben ser construidos de un material rígido, no-corrosivo, impermeable, y cada uno debe tener una superficie plana circular de contacto con los discos porosos y una sección transversal circular, excepto en la zona de drenaje. El peso del cabezal del espécimen y del disco poroso superior deberá ser menor de 0.5% de la carga axial aplicada en la falla determinada a partir de un ensayo triaxial estático no drenado. El diámetro del cabezal y de la base deberá ser igual al diámetro inicial del espécimen. La base del espécimen se conectará a la cámara de compresión triaxial para prevenir movimientos o inclinaciones laterales, mientras que el cabezal se diseñará de tal manera que la excentricidad entre el contacto

pistón-cabezal y el eje vertical del espécimen no exceda  $0.04 D$  ( $D$ = diámetro del espécimen) como se ilustra en la Fig. 5(c). La superficie cilíndrica de la base y del cabezal del espécimen que estará en contacto con la membrana deberá presentar una superficie lisa y libre de asperezas.

**6.6 Discos Porosos** - el espécimen debe estar separado de su base y de su cabezal por discos porosos rígidos sujetos al cabezal y a la base del espécimen, cuyo diámetro debe ser igual al del espécimen. El coeficiente de permeabilidad de los discos deberá ser aproximadamente igual al de una arena fina  $1 \times 10^{-4}$  cm/s. Los discos deberán ser regularmente controlados pasando aire o agua a presión a través de ellos para determinar si se han obstruido. Debe tenerse cuidado para asegurar que los elementos porosos estén suficientemente abiertos para no impedir el drenaje del espécimen durante el cambio de volumen o para las mediciones de presión de poro, y con aperturas suficientemente pequeñas para prevenir el arrastre de partículas finas fuera del espécimen.

**Nota 2** - cuando se midan valores del modulo en especímenes rígidos, se puede obviar la colocación de discos de papel filtro de diámetro igual al del espécimen, entre los discos porosos y el espécimen, los cuales se utilizan para evitar la obstrucción de los discos porosos.

**6.7 Tiras de Papel Filtro** - las tiras de papel filtro son usadas por muchos laboratorios para disminuir el tiempo requerido para el ensayo. Si se usan tiras de filtro, deberán ser de un material que no se disuelva en agua. El coeficiente de permeabilidad del papel filtro no deberá ser menor de  $1 \times 10^{-4}$  mm/s para una presión normal de 550 kPa. Para evitar tensión de zunchado, las tiras del filtro no deben cubrir más del 50% de la periferia del espécimen.

**Nota 3** - se sabe que el papel filtro N° 54 de Whatman reúne los requisitos de durabilidad y permeabilidad.

**6.8 Membrana de Caucho** - la membrana de caucho usada para cubrir el espécimen deberá proporcionar una protección confiable contra fugas. Para verificar que no existan fugas en una membrana, ésta deberá ser colocada en un molde de forma cilíndrica, sellada en ambos extremos con anillos de caucho, sometida a una pequeña presión de aire en el interior, y sumergida en agua. Si aparecen burbujas de aire en algún punto en la membrana ésta deberá ser rechazada. Para ofrecer una fijación mínima al espécimen, el diámetro de la membrana sin ser estirada deberá estar entre 90 y 95% del diámetro del espécimen. El espesor de la membrana no excederá del 1% del diámetro del espécimen. La membrana deberá ser sellada al cabezal y a la base del espécimen con anillos de caucho, los cuales deberán tener un diámetro interno entre 75 y 85% del diámetro del cabezal y de la base. El sello también podrá ser efectuado por otros medios que proporcionen un adecuado sellado.

**6.9 Válvulas** - los cambios de volumen debido a la apertura o cerrado de las válvulas pueden resultar en mediciones inexactas de cambio de volumen y de presión de poro. Por esta razón, las válvulas del sistema de drenaje del espécimen deberán ser del tipo que producen mínimos cambios de volumen debido a su operación. Se puede asumir que una válvula produce un cambio mínimo de volumen si al abrirla o cerrarla, en un sistema de presión de poro saturada y cerrada, no induce un cambio de presión mayor que  $\pm 0.7$  kPa. Todas las válvulas deberán ser capaces de soportar las presiones aplicadas sin que ocurran fugas.

**Nota 4** - se sabe que las válvulas de globo poseen características de cambio mínimo de volumen, sin embargo se pueden utilizar cualquier otro tipo de válvulas que tengan características adecuadas.

**6.10 Dispositivos de Medida del Tamaño del Especimen** - los dispositivos usados para determinar la altura y el diámetro del espécimen deben medir las dimensiones respectivas con un margen de error de 0.1% de la dimensión del espécimen y deben ser diseñadas de tal modo que su uso no perturbe al espécimen.

**Nota 5** - se recomiendan cintas circunferenciales de medición para la medición del diámetro. Medir la altura usando calibradores de diales montados en posición vertical.

**6.11 Extracción de la Muestra** - si se utiliza un extrusor para remover una muestra de un tubo de muestreo, éste debe ser capaz de empujar la muestra de suelo fuera del tubo de muestreo con una velocidad uniforme en la misma dirección con que ingreso la muestra en el tubo y con mínima perturbación de la muestra, ver 7.3.2. Si la muestra de suelo no se extrae verticalmente, se debe tener cuidado para evitar la ocurrencia de esfuerzos de flexión en la muestra debido a la acción de

la gravedad. Las condiciones existentes en el momento del retiro de la muestra pueden indicar la dirección en la que este debe realizarse, sin embargo la preocupación principal siempre radica es minimizar el grado de disturbación.

**6.12 Cronómetro** - éste debe ser utilizado para cronometrar los lapsos de tiempo con una aproximación al segundo, para obtener datos de la consolidación del espécimen (ver 10.4.3).

**6.13 Dispositivo de Medición del Peso** - el dispositivo de medición del peso del espécimen debe determinar la masa del mismo con una precisión de aproximadamente  $\pm 0.05\%$  de la masa total del espécimen.

**6.14 Dispositivo para Desairear Agua** - la cantidad de gas (aire) disuelto en el agua utilizada para saturar el espécimen puede disminuirse por medio de ebullición, calentamiento y extracción con vacío, procesos de cavitación en vacío, o por medio de cualquier otro método que cumpla el requerimiento para saturar el espécimen, dentro de los límites impuestos por la contrapresión máxima disponible y el tiempo para realizar el ensayo.

**6.15 Ambiente de Ensayo** - las etapas del ensayo referidas a la consolidación y corte deben ser realizadas en un ambiente donde las fluctuaciones de temperatura sean menores de  $\pm 4^\circ \text{C}$  y no exista contacto directo con la luz solar.

**6.16 Aparatos Diversos** - herramientas para el tallado y ajuste del espécimen incluyendo una sierra metálica, una escobilla de acero, una caja de ingletes y un listón para el tallado vertical, aparatos para preparar especímenes compactados, expansor de membrana y anillos de caucho, cápsulas de contenido de humedad y hojas de datos deben ser utilizados en la medida que sean requeridas.

**6.17 Equipo de Registro** - el comportamiento del espécimen puede ser monitoreado por registradores x-y digitales o analógicos electrónicos. Es necesario calibrar el dispositivo de medición a través del registrador que usa señales de entrada conocidas.

**6.18 Panel de Presurización** - se requiere un sistema para presurizar la celda de presión y el espécimen. En la Fig. 8 se presenta un sistema de tuberías típico para este aparato.

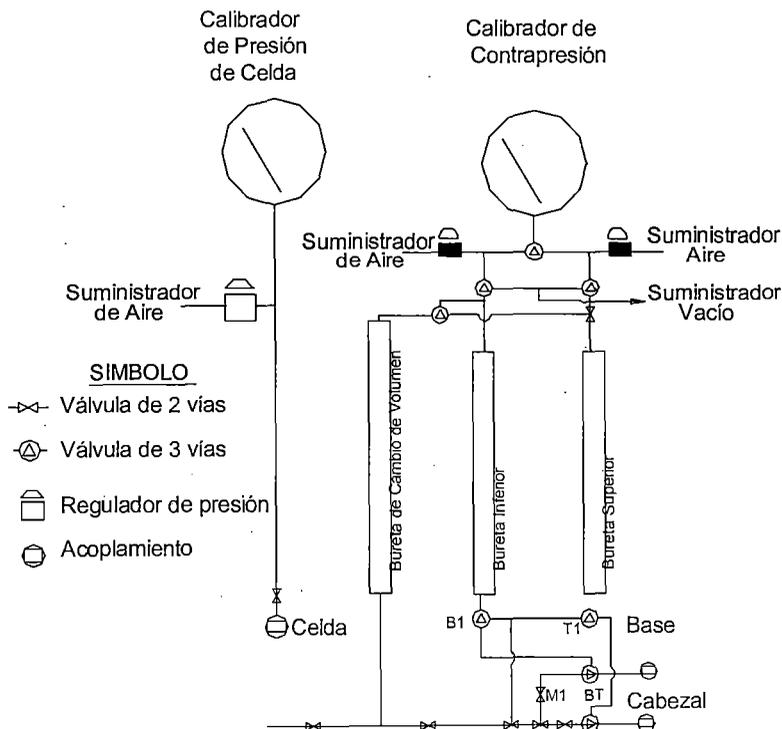


Fig. 8: Diagrama del Panel de Presurización

## **6.19 Deformación del Sistema (Compliance):**

**6.19.1 Sistema** - se debe determinar la deformación del sistema de carga, el cual consiste de todas las partes (cabezal, base, piedras porosas, conexiones) entre aquel punto donde la deformación del espécimen es monitoreada y el mismo espécimen. Esto debe ser realizado tanto para cargas en compresión como en tracción.

**6.19.2** Se insertará un espécimen cilíndrico ficticio de un tamaño y longitud similar al que será ensayado en el lugar ocupado normalmente por el espécimen. El Módulo de Young del espécimen ficticio debe ser como mínimo diez veces el módulo de los materiales a ensayarse. Los extremos del espécimen ficticio deben ser llanos y deben reunir las tolerancias de paralelismo, según lo indicado en la Fig. 5. Los materiales típicos para fabricar especímenes ficticios son el aluminio y el acero. El espécimen ficticio debe fijarse rígidamente al sistema de carga. Esto se logra típicamente uniendo el espécimen ficticio a las piedras porosas mediante un epóxico, hidro-cemento o su equivalente. Dejar que seque completamente antes de ensayar.

**6.19.3** Aplicar una carga estática tanto en tracción como en compresión al espécimen ficticio por incrementos, hasta alcanzar el valor de dos veces la carga de ensayo esperada y anotar la deformación resultante.

**6.19.4** Usar la máxima deformación del sistema que ocurre ya sea en las cargas de tracción o de compresión.

**6.19.5** Para cualquier carga dada, ya sea en tracción o en compresión, la deformación mínima que puede ser monitoreada y reportada durante un ensayo real, es diez veces la correspondiente deformación del sistema, ver Nota 19.

**6.19.6 Deformación entre el Cabezal y el Especimen** - esta deformación puede ser reducida por algunos de los métodos siguientes: alcanzando la altura final deseada en especímenes reconstituidos mediante apisonado y rotando el cabezal en la parte superior del espécimen, o para especímenes reconstituidos o inalterados, llenar los vacíos entre el cabezal y el espécimen con yeso de París, lechada de hydrostone, o material similar, referirse a 7.3.3.

## **7. Preparación del Especimen de Ensayo**

**7.1** Los especímenes deben ser cilíndricos y deben tener un diámetro mínimo de 51 mm. La relación altura-diámetro debe estar entre 2.0 y 2.5. El tamaño de la partícula más grande deberá ser menor que 1/6 del diámetro del espécimen. Si después del término de un ensayo, se encuentran partículas mayores por observación visual, se debe puntualizar este hecho en el reporte de los datos de ensayo.

**Nota 6** - en las Normas D 4220 se pueden encontrar información sobre el transporte y conservación de muestras de suelo.

**7.2** Se deberán tener cuidados especiales durante el muestreo y transporte de especímenes que serán utilizados en ensayos triaxiales cíclicos, debido a que la calidad de los resultados disminuye en gran medida con la disturbación de los especímenes. La Norma D1587 describe los procedimientos y aparatos que pueden ser utilizados para obtener especímenes apropiados de ensayo.

**Nota 7**- si en el espécimen se encuentran partículas de mayor tamaño a los permitidos después del ensayo, se realizará un análisis del tamaño de partícula de acuerdo con el Método D 422 para confirmar la observación visual y los resultados se adjuntarán al informe del ensayo (ver 13.1.4).

### **7.3 Especímenes Inalterados:**

**7.3.1** El tallado de las muestras inalteradas para fines de ensayo, debe ser hecho de forma tal que minimice su disturbación, mantenga la densidad del espécimen y mantenga el contenido inicial de humedad. Sin importar el método de tallado que se utilice, los extremos del espécimen deben alcanzar o exceder los requerimientos necesarios para que estos sean planos y paralelos, como se

ilustran en la Fig. 5. Se presenta a continuación un procedimiento para lograr estos criterios en especímenes congelados:

**Nota 8** - es posible, preparar especímenes tallados en un cuarto con humedad controlada. Si los especímenes no son preparados en ambientes con humedad controlada, deberá indicarse este hecho en el reporte de datos de ensayo. Prevenir la ocurrencia de cualquier cambio en el contenido de humedad del suelo.

**7.3.1.1** Si se dispone de una máquina de fresado, cortar el tubo del espécimen longitudinalmente en dos partes diametralmente opuestas, utilizando un avance rápido y luego reducir las secciones con una sierra eléctrica. Si no se utiliza una máquina de fresado, cortar la sección deseada con una sierra eléctrica o un cortador de tubos con un collar rígido. Luego limpiar las asperezas de los extremos cortados del tubo y presionar el espécimen dentro del tubo. Tallar los extremos del espécimen en forma lisa y perpendicular a la longitud utilizando una caja de ingletes. Tener cuidado que el espécimen permanezca congelado durante la operación de tallado. Colocar el espécimen en la cámara triaxial e introducirlo en una membrana de jebe. Aplicar al espécimen un vacío parcial de 35 kPa y medir el diámetro y la altura de acuerdo al método indicado en 10.2, con la finalidad de calcular el volumen inicial del espécimen. Después que el espécimen ha sido descongelado proceder nuevamente a tomar sus medidas para determinar sus dimensiones inmediatamente antes de la saturación. El cambio de volumen durante el proceso de descongelamiento indica que pueden haber sido utilizadas inadecuadas técnicas de muestreo o preparación del espécimen.

**7.3.2** Si algún tipo de compresión o perturbación notable es causado por el dispositivo de eyección, se deberá partir el tubo de muestreo a lo largo o se cortará en secciones pequeñas para facilitar la remoción del espécimen con mínima perturbación.

**7.3.3** Los especímenes serán de sección transversal circular uniforme con los extremos perpendiculares al eje del espécimen. Cuando algunas gravillas o desmoronamientos den como resultado una excesiva irregularidad en los extremos, rellenar con el suelo producto del tallado para obtener la superficie deseada. Un procedimiento alternativo sería colocar una capa con un mínimo espesor de yeso de París, hydrostone, o material similar. En este caso para el drenaje del espécimen se dispondrán de agujeros en el cabezal. Cuando las condiciones de la muestra lo permitan, se usará un torno vertical como ayuda para tallar el espécimen al diámetro requerido.

#### **7.4 Especímenes Reconstituidos:**

**7.4.1 Método de Pluviación en Agua** - para este método de preparación del espécimen, un suelo granular saturado inicialmente en un recipiente, es vertido en agua en una membrana colocada dentro de un molde y luego densificada a la densidad requerida mediante vibración, (Chaney y Mulilis, 1978).

**Nota 9** - Un espécimen se puede hacer vibrar en el lado del molde o en la base de la celda usando una variedad de dispositivos. Éstos incluyen lo siguiente: apisonando con algún tipo de instrumento como una cuchara o varilla de metal, vibradores neumáticos o herramienta de vibrado eléctrico.

**7.4.2 Método de Cernido en Seco** - para este método un tubo con un tamiz fijado en un extremo, es colocado dentro de una membrana estirada sobre un molde. La arena seca y uniforme es luego vertida dentro del tubo. El tubo se retira entonces lentamente de este molde/membrana para permitir que la arena pueda atravesar el tamiz formando un espécimen. Si se desea una mayor densidad de la arena, se puede hacer vibrar el molde.

**7.4.3 Método de Vibración en Seco o en Húmedo** - en este procedimiento, compactar el material granular secado al horno o húmedo, en capas (típicamente en 6 a 7 capas) en una membrana alineada a un molde partido unido a la base inferior de la celda triaxial. Compactar el material previamente pesado para cada capa mediante vibración, de modo de obtener el peso unitario seco requerido para obtener la densidad especificada. La superficie del suelo debe ser escarificada entre cada capa. Se debe resaltar que para obtener capas con densidades iguales, las capas inferiores tienen que ser ligeramente menos compactadas, puesto que la compactación de la capa que sigue densifica la arena de las capas inferiores. Después que la última capa se compacta parcialmente, poner el cabezal en su lugar y continuar la vibración hasta obtener el peso unitario seco.

**7.4.4 Método de Apisonamiento** - para este procedimiento apisonar el suelo granular o cohesivo secado al aire o húmedo en capas en un molde. La única diferencia entre este método y el anterior es que cada capa es compactada manualmente en vez de utilizar un vibrador, (Ladd, R. S., 1978).

**7.4.5** Después que el espécimen ha sido formado, colocar el cabezal y sellar con anillos de caucho o bandas de goma después de colocar los extremos de la membrana en la base y el cabezal. Luego aplicar un vacío parcial de 35 kPa al espécimen y remover el molde. Si la presión de confinamiento del ensayo es mayor que 103 kPa, puede aplicarse un vacío total al espécimen antes de retirar el molde.

## **8. Montaje del Espécimen**

**8.1** Las variaciones en las técnicas de montaje del espécimen dependerán principalmente en adelante si el espécimen es inalterado o remodelado. Si el espécimen es inalterado se tallará y luego se colocará en la celda triaxial. Por otro lado, si el espécimen es remodelado puede ser recompactado ya sea dentro o fuera de la base de la celda triaxial. La determinación del procedimiento a usar dependerá si el espécimen puede apoyarse por sí mismo independiente de la membrana de caucho de látex y si puede manipularse sin sufrir disturbación.

### **8.2 Espécimen Inalterado**

**8.2.1** Colocar el espécimen en la base de la celda triaxial.

**8.2.2** Colocar el cabezal sobre el espécimen.

**8.2.3** Colocar la membrana de caucho de látex en la superficie interior del expansor de membrana. Aplique un vacío al expansor para hacer que la membrana se pegue a la superficie interna del expansor, luego deslizar éste cuidadosamente sobre el espécimen. Retirar el vacío del expansor de membrana. Coloque la membrana hacia fuera del expansor hacia la base y el cabezal, ver Nota 10.

**Nota 10** - el espécimen debe quedar encerrado dentro de la membrana de caucho, la cual deberá sellarse a la base y al cabezal inmediatamente después del tallado del espécimen, con el objeto de prevenir que éste pierda humedad. Alternativamente se pueden usar base y cabezal ficticios de plástico de lucita hasta que la celda triaxial esté disponible.

**8.2.4** Remover el expansor de membrana.

**8.2.5** Colocar los anillos de caucho alrededor de la base y del cabezal.

**8.2.6** Conectar las líneas de presión de la base y del cabezal con el panel de presurización.

### **8.3 Espécimen Recompactado:**

**8.3.1 Espécimen Denso no Saturado** - si el espécimen se compacta en un aparato separado de la celda triaxial, entonces proceda de una manera similar a lo descrito en 8.2.1 a 8.2.5.

**8.3.2 Otros Especímenes** - los especímenes sueltos no saturados, sueltos saturados o densos saturados, necesitan ser recompactados directamente en la base de la celda de triaxial. Esto es requerido para prevenir la disturbación del espécimen.

**8.3.2.1** Colocar la membrana de caucho de látex en la base de la celda triaxial.

**8.3.2.2** Fijar los anillos de caucho sobre la membrana para proporcionar un sello en la base.

**8.3.2.3** Colocar el molde partido sobre la base con la membrana de caucho de látex, extendida a través de éste.

**8.3.2.4** Estirar la membrana de modo que ésta quede fija y ajustada en la superficie interior del molde partido (expansor de membrana) y encima de su borde superior.

**8.3.2.5** Aplicar un vacío al molde partido para mantener la membrana ajustada en el molde durante la operación de recompactado.

8.3.2.6 Recomprimir el espécimen dentro de la membrana usando cualquiera de las técnicas descritas en 7.4.

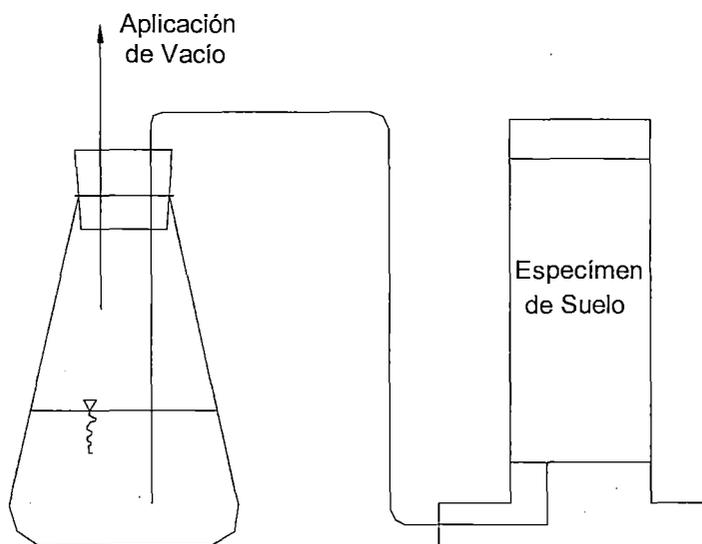
8.3.2.7 Después de que el espécimen haya sido remodelado, colocar el cabezal sobre el mismo y extender la membrana de caucho de látex de modo que quede ajustada al cabezal.

8.3.2.8 Colocar el anillo de caucho sobre el cabezal para sellar la membrana en él.

8.3.2.9 Conectar las líneas de presión de la base y del cabezal con el panel de presurización.

8.3.2.10 Remover el molde partido. Ver Nota 11.

**Nota 11** - si el espécimen no puede mantenerse por sí mismo, será necesario aplicar un pequeño vacío a través de una cámara de burbujas, ver Fig. 9. Se recomienda aplicar un vacío menor a la mitad del esfuerzo efectivo deseado o 25 cm de Hg. ó el que resulte menor. Si las burbujas todavía están presentes en la cámara de burbuja, verificar si esto es causado por alguna fuga en las conexiones o por agujeros en la membrana, o un sello imperfecto en la base o en el cabezal. Las fugas a través de los agujeros en la membrana frecuentemente pueden eliminarse cubriendo la superficie de la membrana con un látex de caucho o usando una segunda membrana. La ausencia de burbujas indicará que se ha obtenido un sello hermético.



**Fig. 9:** Método de Aplicación de Vacío a Muestras de Suelo

8.3.2.11 Colocar el plato superior en las barras separadoras.

8.3.2.12 Insertar el pistón de carga a través de la junta y conectarlo al cabezal. Es importante que la conexión del pistón de carga al cabezal sea firme para eliminar deformaciones del sistema.

8.3.2.13 Colocar la cámara en posición y fijarla.

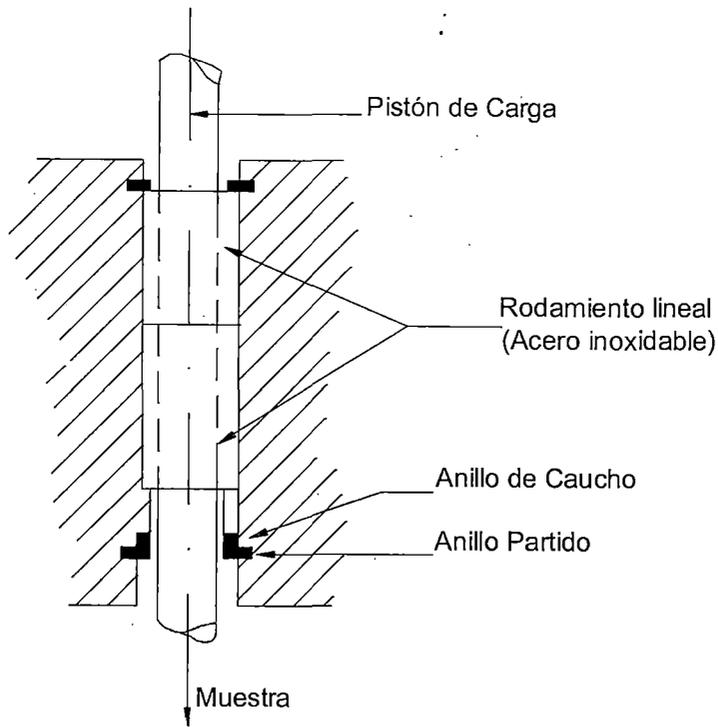
8.3.2.14 Colocar la celda de presión triaxial en el marco de carga cíclico.

8.3.2.15 Llenar la celda de presión con el fluido de cámara.

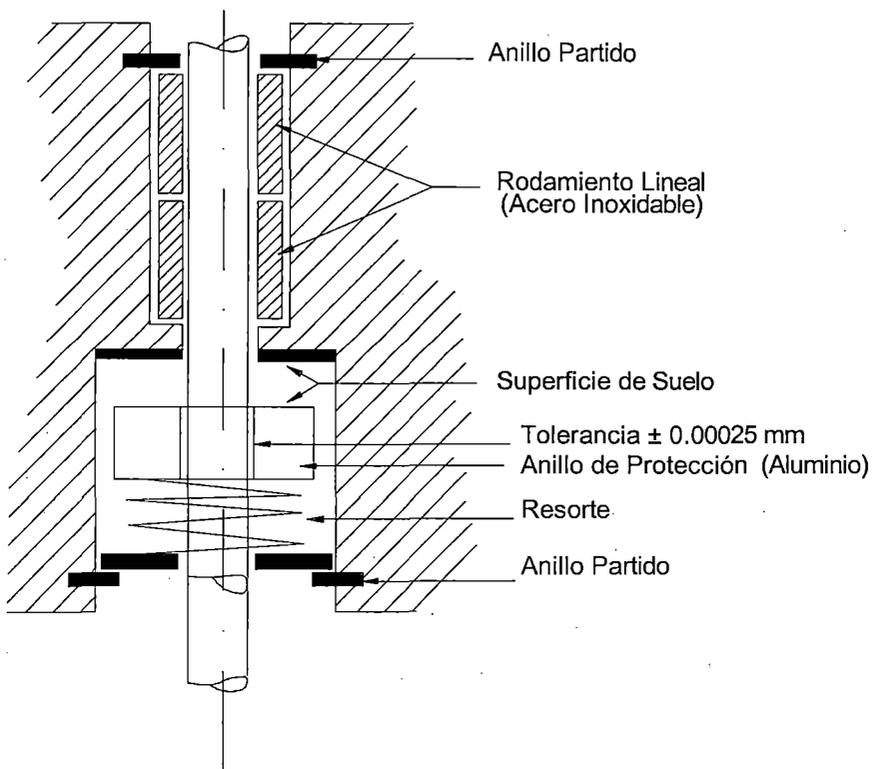
## 9. Calibración y Normalización

9.1 En la Fig. 10 se ilustran dos sistemas típicos de sello del pistón empleados en aparatos triaxiales cíclicos. Estos sistemas son necesarios si se usan dispositivos externos de medición de carga. Los sellos de rodamientos lineales/anillos de caucho son los más comunes, ver Fig. 10. La principal dificultad con este sello es la fricción desarrollada entre el anillo de caucho y la superficie del pistón de carga. Para reducir esta fricción pueden emplearse dos métodos. Uno de estos métodos consiste en agrandar el anillo de caucho, y el otro consiste en congelar el anillo de caucho rociándole freón electrónico luego

descongelando y cromando el pistón de carga. El sistema de sellado con rodamientos de aire produce mínima fricción en el pistón de carga, ver Fig. 10. La principal dificultad con este sello es el mantenimiento de la tolerancia de cierre entre las correderas y el pistón de carga. La suciedad y aumento de sales tienden a bloquear esta zona o aumentar la fricción. La limpieza siempre es necesaria para el funcionamiento de este sello.



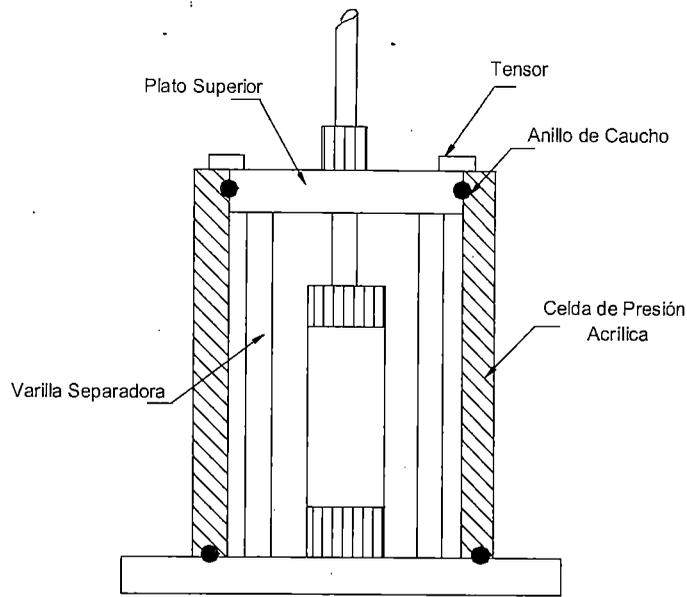
A. Esquema de Sello Rodamiento Lineal / Anillo de Caucho



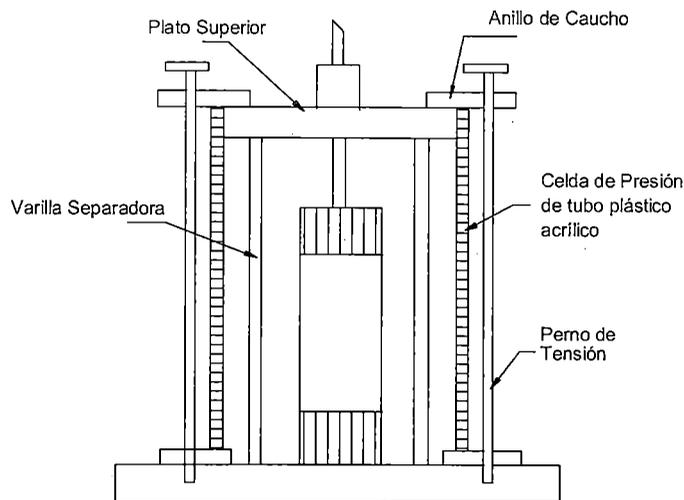
B. Esquema de Sello Aire - Rodamiento

**Fig. 10:** Disposición de Sellado Típico Triaxial Cíclico

9.2 En la Fig. 11 se ilustran los diseños de la celda triaxial de modo de lograr los requerimientos de alineamiento entre la base y el cabezal y de reducción de la deformación.



A. Configuración de Celda de Presión Externa

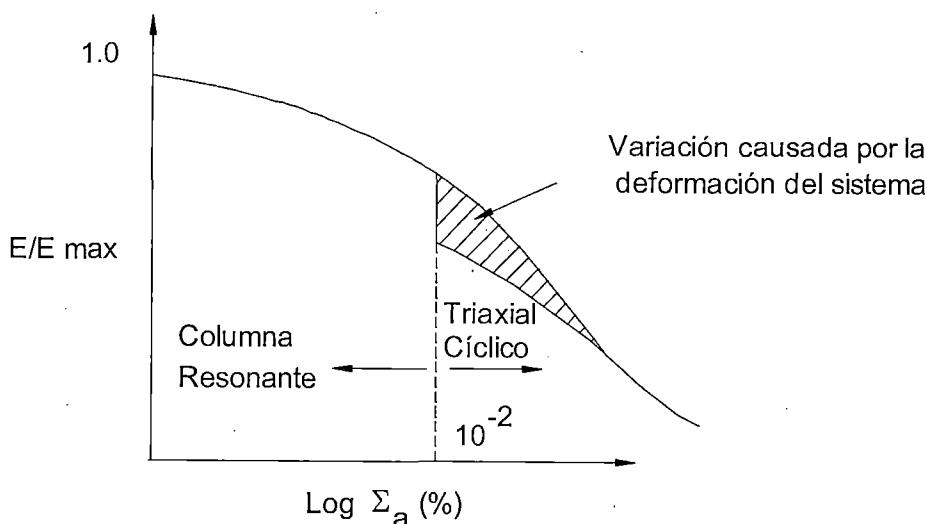


B. Configuración de Celda de Presión Interno

**Fig. 11:** Variaciones en Diseños Típicos en Celdas de Presión Triaxial Alineadas

9.3 Las conexiones típicas que se emplean en el cabezal son las que se muestran en la Fig. 6. El propósito de la conexión es proporcionar un ajuste rígido que sea fácil de ensamblar. Los sistemas de cerradura duros (ver Fig. 6(a)) son necesarios para ensayar materiales rígidos, pero se requiere ajustar la tuerca con una llave. Si no es posible emplear una llave o se está ensayando materiales relativamente sueltos, entonces puede usarse un sistema magnético (ver Fig. 6(b)) o un sistema de vacío (ver Fig. 6(c)).

9.4 En la Fig. 12 se ilustra el efecto de la deformación del sistema en los resultados del ensayo. Revisando esta figura se observa que a medida que la deformación del sistema del equipo triaxial se incrementa, la desviación de los resultados del ensayo de columna resonante también se incrementan. En la sección 6.19 y en la Nota 12 se presenta una descripción detallada acerca de la deformación del sistema.



**Fig. 12:** Variación en Módulos de Curvas causadas por la Deformación del Sistema

**Nota 12** - ejemplo de cálculo de la capacidad de medición del sistema. Para una carga dada (ya sea en compresión o en tracción) la deformación del sistema resulta 0.0025 mm, entonces la capacidad de medición mínima del sistema para la carga dada será:  $0.0025 \text{ mm} \times 10 = 0.025 \text{ mm}$ . Por lo tanto, si la longitud de una muestra real a ser ensayada es 127 mm la correspondiente deformación axial mínima ( $\epsilon_a$ ) que puede ser medida y registrada en este sistema será:

$$\epsilon_a = \frac{0.0025 \text{ mm}}{127 \text{ mm}} \times 100 = 2 \times 10^{-2} \%$$

## 10. Procedimiento

**10.1 Generalidades** - debido a la gran variedad de equipos triaxiales actualmente en uso para realizar ensayos cíclicos en suelos, no es posible definir un procedimiento de ensayo paso a paso que sea compatible con las características de todos los tipos de equipos. Sin embargo, los siguientes procedimientos serán comunes para cualquier ensayo triaxial cíclico en especímenes saturados o parcialmente saturados.

**10.2 Medida del Especímen** - debido a que la densidad tiene una gran influencia en la resistencia triaxial cíclica, es imperativo que la determinación de este parámetro y las mediciones de cambio de volumen, sean hechas con precisión durante la saturación y la consolidación. Las condiciones iniciales del especímen se deben basar en las medidas tomadas después que el molde es retirado (con el especímen sometido a vacío). Tomar las medidas del diámetro para especímenes hasta de 150 mm usando una cinta de medición circunferencial con una aproximación a 0.025 mm. Para especímenes de mayor tamaño la aproximación deberá ser no menor de 0.25 mm. Tomar las medidas de la altura con una aproximación de 0.025 mm para especímenes de 150 mm o menos de diámetro y 0.25 mm para especímenes de diámetro mayor. Las mediciones deberán ser efectuadas en 4 ubicaciones. Medir el peso del especímen con una aproximación a 0.01 g para especímenes de 63.5 mm o menos de diámetro y 0.1 g para especímenes con diámetros mayores a 63.5 mm. Determinar los contenidos de humedad con aproximación a 0.1%, utilizando muestras del tallado del especímen (ver Método de ensayo D 2216).

**10.3 Saturación** - si se desea ensayar especímenes saturados seguir los procedimientos indicados en esta sección. Si el ensayo se va a realizar en especímenes en condiciones parcialmente saturadas proceder según 10.4.

**10.3.1** El objetivo de la fase de saturación del ensayo es llenar todos los vacíos existentes en el especímen con agua, sin inducir esfuerzos no deseables al especímen o permitir que éste se expanda (a menos que se produzca la expansión bajo un esfuerzo de consolidación efectivo

deseable). Por lo general la saturación se realiza aplicando una contrapresión al agua presente en los poros del espécimen, para disolver el aire después de: aplicar vacío al espécimen y al sistema de drenaje en seco (líneas, discos porosos, dispositivo de presión de poro, papel filtro o discos) y permitir que el agua desaireada sature el sistema mientras se mantiene el vacío; o saturando el sistema de drenaje mediante la ebullición en agua de los discos porosos y permitiendo que el agua fluya a través del sistema antes de instalar el espécimen. Se debe notar que se requiere algún tiempo para que el aire pueda ser disuelto. Por consiguiente, el hecho de retirar tanto aire como sea posible antes de aplicar la contrapresión, disminuirá la cantidad de aire que tendrá que ser disuelta y también disminuirá la contrapresión requerida para la saturación. Además, el aire remanente en el espécimen y en el sistema de drenaje, justo antes de la aplicación de la contrapresión, será disuelto con mayor facilidad si se utiliza agua desaireada para la saturación. Para especímenes que serán ensayados bajo esfuerzos de consolidación mayores de 103 kPa, el procedimiento descrito a continuación resulta efectivo. Para especímenes que requieren esfuerzos de consolidación menores que 103 kPa, todos los esfuerzos indicados desde 10.3.2 hasta 10.3.4 deben ser reducidos a un nivel tal que no causen sobreconsolidación.

**10.3.2** Aplicar la presión de vacío disponible más alta a través del cabezal del espécimen y después de montar y llenar la cámara triaxial con fluido, dejar que el agua desaireada percole lentamente a través del espécimen desde la parte inferior. El movimiento ascendente del agua debe ser lo suficientemente lento para evitar que algunas bolsas de aire queden atrapadas y para evitar sobre esfuerzos significativos en el espécimen. También se deberá tener cuidado que las partículas finas no sean arrastradas del espécimen por lavado.

**10.3.3** Cuando el agua aparezca en la bureta conectada al cabezal del espécimen, llenar la parte sobrante de la bureta con agua desaireada y simultáneamente reducir el vacío e incrementar la presión de cámara hasta que el interior del espécimen se encuentre a la presión atmosférica y la presión de cámara sea de 103 kPa. Aplicar contrapresión al espécimen en etapas, manteniendo un esfuerzo de confinamiento efectivo de por lo menos 103 kPa. Las condiciones de esfuerzo isotrópico pueden ser mantenidas durante la aplicación de la contrapresión incrementando la carga axial en el pistón de acuerdo al procedimiento descrito en 10.4.1. Evaluar el grado de saturación cada cierto lapso midiendo el Parámetro B de Presión de Poro de Skepton.

**10.3.4 Medición del Parámetro B de Presión de Poro.**- el parámetro B de presión de poro está definido por la siguiente ecuación:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad (2)$$

donde :

$\Delta u$  = cambio en la presión de poro del espécimen que ocurre como resultado de un cambio en la presión de cámara cuando las válvulas de drenaje del espécimen se encuentran cerradas, y

$\Delta \sigma_3$  = cambio en la presión de cámara.

El valor del Parámetro de Presión de Poro se determina como sigue:

**10.3.4.1** Cerrar las válvulas de drenaje del espécimen e incrementar la presión de cámara en 35 kPa.

**Nota 13** - la cantidad de incremento de la presión de cámara debe ser menor que el esfuerzo efectivo deseado.

**10.3.4.2** Después de aproximadamente 2 min. determinar y registrar el valor máximo de la presión de poro inducida. Para algunos especímenes la presión de poro puede disminuir después de una respuesta inmediata y luego incrementarse ligeramente con el tiempo. Si esto ocurre graficar los valores de  $\Delta u$  con el tiempo y la presión de poro asintótica para calcular el cambio en la presión de poro. Un incremento significativo de  $\Delta u$  con el tiempo o un valor de  $\Delta u$  mayor que  $\Delta \sigma_3$  indica una penetración del fluido de la cámara en el espécimen o en el sistema de medición de la presión de poro. La disminución de los valores de  $\Delta u$  con el tiempo puede indicar alguna fuga en aquella parte del sistema de medición de presión de poro ubicada fuera de la cámara o saturación incompleta.

**10.3.4.3** Calcular el valor B utilizando la ecuación dada en 10.3.4.

**10.3.4.4** Aplicar nuevamente la misma presión de confinamiento (presión de cámara menos la contrapresión) cuyo valor era aquel que existía antes de verificar el valor B reduciendo la presión de cámara en 35 kPa o alternativamente aumentando la contrapresión en 35 kPa. Si el valor de B continúa incrementándose con el aumento de la contrapresión, proseguir con el proceso de saturación mediante contrapresión. Si el valor de B es igual o mayor a 0.95 o si el gráfico del valor de B versus la contrapresión no indica incremento adicional en el valor B con el incremento de la contrapresión, iniciar la consolidación.

**10.4 Consolidación** - el objetivo de la fase de consolidación es permitir al espécimen alcanzar el equilibrio en un estado drenado bajo el esfuerzo de consolidación efectivo que se requiere en el ensayo. Durante la consolidación se toman datos que serán utilizados al término de esta fase.

**10.4.1** Durante el proceso de consolidación, medir el cambio en la altura del espécimen con una aproximación de 0.025 mm. Adicionalmente, durante la consolidación se debe aplicar una carga axial en el pistón (que se encuentra fijado en el cabezal) para compensar la fuerza de levantamiento en la varilla de carga, de modo que el espécimen se mantenga en un estado isotrópico o un estado de esfuerzos conocido. Calcular la carga estática para mantener una condición isotrópica a partir de la siguiente ecuación:

$$P_s = \sigma_3 A_r - M \quad (3)$$

donde :

M = masa de la varilla de carga y el cabezal.

$P_s$  = carga estática de corrección del pistón.

$\sigma_3$  = presión de celda, y

$A_r$  = área transversal de la varilla de carga.

**10.4.2** Con las válvulas de drenaje del espécimen cerradas, mantener constante la máxima contrapresión e incrementar la presión de cámara hasta que la diferencia entre la presión de cámara y la contrapresión resulte igual al esfuerzo de confinamiento efectivo deseado.

**Nota 14** - en casos donde se puede producir el arrastre de cantidades significativas de partículas finas del espécimen debido a altos gradientes hidráulicos iniciales, es permisible aumentar gradualmente la presión de cámara a la presión total deseada por un periodo de hasta 10 minutos, con las válvulas de drenaje abiertas. Si se realiza lo anterior el registro de los datos debe empezar inmediatamente después de alcanzar la presión total.

**Nota 15** - en ciertas circunstancias, puede ser aconsejable llevar a cabo la consolidación en etapas, sobre todo cuando se use un drenaje radial.

**10.4.3** Obtener una lectura inicial de la bureta y luego abrir las válvulas de drenaje para que el espécimen pueda drenar por ambos extremos hacia la bureta, ver 6.4.6. Observar y registrar las lecturas de la bureta a intervalos crecientes de tiempo (0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 min. y a 1, 2, 4, y 8 h etc.) y después de 15 min. de registro de datos, tomar las lecturas del indicador de deformación que ha sido acoplado cuidadosamente al cabezal del espécimen. Si las lecturas de la bureta y del indicador de deformación son graficadas versus la raíz cuadrada de tiempo, se pueden ajustar los intervalos de tiempo a aquellos que tengan raíces cuadradas que se puedan obtener fácilmente, por ejemplo, 0.09, 0.25, 0.49, 1, 4, 9 min. etc. Dependiendo del tipo de suelo, los intervalos de tiempo se pueden cambiar convenientemente para permitir una definición adecuada del gráfico cambio de volumen vs tiempo.

**10.4.4** Graficar de las lecturas de la bureta y del indicador de deformación versus el logaritmo o raíz cuadrada de los intervalos de tiempo. Si las lecturas son graficadas versus el logaritmo del tiempo, permita que la consolidación continúe hasta por lo menos un ciclo del logaritmo del tiempo o un periodo equivalente a una noche después de una visible reducción en la pendiente, que muestre haberse alcanzado el 100% de la consolidación primaria. Si las lecturas se trazan versus la raíz cuadrada del tiempo, permitir que la consolidación continúe por lo menos hasta 2 horas después de haberse alcanzado el 100% de la consolidación primaria. Una visible desviación entre las pendientes de las curvas de la bureta y del indicador de deformación en el final de la curva de

consolidación basado en las lecturas del indicador de deformación indica alguna penetración del fluido de la cámara en el espécimen y la prueba debe darse por finalizada.

**10.4.5** Determinar el tiempo para el 50% de consolidación primaria,  $t_{50}$ , de acuerdo con uno de los procedimientos descritos en el Método de Ensayo D 2435.

### **10.5 Carga o Deformación Cíclica:**

**Nota 16** - un material de suelo típicamente se comporta como un sólido elástico que exhibe una respuesta no-destructiva a la aplicación de una carga cíclica por debajo de un nivel de deformación cortante menor a  $10^{-2}\%$ . Por encima de este nivel de deformación la respuesta del espécimen es o elastoplástica ó plástica y por consiguiente destructiva. El nivel real de deformación crítica es dependiente de la rigidez inicial del espécimen. Un material suelto tendrá una deformación crítica más alta mientras que un material rígido tendrá una deformación crítica más baja. Para desarrollar una curva de módulo y amortiguamiento versus deformación se requiere ya sea de una serie de especímenes ensayados cada uno a un nivel de deformación específico o un solo espécimen para que sea sometido a diferentes fases de carga. Las fases de carga involucran la aplicación progresiva de niveles crecientes de carga o deformación cíclica. En cada nivel o fase de carga o deformación cíclica llevar a cabo una secuencia de ensayo como fue descrito en 10.5.1 a 10.5.3. Después de que el ensayo, como se describió en 10.5.3 se ha completado el operador, bajo la dirección de un ingeniero, puede entonces ya sea abrir las válvulas de drenaje del espécimen para restablecer el esfuerzo de confinamiento efectivo o mantener el exceso de presión de poro existente antes de seguir con la próxima carga cíclica nivel de deformación más altos.

**10.5.1** Para ensayos bajo carga cíclica constante (ver Método de Ensayo A) estime la magnitud de carga cíclica ser aplicada para la relación de esfuerzos deseado, SR, con la siguiente ecuación:

$$P_c = 2 \times \sigma'_{3c} \times SR \times A_c \quad (4)$$

donde :

$P_c$  = carga cíclica estimada que será aplicada al espécimen,

$\sigma'_{3c}$  = presión de consolidación (presión de cámara menos contrapresión),

SR = relación de esfuerzo deseada  $[\Delta\sigma_{3d}] / [2\sigma'_c]$ , y

$A_c$  = área del espécimen después de la consolidación, ver Nota 17.

**Nota 17**- Referirse a 12.2.2 para proceder al cálculo de  $A_c$ .

**10.5.2** Para ensayos bajo deformación cíclica constante (ver Método de Ensayo B) seleccionar la deformación cortante de amplitud simple deseada ( $\gamma_{SA}$ ) y calcular la deformación axial requerida ( $\epsilon_{SA}$ ) usando la ecuación 13. Determinar el desplazamiento de amplitud simple usando la siguiente fórmula:

$$L_{SA} = \epsilon_{SA} \times L_S \quad (5)$$

donde:

$L_{SA}$  = desplazamiento de amplitud simple, m,

$\epsilon_{SA}$  = deformación axial de amplitud simple (adimensional), y

$L_S$  = longitud de las muestras de ensayo, m.

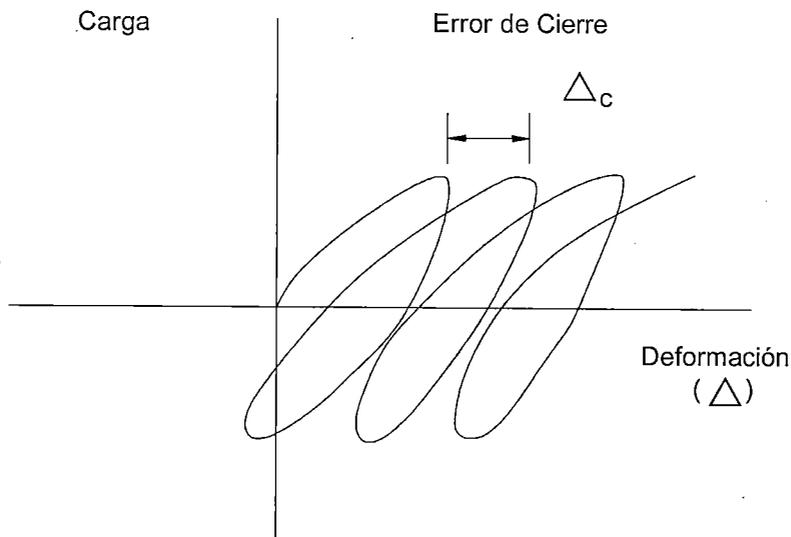
**10.5.3** Formar un colchón de aire de buen espesor en la parte superior de la cámara triaxial evacuando agua desde la celda sin permitir que la presión de cámara disminuya. El colchón de aire se requiere para que el movimiento de pistón hacia dentro y hacia fuera de la cámara durante la aplicación de la carga cíclica no cree fluctuaciones de la presión de cámara.

**10.5.4** Cerrar las válvulas de drenaje y aplicar la carga cíclica al espécimen durante 40 ciclos con la primera mitad del ciclo en compresión usando una carga sinusoidal de 0.5 a 1.0 Hz o valores de extensión de desplazamiento.

**10.5.5** Durante la carga cíclica o la deformación cíclica mantener la presión de celda constante y registrar la carga axial, desplazamiento axial, y si fuera el caso, el cambio de presión de poros, versus el tiempo.

**10.5.6** Bajo carga controlada suelos blandos a medianamente rígidos sufrirán deformaciones permanentes, la cual es causada típicamente ya sea por una carga cíclica ligeramente desbalanceada

o por una consolidación anisotrópica, (ver 10.4). Como resultado de esta compresión el gráfico de la carga versus la deformación ( $\Delta$ ), como se ilustra esquemáticamente en la Fig. 13 (lazos histeréticos), tenderá a moverse a lo largo del eje de desplazamiento. Debido a que la determinación del Módulo de Young y del amortiguamiento a cierto nivel de deformación, depende de la capacidad para identificar un lazo de histerético específico, es necesario restringir el máximo error de cierre ( $\Delta_e$ ) entre dos picos sucesivos, según se ilustra en la Fig. 13 a 0.0025 mm. Para una longitud de la muestra de 127 mm, esto corresponde a una deformación axial de 0.2%. Si el error del cierre excede este valor los datos de ensayo no son válidos



**Fig. 13:** Definición del Error de Cierre

**10.5.7** Para las fases de carga retornar a 10.5.1 ó 10.5.2, según resulte más apropiado.

## **11. Remoción del Espécimen**

**11.1** Después de realizar el ensayo cíclico efectuar los siguientes pasos:

**11.1.1** Retirar la carga axial del pistón de carga y reducir la presión de cámara y la contrapresión a cero.

**11.1.2** Cerrar las válvulas de drenaje del espécimen.

**11.1.3** Con las válvulas de drenaje cerradas, rápidamente retirar el espécimen del aparato para que éste no tenga tiempo de absorber agua del disco poroso.

**11.1.4** Quitar la membrana de caucho (y las tiras de papel filtro) y determinar el contenido total de humedad de todo el espécimen de acuerdo con el procedimiento descrito en el Método D 2216. (Debe secarse el agua libre que permanece en los especímenes de suelos cohesivos después de retirar la membrana antes de obtener el contenido de humedad.) En el caso de que hubiera insuficiente material producto del tallado del espécimen para ensayos de propiedades índice, esto es, cuando los especímenes tengan el mismo diámetro que el tubo muestreador, el espécimen debe pesarse antes de retirar el material para ensayos de propiedades índice y debe usarse una parte representativa del espécimen para determinar su contenido de humedad final. Antes de colocar el espécimen (o parte de él) en el horno para ser secado, esboce una figura o tome una fotografía del espécimen.

## 12. Cálculo

**12.1 Propiedades Iniciales del Espécimen** - usando la masa seca del espécimen total, calcular y registrar en una hoja apropiada datos del contenido de humedad inicial, volumen de sólidos, relación de vacíos inicial, grado de saturación inicial, y el peso unitario seco inicial. Calcule el volumen del espécimen a partir de los valores medidos en 6.10. Calcular el volumen de sólidos dividiendo la masa seca del espécimen por la gravedad específica de sólidos y por la densidad del agua. Calcular la relación de vacíos dividiendo el volumen de vacíos por el volumen de sólidos, asumiendo que el volumen de vacíos es la diferencia entre el volumen del espécimen y el volumen de sólidos. Calcule el peso unitario seco dividiendo la masa seca del espécimen por el volumen del mismo.

**Nota 18** - la gravedad específica de sólidos puede ser determinada de acuerdo con el Método de Ensayo D 854 ó puede ser asumida a partir de resultados de ensayos anteriores.

### 12.2 Propiedades del Espécimen Después de la Consolidación.

**12.2.1** Calcular la altura y el área del espécimen después de la consolidación como sigue:

$$H_c = H_o - \Delta H \quad (6)$$

donde:

$H_o$  = altura inicial de espécimen, mm, y

$\Delta H$  = cambio en la altura del espécimen al final de la consolidación. mm.

**12.2.2** El área de la sección transversal del espécimen, después de la consolidación,  $A_c$ , se debe calcular usando uno de los métodos descritos en la secciones siguientes. La elección del método a ser usado dependerá, por un lado, si se está calculando datos de corte antes de realizar el ensayo (en este caso se usará el Método de Ensayo A) o por otro lado, de cual de los dos métodos de ensayo, en opinión de una persona calificada, proporcionará condiciones del espécimen considerado a ser más representativo de aquellas después de la consolidación.

#### 12.2.2.1 Método de Ensayo A:

$$A_c = (V_o - \Delta V_{sat} - \Delta V_c) / H_c \quad (7)$$

donde:

$V_o$  = volumen inicial del espécimen, mm<sup>3</sup>,

$\Delta V_{sat}$  = cambio de volumen del espécimen durante la saturación, mm<sup>3</sup>.

$$\Delta V_{sat} = 3 V_o \Delta H_s / H_o$$

donde:

$\Delta H_s$  = cambio en la altura del espécimen durante la saturación, mm, y

$\Delta V_c$  = cambio en el volumen del espécimen durante la consolidación según las lecturas de la bureta, mm<sup>3</sup>.

#### 12.2.2.2 Método de Ensayo B:

$$A_c = (V_{wf} + V_s) / H_c \quad (8)$$

donde:

$V_{wf}$  = volumen final de agua (según el contenido de humedad final), mm<sup>3</sup>,

$V_s$  = volumen de sólidos, mm<sup>3</sup>.

$$V_s = m_s / (G_s \rho_w)$$

donde:

$m_s$  = masa seca del espécimen, KN,

$G_s$  = gravedad específica de sólidos, y

$\rho_w$  = densidad del agua, mg/m<sup>3</sup>.

**12.2.3** Usando las dimensiones calculadas del espécimen después de la consolidación y asumiendo que el contenido de humedad después de la consolidación es la misma que el contenido de humedad final, calcular la relación de vacíos consolidado y el grado de saturación.

**Nota 19** - en este método de ensayo, las ecuaciones están escritas de tal modo que la compresión y la consolidación son consideradas positivas.

**12.3 Cálculos de los Lazos de Histeréisis** - los cálculos se realizan para cada lazo histerético usando la forma mostrada en Fig. 14 o su equivalente.

**12.3.1** Calcular la relación de amortiguamiento del material (D) para un lazo histerético dado usando la ecuación (9) y registrar estos valores en la Fig. 10:

$$D = A_L / (4\pi A_T) \times 100 \quad (9)$$

donde:

$A_L$  = área del lazo histerético,

$A_T$  = área de triángulo recto sombreado ilustrado en la Fig. 1, y

D = relación de amortiguamiento del material, %.

**12.3.2** Calcular el Módulo de Young (E) para un lazo histerético dado usando la ecuación (10) y registrar estos valores en la Fig. 10:

$$E = (L_{DA}/S_{DA}) \times (L_S/A_S) \quad (10)$$

donde:

$L_{DA}$  = carga de amplitud doble, kN,

$S_{DA}$  = deformación de amplitud doble, mm,

$L_S$  = altura del espécimen después de la consolidación, mm,

$A_S$  = área del espécimen después de la consolidación, mm<sup>2</sup>, y

E = Módulo de Young, kPa.

**12.3.3** Calcular la deformación axial de amplitud simple ( $\epsilon_{SA}$ ) para un lazo histerético dado usando las ecuaciones (11) y (12) y registrar estos valores en la Fig. 10:

$$\epsilon_{DA} = S_{DA} / L_S \quad (11)$$

$$\epsilon_{SA} = \epsilon_{DA} / 2 \quad (12)$$

donde:

$\epsilon_{DA}$  = deformación axial de amplitud doble (adimensional), y

$\epsilon_{SA}$  = deformación axial de amplitud simple (adimensional).

## 13. Informe

**13.1** Reportar la siguiente información:

**13.1.1** Datos de identificación y descripción visual del espécimen, incluyendo la clasificación de suelos, de acuerdo con la Norma D 2488 si el espécimen es inalterado o remodelado (indique el método de preparación). Indique si se ha empleado algún método para reducir las restricciones de los extremos del espécimen.

**13.1.2** Valores del límite plástico y del límite líquido, si han sido determinados de acuerdo con el Método de Ensayo D 4318.

**13.1.3** Valor de la gravedad específica de sólidos, anotando si este valor ha sido determinado de acuerdo con Método D 854 o ha sido asumido.

**13.1.4** Análisis granulométrico, si ha sido determinado de acuerdo con el Método D 422.

**13.1.5** Peso unitario seco inicial del espécimen, relación de vacíos, contenido de humedad, y grado de saturación.

- 13.1.6 Altura y diámetro inicial del espécimen.
- 13.1.7 Método seguido para la saturación del espécimen (método seco o húmedo).
- 13.1.8 Contrapresión total.
- 13.1.9 Parámetro de Presión de Poro B al final de la saturación.
- 13.1.10 Esfuerzo efectivo de consolidación.
- 13.1.11 Tiempo para el 50% de consolidación primaria.
- 13.1.12 Peso unitario seco del espécimen, relación de vacíos, contenido de agua, y grado de saturación después de la consolidación.
- 13.1.13 Área de la sección transversal del espécimen después de la consolidación y método usado para su determinación.
- 13.1.14 Lazos histeréticos para cada nivel de carga y deformación de los ciclos 1 a 5, 10, 20, y 40.
- 13.1.15 Graficar el Módulo de Young y el amortiguamiento del material D versus el logaritmo de la deformación axial de amplitud simple usando los datos del primer ciclo, a menos que se requiera de otro ciclo.
- 13.1.16 Bosquejar o tomar una fotografía del espécimen después del ensayo.
- 13.1.17 Remarcar y anotar comentarios de cualquier condición inusual u otra información necesaria para interpretar apropiadamente los resultados obtenidos e incluir cualquier punto no seguido en el procedimiento sugerido.

#### **14. Precisión y Sesgo (Bias)**

14.1 La variabilidad del suelo y la insuficiencia resultante para determinar un valor de referencia verdadera previene el desarrollo de un estado significativo de sesgo (bias). Los datos se evalúan para determinar la precisión de este método de ensayo. Además el subcomite está abocado en la tarea de buscar mayores datos de los usuarios de este método.

#### **15. Palabras Claves**

15.1 Amortiguamiento, ensayo de laboratorio; propiedades físicas; esfuerzo triaxial.

## Referencias

Ladd, R.,S. and Dutko, P., "Smal Strain Measurements Medidas Using Triaxial Apparatus". Advances In The Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions. V. Khosla, ed., American Society of Civil Engineers. 1985.

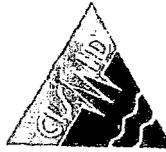
Chan, C. K., el "Low Fricción Seal System". Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers. Vol. 101. GT-9. 1975, pp, 991\_995.

Chaney, R. and Mulilis. J. "Wet Sample Preparation Techniques" Geotechnical Testing Journal, ASTM,1978, pp. 107-108.

Ladd. R. S., "Preparing Test Specimens Using Under-Compaction" Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 1 N° 1, March 1978. pp. 16-23

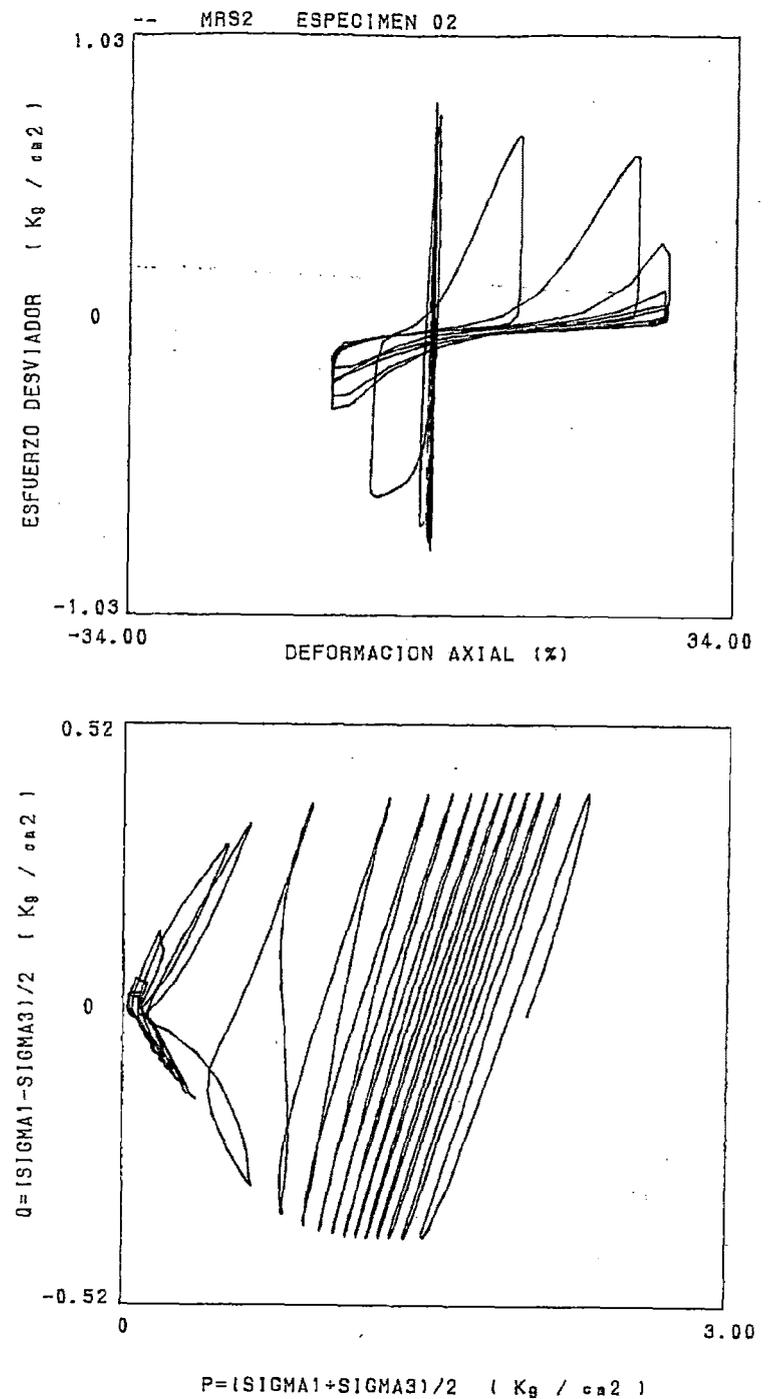
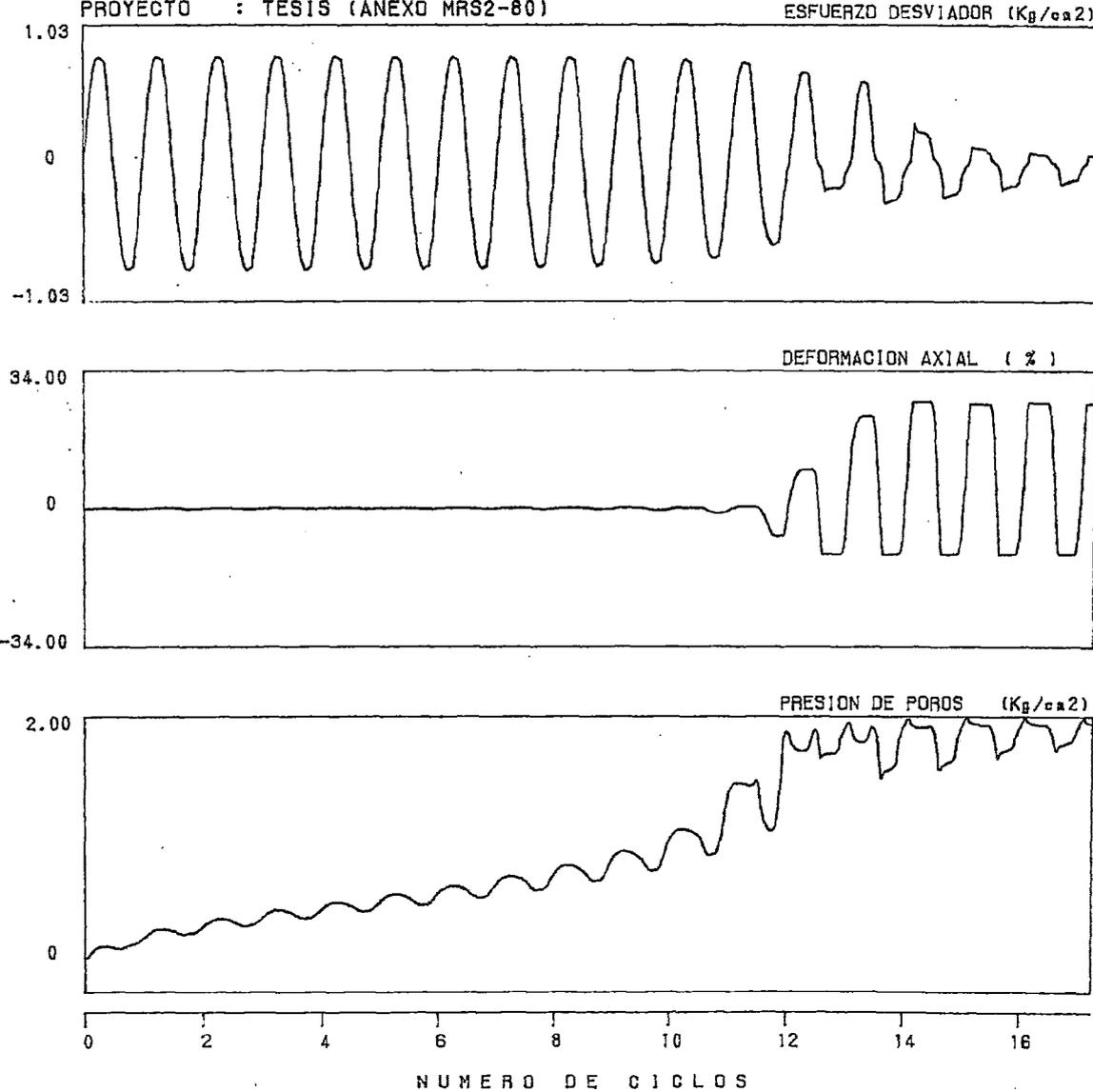
**ANEXO III**

**REGISTRO DE ENSAYOS DE LICUACION DE SUELOS**



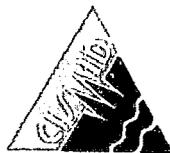
### ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS

SOLICITADO : CARLOS H. SOTO. M.  
PROYECTO : TESIS (ANEXO MRS2-80)



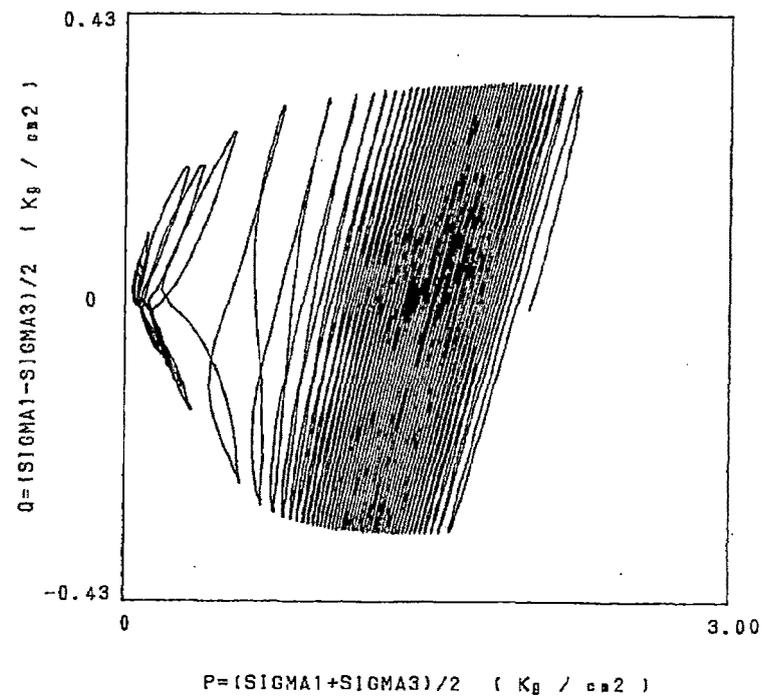
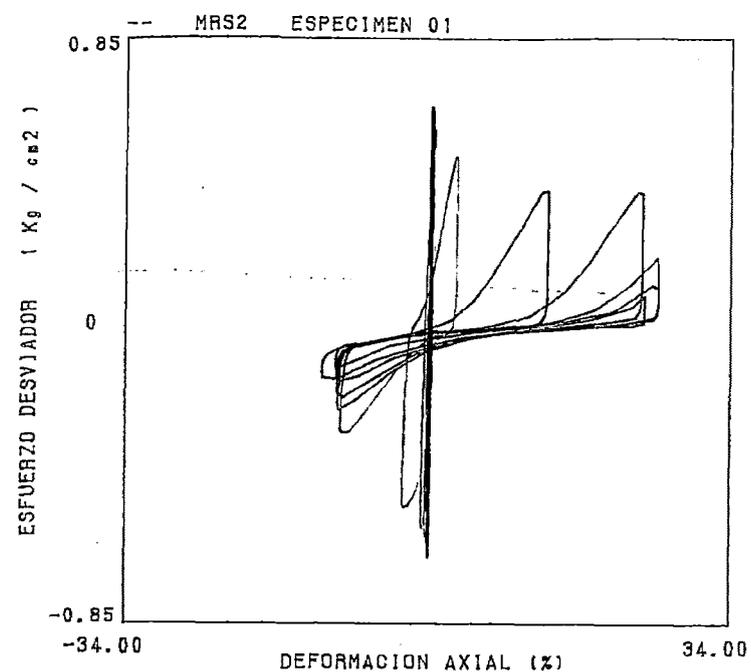
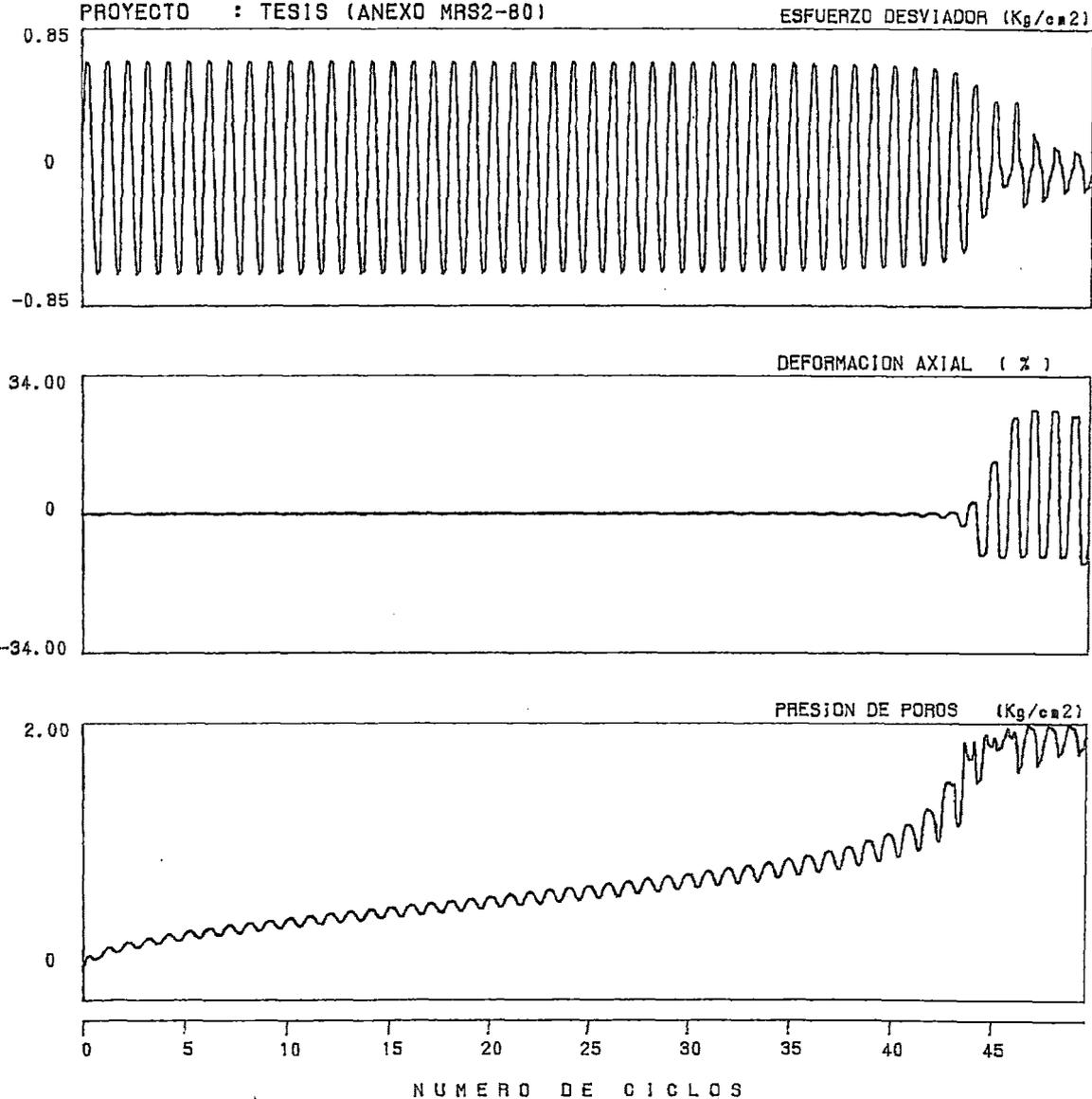


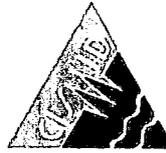
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**CISMID - Laboratorio Geotécnico**



**ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS**

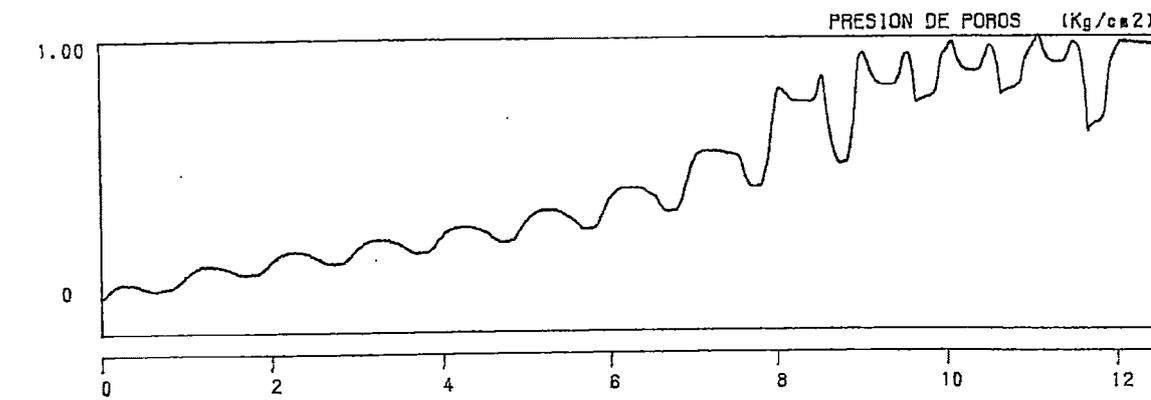
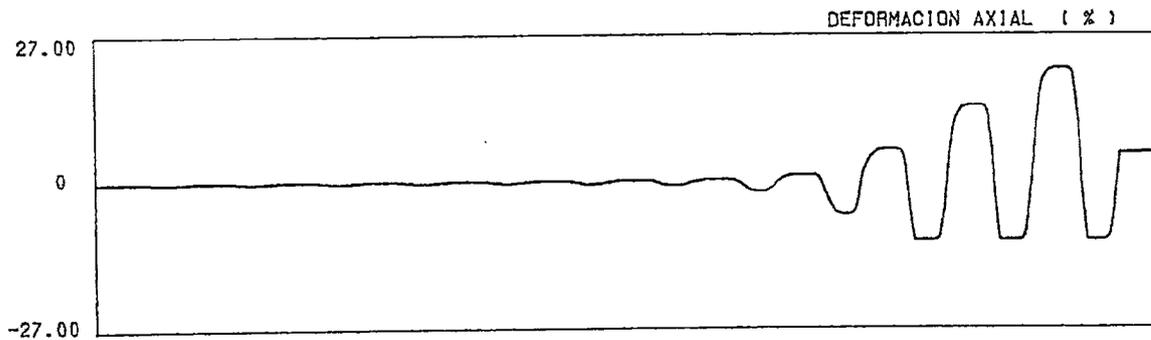
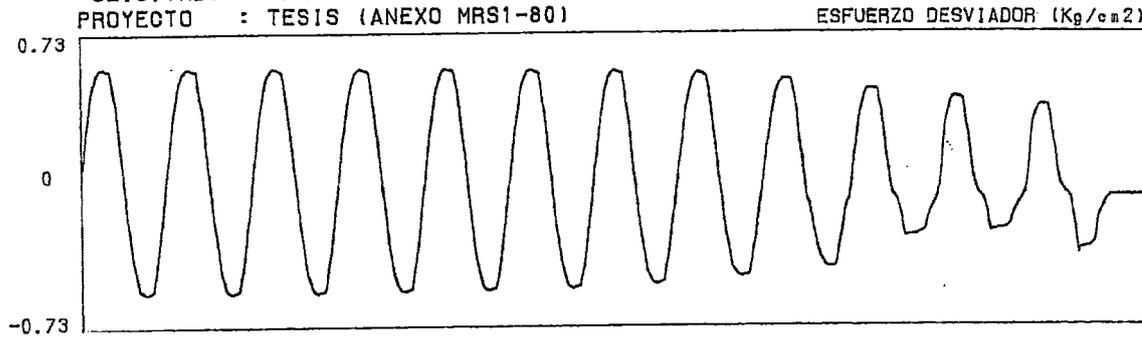
SOLICITADO : CARLOS H. SOTO. M.  
PROYECTO : TESIS (ANEXO MRS2-80)



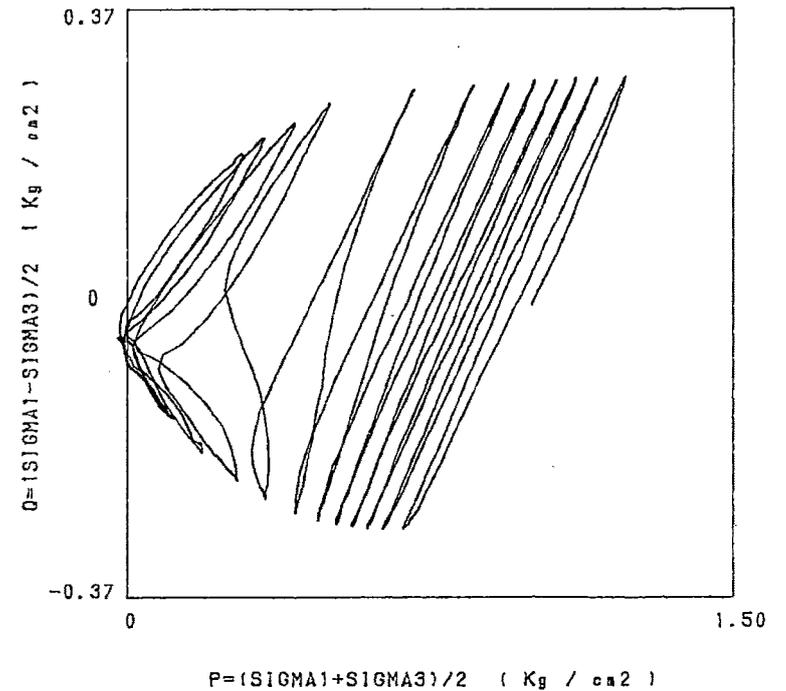
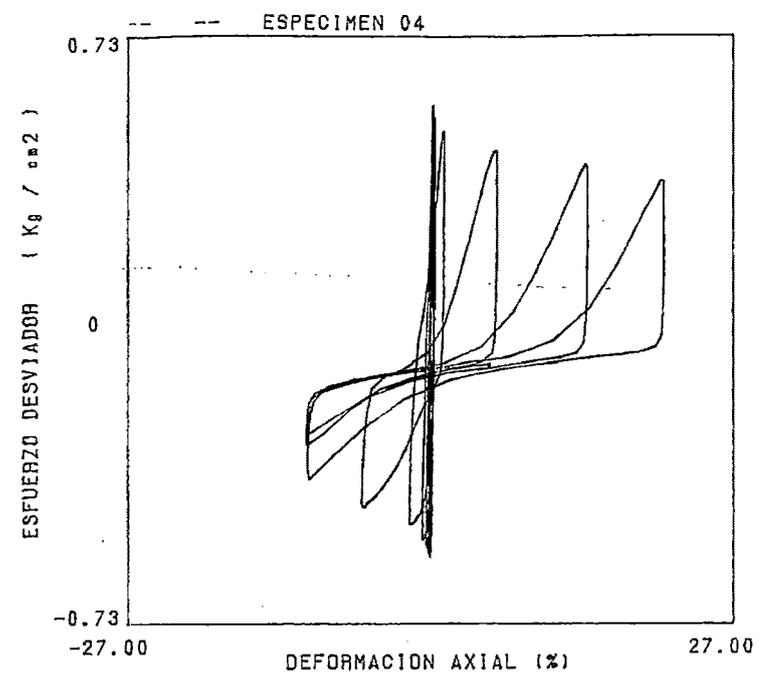


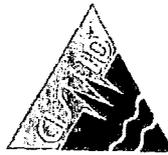
**ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS**

SOLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
 PROYECTO : TESIS (ANEXO MRS1-80)



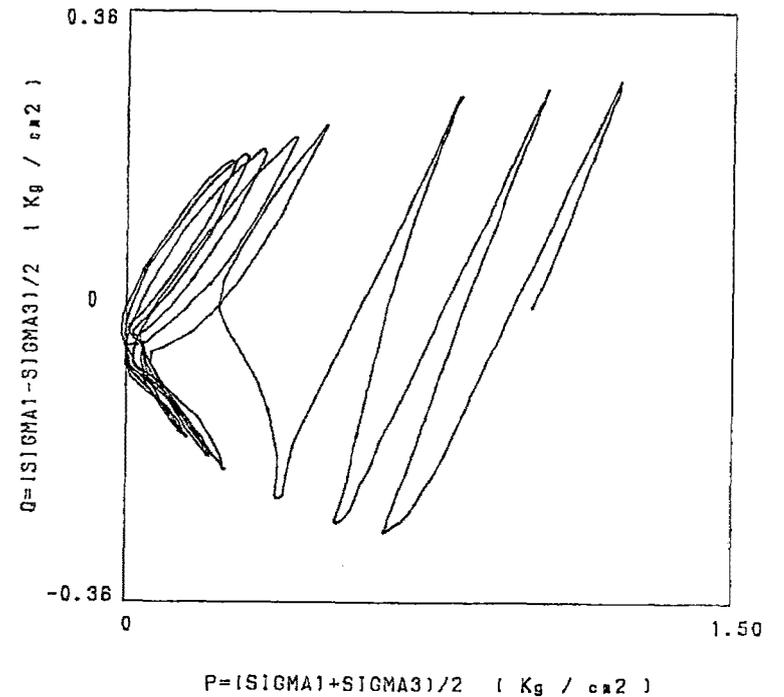
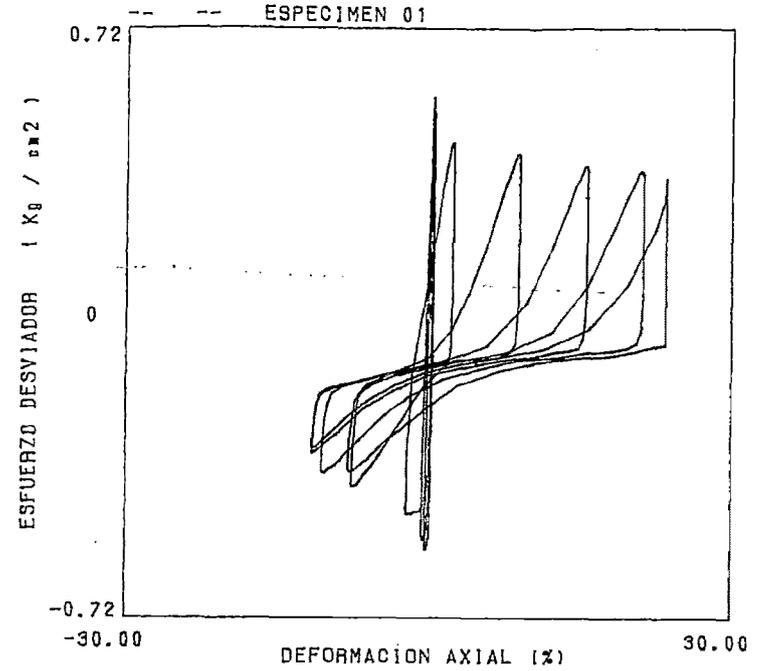
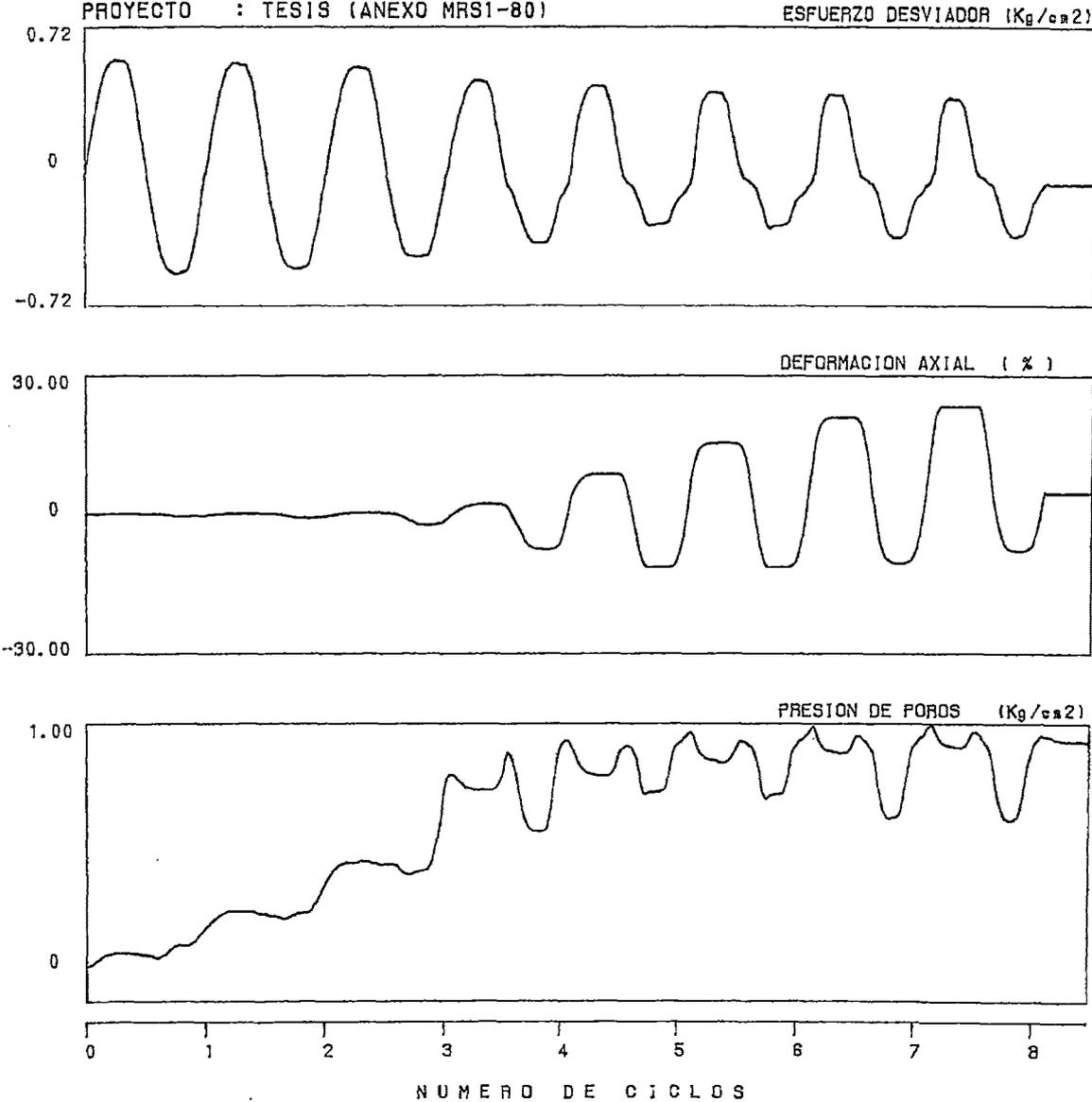
NUMERO DE CICLOS

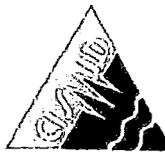
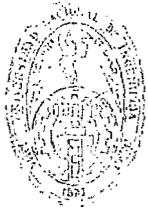




### ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS

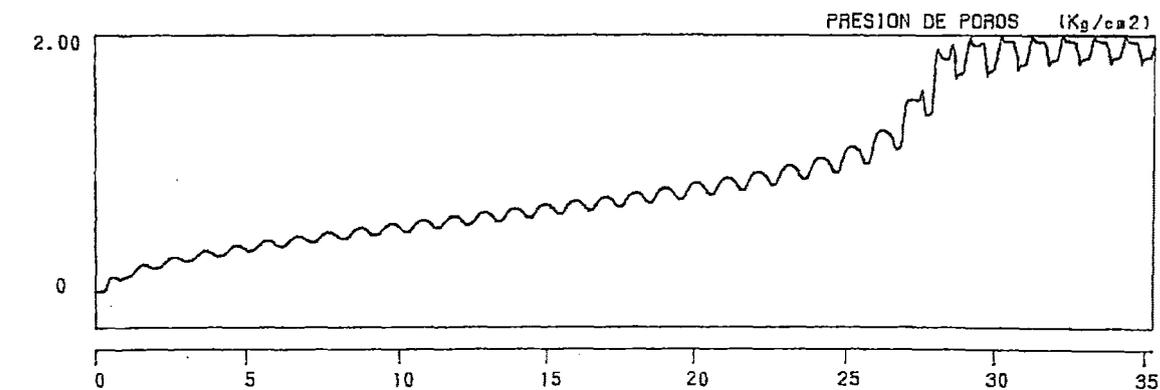
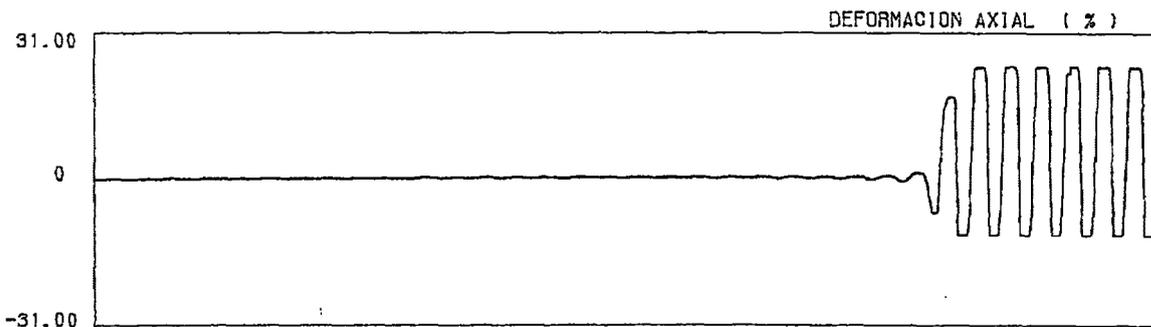
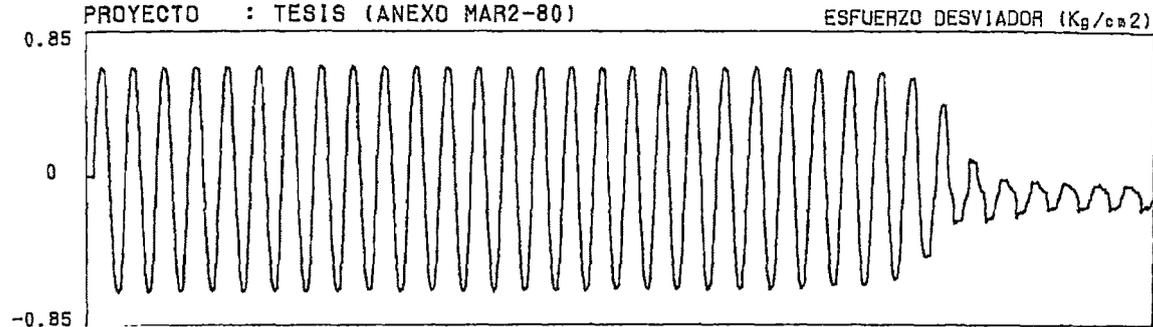
SOLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
PROYECTO : TESIS (ANEXO MRS1-80)



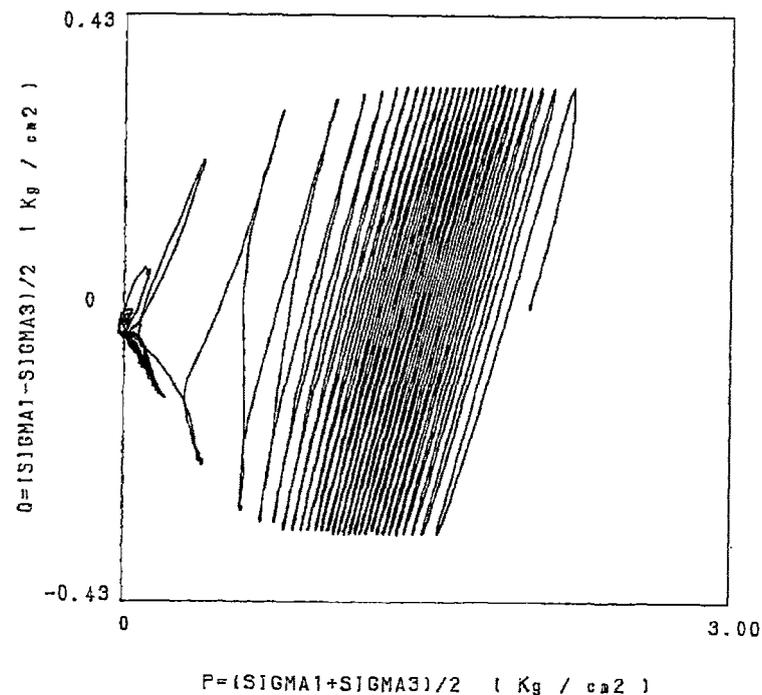
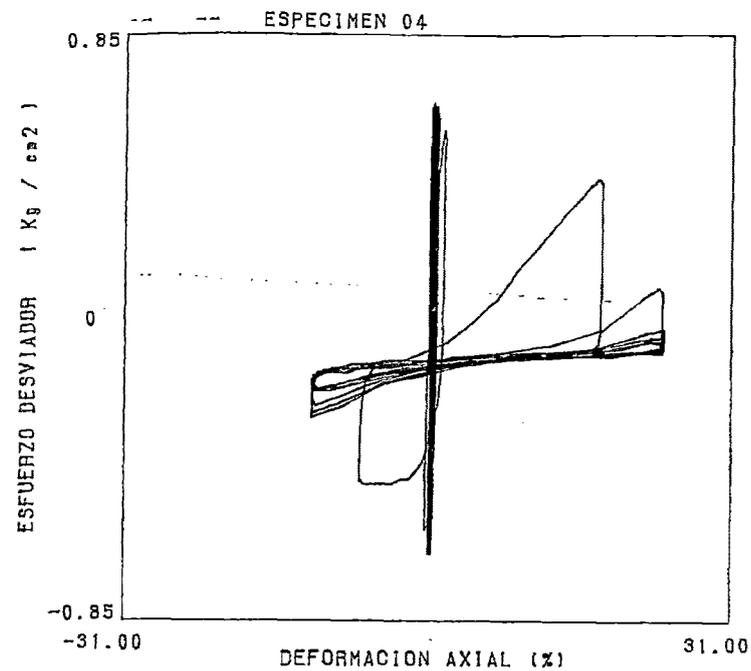


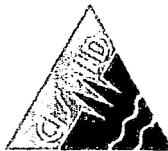
**ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS**

COLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
 PROYECTO : TESIS (ANEXO MAR2-80)



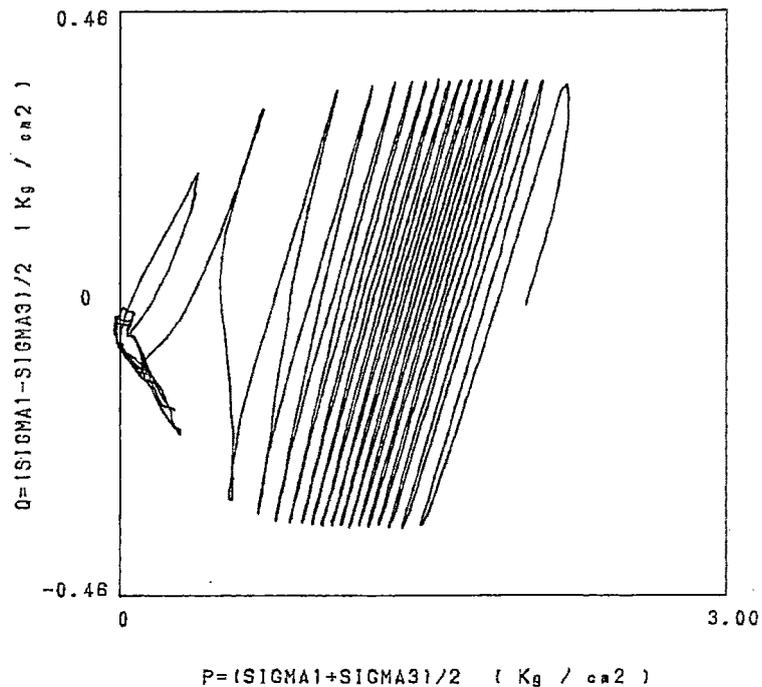
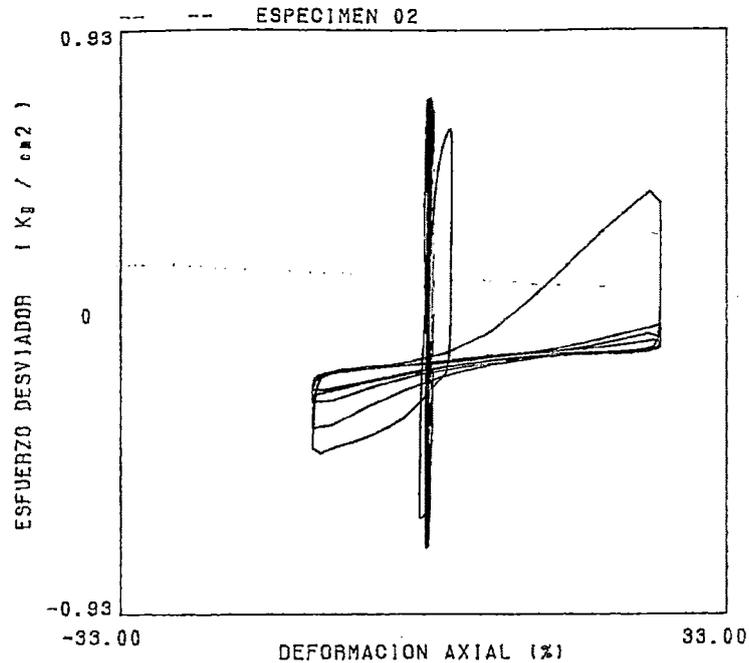
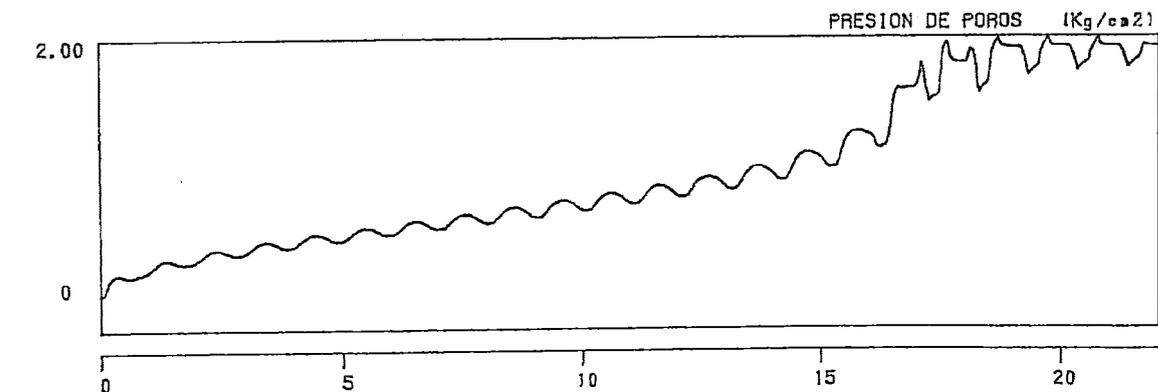
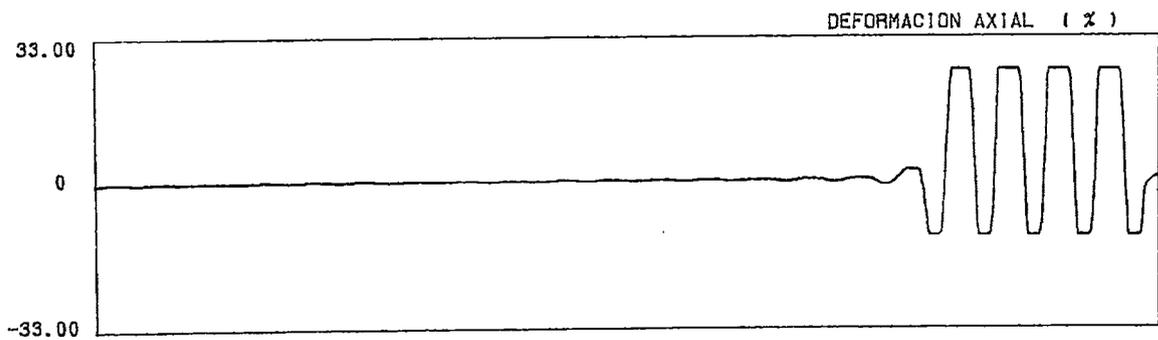
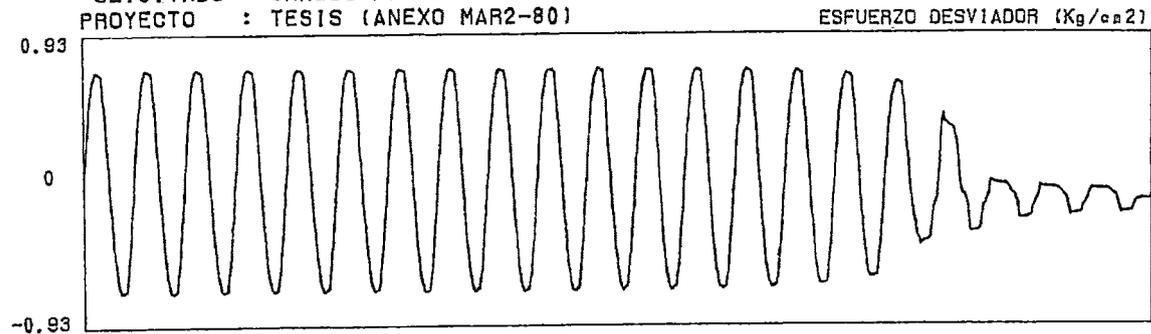
NUMERO DE CICLOS





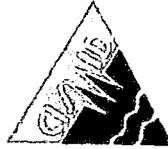
ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS

SOLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
PROYECTO : TESIS (ANEXO MAR2-80)



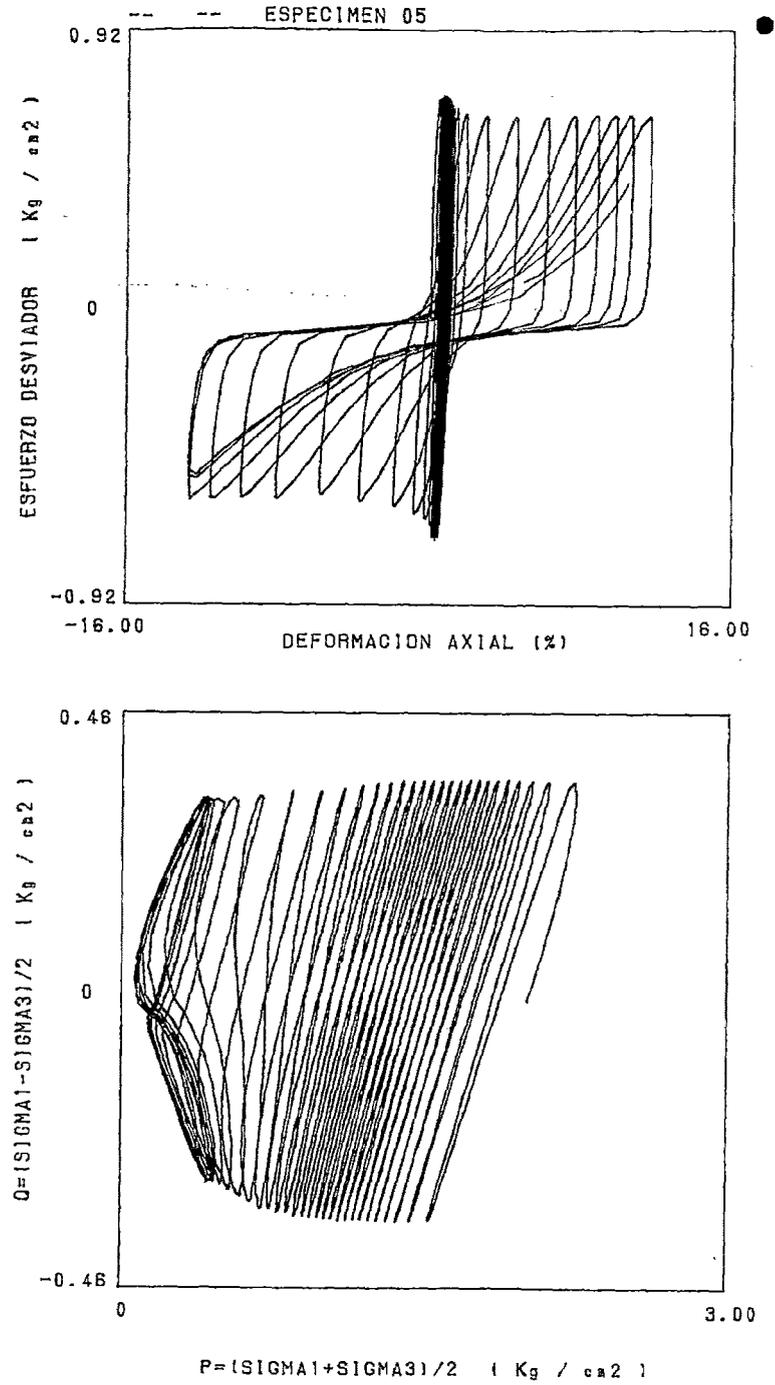
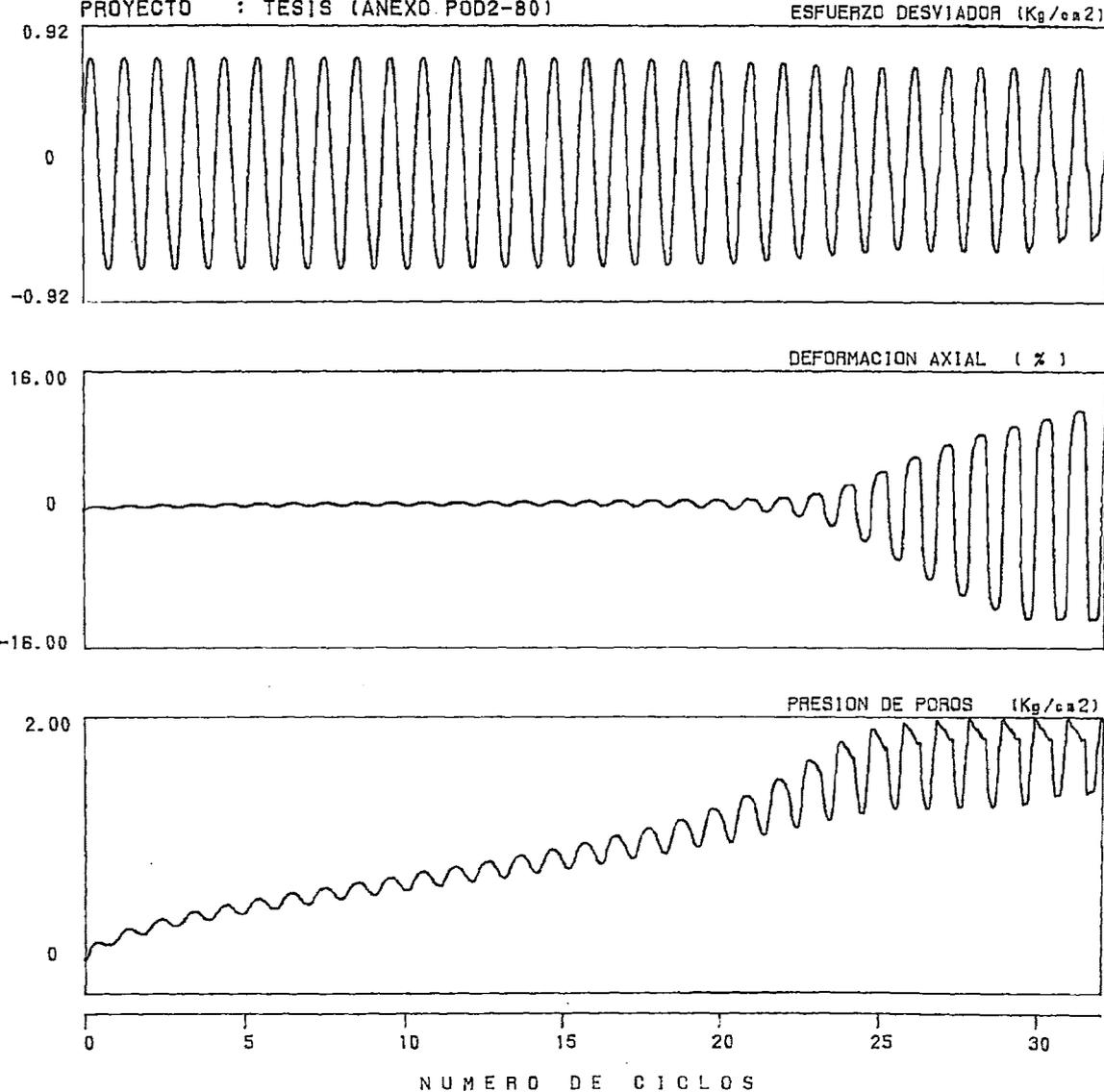


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**CISMID - Laboratorio Geotécnico**



**ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS**

SOLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
 PROYECTO : TESIS (ANEXO POD2-80)



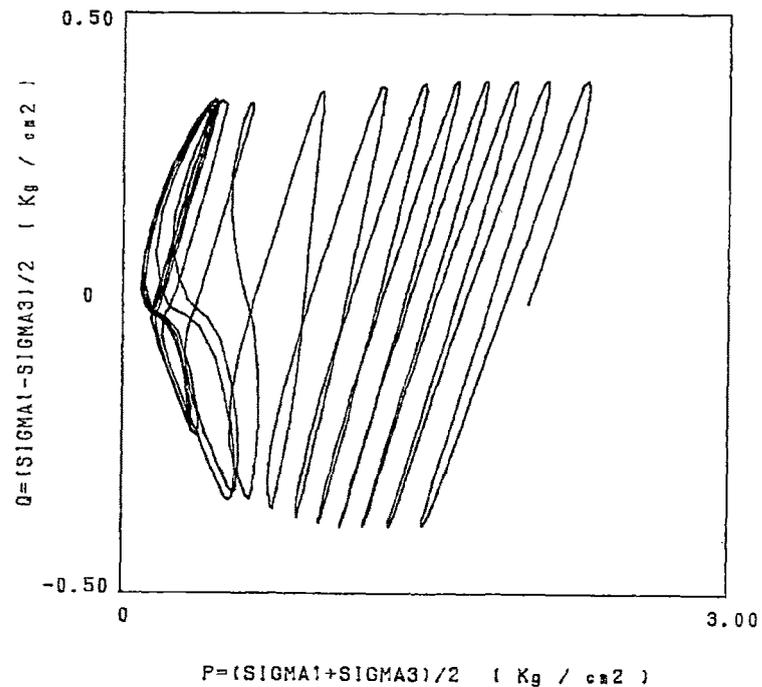
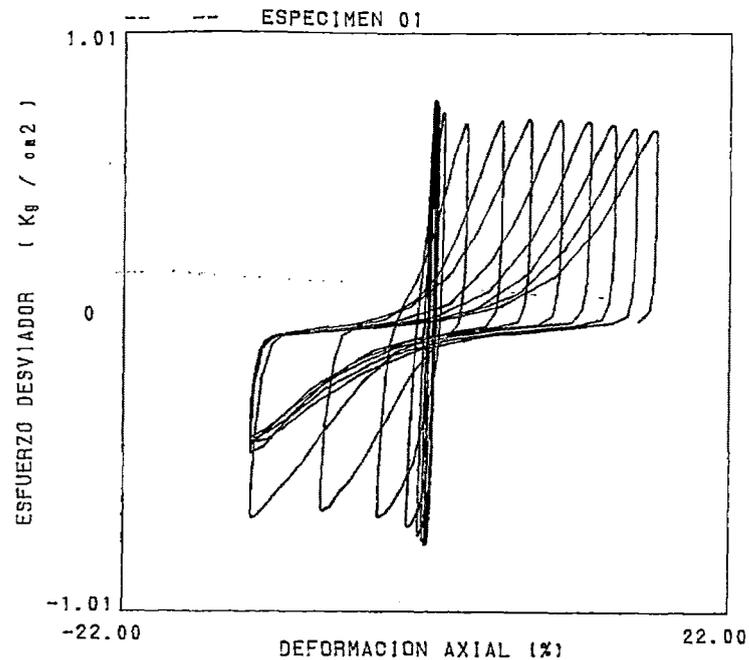
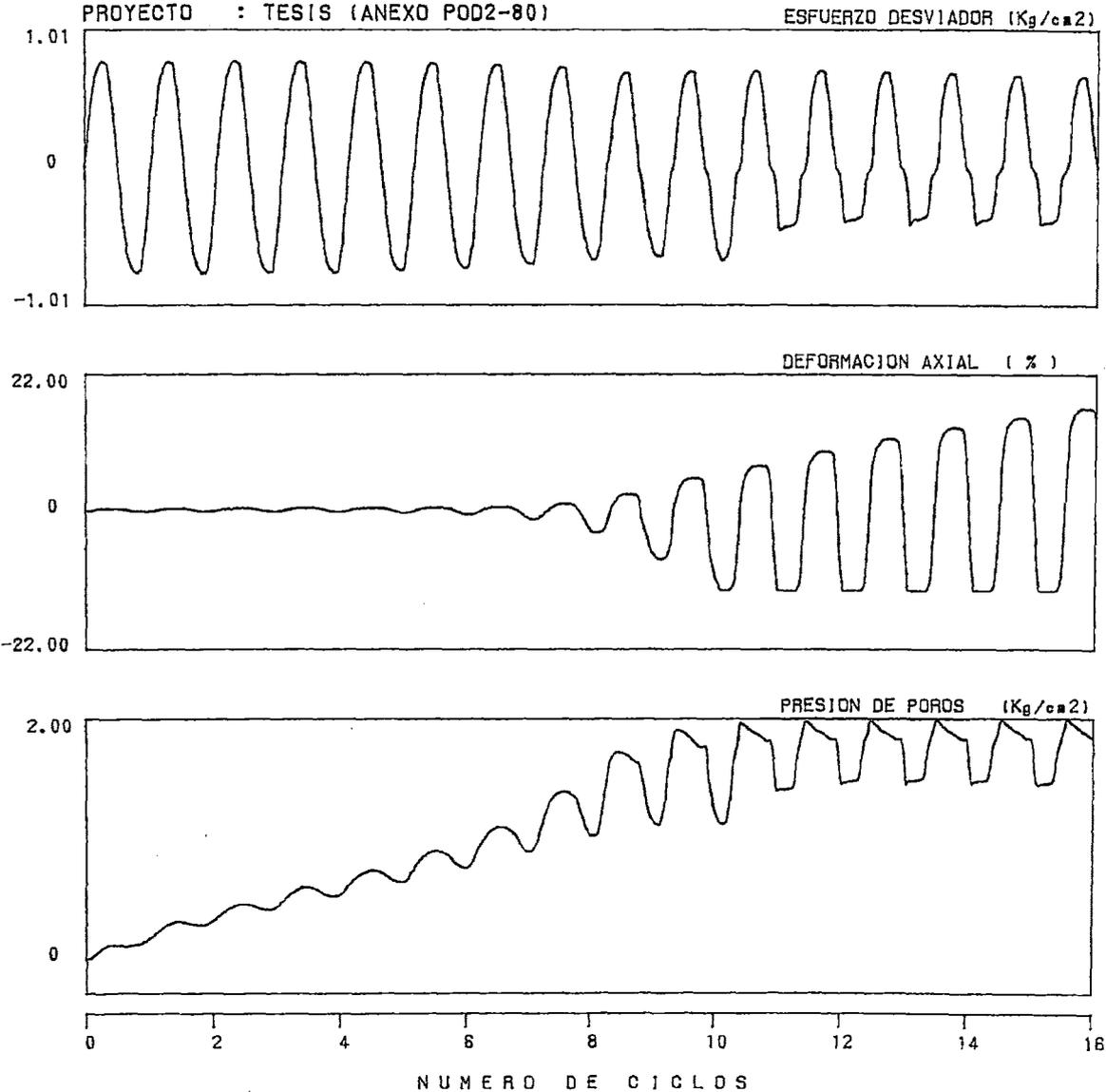


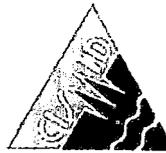
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**CISMID - Laboratorio Geotécnico**



**ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS**

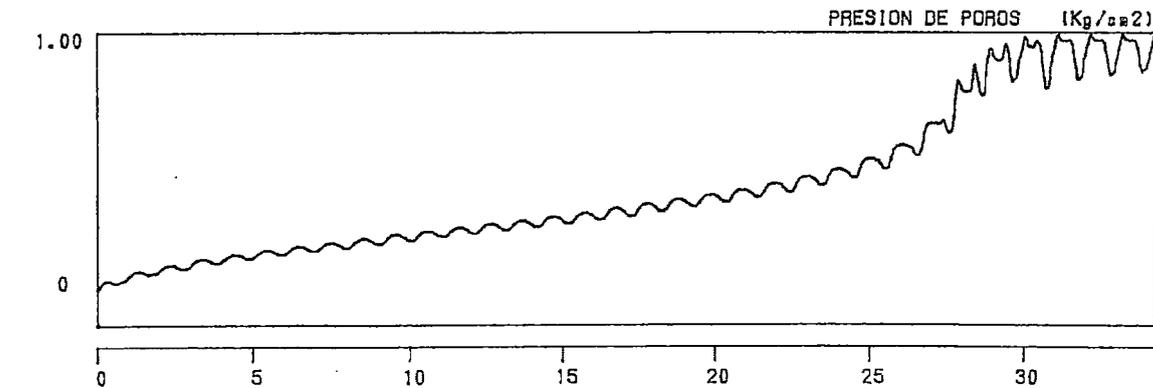
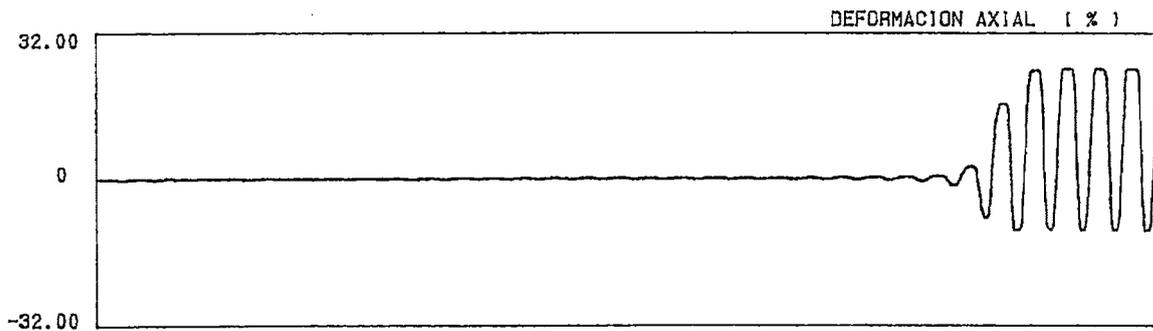
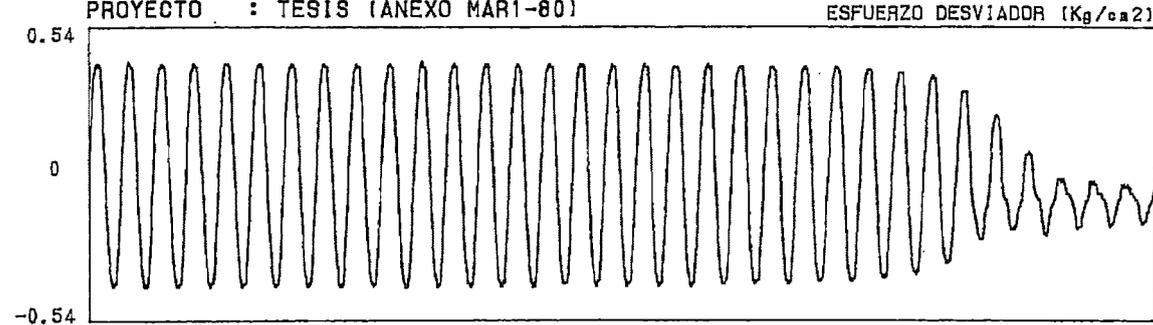
SOLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
PROYECTO : TESIS (ANEXO POD2-80)



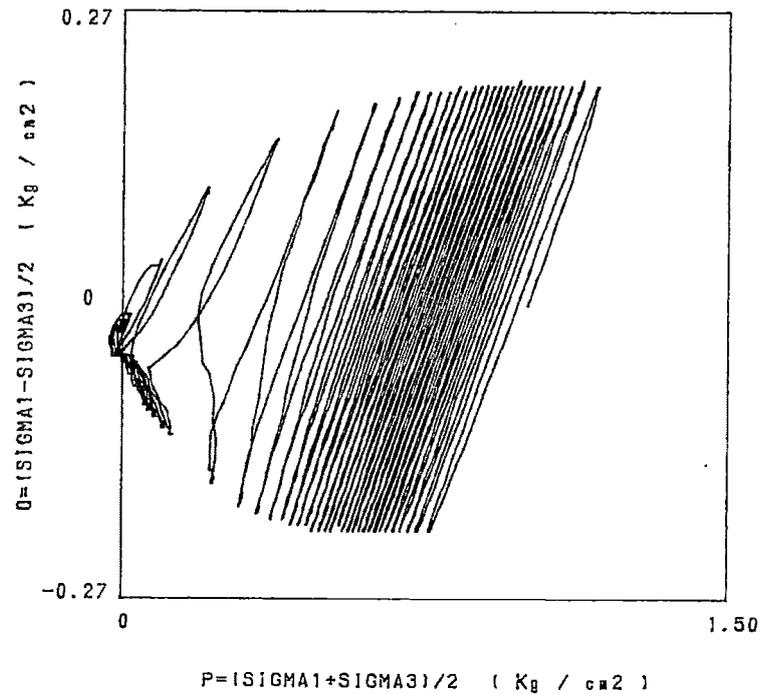
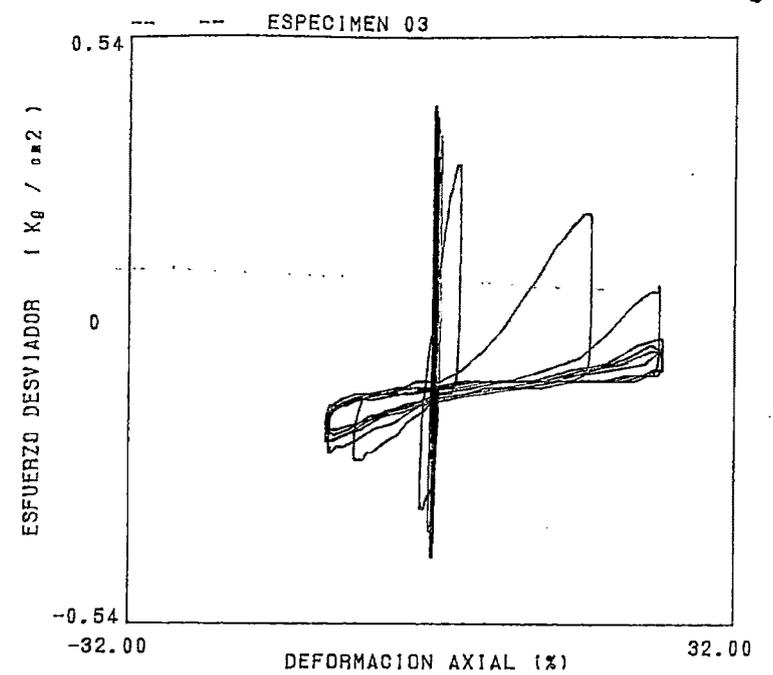


ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS

°OLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
 PROYECTO : TESIS (ANEXO MAR1-80)



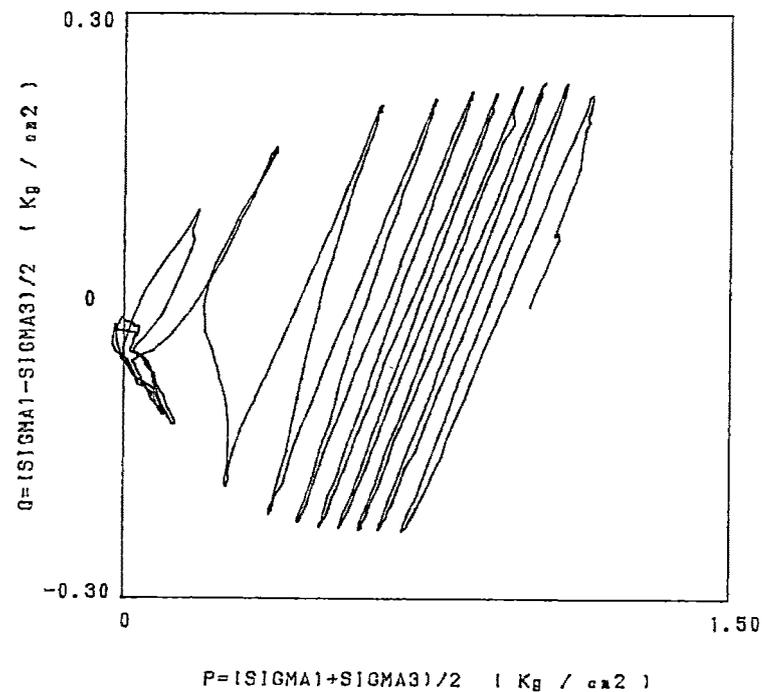
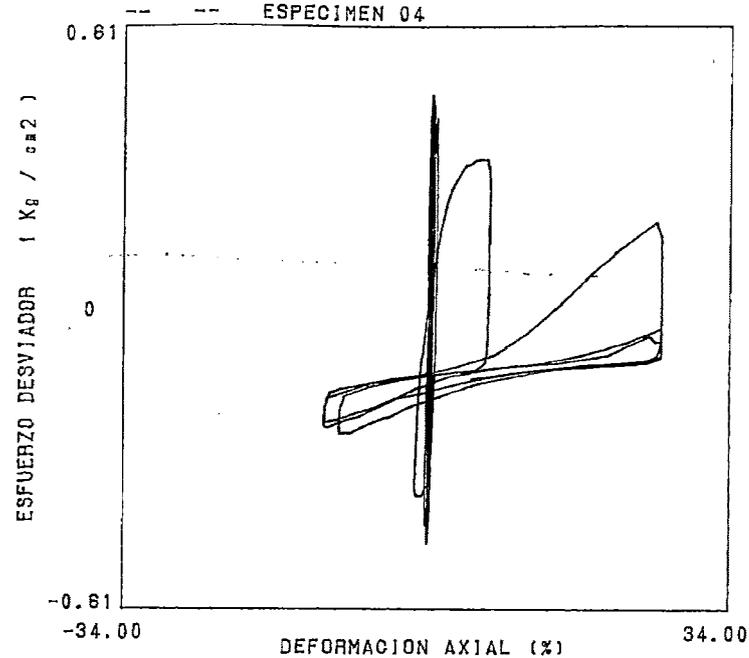
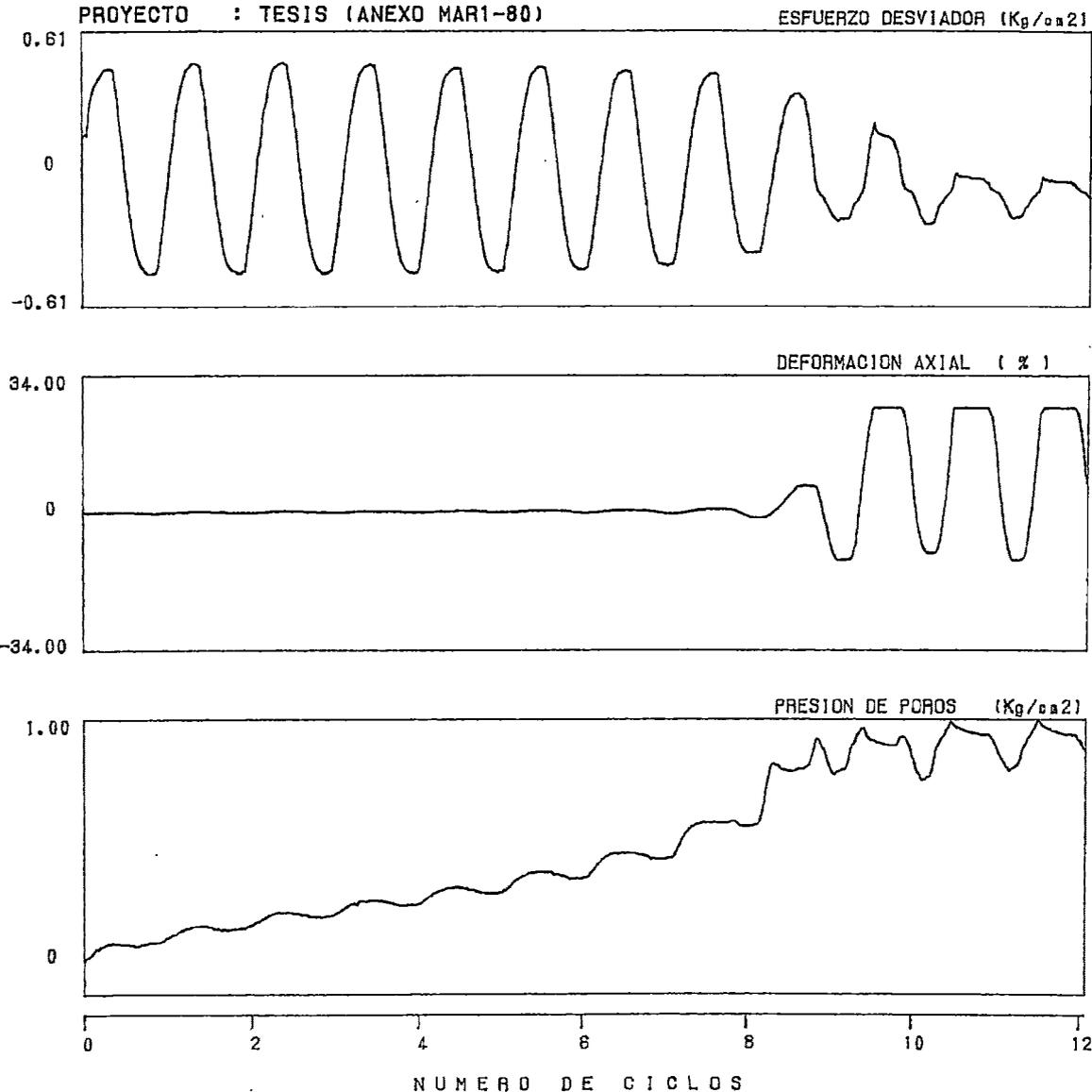
NUMERO DE CICLOS





**ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS**

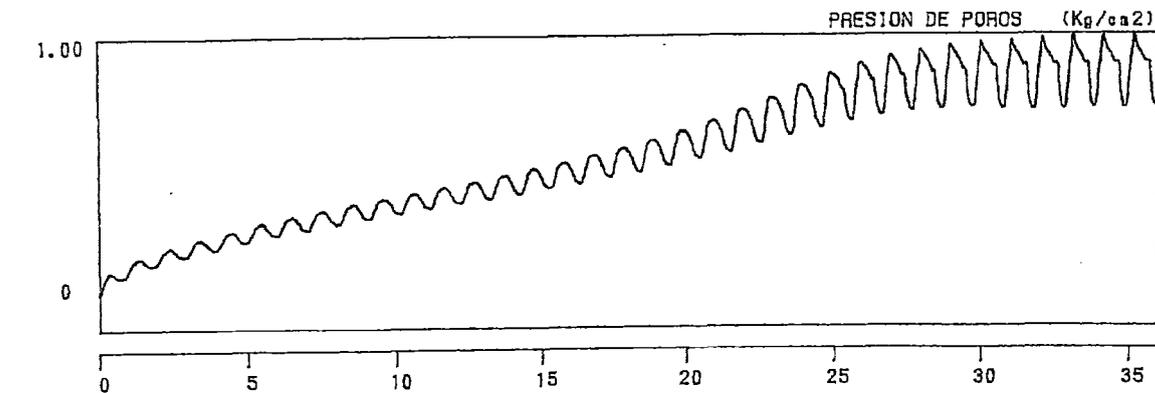
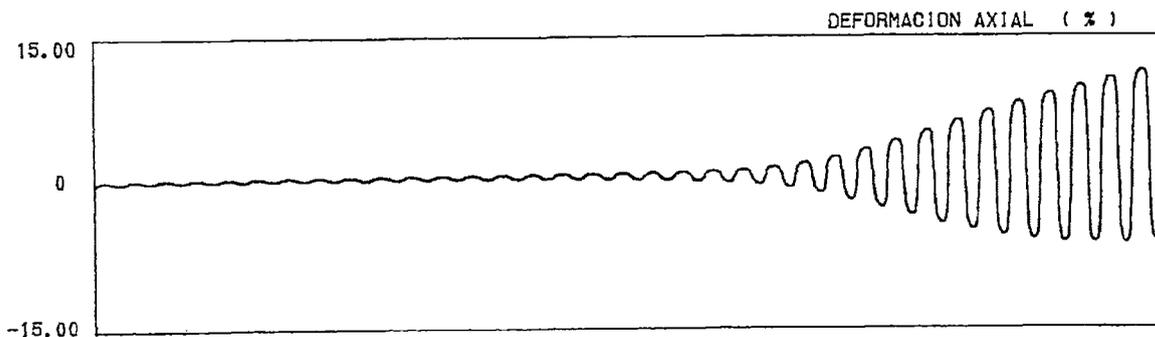
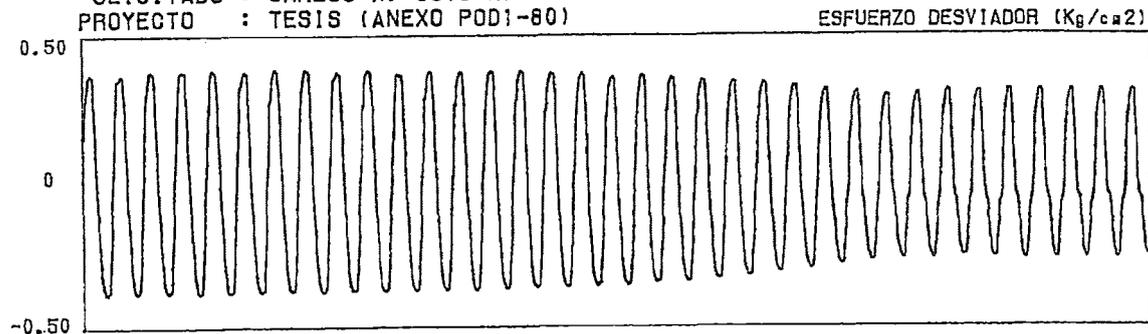
SOLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
 PROYECTO : TESIS (ANEXO MAR1-80)



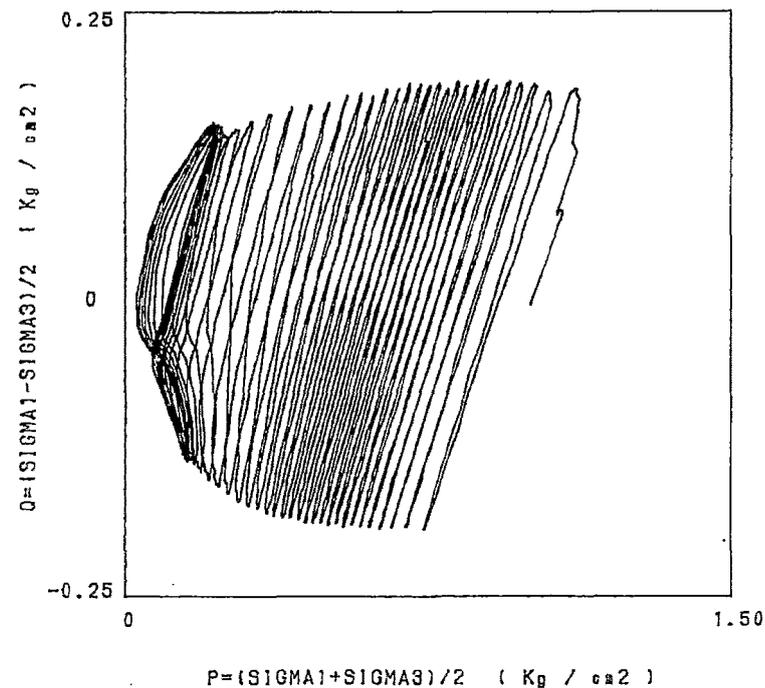
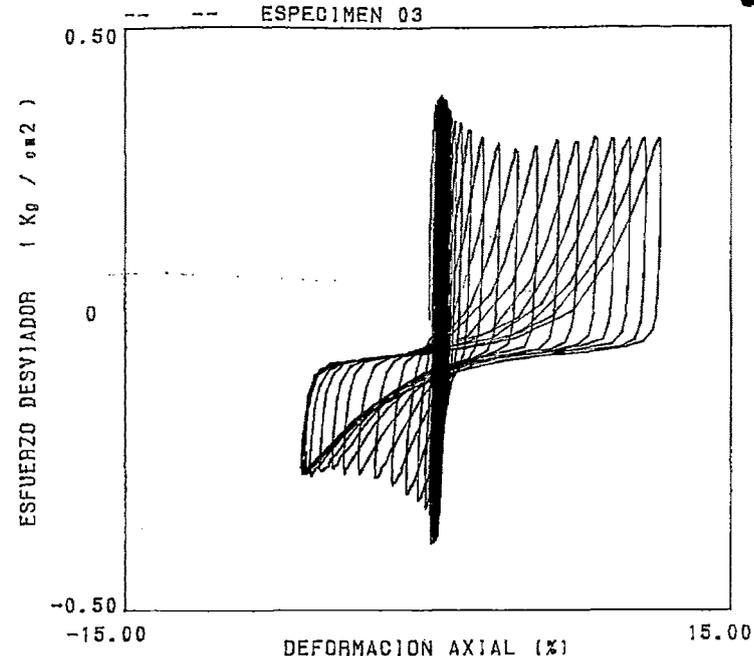


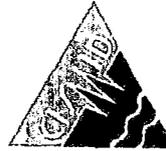
**ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS**

SOLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
 PROYECTO : TESIS (ANEXO POD1-80)



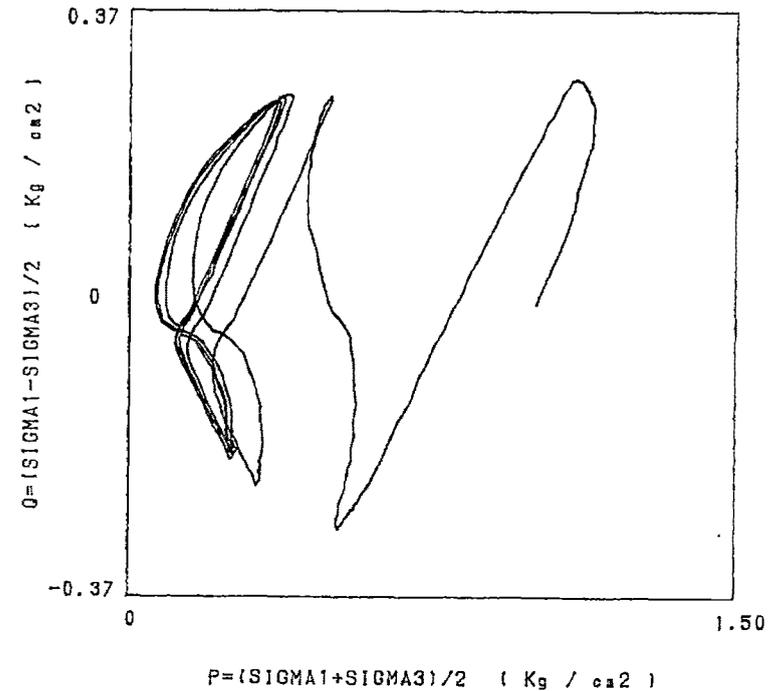
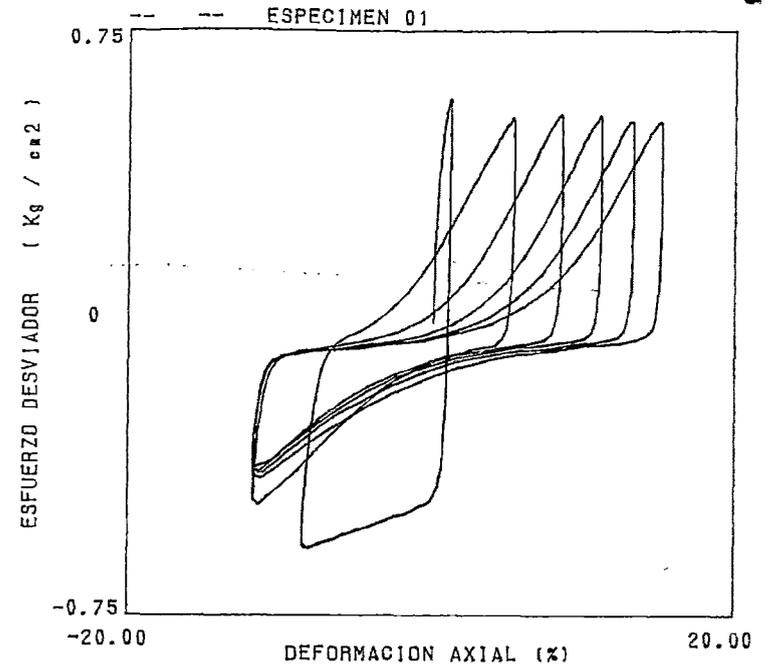
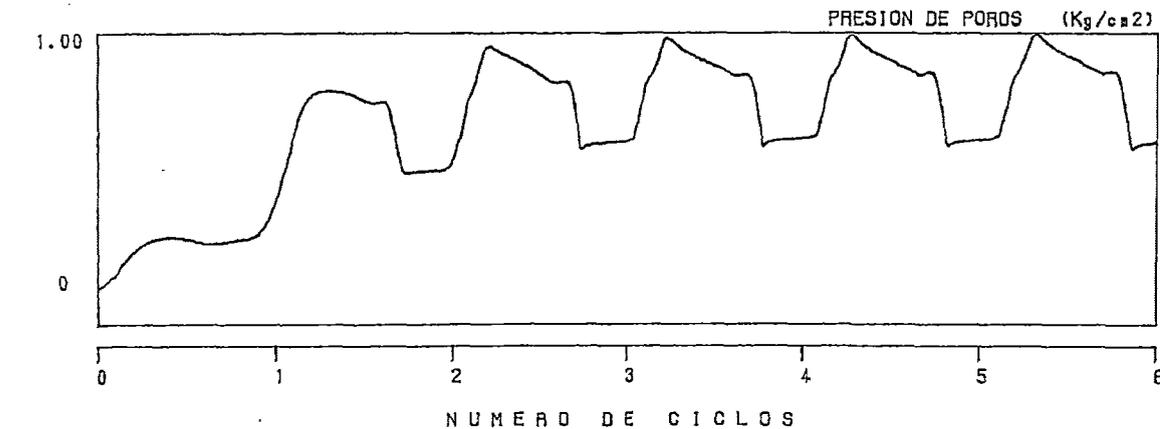
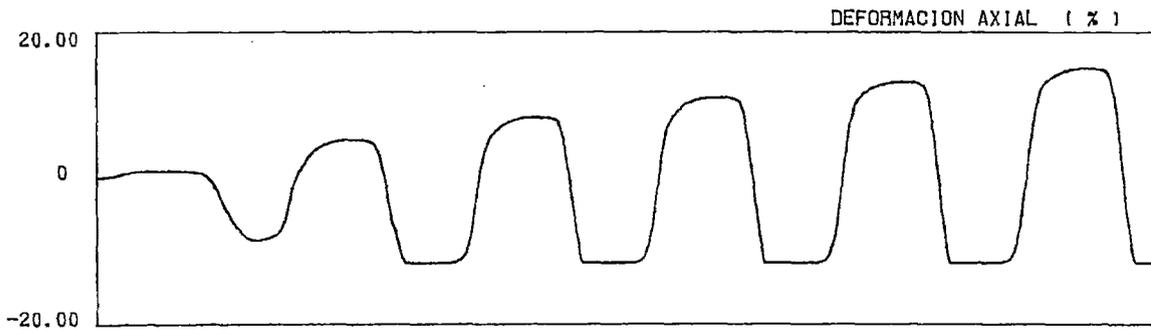
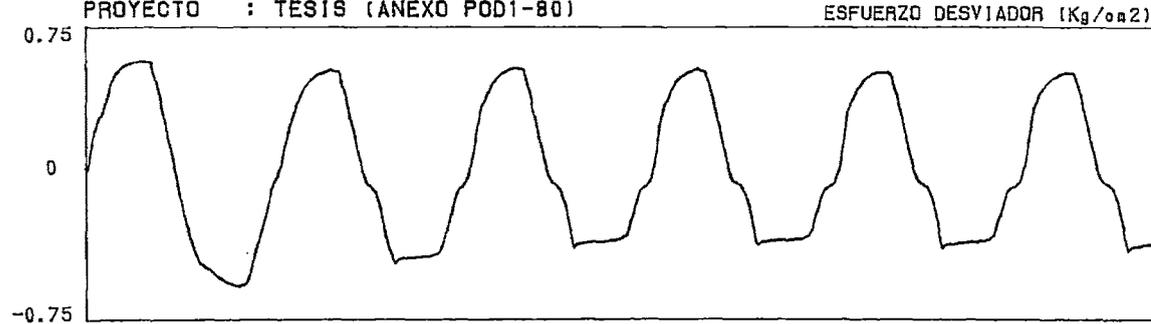
NUMERO DE CICLOS





### ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS

SOLICITADO : CARLOS H. SOTO M.  
PROYECTO : TESIS (ANEXO POD1-80)



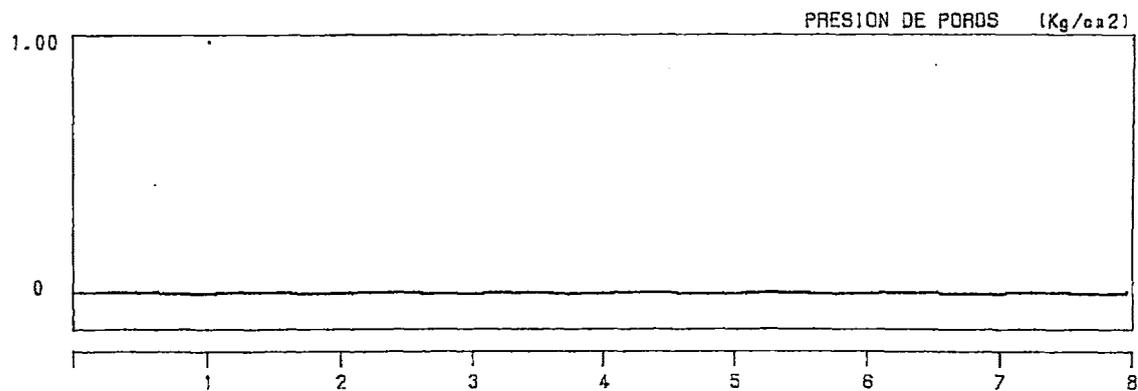
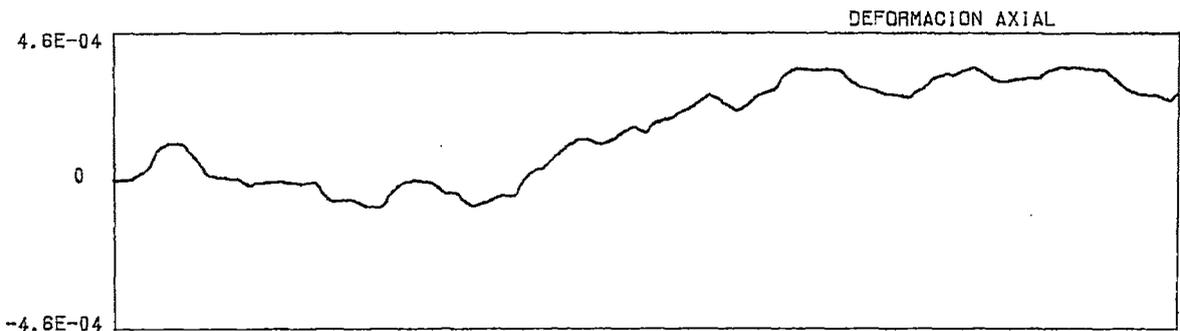
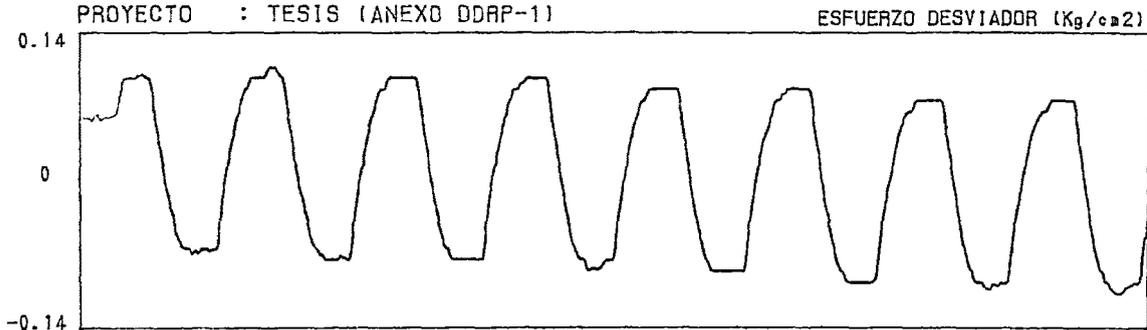
**ANEXO IV**

**REGISTRO DE ENSAYOS DE DEFORMACION DINAMICA**

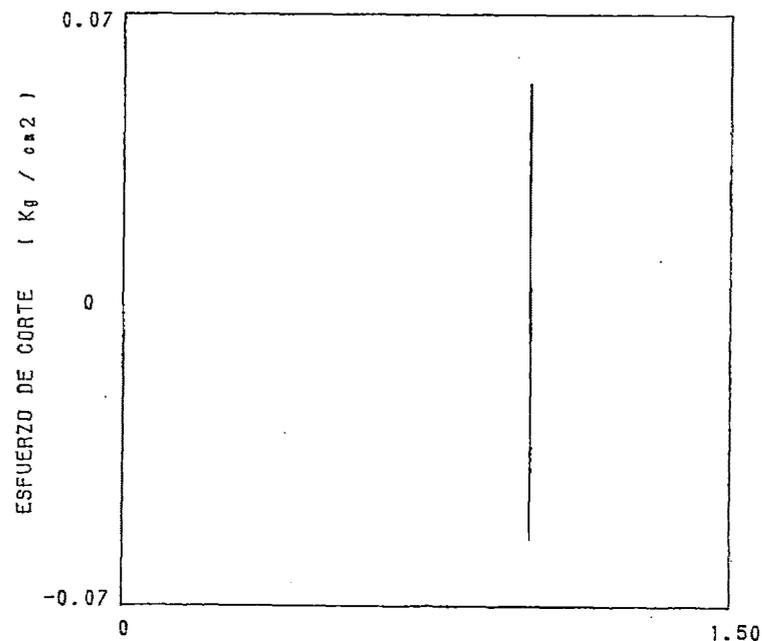
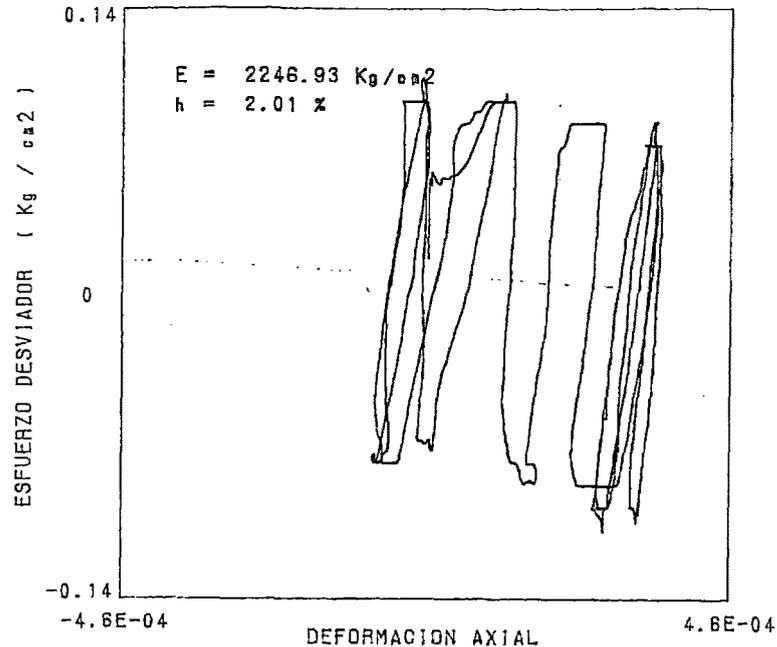


ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA

SOLICITADO : CARLOS SOTO  
 PROYECTO : TESIS (ANEXO DDRP-1)



NUMERO DE CICLOS



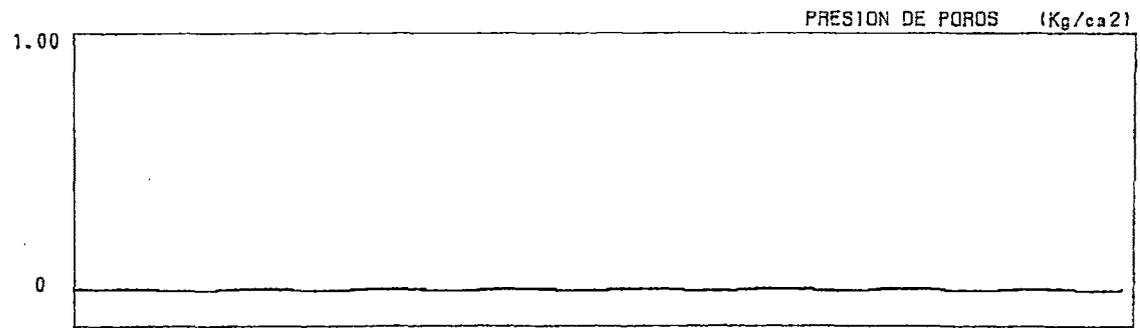
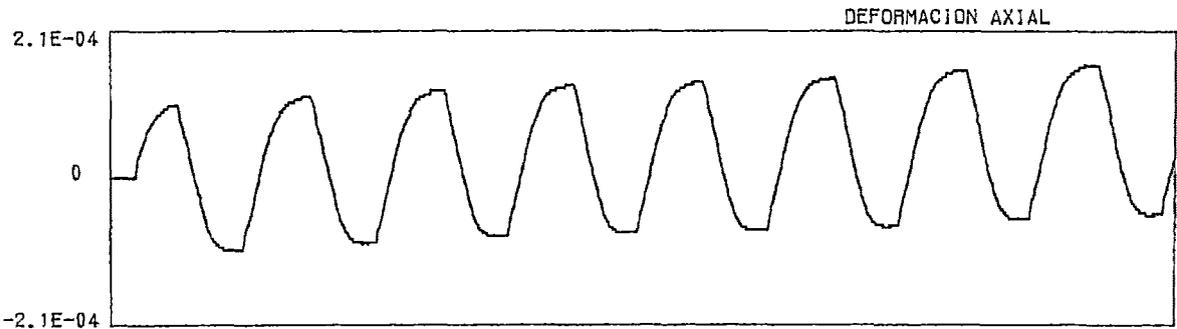
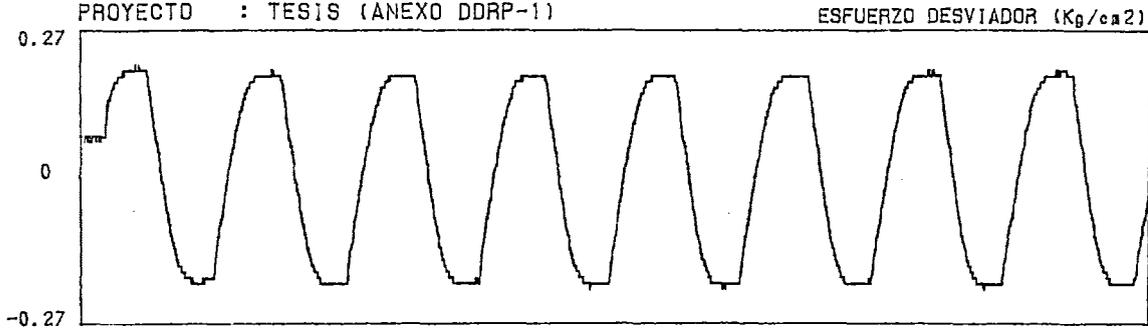
ESFUERZO EFECTIVO ( Kg / cm2 )



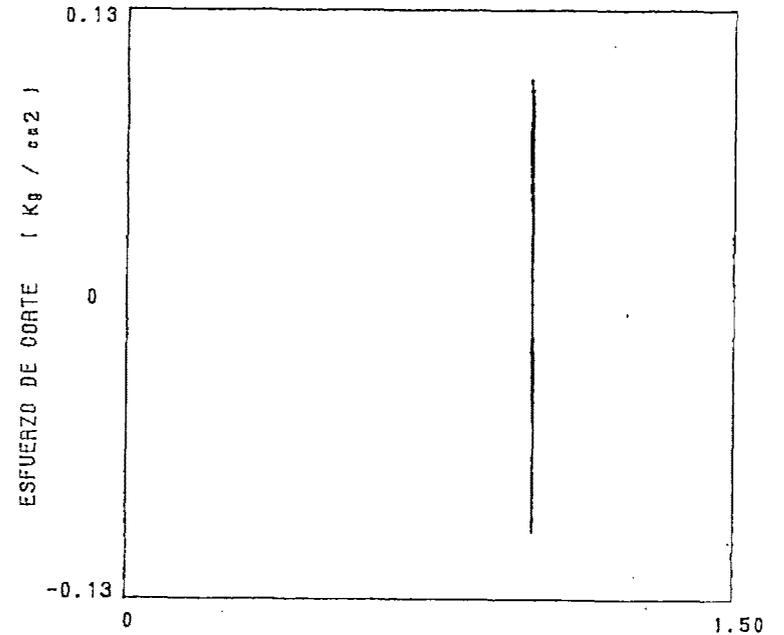
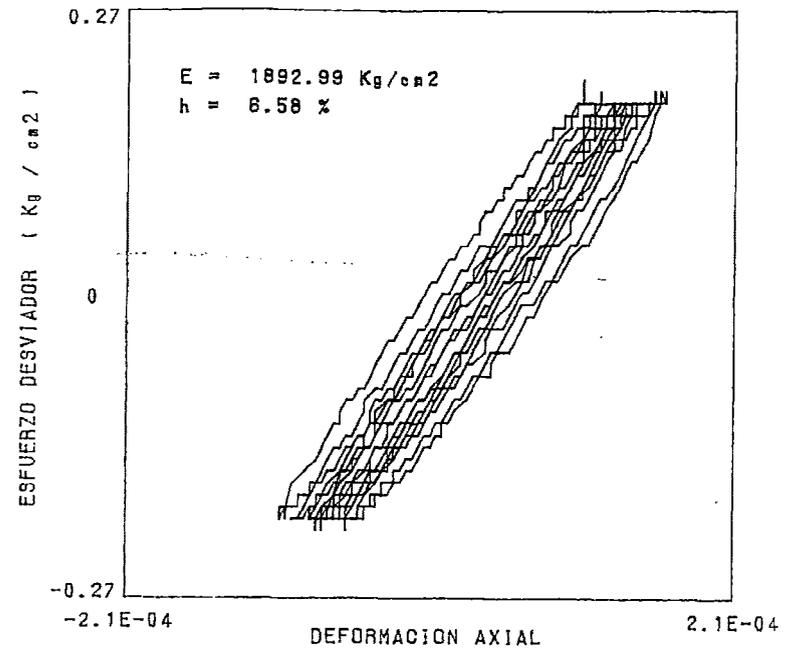
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CISMID - Laboratorio Geotécnico  
**ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA**



SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDRP-1)



NUMERO DE CICLOS



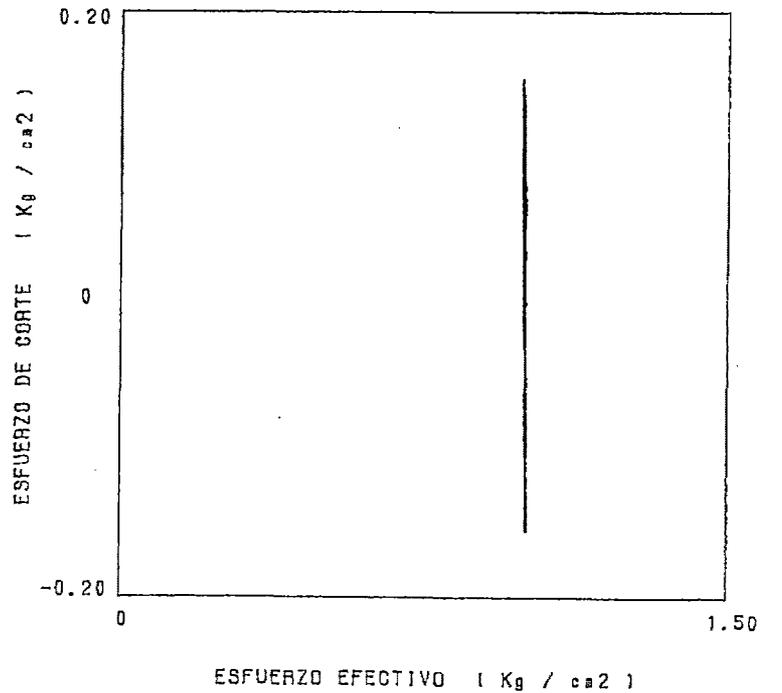
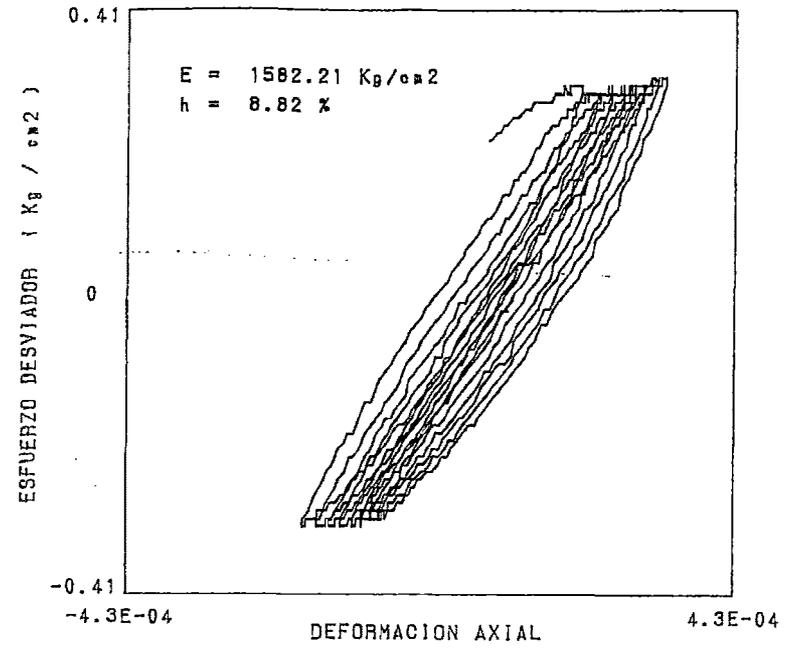
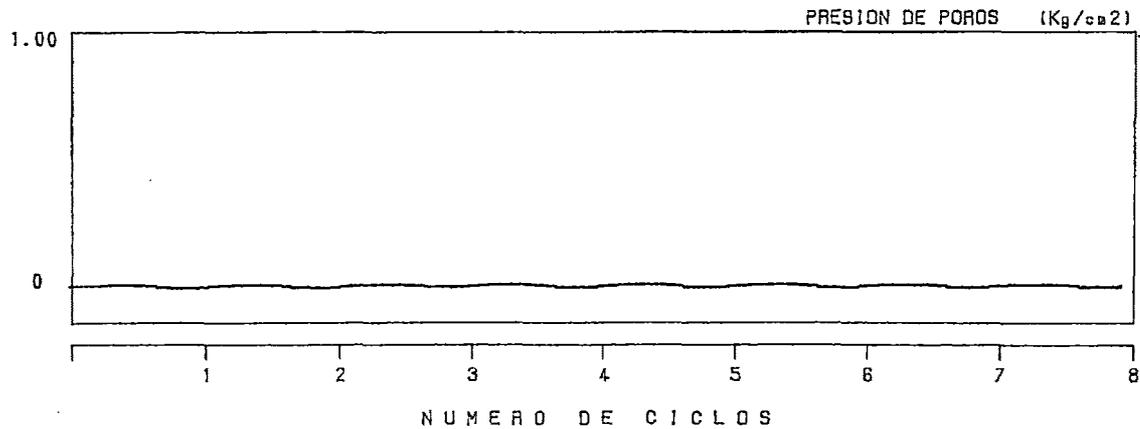
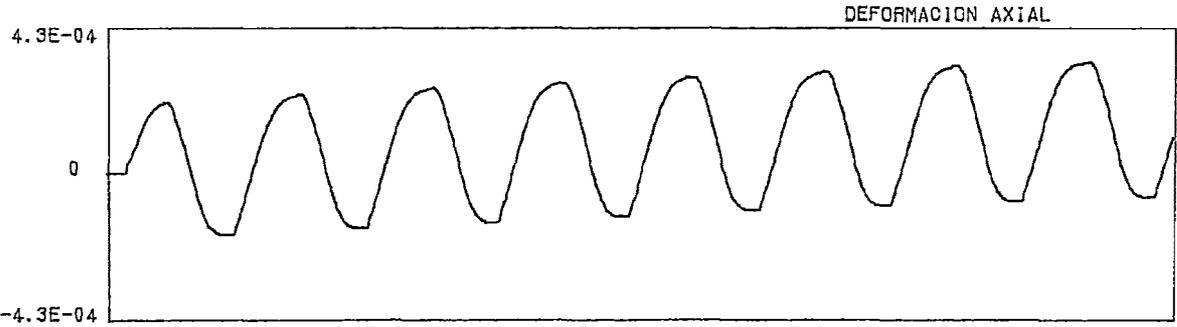
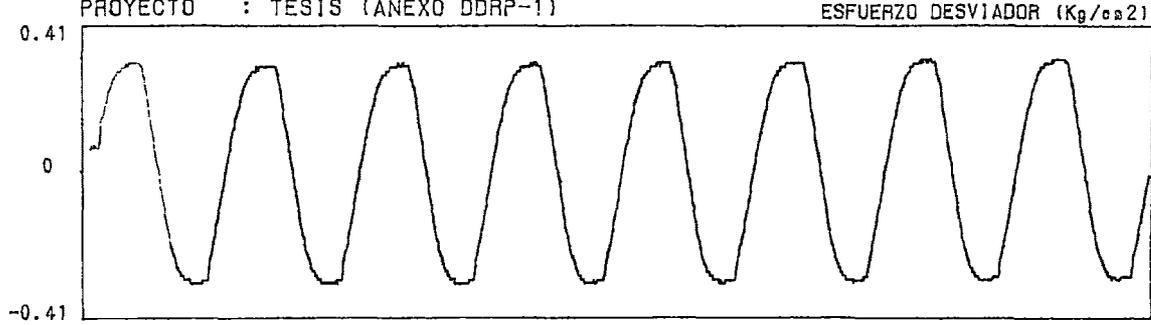
ESFUERZO EFECTIVO ( Kg / cm² )



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CISMID - Laboratorio Geotécnico  
ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA



SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDRP-1)

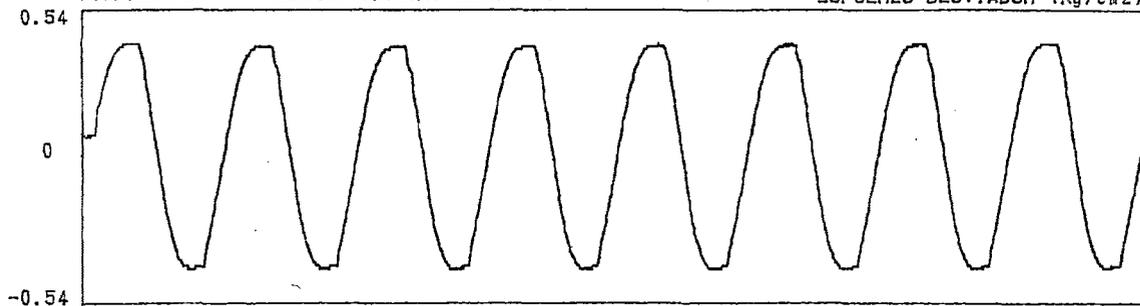




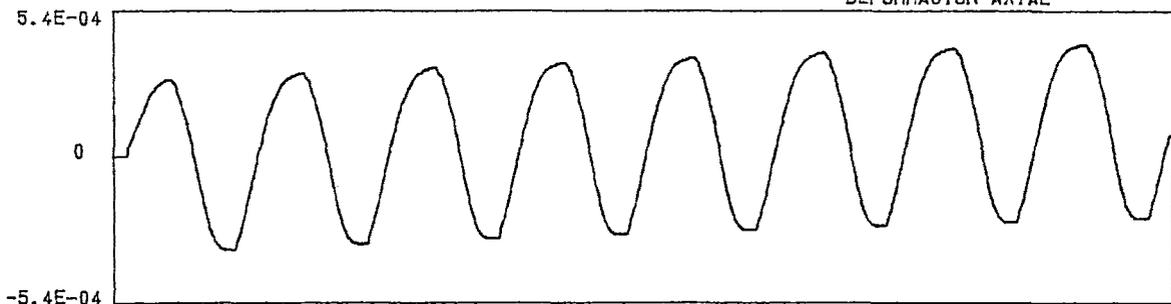
ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA

SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDRP-1)

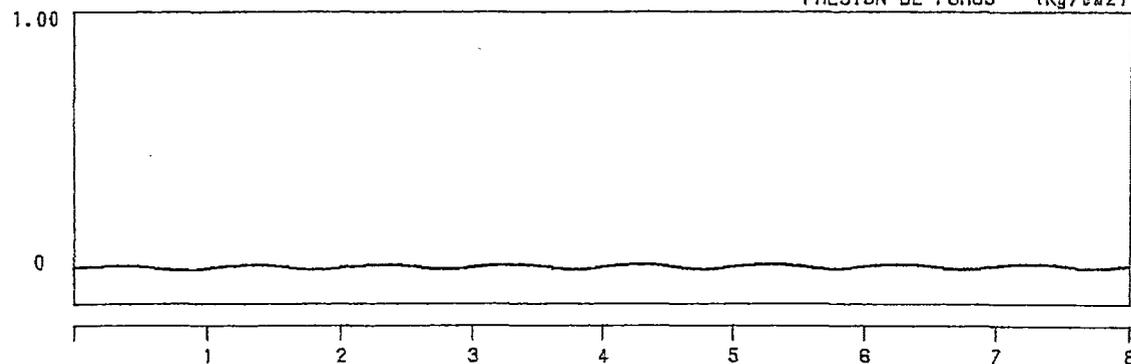
ESFUERZO DESVIADOR (Kg/cm<sup>2</sup>)



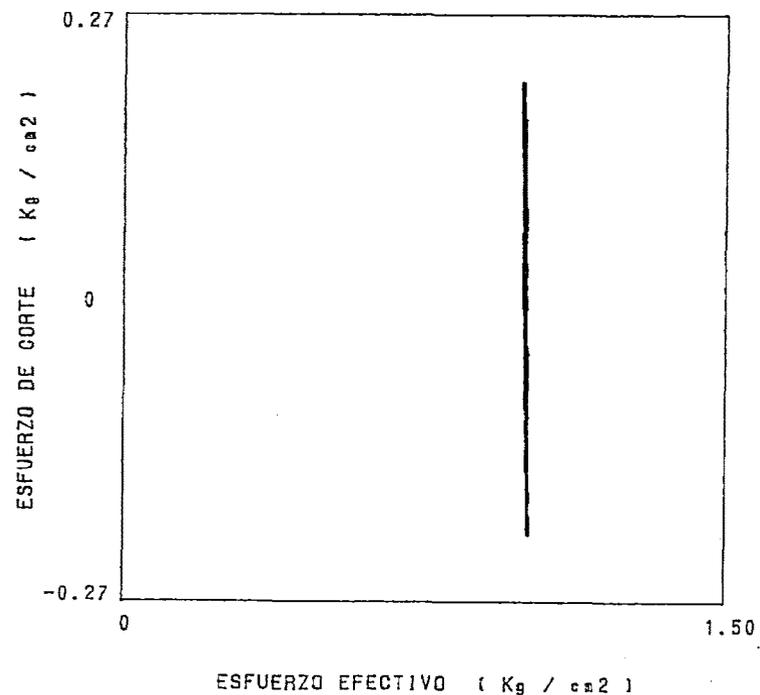
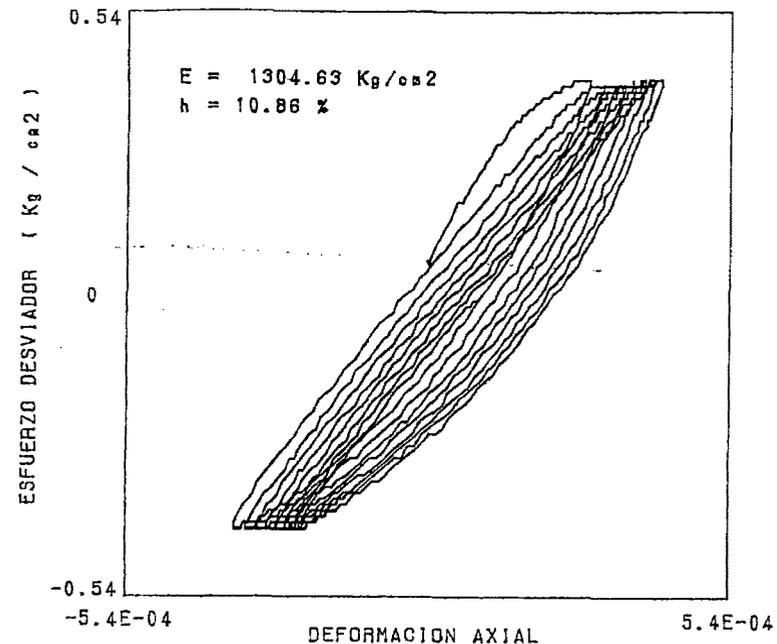
DEFORMACION AXIAL



PRESION DE POROS (Kg/cm<sup>2</sup>)



NUMERO DE CICLOS

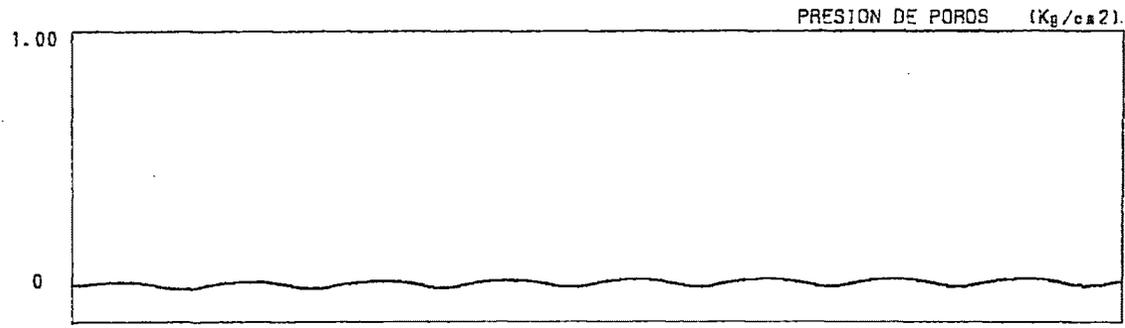
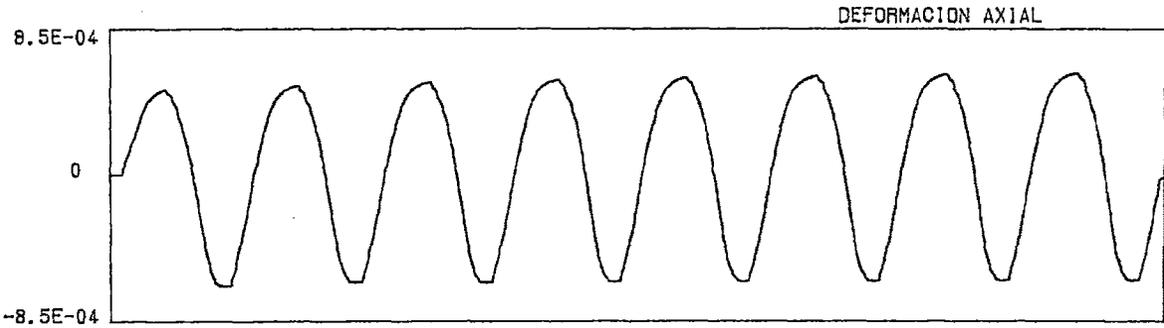
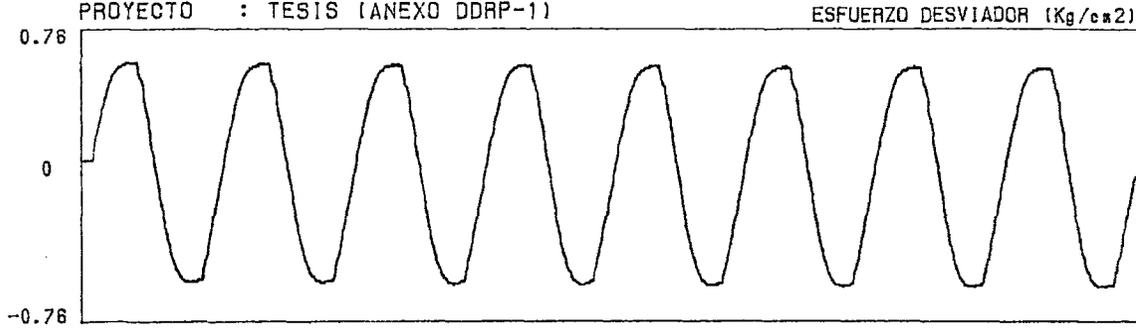




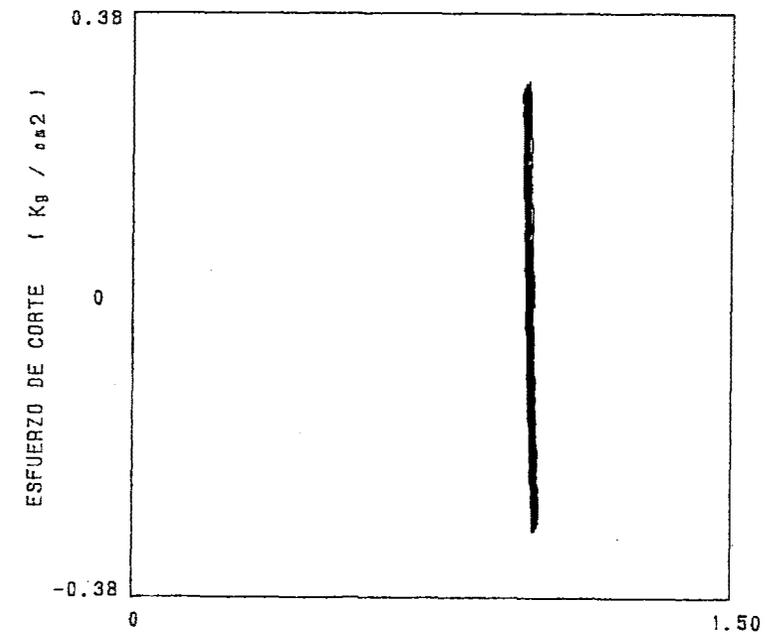
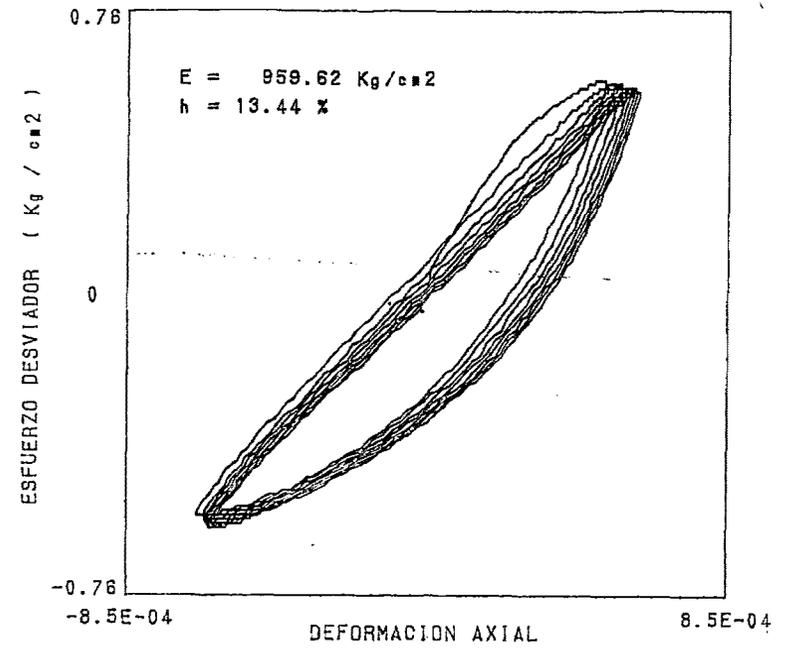
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CISMID - Laboratorio Geotécnico  
ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA



SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDRP-1)



NUMERO DE CICLOS



ESFUERZO EFECTIVO (Kg/cm²)

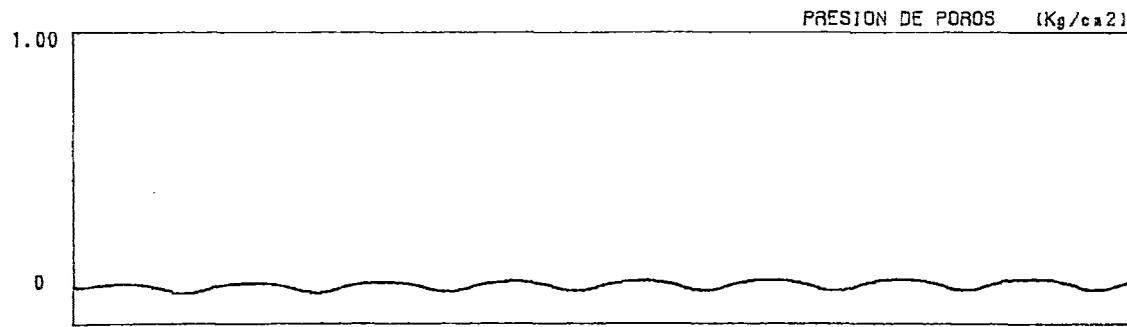
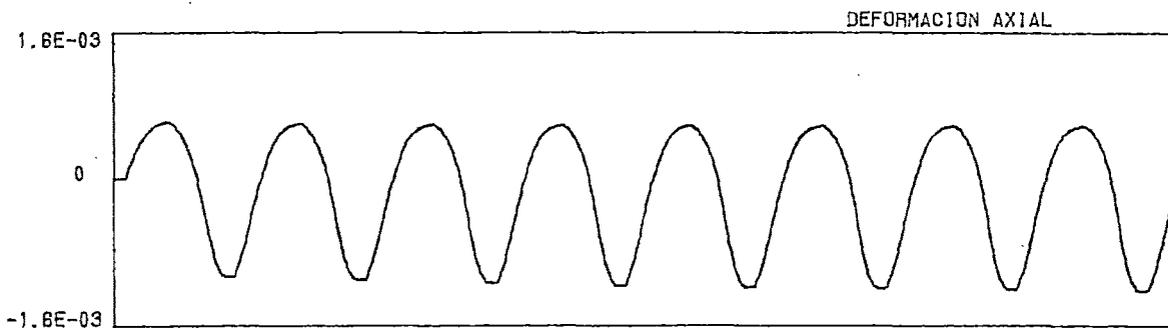
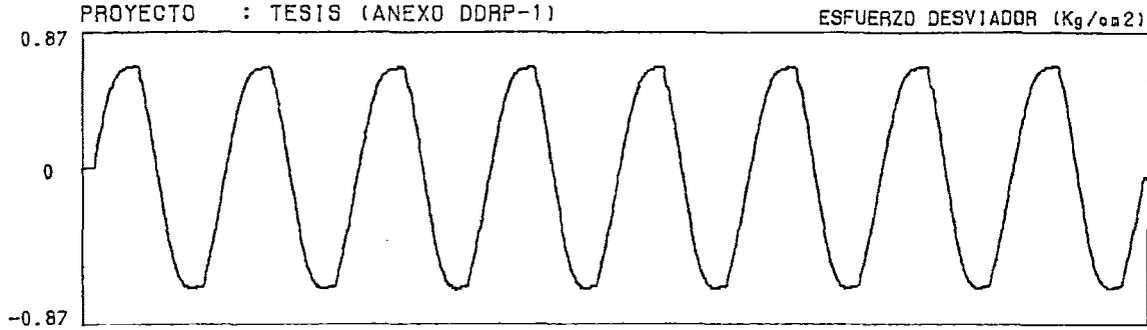


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CISMID - Laboratorio Geotécnico

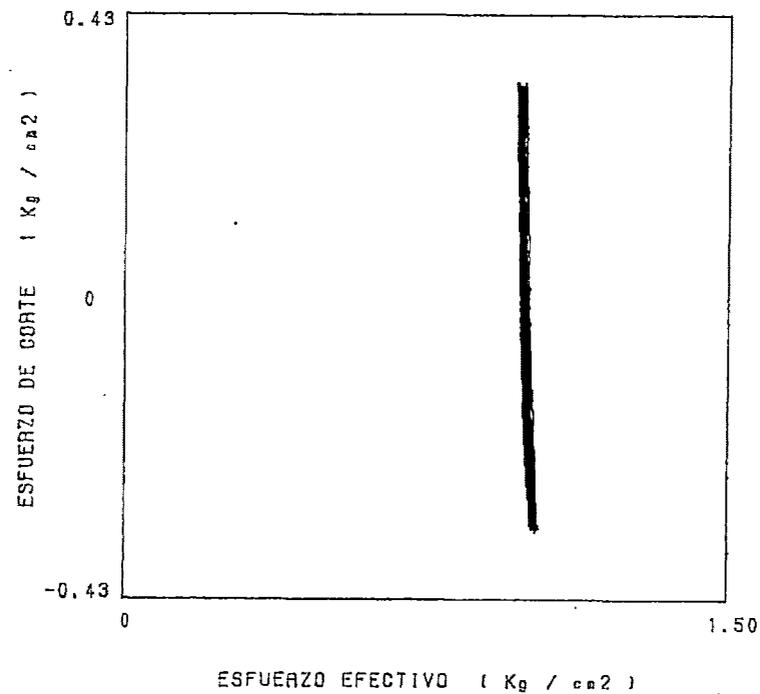
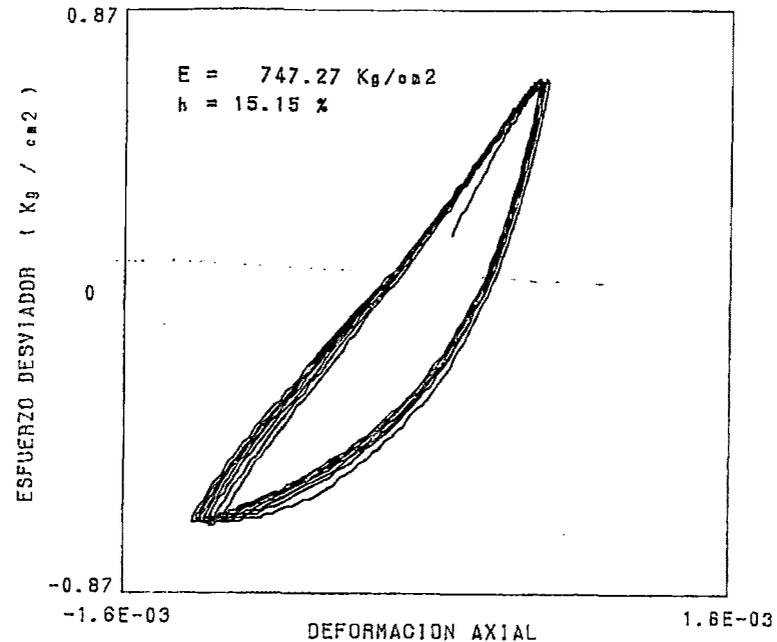


### ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA

SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDRP-1)



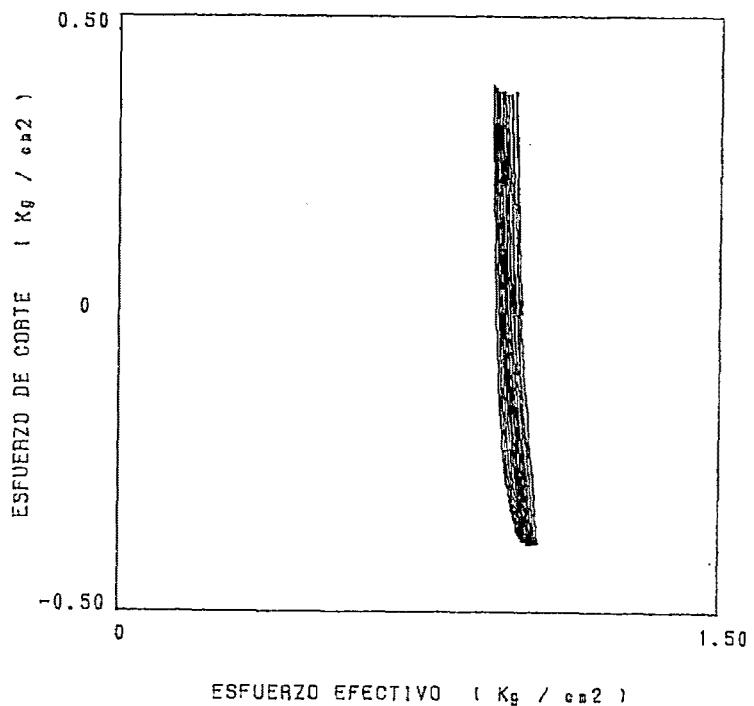
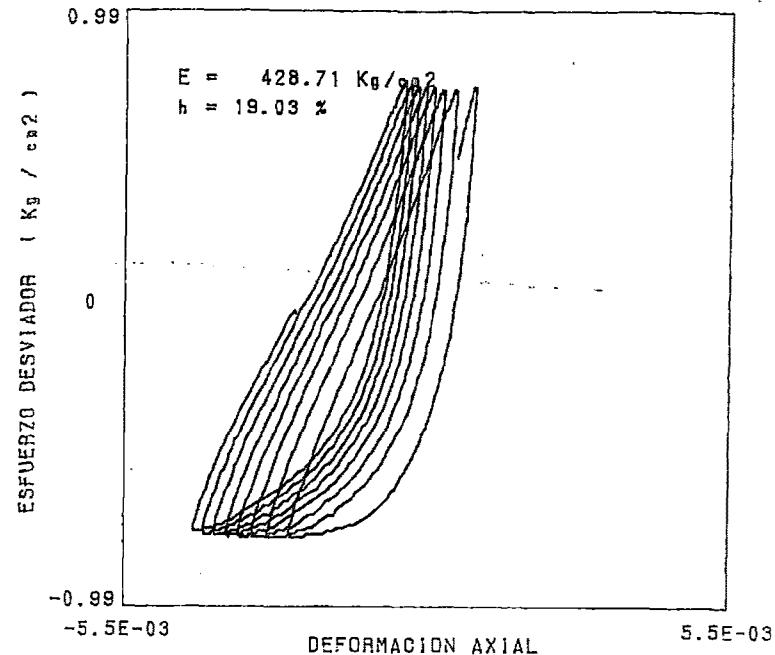
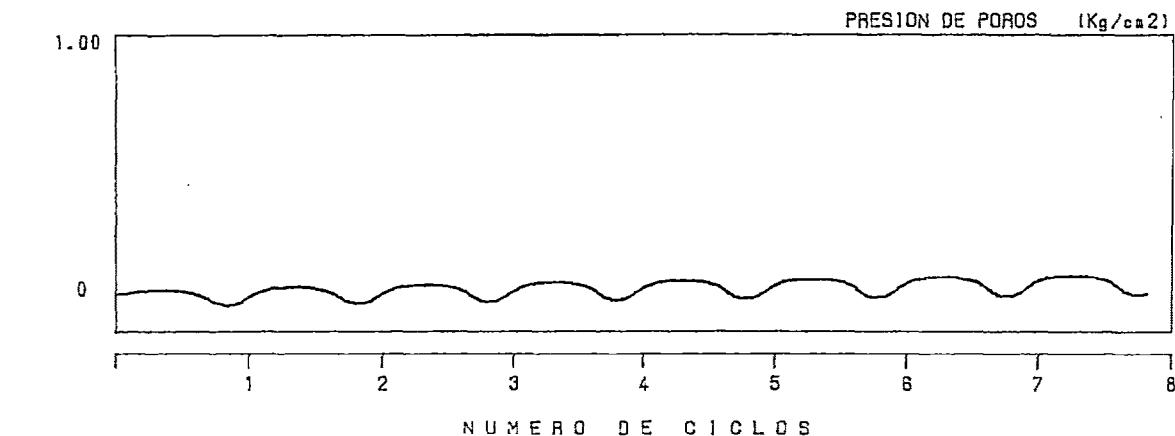
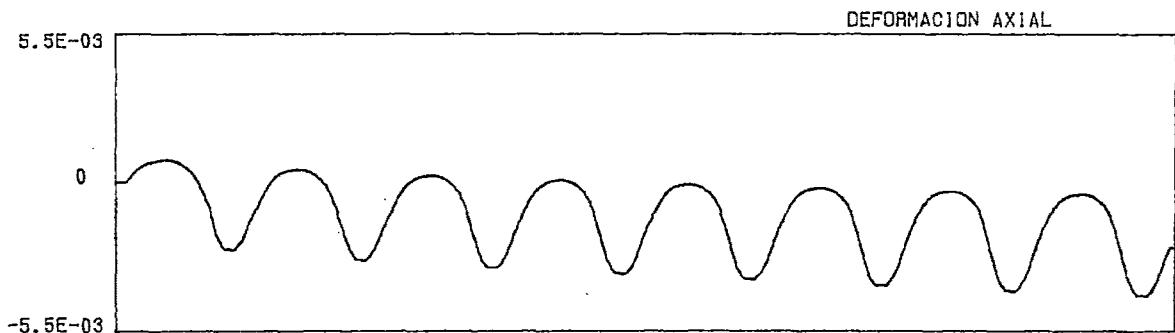
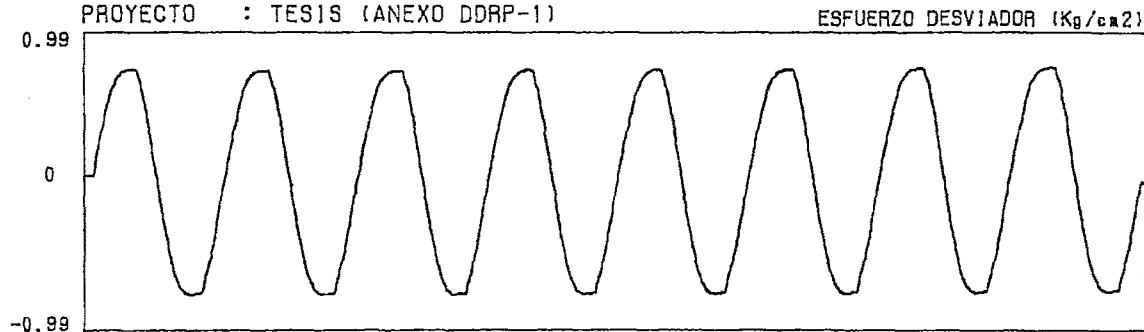
NUMERO DE CICLOS





ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA

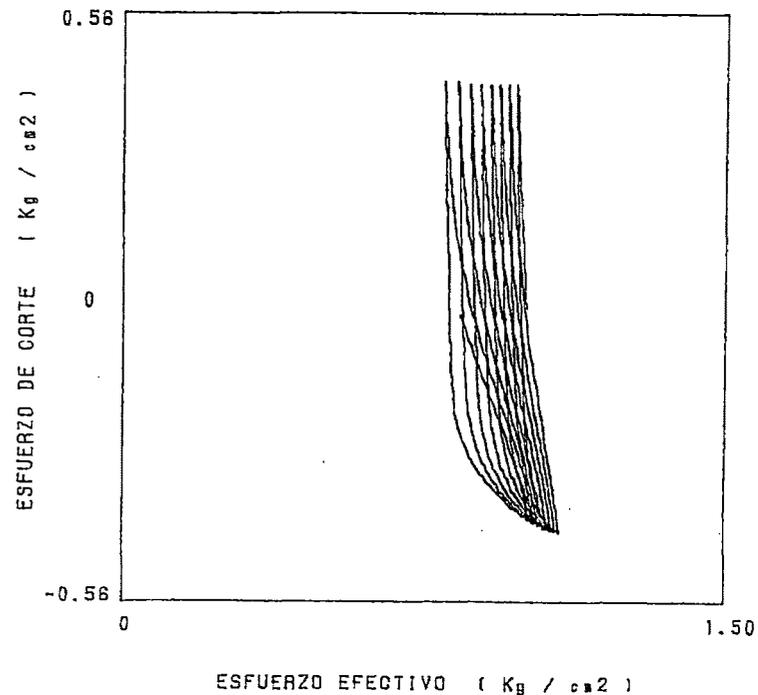
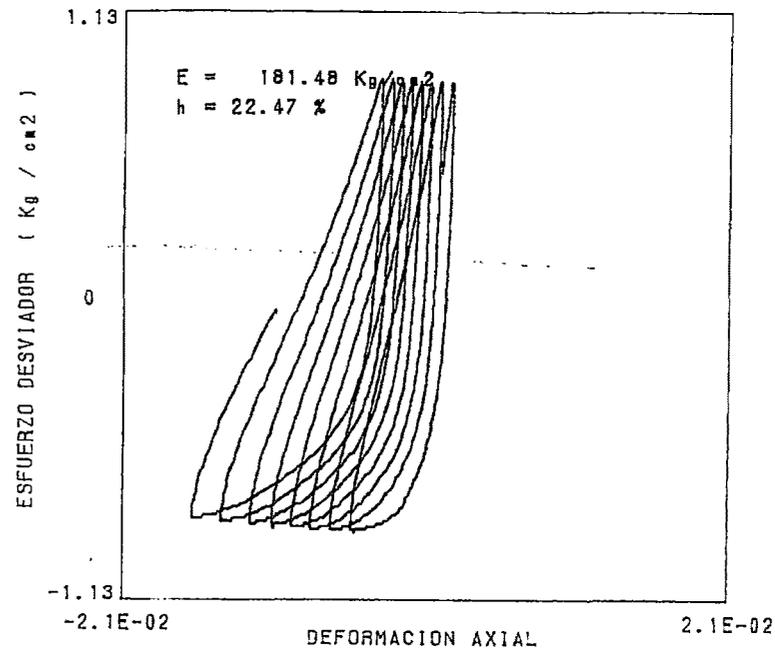
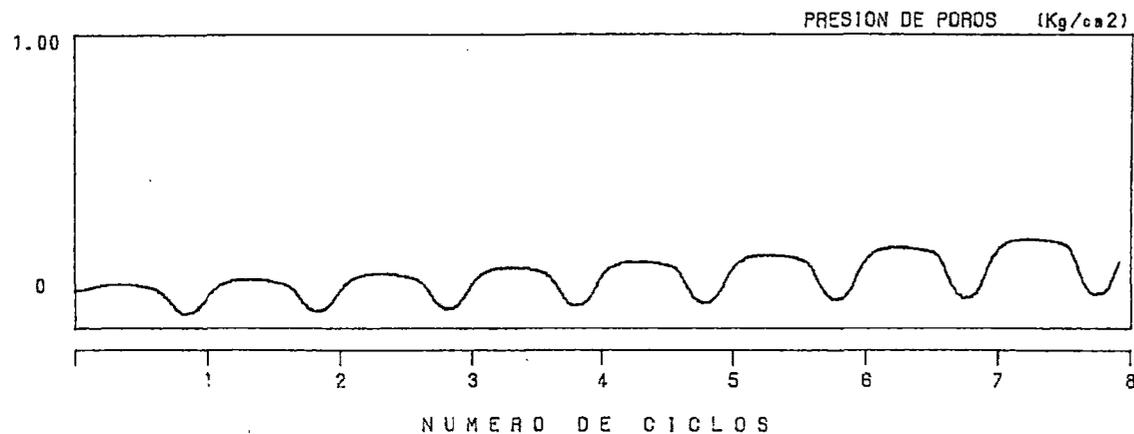
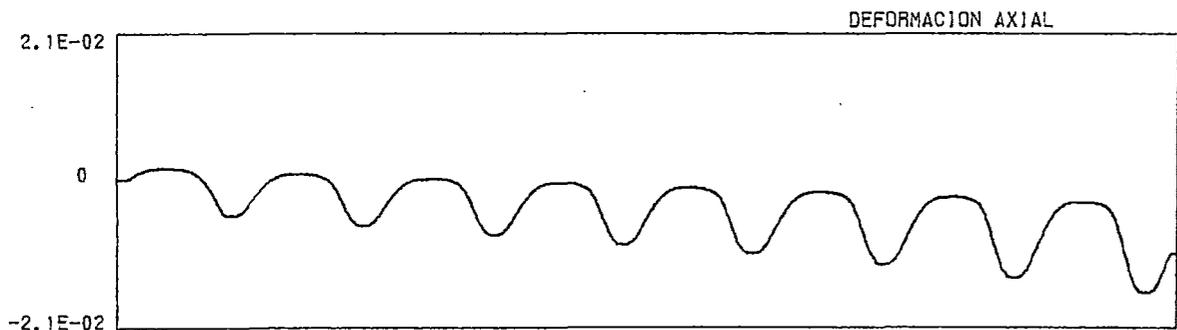
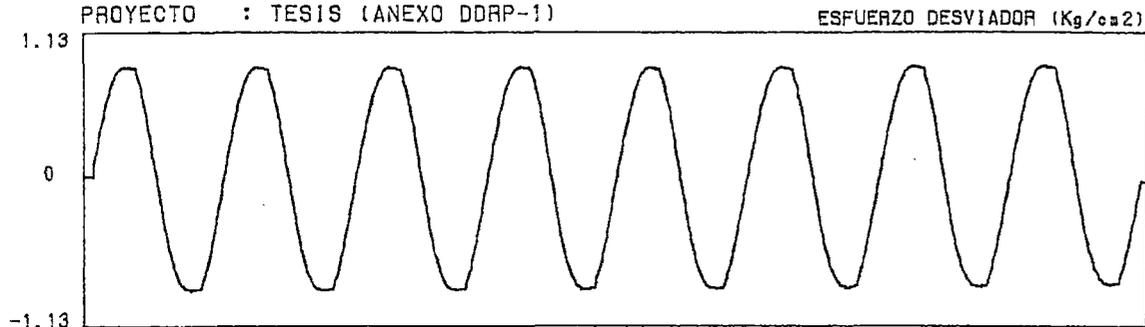
SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDRP-1)





ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA

SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDRP-1)

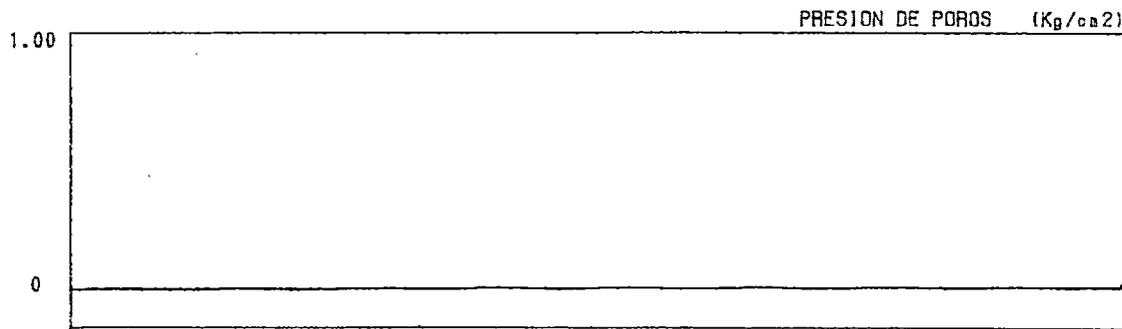
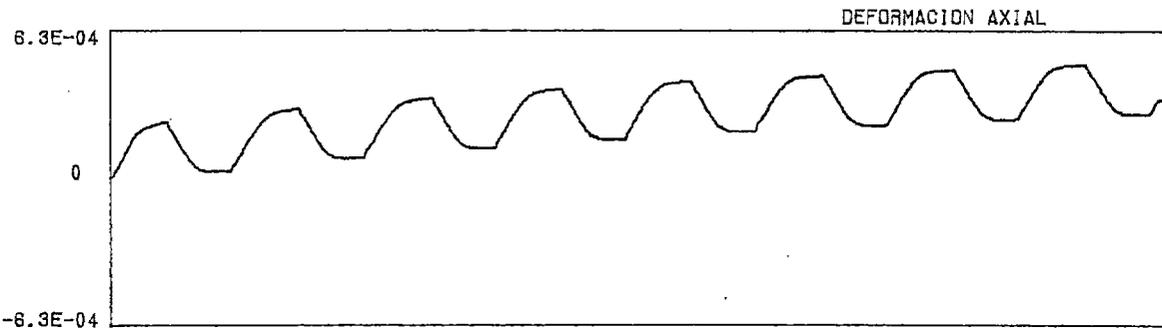
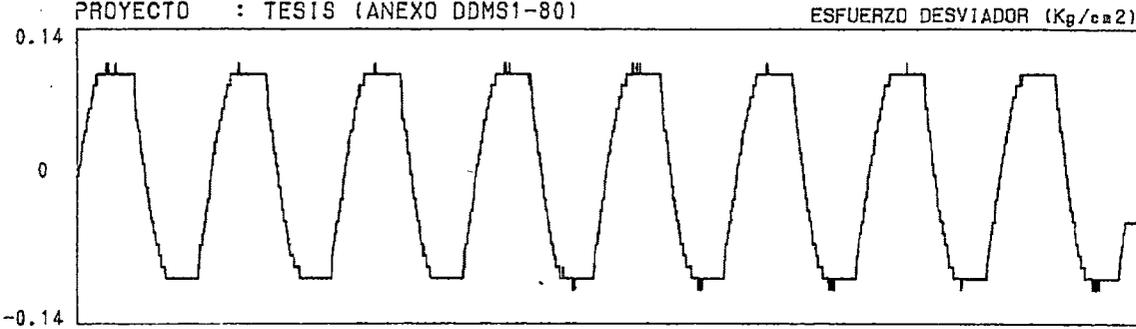




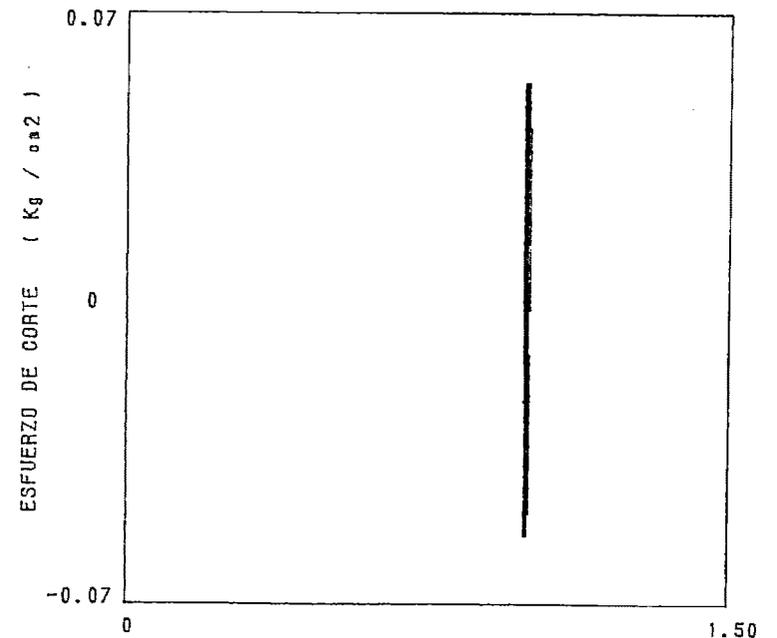
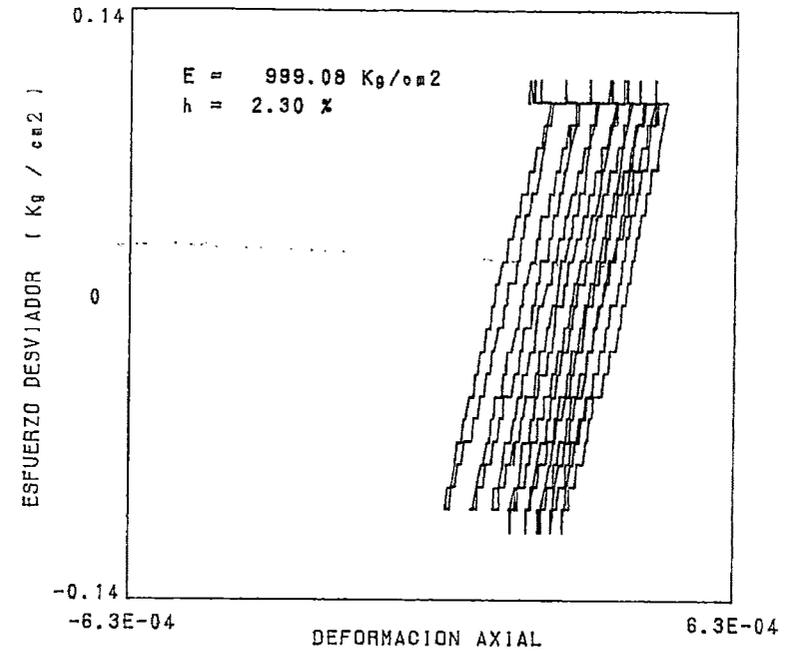
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CISMID - Laboratorio Geotécnico  
ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA



SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDMS1-80)



NUMERO DE CICLOS



ESFUERZO EFECTIVO ( Kg / cm<sup>2</sup> )



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

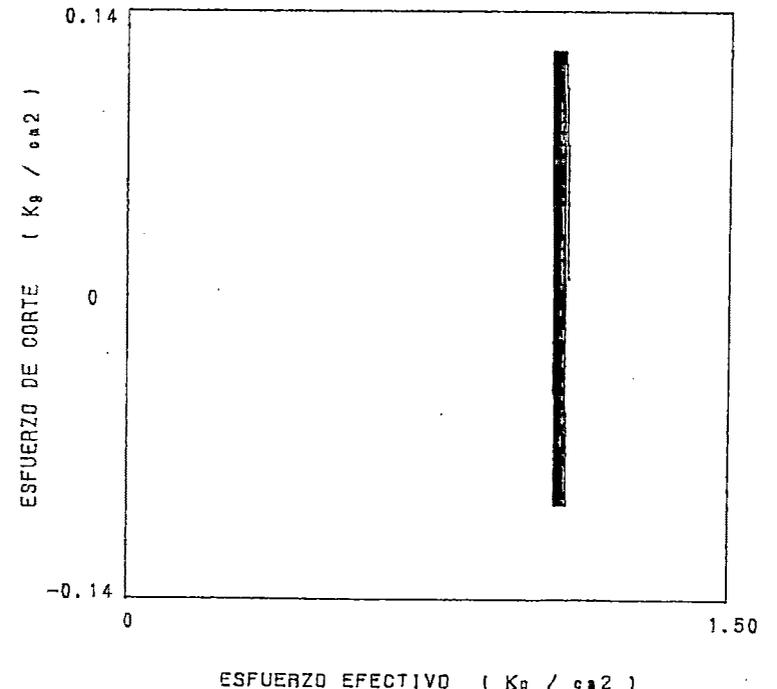
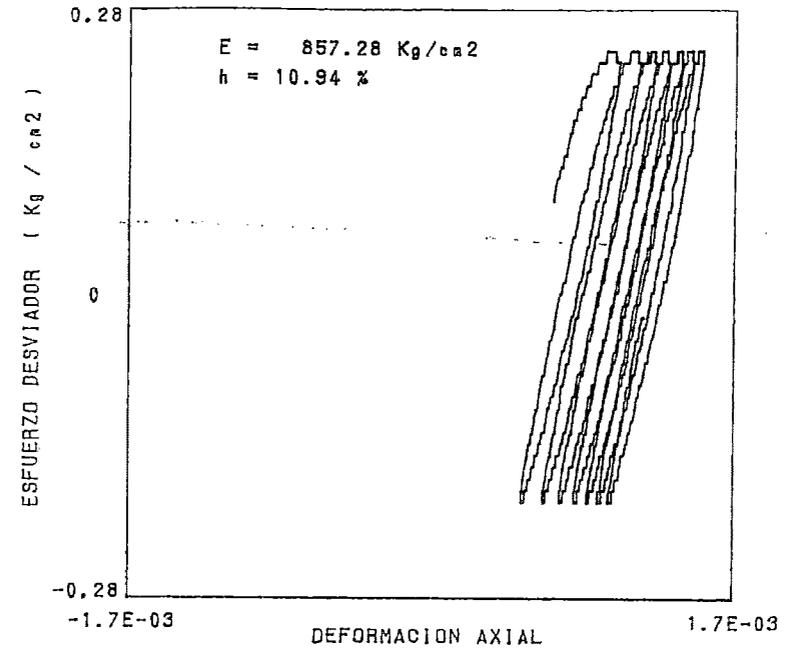
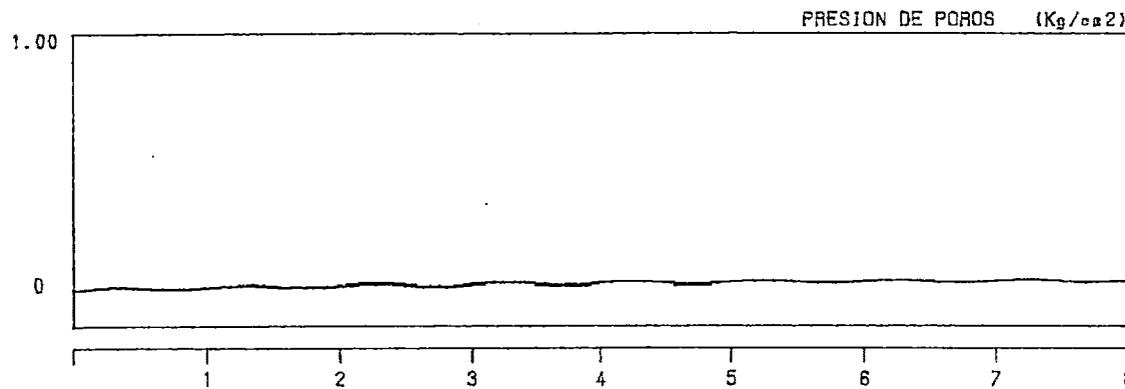
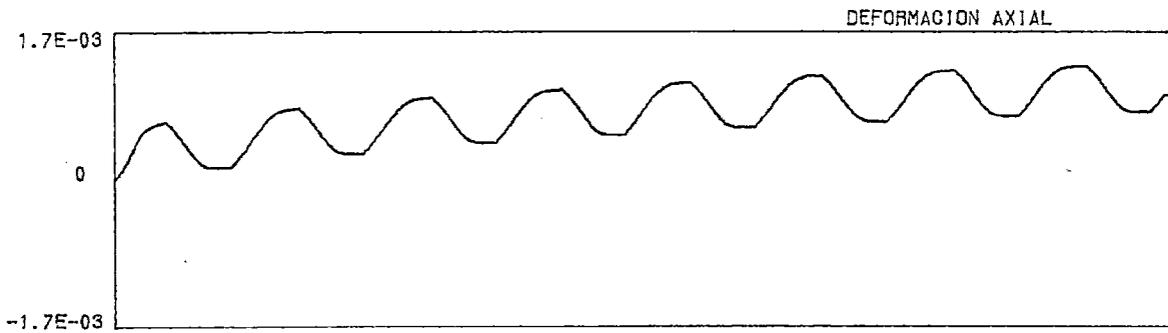
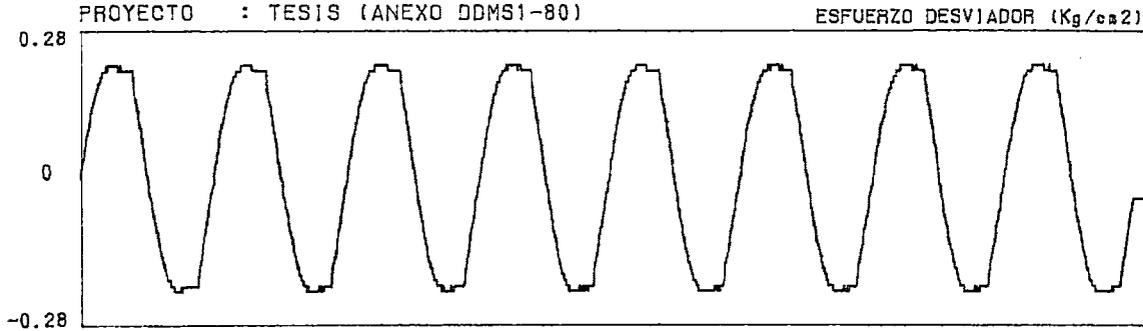
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CISMID - Laboratorio Geotécnico

ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA



SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDMS1-80)





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

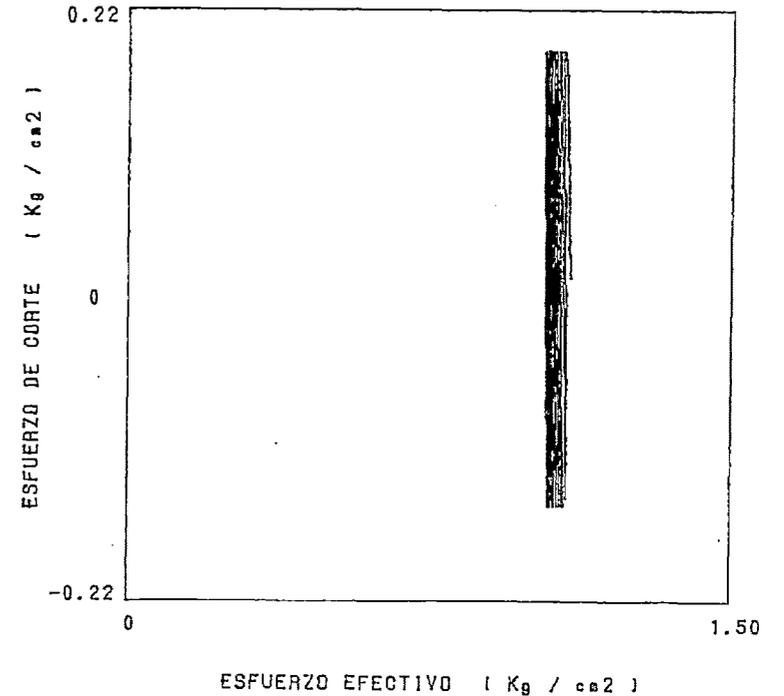
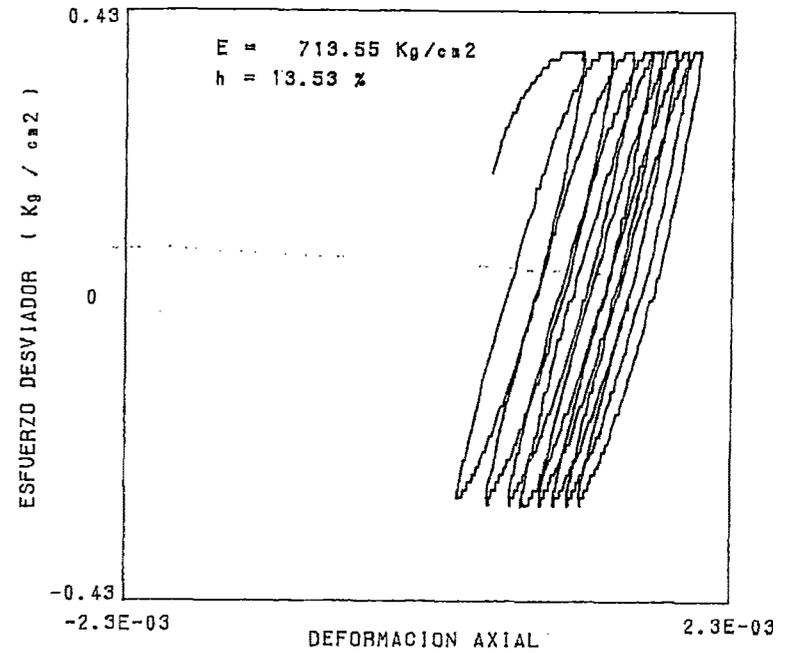
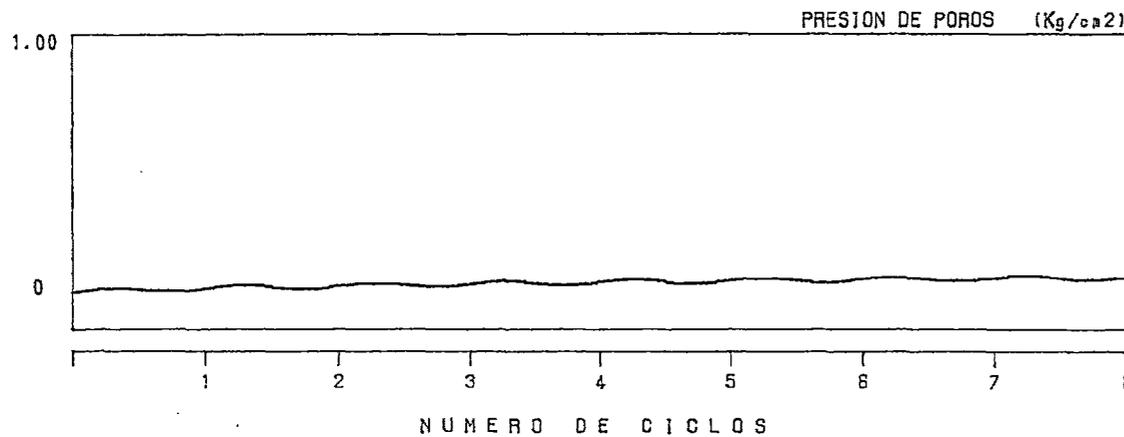
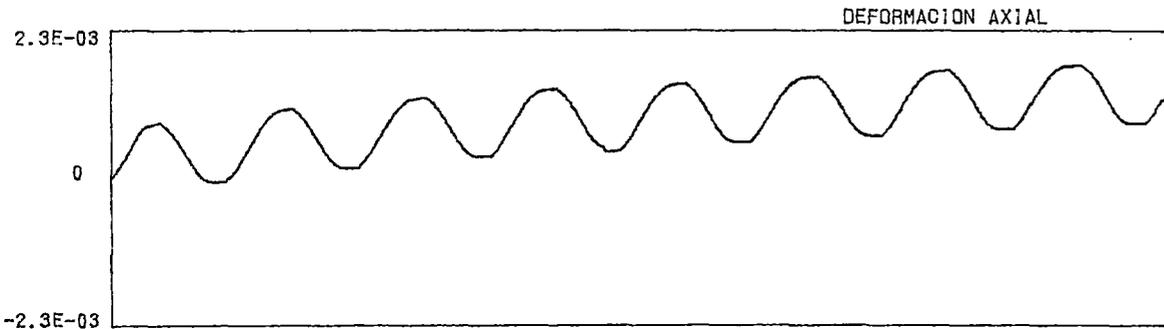
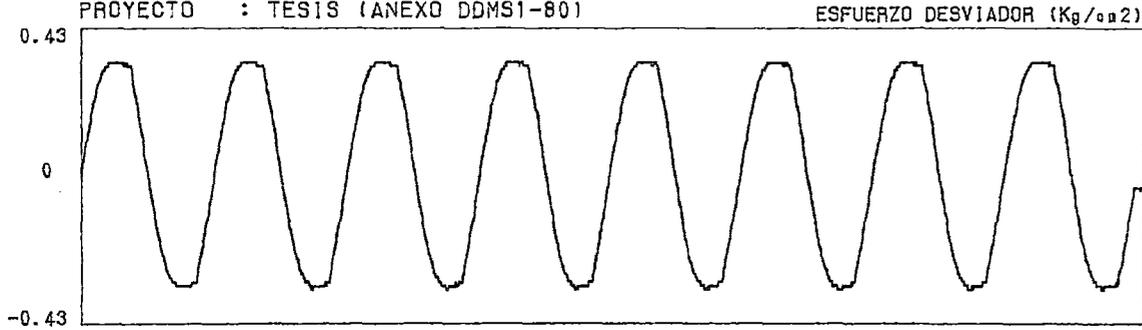
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CISMID - Laboratorio Geotécnico

ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA



SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDMS1-80)

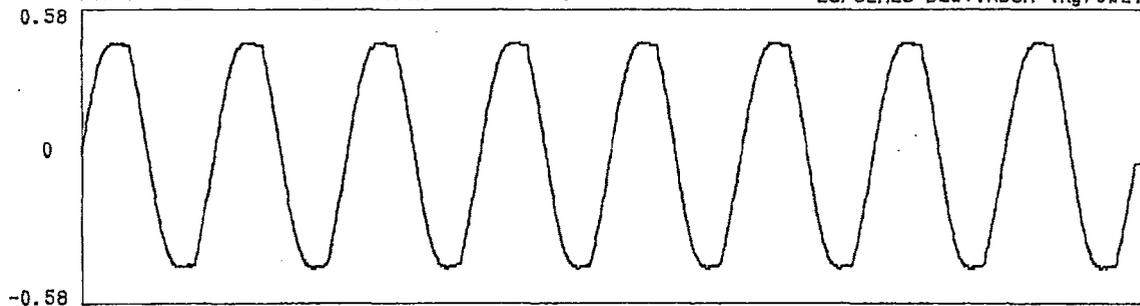




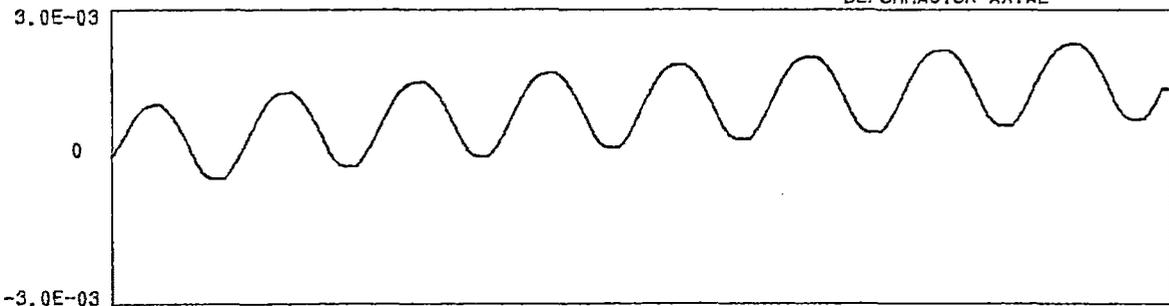
ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA

SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDMS1-80)

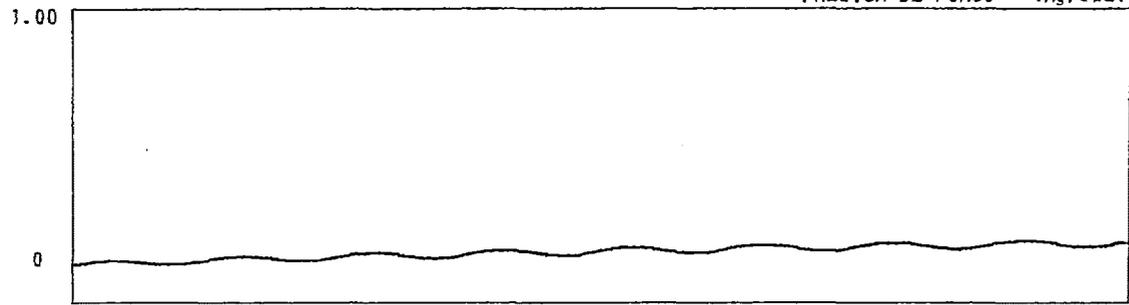
ESFUERZO DESVIADOR (Kg/cm<sup>2</sup>)



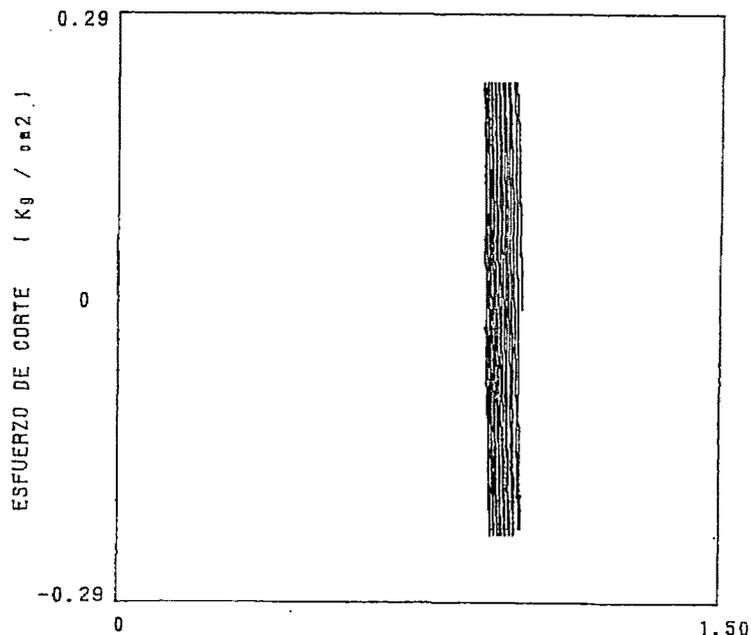
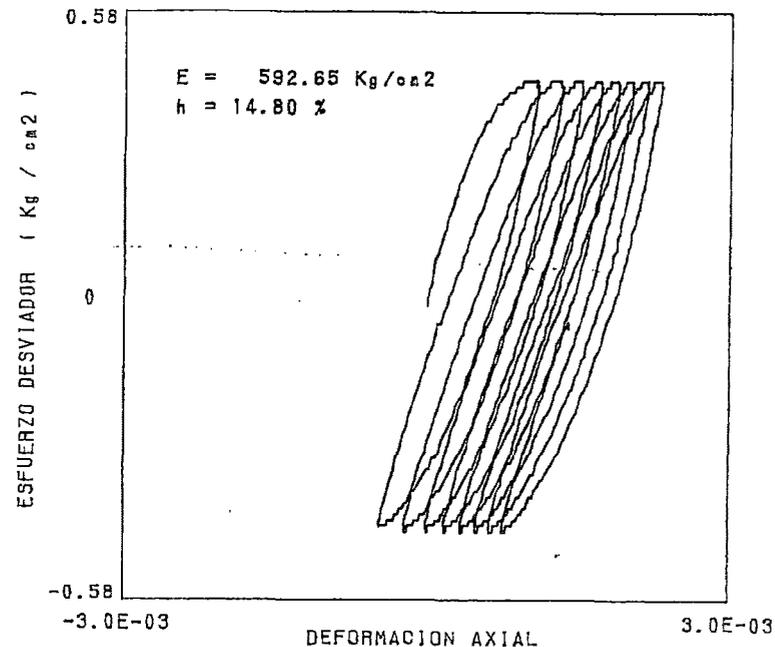
DEFORMACION AXIAL



PRESION DE POROS (Kg/cm<sup>2</sup>)



NUMERO DE CICLOS



ESFUERZO EFECTIVO (Kg/cm<sup>2</sup>)

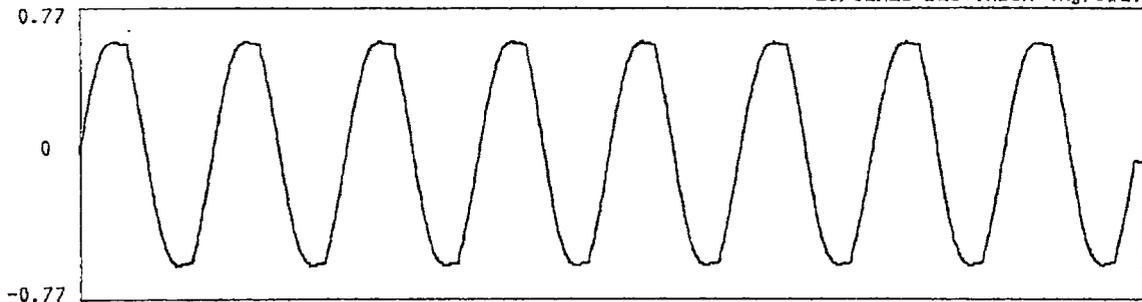


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CISMID - Laboratorio Geotécnico  
**ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA**

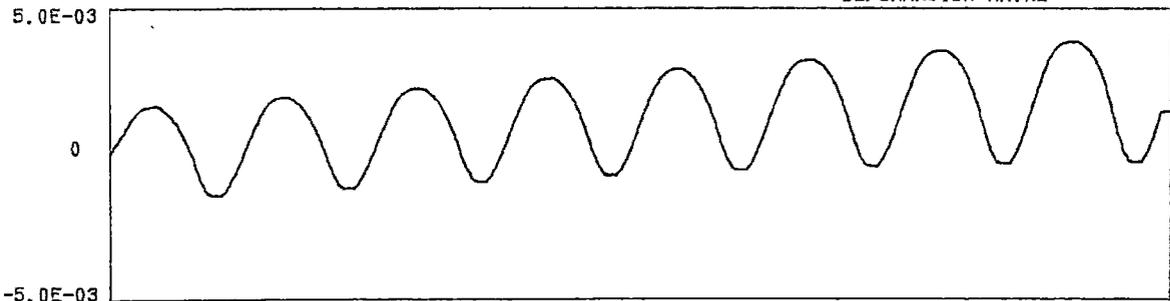


SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDMS1-80)

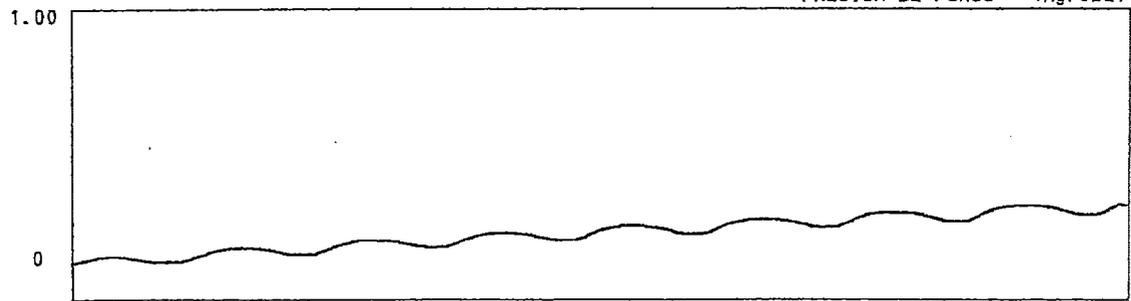
ESFUERZO DESVIADOR (Kg/cm<sup>2</sup>)



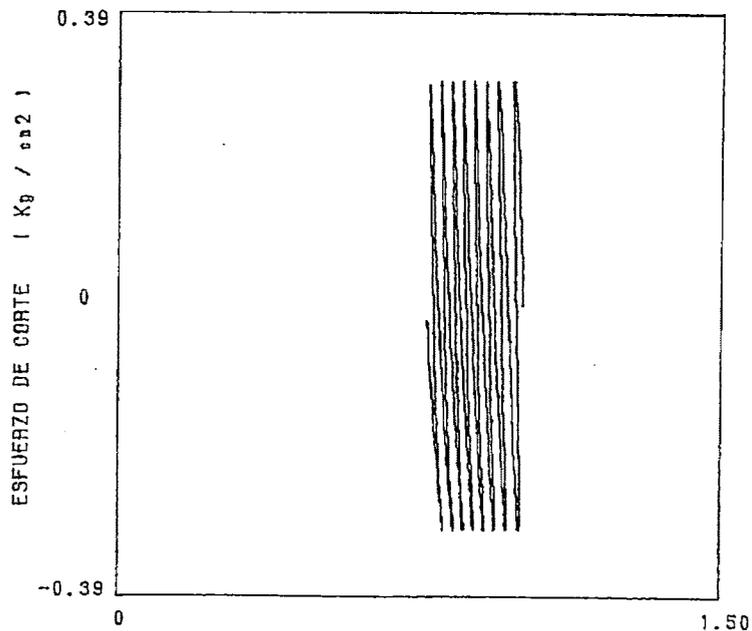
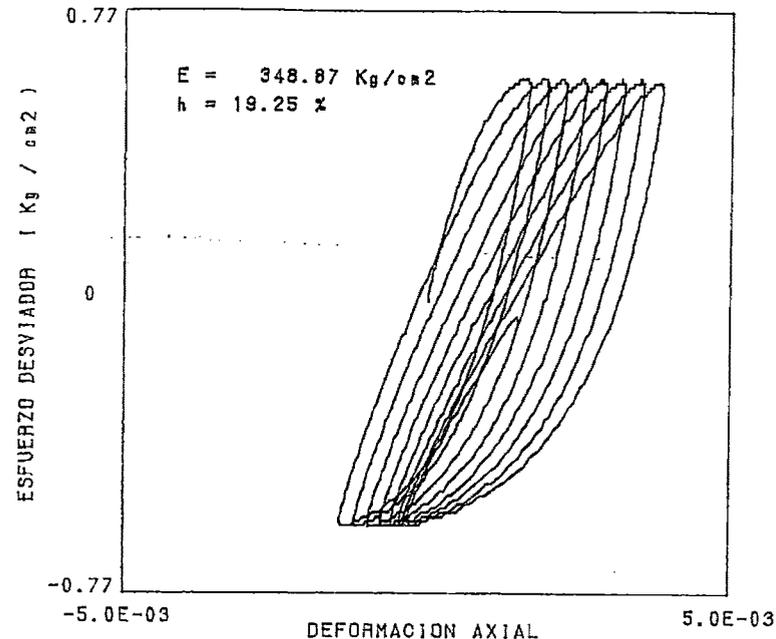
DEFORMACION AXIAL



PRESION DE POROS (Kg/cm<sup>2</sup>)



NUMERO DE CICLOS



ESFUERZO EFECTIVO (Kg/cm<sup>2</sup>)

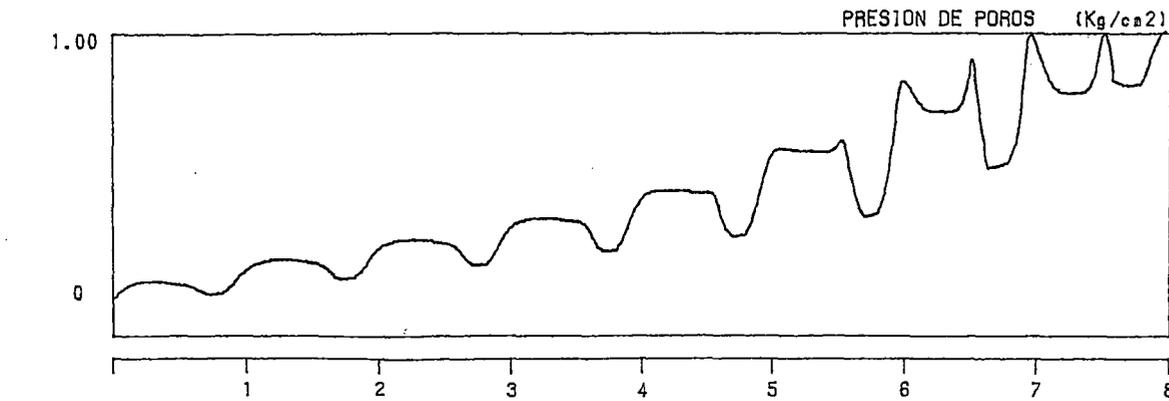
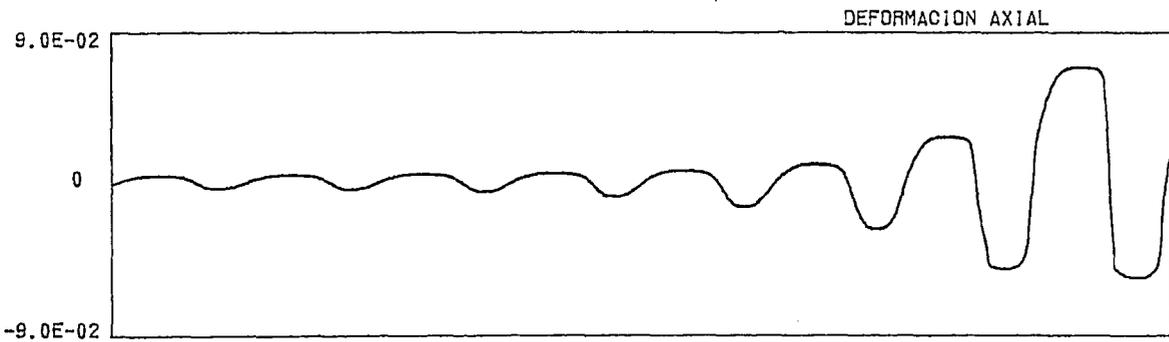
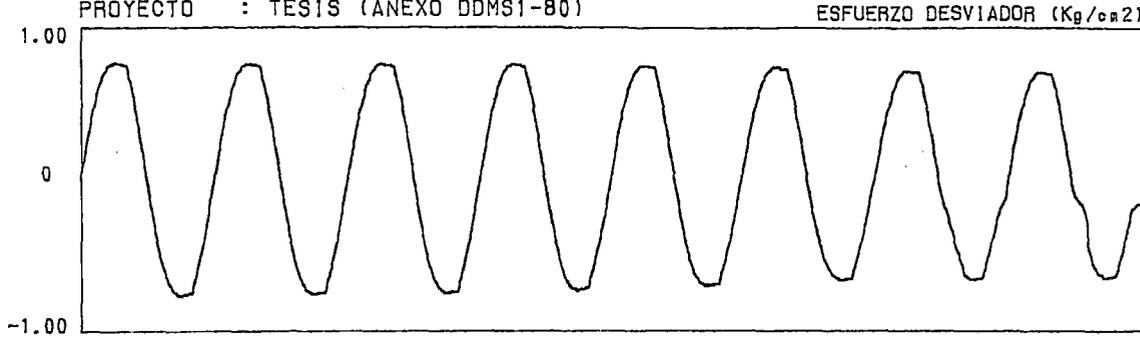




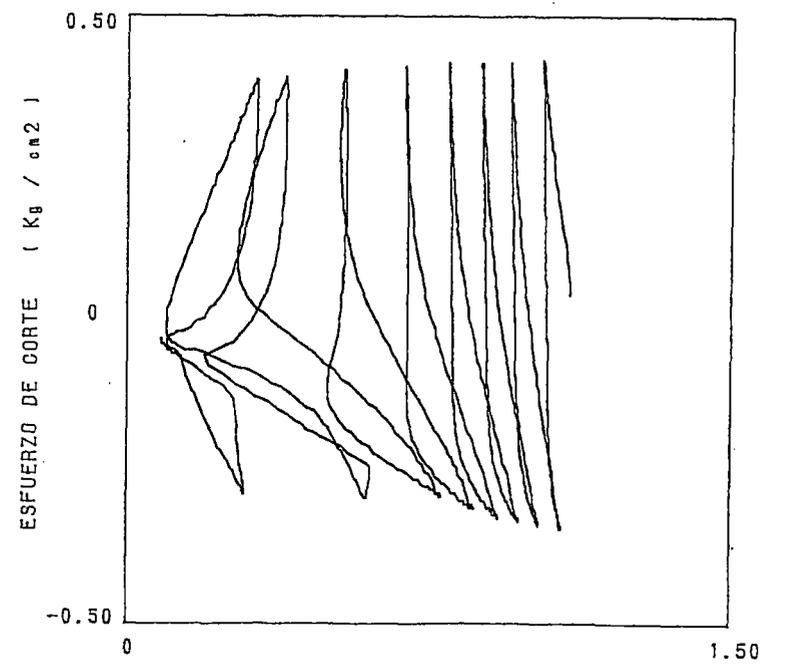
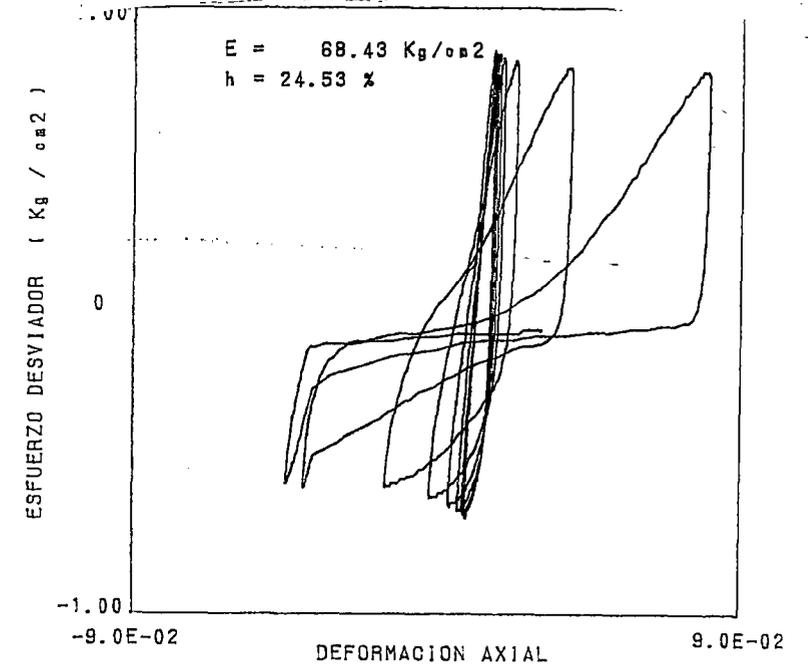
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CISMID - Laboratorio Geotécnico  
**ENSAYO DE DEFORMACION DINAMICA**



SOLICITADO : CARLOS SOTO  
PROYECTO : TESIS (ANEXO DDMS1-80)



NUMERO DE CICLOS



ESFUERZO EFECTIVO ( Kg / cm<sup>2</sup> )