

01163

2es

2

**EFFECTOS DE LA CARGA CICLICA EN MUESTRAS
ISOTROPICAMENTE CONSOLIDADAS DE LA CIUDAD DE MEXICO**

MABEL GARCIA CABANA

**TESIS PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
NOVIEMBRE, 1987.**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E .

LISTA DE FIGURAS.

LISTA DE TABLAS.

LISTA DE SIMBOLOS.

Pag.

I- INTRODUCCION	1
1. OBJETIVO.	
2. ALCANCE.	
3. CONDICIONES ANALIZADAS.	
II- ANTECEDENTES	10
1. CONCEPTOS BASICOS.	
1. Resistencia al Esfuerzo cortante.	
2. Representación de las Relaciones Esfuerzo-Deformación.	
3. Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} .	
4. Módulo de Rigidez al Cortante G .	
5. Relación de Amortiguamiento histerético.	
2. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE SUELOS COHESIVOS.	
3. REPRESENTACION DE LOS ESFUERZOS EN LOS ENSAYES TRIAXIALES CICLICOS.	
III- EQUIPO UTILIZADO	30
1. DESCRIPCION.	
2. LIMITACIONES DEL EQUIPO TRIAXIAL CICLICO.	

	Pag.
IV- MATERIAL ENSAYADO	39
1. DESCRIPCION DEL MATERIAL.	
2. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.	
V- RESULTADOS DE LA INVESTIGACION	45
VI- INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS	63
1. COMPORTAMIENTO DURANTE LA CONSOLIDACION.	
2. COMPORTAMIENTO DURANTE LA ACCION CICLICA.	
3. COMPORTAMIENTO POST-CICLICO PRESENTADO.	
VII- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	81
1. DEL COMPORTAMIENTO EN LA CONSOLIDACION.	
2. DEL COMPORTAMIENTO DURANTE LA ACCION CICLICA.	
3. DEL COMPORTAMIENTO POST-CICLICO PRESENTADO.	
4. RECOMENDACIONES.	
VIII- REFERENCIAS.	

LISTA DE FIGURAS Y TABLAS.

FIGURAS :	Pag.
I-1. Métodos de Campo y Laboratorio para determinar las propiedades dinámicas de los Suelos.....	8
I-2. Condición de esfuerzos a los que se somete un elemento de suelo.....	9
II-1. Condiciones de esfuerzos generados en las pruebas triaxiales cíclicas.....	23
II-2. Representación de las relaciones Esfuerzo-Deformación de los suelos.....	24
II-3. Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} y Módulo de Rigidez al cortante G	25
II-4. Relación de Amortiguamiento β	26
II-5. Espectros de respuesta de aceleración para distintas condiciones del sitio.....	27
II-6. Condición de esfuerzos a los que se somete un elemento del suelo.....	28
II-7. Condición de esfuerzo para prueba triaxial simulando las condiciones de carga en un sismo.....	29

III-1. Fotografía del equipo de carga cíclica.....	35
III-2. Esquema del equipo triaxial cíclico.....	36
III-3. Tanques de contrapresión para el sistema de saturación.....	37
III-4. Registro gráfico obtenido durante las pruebas dinámicas.....	38
V-1. Gráficas esfuerzo-deformación utilizadas para definir las series de pruebas.....	51
V-2. Trayectorias de esfuerzos de las pruebas dinámicas; Serie A y Serie B.....	52
V-3. Lazos histeréticos esfuerzo-deformación obtenido en las pruebas dinámicas. OCR = 1.0.....	53
V-4. Lazos de histéresis esfuerzo-deformación obtenido en las pruebas dinámicas. OCR = 2.0.....	55
V-5. Grafica esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación, post-cíclicas. OCR = 1.0.....	57
V-6. y V-7. Influencia de la velocidad de aplicación de la carga; OCR = 1.0.....	58
V-8 y V-9. Influencia de la velocidad de aplicación de la carga. OCR = 2.0.....	60
V-10. Obtención de los Módulos estáticos $E_{50\%}$	62
VI-1. Relación de esfuerzos cíclicos R con la deformación	

axial cíclica.....	77
VI-2. Variación de Módulo dinámico Equivalente E_{eq} con la deformación axial cíclica, ϵ_c	78
VI-3. Variación del Módulo dinámico Equivalente E_{eq} con la magnitud de la carga cíclica.....	78
VI-4. Variación de la relación de amortiguamiento histerético β , con la magnitud de la deformación axial cíclica ϵ_c	79
VI-5. Variación del exceso de presión de poro con la magnitud de la carga cíclica.....	79
VI-6. Efecto de la carga cíclica en la resistencia al esfuerzo cortante.....	80

T A B L A S :

IV-1. Propiedades índice de los materiales ensayados.....	44
V-1. Condiciones iniciales de las probetas.....	49
V-2. Resumen de los resultados de las pruebas.....	50

SÍMBOLOS UTILIZADOS.

- A = Área inicial del espécimen.
 H = Altura inicial del espécimen.
 A_c = Área del espécimen consolidado.
 H_c = Altura del espécimen consolidado.
 B = Parámetro de Skempton de presión de poro.
 $\bar{\sigma}_v$ = Esfuerzo vertical efectivo de campo.
 $\bar{\sigma}_{3c}$ = Esfuerzo confinante efectivo de consolidación.
 $\bar{\sigma}_{1c}$ = Esfuerzo axial efectivo de consolidación.
 K_0 = Relación de esfuerzo horizontal a esfuerzo vertical, para cero desplazamiento lateral.
 K_c = Relación de esfuerzo horizontal a esfuerzo vertical.
 σ_1 = Esfuerzo principal mayor.
 σ_3 = Esfuerzo principal menor.
 σ_n = Esfuerzo normal al plano potencial de falla.
 σ_d = esfuerzo desviador cíclico.
 τ = Esfuerzo cortante.
 S = Resistencia al esfuerzo cortante.
 C = Cohesión u ordenada en el origen.
 ϕ = Ángulo de fricción o ángulo de resistencia al corte.
 ΔU = Exceso de presión de poro.
 e = Deformación axial unitaria.
 γ = Deformación angular unitaria.
 E = Módulo de elasticidad.
 G = Módulo de rigidez al cortante.
 E_s = Módulo de elasticidad estático representativo.
 E_{eq} = Módulo dinámico equivalente.
 E_p = Módulo estático post-cíclico.
 ν = Relación de Poisson.
 B = Relación de amortiguamiento histerético.

q_c = Magnitud del esfuerzo axial cíclico.

q_{st} = Esfuerzo axial de falla en condiciones estáticas.

R = Relación de esfuerzos cíclicos.

ϵ_c = deformación axial cíclica.

I- INTRODUCCION

Una masa de suelo tiene propiedades índice y mecánicas definidas, para condiciones estáticas, las cuales, ante cualquier tipo de excitación dinámica, varían dependiendo del nivel de deformación alcanzado. Conocer la variación de las propiedades de los materiales del suelo, ante diferentes tipos de excitación, es importante para la solución de problemas ocasionados por eventos dinámicos en la masa del subsuelo.

Uno de los problemas a los cuales se enfrenta el Ingeniero en Geotecnia es, conocer el comportamiento que presenta un depósito natural de suelo debido a sollicitaciones de cargas externas, aleatorias e impredecibles como son las producidas por los movimientos telúricos.

La combinación de esfuerzos dinámicos ocasionados por un sismo, puede producir densificación, en depósitos de materiales granulares, que genera incrementos en la presión de poro, licuación del suelo y asentamientos e inclinaciones en los edificios (Niigata-Japón, 1964) ; mientras que en depósitos de suelos blandos, pueden ocasionar grandes deslizamientos, (Anchorage-Alaska, 1964) , o, al

amplificarse el movimiento por condiciones propias del subsuelo, producir grandes daños, (México D.F.-México, 1985). Se puede decir entonces, que el movimiento sísmico de un sitio, es función de la localización de la zona epicentral, del mecanismo de liberación de energía, de la trayectoria que siguen las ondas sísmicas y de las condiciones locales del sitio; (Richard y Woods, 1970). En general, los movimientos sísmicos están compuestos por una combinación compleja de ondas de Cuerpo (compresionales, P, y cortantes, S), con diversos ángulos de incidencia, y, de ondas Superficiales (Rayleigh y Love).

Varios métodos de campo y laboratorio se han desarrollado para evaluar las propiedades dinámicas de los suelos, dependiendo de las deformaciones de corte esperadas, como se ven en la figura I-1. Teniendo en cuenta el rango de deformación que ocasionan los distintos eventos dinámicos, existe en el laboratorio aparatos que brindan resultados bastantes satisfactorios con respecto a la determinación del comportamiento de los suelos ante movimientos sísmicos. Seed y Fead (1959) fueron los primeros en desarrollar una cámara triaxial cíclica para tratar de reproducir la condición de esfuerzos a que se halla sujeto un elemento de suelo durante un sismo.

Esta tesis informa sobre los resultados obtenidos en muestras "inalteradas" ensayadas en la cámara triaxial cíclica del Grupo Dinámica de Suelos de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, (DEPFI).

I.1 OBJETIVO

Investigar el comportamiento de muestras "inalteradas" de la arcilla de la Ciudad de México sometidas a cargas cíclicas bajo condiciones de consolidación isotrópica, y el

comportamiento de muestras preconsolidadas en el laboratorio.

La investigación comprende la obtención de las características esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos, la determinación del Módulo dinámico Equivalente E_{eq} y el Porcentaje de Amortiguamiento crítico β .

1.2. ALCANCE

El desastre causado por el sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985, ha creado conciencia de que se vive en una ciudad cuyo riesgo sísmico es bastante alto y que es importante conocer el comportamiento del subsuelo bajo cargas cíclicas.

Este trabajo forma parte de una línea de investigación sobre el comportamiento de la arcilla de la Ciudad de México, que ha estado desarrollando el Grupo Dinámica de Suelos de la DEPTI, bajo la dirección del Dr. J. ABRAHAM DIAZ R.. Entre los trabajos realizados se encuentran los ensayos dinámicos con odómetro (Díaz Rodríguez y Casales Galván 1983, 1986); y las pruebas dinámicas con triaxial cíclica (Díaz Rodríguez, 1986; Díaz Rodríguez y Córdoba Camperos, 1986).

El estudio considerado en esta tesis comprende dos partes: una experimental y la otra de interpretación.

En la parte experimental se desarrollaron dos series de pruebas triaxiales cíclicas que se denominaron durante el estudio, Serie A y Serie B.

La Serie A de pruebas consistió en:
a) Realización de un prueba triaxial convencional en una muestra de arcilla "inalterada", normalmente consolidada,

(Relación de Preconsolidación $OCR = 1.0$; ver inciso 1.3) El objetivo de esta prueba fue determinar la resistencia del material en condiciones estáticas.

b) Realización de cinco ensayos triaxiales cíclicos en muestras "inalteradas" , bajo condición de $O.C.R. = 1.0$, para determinar las propiedades dinámicas de la arcilla normalmente consolidada.

La Serie B consistió en:

a) Determinación de la resistencia del material en condiciones estáticas pero con una Relación de Preconsolidación $OCR = 2.0$. Para esto se efectuó una prueba triaxial convencional, en una muestra preconsolidada en el laboratorio. (Ver inciso 1.3).

b) Realización de cinco ensayos triaxiales cíclicos en muestras con $OCR = 2.0$, para determinación de las propiedades dinámicas de la arcilla preconsolidada.

Todos los ensayos dinámicos se realizaron en tres etapas; en la primera se consolidan isotrópicamente, en la segunda etapa se aplicó carga cíclica en condiciones no-drenadas y en la tercera fueron sometidos a carga monotónica hasta llevarlos a la falla. La variable a considerar entre las dos series de pruebas fue la influencia de la Relación de preconsolidación, OCR .

En la parte de interpretación se analiza la influencia de la magnitud del esfuerzo desviador cíclico y de la relación de preconsolidación OCR , en el comportamiento de las muestras "inalteradas" de arcilla.

El estudio permite comparar los resultados obtenidos en las pruebas triaxiales estáticas con los obtenidos en las pruebas triaxiales cíclicas, y, evaluar el efecto de la relación de preconsolidación en el comportamiento ante cargas dinámicas, de la arcilla de la Ciudad.

1.3. CONDICIONES ANALIZADAS

Para someter a las muestras a carga dinámica, los especímenes fueron primero consolidados isotrópicamente con el esfuerzo confinante efectivo equivalente de campo, Figura I-2, y, después sujetos a ciclos de carga de esfuerzo controlado, no drenadas, para describir la magnitud de la deformación. Después de la aplicación de los esfuerzos cíclicos, se cargó el espécimen monotónicamente, en condición no drenada, hasta producir la falla. El término falla se refiere al colapso total o ruptura de la probeta.

Un total de diez (10) pruebas fueron realizadas con este procedimiento: cinco normalmente consolidadas y cinco con relación de preconsolidación igual a 2.0. Además se realizaron dos pruebas de compresión triaxial estáticas no drenadas como base para la interpretación de los resultados.

Consolidación: Los especímenes ensayados en condiciones normalmente consolidados, fueron consolidados isotrópicamente a un esfuerzo aproximado de 0.43 Kg/cm^2 ; (esfuerzo efectivo equivalente de campo) *. Los especímenes ensayados en condición preconsolidada, se obtuvieron en el laboratorio, primero consolidándolos isotrópicamente a un esfuerzo de 0.43 kg/cm^2 y luego aumentando el esfuerzo de consolidación, aproximadamente a 0.86 Kg/cm^2 . Después de haberser consolidado con este valor de presión confinante, se descargan los especímenes al esfuerzo de 0.43 Kg/cm^2 , induciéndoles así, una relación de preconsolidación igual a 2.0.

* El esfuerzo confinante efectivo de consolidación, $\bar{\sigma}_{sc}$, aplicado a las muestras de prueba, fue de valor igual al esfuerzo confinante efectivo equivalente de campo, $\bar{\sigma}_o$, que

se define como:

$$\bar{\sigma}_h = \frac{(1 + 2 K_o)}{3} \bar{\sigma}_v \quad (1.1)$$

donde

K_o = Relación esfuerzo horizontal a esfuerzo vertical, para
cero desplazamiento lateral.

$\bar{\sigma}_v$ = Esfuerzo vertical efectivo de campo.

La figura 1-2.b. ilustra esta condición. Para el valor del coeficiente de esfuerzos en reposo se utilizó $K_o = 0.8$. (Zeevaert, 1953, en la arcilla-limosa suave típica de la ciudad de México encuentra valores de K_o entre 0.76 y 0.86.).

Todos los especímenes fueron consolidados bajo el esfuerzo confinante efectivo de consolidación, $\bar{\sigma}_{sc}$, el tiempo suficiente como para que se presentara aproximadamente un ciclo de consolidación secundaria, en la curva de consolidación. ($\Delta \delta - \log t$).

Las muestras se consolidaron con una relación de esfuerzos $K_c = 1.0$.

$$K_c = \frac{\bar{\sigma}_{sc}}{\bar{\sigma}_{1c}} \quad (1.2)$$

donde:

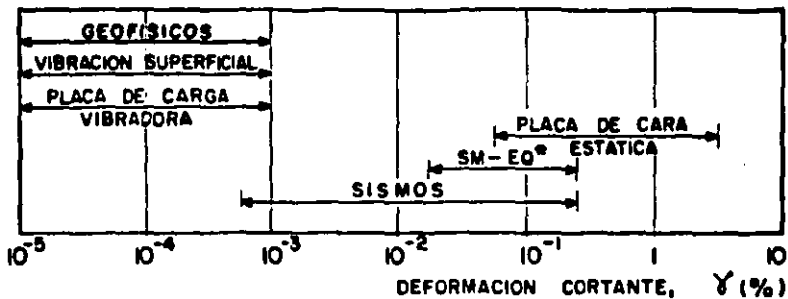
$\bar{\sigma}_{sc}$ = Esfuerzo confinante efectivo de consolidación.

$\bar{\sigma}_{1c}$ = Esfuerzo axial efectivo de consolidación.

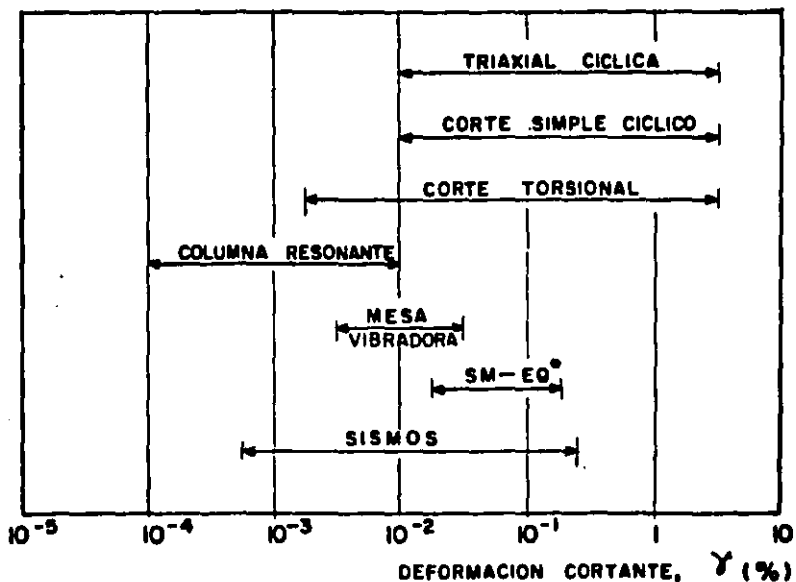
Ciclo de carga de esfuerzo controlado: Después de la consolidación, los especímenes son sometidos a una variación de carga senoidal, de esfuerzo desviador simétrico, ciclo a ciclo, con una frecuencia de 0.5 Hz. Todas las muestras

fueron sometidas a 100 ciclos de carga. El esfuerzo desviador cíclico aplicado varió desde un 15% a un 50% de la resistencia obtenida en condiciones estáticas.

Resistencia al corte: Después de los ciclos de carga, las muestras fueron sometidas a carga, monotónicamente, hasta llevarla a la falla, en condiciones no drenadas.



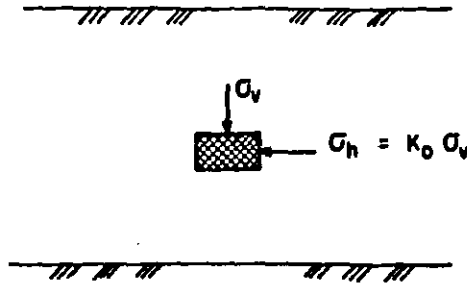
a). PRUEBAS DE CAMPO



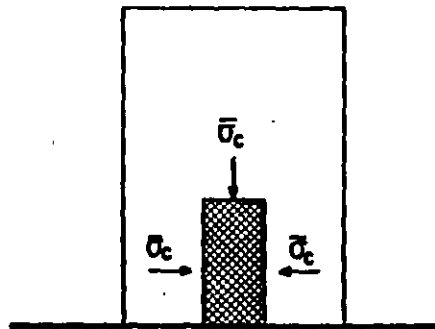
b). PRUEBAS DE LABORATORIO

* SM-EQ = DEFORMACION INDUCIDA POR MOVIMIENTOS FUERTES

FIG. I-1 METODOS DE CAMPO Y LABORATORIO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS.



a). CONDICION DE ESFUERZOS A LOS QUE ESTA SOMETIDO EL ELEMENTO EN EL CAMPO.



$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_v + 2 K_0 \sigma_v}{3}$$

b). CONDICION DE ESFUERZOS A LA QUE SE CONSOLIDA LA MUESTRA EN EL LABORATORIO

FIG. I-2 CONDICION DE ESFUERZOS A LOS QUE SE SOMETE UN ELEMENTO

II- ANTECEDENTES

Este capítulo trata sobre los conceptos relacionados con el comportamiento de los suelos sometidos a cargas dinámicas; se presenta un breve resumen de algunos factores que influyen en el comportamiento de los suelos cohesivos, y, por último, se habla de la simulación de esfuerzos en una cámara triaxial cíclica.

II.1. CONCEPTOS BASICOS:

II.1.1. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE:

En una muestra de suelo sometida a un ensaye triaxial, como en cualquier otro material, el esfuerzo normal en un punto situado en el interior de la masa es función de la orientación del plano elegido para definir dicho esfuerzo; por lo tanto, la representación del estado bidimensional, de esfuerzos principales generado en la prueba triaxial se puede ilustrar como se indica en la figura II-1. En particular, interesa el estado de esfuerzos en el plano correspondiente a los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 . ($\sigma_1 > \sigma_3$). Conocida la magnitud y dirección de σ_1 y σ_3 , es posible calcular los

esfuerzos normales σ_n y cortantes τ , en cualquier otra dirección mediante las ecuaciones de la estática:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (2.1)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{Sen} 2\theta \quad (2.2)$$

Estas ecuaciones proporcionan una descripción completa del estado de esfuerzos bidimensional representado por el círculo de Mohr, en la figura II-1.a.

La resistencia de un suelo puede medirse, según la teoría de Mohr-Coulomb por la máxima relación τ/σ que puede soportar. La relación entre los esfuerzos normal y cortante en el plano de falla no es necesariamente lineal, y la envolvente de los círculos de Mohr resulta aproximadamente curva, sin embargo, para la mayoría de los círculos referentes a la estabilidad de una masa de suelo, es conveniente utilizar una envolvente que sea una recta. De esta manera, la ley de resistencia al esfuerzo cortante se expresa:

$$S = C + \sigma_n \tan \phi \quad (2.3)$$

donde

S = Resistencia al esfuerzo cortante.

C = Cohesión u ordenada en el origen.

σ_n = Esfuerzo normal al plano potencial de falla.

ϕ = Angulo de fricción ó ángulo de resistencia al corte.

A un suelo isotrópicamente consolidado se le puede aplicar un esfuerzo desviador máximo produciendole la falla, y, el respectivo círculo de Mohr resulta tangente a la línea de

resistencia. En la figura II-1.b. se puede observar que el plano de falla forma un ángulo θ , con respecto al plano sobre el cual actúa el esfuerzo principal mayor, donde θ se define teóricamente como:

$$\theta = 45^\circ + \phi/2 \quad (2.4)$$

La Resistencia al Esfuerzo Cortante de una probeta de suelo sujeta a varios ciclos de carga, se encontró, sometiendo la muestra a carga monotónica, hasta llevarla a la falla, poco después de haberse efectuado la prueba dinámica. En esta forma se obtiene el esfuerzo desviador máximo soportado por la muestra y, con la teoría de Mohr-Coulomb, la resistencia al esfuerzo cortante. Por último, se compara este valor con el obtenido en una prueba triaxial convencional para determinar así, si hubo pérdida de resistencia por el efecto de la acción dinámica.

II.1.2. REPRESENTACION DE LAS RELACIONES ESFUERZO DEFORMACION:

El comportamiento Esfuerzo-deformación de los suelos es complejo. El grado de deformación producido por un esfuerzo, dependerá de la composición mineralógica, de la estructura, la relación de vacíos, la historia de esfuerzos y de la forma en que se aplique el esfuerzo; (trayectoria de esfuerzos).

Cuando un espécimen de suelo se somete por primera vez a esfuerzos desviadores, sufre deformaciones parcialmente irreversibles y por tanto, la curva esfuerzo deformación en carga es diferente de las de descarga y recarga. En la figura II-4.a. se representa la gráfica típica esfuerzo-deformación de una arcilla sometida a una prueba triaxial consolidada no drenada, con esfuerzo controlado. La carga se le aplica

axial y monotónicamente manteniendo el esfuerzo confinante constante. El esfuerzo desviador que causa la falla mide, en esa prueba la resistencia a la compresión. Se puede observar que al descargar axialmente la muestra, después de que el suelo alcanza un determinado nivel de esfuerzo desviador, parte de la deformación no se recupera, debido a cambios en la estructura del suelo por movimientos relativos entre sus partículas.

En las curvas esfuerzo-deformación el valor del módulo secante varía con la ubicación de ambos puntos. Para este trabajo se utilizará el módulo secante. Es, que se presenta en la figura, definida como la pendiente de la recta que une el origen, con el punto de la gráfica esfuerzo-deformación, al nivel de esfuerzo considerado como el 50% del esfuerzo desviador.

Si el ciclo de carga y descarga se repite varias veces con una misma frecuencia y amplitud, se considera que a la muestra se le está sometiendo a una acción de carga cíclica.

Durante la carga cíclica, el comportamiento esfuerzo-deformación es no lineal e histerético. La figura II-2.b muestra un lazo idealizado de la curva esfuerzo-deformación obtenido en un muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte cíclico.

El lazo ABCDA en la figura está asociado con un valor dado de máxima deformación obtenida cíclicamente, γ , y un esfuerzo cíclico máximo, τ . Los puntos A y C definen los extremos del lazo. El trazo EAOCF de todos los lazos histeréticos, asociados con los diferentes valores de γ_c es definida como la curva esqueleto. La curva esqueleto constituye la base para la caracterización del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos.

Si la amplitud del esfuerzo desviador no es mayor que el 50 % de la resistencia estática, las diferencias entre curvas sucesivas de recarga y las que existe entre las de descarga, tienden a desaparecer después de un número pequeño de ciclos de amplitud semejante, de modo que la curva esfuerzo-deformación se transforma en una curva cerrada, alargada, que puede definirse mediante dos parámetros: la pendiente media y la magnitud del área encerrada; la primera determina el módulo dinámico equivalente E_{eq} , y la segunda la capacidad de amortiguamiento interno. (Idriss et al , 1978).

II.1.3. MODULO DINAMICO EQUIVALENTE E_{eq} :

En las pruebas triaxiales cíclicas el valor del Módulo de Rigidez al Cortante G , no es posible determinarlo en forma directa, como puede hacerse con otros equipos de acción cíclica. (Ver limitaciones de la Triaxial Cíclica, inciso III.2). Por esto, para cuantificar el efecto que produce la carga cíclica en el comportamiento de una muestra de arcilla, ensayada en la cámara triaxial, es necesario utilizar un parámetro que se denominará Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} .

El Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} se define como la pendiente media del ciclo histerético encontrado en el comportamiento esfuerzo-deformación de las muestras sometidas a carga cíclica. Este parámetro varía con el esfuerzo desviador y con la deformación. (Diaz-Rodríguez y Córdoba C. 1986).

Si se obtiene el valor del Módulo Dinámico E_{eq} entre ciclo y ciclo de cada prueba dinámica y para distintos esfuerzos desviadores, se determina la influencia que tiene sobre el material, la aplicación de la carga cíclica.

En la figura II-3.a. se observa como cambia el valor del

Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} , en dos pruebas distintas o en dos ciclos diferentes. De la figura se puede concluir que el valor de Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} es menor cuando se produce mayor deformación angular.

Bajo la hipótesis de que el material presenta un comportamiento elástico no-lineal, para un intervalo amplio de valores del esfuerzo desviador, (hasta cerca del 70% de la Resistencia obtenida en condiciones estáticas; Diaz-Rodriguez y Córdoba Camperos, 1986), el valor del Módulo de Rigidez al Cortante G se puede obtener indirectamente, mediante la expresión que relaciona los parámetros elásticos:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.5)$$

donde

G = Módulo de Rigidez al Cortante.

E = Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} .

ν = Relación de Poisson; durante el estudio se toma $\nu = 0.5$, correspondiente a arcillas saturadas, ya que a las muestras no se les permite cambio volumétrico debido a que las pruebas dinámicas se realizan en forma No-Drenada.

En este trabajo, el valor del Módulo de Rigidez al cortante G es calculado de esta manera.

II.1.4. MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE G :

En pruebas realizadas con equipos de corte simple cíclico se ha observado que los factores que más influyen en el valor del módulo de rigidez al cortante de un suelo cohesivo dado son: relación de vacíos, esfuerzo normal octaédrico efectivo,

historia de esfuerzos y nivel de deformación , (Hardin y Black, 1966; Humphries y Wohls, 1968).

Para suelos cohesivos se ha visto que el comportamiento en deformaciones angulares bajas es casi perfectamente lineal, en cuanto a que el módulo de Rigidez ,G, se mantiene constante. Para deformaciones altas, el módulo decrece al crecer ésta, (Crandall et al, 1970; Hardin y Black, 1968).

Valores del Módulo de Rigidez al cortante, para arcillas saturadas: La determinación aproximada de este módulo es bastante complicada, como ya se dijo anteriormente, por el gran efecto que produce en él, el nivel de deformación y la alteración de las muestras de suelo.

En la figura II-3.b. se puede apreciar distintos valores del Módulo de rigidez al cortante que corresponden a:

- 1- Módulo promedio obtenido por medidas de la velocidad de la onda sísmica (en situ), durante un sismo.
- 2- Módulos obtenidos por Seed-Idriss en métodos de análisis de respuesta del terreno.
- 3- Módulos obtenidos por Tsai-Housner en métodos de análisis de respuesta del terreno.
- 4- Módulos calculados usando las ecuaciones de Hardin-Drnevich.
- 5- Módulos obtenidos en pruebas de laboratorio con frecuencia resonante y carga cíclica.

Se puede ver en estos datos, que el módulo disminuye con el incremento de la deformación. (Seed e Idriss, 1970).

II.1.5. RELACION DE AMORTIGUAMIENTO β :

La disipación de energía durante cada ciclo de carga y descarga de un elemento de suelo se manifiesta de muy

diversas maneras: la aparición de un ciclo de histéresis en el diagrama esfuerzo-deformación, la alimentación de energía necesaria para mantener constante la amplitud de vibración forzada, la amplitud finita de vibración en resonancia, o el decremento progresivo de la amplitud de vibración libre. Cualquiera de esas manifestaciones del amortiguamiento proporciona, a su vez, una medida de éste y un método para cuantificarlo.

El amortiguamiento específico, ψ , se define como la relación:

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} \quad (2.6)$$

donde:

ΔW = La energía disipada en cierto volumen de suelo durante un ciclo completo.

W = La energía potencial máxima almacenada en el mismo volumen durante dicho ciclo.

En la figura 11-4.a. se muestra la misma curva de la figura 11-2.b. con lazo de histéresis correspondiente a la deformación cíclica γ_c . La relación de amortiguamiento β , equivalente para este comportamiento puede ser relacionado con el área determinada por el lazo, usando el procedimiento sugerido por Jacobsen (1960), de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{1}{2 \pi} \frac{A_L}{A_T} \quad (2.7)$$

donde:

A_L = Área limitada por el lazo de histéresis, ΔW de la figura 11-4.a.

A_T = Área del triángulo OCD de la misma figura.

El área limitada por el lazo histerético representa la energía total perdida por unidad de volumen de la muestra, en un ciclo. El área del triángulo OCD, es la energía potencial de deformación almacenada por unidad de volumen por ciclo, de la muestra.

Experimentalmente se ha encontrado que el amortiguamiento específico de los suelos, η y δ , es independiente de la frecuencia de excitación. Esto ha sido afirmado por Hardin (1965) para arenas secas, por White (1965) para rocas, por Crandall et al (1970) para plastilina y por Kolsky (1963) para muchos otros sólidos. Además, en un suelo dado, influyen, en el amortiguamiento, el estado de esfuerzos, el contenido de agua, y, para arcillas, la historia previa de esfuerzos (Crandall, 1970). En la figura 11-4.a se muestra como varía la relación de amortiguamiento con la deformación cortante.

Valores de la relación de amortiguamiento para arcillas saturadas: Muchos trabajos se han desarrollado para representar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos bajo condiciones de carga cortante cíclica en una dirección. El uso de dichas relaciones requiere el desarrollo de un conjunto de normas relacionadas con las cargas transitorias. Jennings (1963) propuso un conjunto de normas para análisis no lineal de estructuras, e Iwan (1967) sugirió obtener esas normas desde analogías reológicas que consistían en la superposición de varios resortes y elementos friccionantes. Para propósito de aplicación en suelos, se han propuesto gran variedad de funciones matemáticas para expresar la curva esqueleto en términos de las coordenadas esfuerzo-deformación y a partir de ellas determinar la relación de amortiguamiento. Se han incluido modelos bilineales (Parmelee, 1964; Thiers-Seed, 1968), multilíneales (Joyner, 1975), hiperbólicos (Finn-Martin, 1977; Hardin-Drnevich, 1972) y, con base en el criterio de

Masing, (1926), las formulaciones de Ramberg-Osgood, 1943, (Idriss, 1976; Richart, 1975; Streeter, 1974; Idriss-Dobry, 1978). Los resultados obtenidos en los trabajos de varios investigadores, se representan en la figura II-4.b.

II.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE SUELOS COHESIVOS:

El comportamiento de los suelos cohesivos, ante carga dinámica depende principalmente de la velocidad de aplicación de la carga, del efecto de la carga repetida y de las condiciones locales del sitio.

Varios investigadores han estudiado los efectos de la carga rápida de un solo pulso en la resistencia de los suelos y encontraron que, al disminuir el tiempo de la falla, de algunos minutos a varios milisegundos, la resistencia de suelos granulares aumenta entre 10 y 20 por ciento, (Casagrande y Shannon, 1948; Seed y Lundgreen, 1954) y la de suelos cohesivos entre 140 y 260 por ciento, (Casagrande y Shannon, 1948).

Otras investigaciones (Seed, 1960; Seed y Chan, 1966) indican que la repetición de los esfuerzos o la rotación de las direcciones principales tiene en la resistencia de los suelos, efectos mayores y de sentido contrario que los de un incremento en la velocidad de aplicación de la carga.

Los efectos de la alta velocidad de aplicación de la carga y el de la repetición de los esfuerzos, son contrarios; esto da lugar a una resistencia (bajo la acción combinada de carga sostenida y cíclica) mayor o menor que la prueba de carga monotónica convencional, dependiendo de la sensibilidad

del suelo en particular.

En cuanto a las condiciones locales, en muchos sismos, la geología local y las condiciones del suelo han tenido una influencia determinante en la respuesta del sitio. Blume (1965) encontró que la magnitud de los efectos causados por un sismo depende de la rigidez y las características dinámicas del suelo, y, las características de amplitud y frecuencia del movimiento base. En general, los efectos de amplificación de un depósito de suelo son más grandes cuando el periodo fundamental del depósito es cercano al periodo predominante del movimiento base. En la figura 11-5 se muestra como las condiciones del suelo influyen en los espectros de respuesta. Se puede observar en la figura que los suelos más rígidos muestran una banda angosta de amplificación, en cambio los suelos blandos, como las arcillas, muestran una banda más ancha de amplificación.

II.3. REPRESENTACION DE LOS ESFUERZOS EN LOS ENSAYES TRIAXIALES;

Las investigaciones de laboratorio realizadas hasta hoy, indican que el comportamiento de un suelo depende de los esfuerzos que actuaban en él, antes de la sollicitación sísmica; por lo tanto, para estimar el comportamiento dinámico de los suelos es importante encontrar primero los esfuerzos "precíclicos " que actúan sobre él. En la figura 11-6, se indican el estado de esfuerzo en un elemento de suelo perteneciente a un depósito natural, el estado de esfuerzos, en el mismo elemento, durante una acción sísmica, y, el estado de esfuerzos inducido en el laboratorio por la cámara triaxial cíclica.

En la figura 11-7, se representa las condiciones de

esfuerzos del elemento de suelo en las tres etapas sucesivas del ensayo triaxial con consolidación isotrópica, que es el caso planteado en este estudio.

La condición (a) representa la aplicación del esfuerzo de confinamiento; (esfuerzo de consolidación equivalente). Como puede observarse, el diagrama de Mohr para esta condición, es un punto y el esfuerzo en el plano X-X, es igual a la presión de confinamiento.

La condición (b) representa el aumento de carga vertical en la cantidad $\sigma_d / 2$ y la disminución de la carga horizontal en la misma cantidad. El círculo de Mohr correspondiente puede observarse en la segunda columna. Se notará que aunque el esfuerzo normal en el plano X-X continúa siendo igual a la presión de confinamiento, se ha superpuesto un esfuerzo cortante igual a $\sigma_d / 2$.

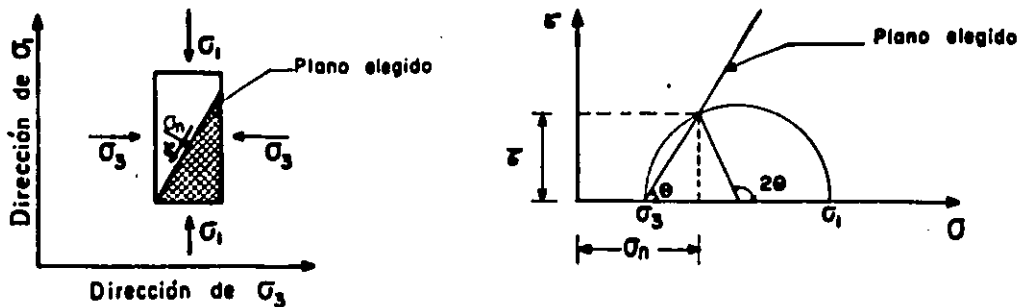
La condición (c) representa la reducción del esfuerzo vertical y el aumento del horizontal en la cantidad $\sigma_d / 2$ se puede observar que el esfuerzo normal sobre el plano X-X sigue constante y que el esfuerzo cortante ha cambiado de dirección con respecto a la condición anterior.

La aplicación simultánea de cambios cíclicos a los planos horizontal y vertical del elemento triaxial es de gran dificultad práctica en el laboratorio, así que, las condiciones representadas por la condición (b), pueden generarse en una muestra sometida a ensayo triaxial, con la aplicación simultánea de las dos condiciones de carga ilustradas en la columna 3, esto es, aumentando el esfuerzo axial σ_d , manteniendo el esfuerzo lateral constante, y luego reduciendo la presión lateral y axial de confinamiento en la cantidad $\sigma_d / 2$. En suelos saturados, estos cambios de presión lateral no causan ninguna variación en los esfuerzos efectivos de la muestra, pues sólo afecta la presión neutra.

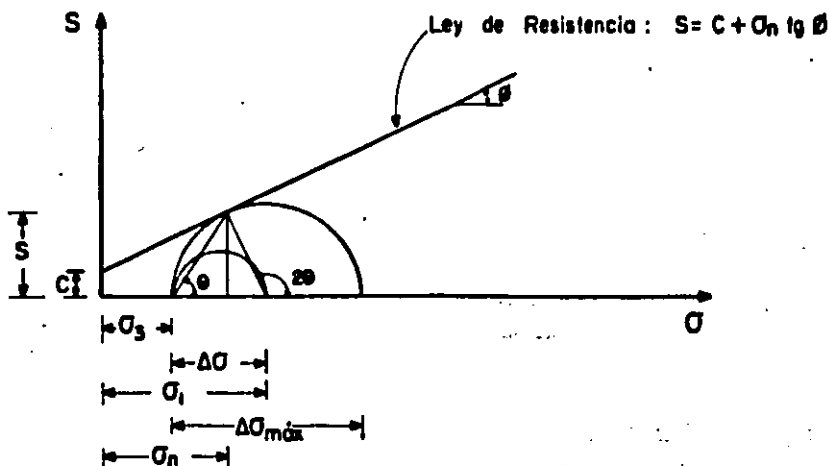
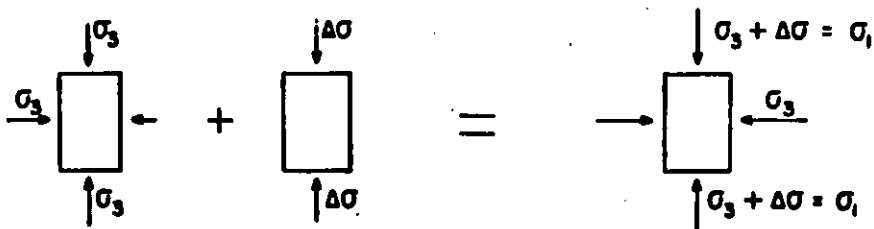
Así que los efectos deseados representados en la condición (b) pueden determinarse, aplicando a la muestra bajo ensayo, las condiciones representadas en la columna 4, y simplemente haciendo la corrección del caso a las presiones de poro. Las deformaciones de la muestra y los esfuerzos efectivos no necesitan ninguna corrección.

De igual manera, los estados de carga representados por la condición (c) (columna 1) pueden reproducirse aplicando las condiciones indicadas en la tercera columna.

Como conclusión , se puede decir que, las condiciones de carga cíclica sobre el elemento en el campo representado en la figura 11-5.a pueden reproducirse en una forma aceptable en el laboratorio por medio de un ensayo triaxial durante el cual, la muestra saturada es sometida a cambios de esfuerzo desviador ($\pm \sigma_d$) , siempre y cuando σ_d sea menor que $\bar{\sigma}_3$.

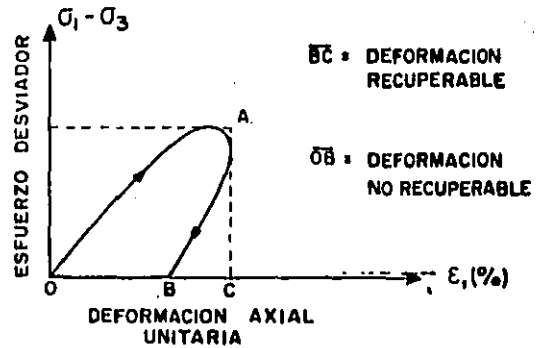
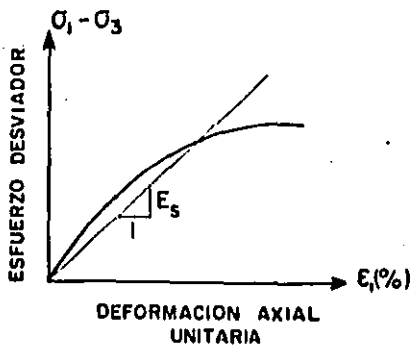


a). ESTADO DE ESFUERZOS EN EL SEMICIRCULO DE MOHR

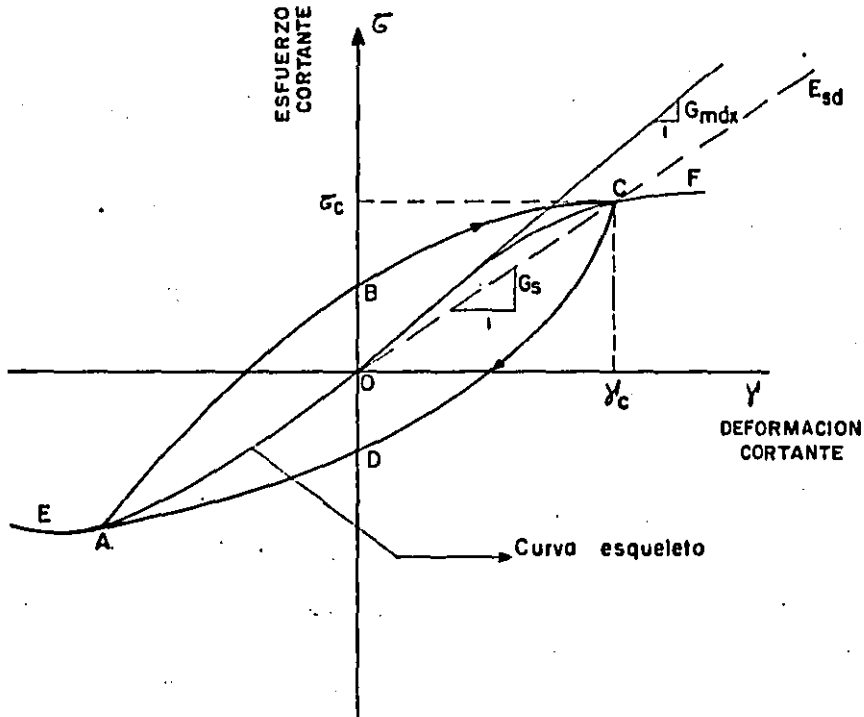


b). LINEA DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

FIG. II-1 CONDICIONES DE ESFUERZOS GENERADAS EN LAS PRUEBAS TRIAXIALES.

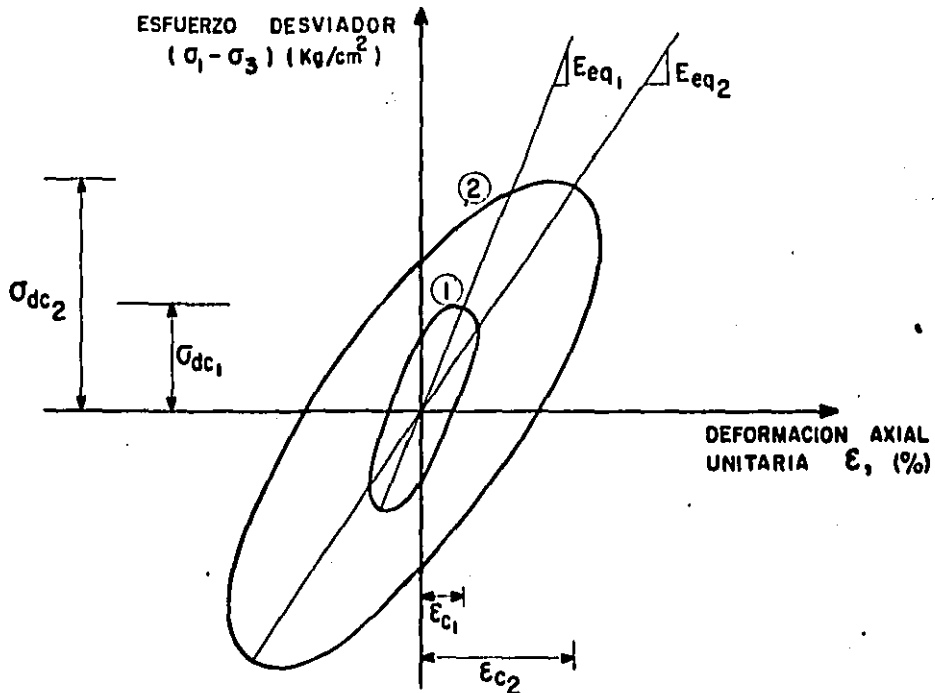


a). CURVA TIPICA DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO - DEFORMACION DE UNA MUESTRA DE ARCILLA EN PRUEBA TRIAXIAL C.U.



b). CURVA TIPICA DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO - DEFORMACION EN CONDICIONES DE CARGA CICLICA (Seed e Idriss, 1970)

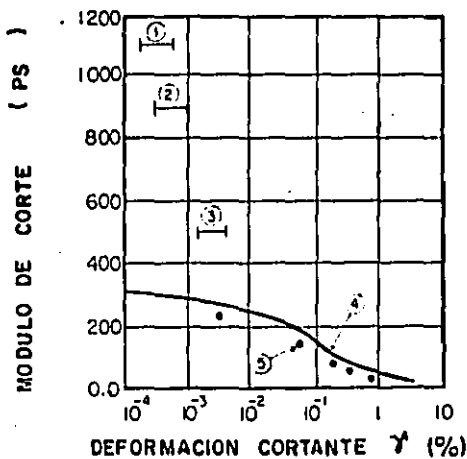
FIG. II- 2. REPRESENTACION DE LAS RELACIONES ESFUERZO - DEFORMACION DE LOS SUELOS



Esfuerzo Desviador Cíclico
 Deformación Axial Unitaria
 Módulo Dinámico Equivalente
 Amortiguamiento

$\sigma_{dc1} < \sigma_{dc2}$
 $\epsilon_{c1} < \epsilon_{c2}$
 $E_{eq1} > E_{eq2}$
 $\beta_1 < \beta_2$

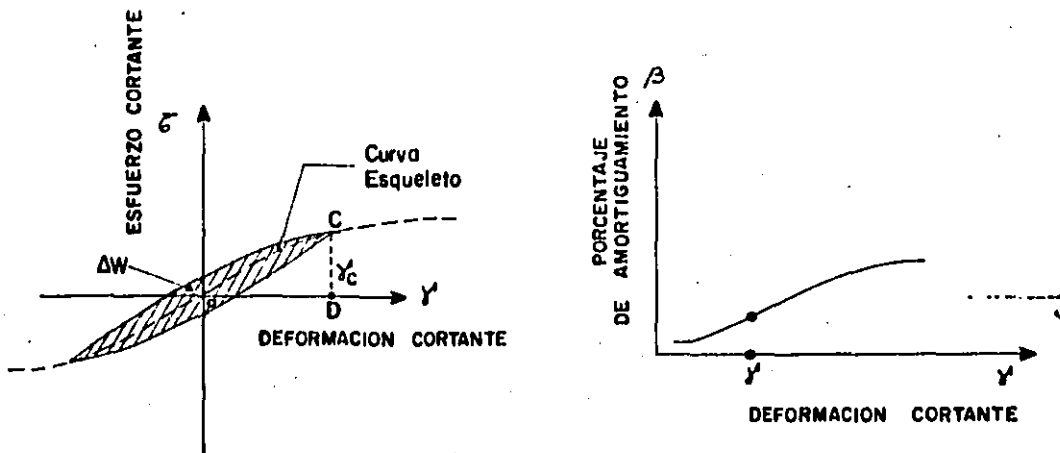
a) VARIACION DEL MODULO DINAMICO CON LA DEFORMACION



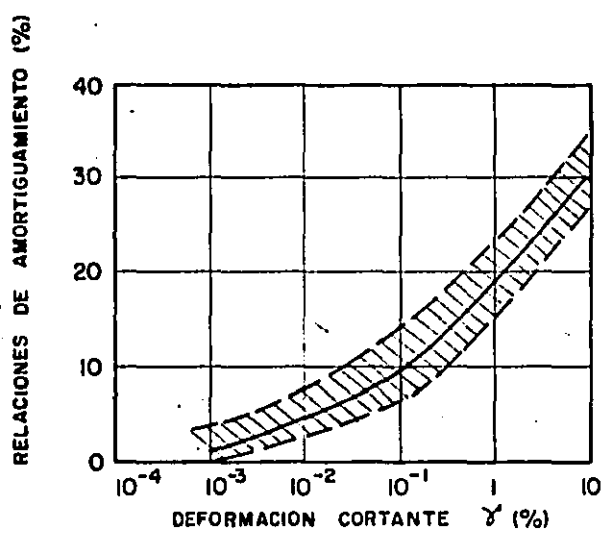
- ① POR VELOCIDAD DE ONDA
- ② SEED - IDRISSE
- ③ TSAI - HOUSNER
- ④ HARDIN - DRNEVICH
- ⑤ PRUEBAS DE LABORATORIO (Seed et al, 1970)

b) VALORES DE MODULOS DE CORTE PARA ARCILLAS SATURADAS

FIG. II-3. MODULOS DINAMICO EQUIVALENTE E_{eq} Y RIGIDEZ AL CORTANTE G . (Seed e Idriss, 1970)



a). CALCULO DEL PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO β A PARTIR DEL LAZO HISTERETICO



b). VALORES DE AMORTIGUAMIENTO PARA ARCILLAS SATURADAS

FIG. II-4. RELACION DE AMORTIGUAMIENTO β (Seed e Idriss, 1970)

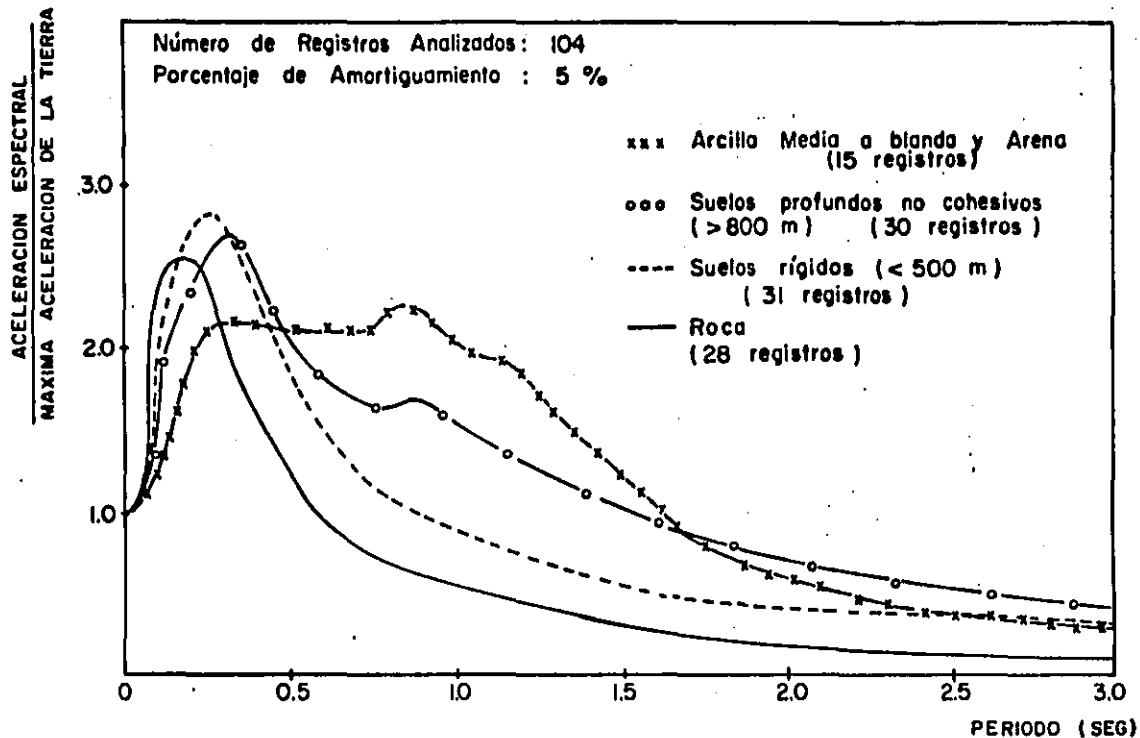
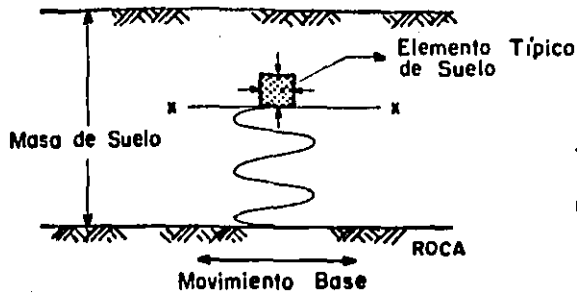
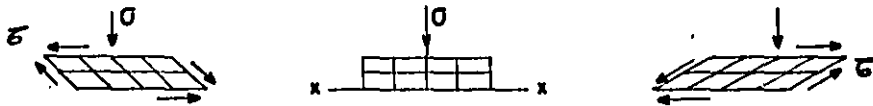


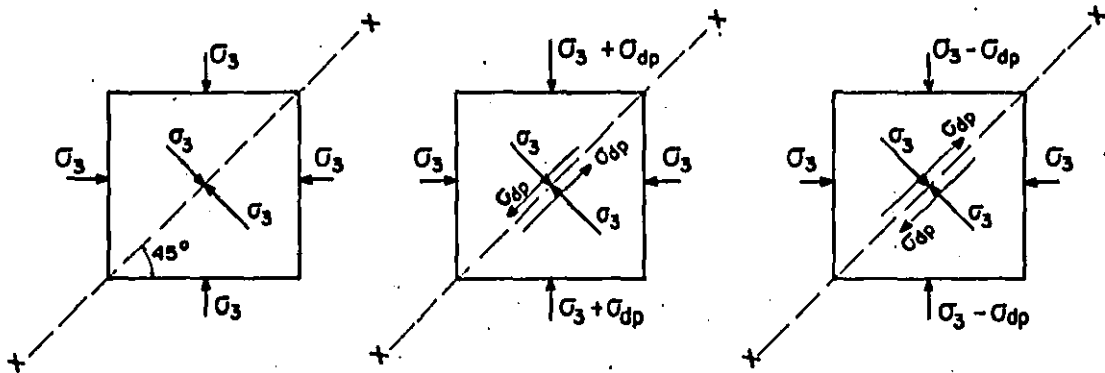
FIG. II-5. ESPECTROS DE RESPUESTAS DE ACELERACION PARA DIFERENTES CONDICIONES DE SITIO. (Seed y Lysmer, 1976)



TRANSMISION DE LAS ONDAS DE CORTANTE DESDE LA ROCA BASE, EN UNA MASA DE SUELO



a). CONDICION DE ESFUERZOS IDEALIZADA PARA UN ELEMENTO DEL SUELO, DEBAJO DE LA SUPERFICIE, DURANTE UN SISMO.

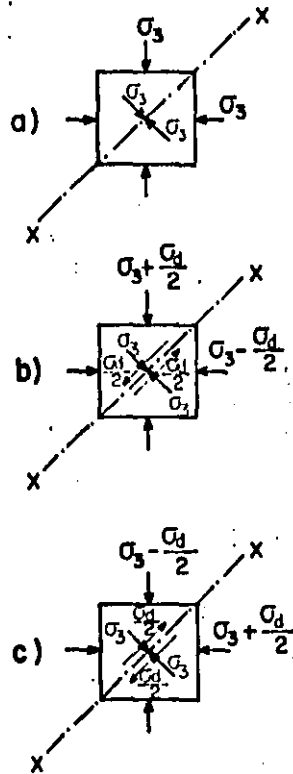


b). CONDICION DE ESFUERZOS INDUCIDOS EN EL LABORATORIO POR LA CAMARA TRIAXIAL CICLICA.

FIG. II-6. CONDICION DE ESFUERZOS A LOS QUE SE SOMETE UN ELEMENTO DEL SUELO (Prakash, 1981)

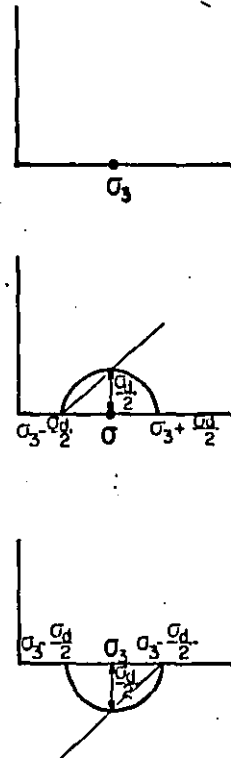
(1)

CONDICION DE ESFUERZOS DESEADA



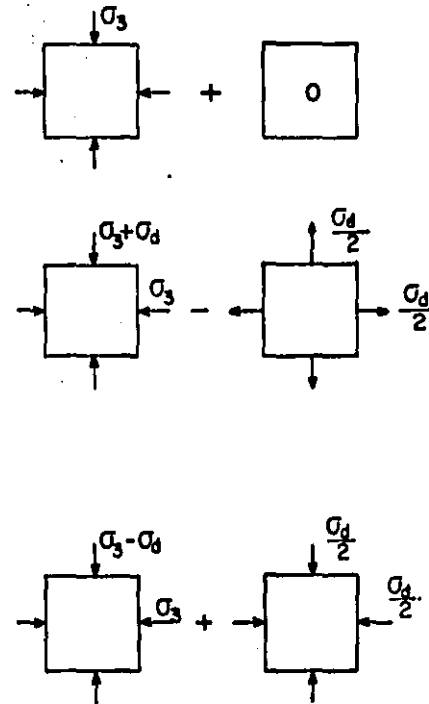
(2)

DIAGRAMA DE MOHR



(3)

CONDICION DE ESFUERZOS EQUIVALENTE



(4)

CONDICION DE ESFUERZOS APLICADA

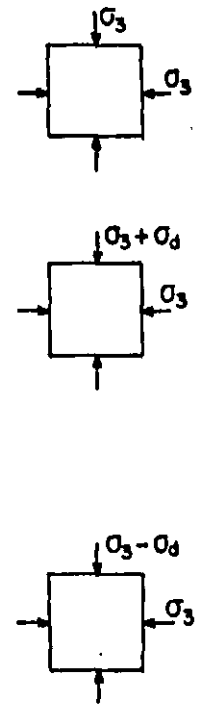
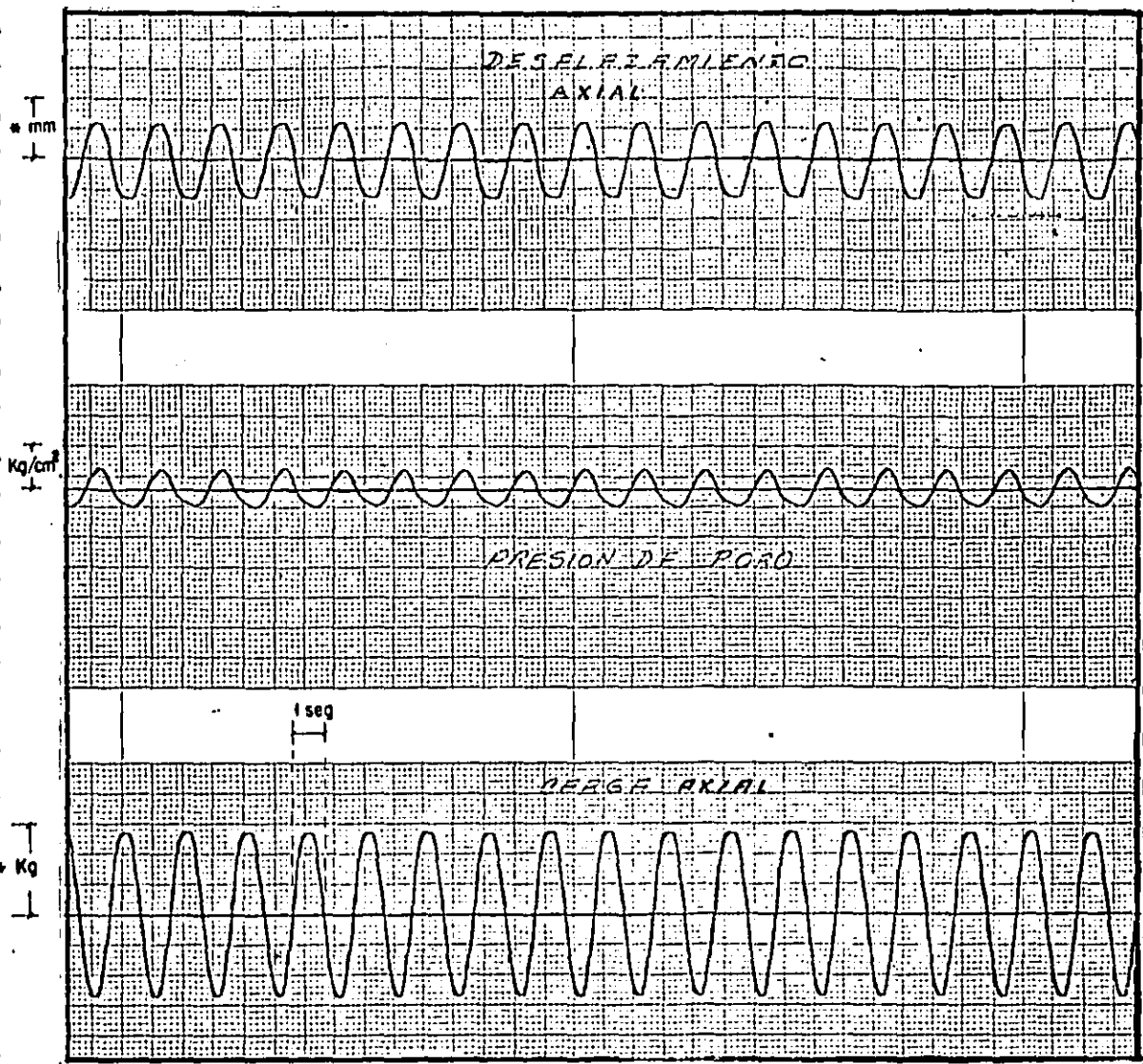
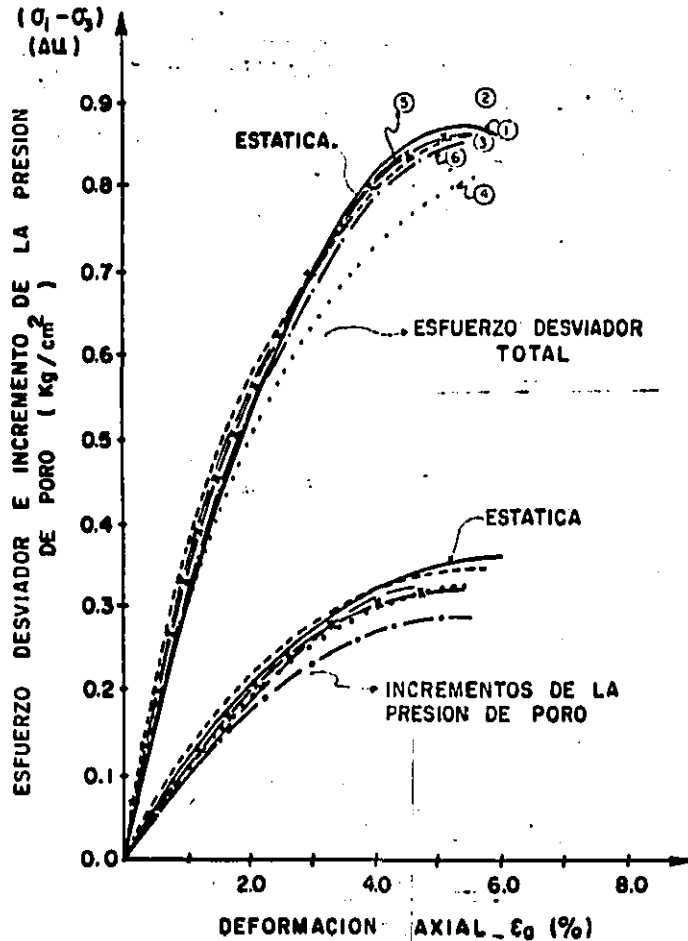


FIG. II-7. CONDICIONES DE ESFUERZOS PARA PRUEBA TRIAXIAL SIMULANDO LAS CONDICIONES DE CARGA EN UN SISMO. (Seed y Lee, 1966)

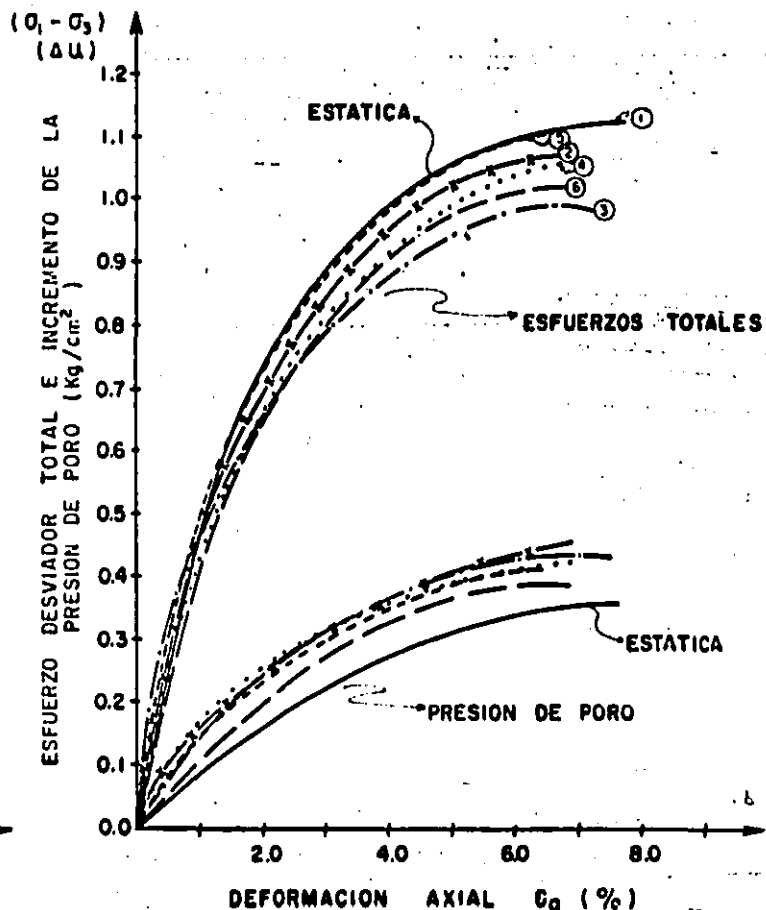


* VALORES ESTABLECIDOS EN LA CALIBRACION ANTES DE EFECTUAR LA PRUEBA DINAMICA

FIG. III-4. REGISTRO GRAFICO OBTENIDO DURANTE LAS PRUEBAS DINAMICAS



SERIE A
OCR = 1.0



SERIE B
OCR = 2.0

FIG. V-5 COMPORTAMIENTO POST-CICLICO, ESFUERZO-DEFORMACION Y PRESION DE PORO-DEFORMACION

III- EQUIPO UTILIZADO

III.1. DESCRIPCION :

El equipo utilizado en el estudio, es una cámara triaxial de carga axial cíclica que está constituida principalmente por cuatro partes: Cámara triaxial, Panel de saturación, equipo de carga dinámica y sistema de registro de datos. En la figura III-1 se presenta una fotografía del equipo de carga cíclica y en la figura III-2 se indican los distintos componentes del equipo.

III.1.1. CAMARA TRIAXIAL:

La camisa de la cámara triaxial es un cilindro de lúcita de 22 mm (7/8 ") de espesor, con bases metálicas, y resiste presiones hasta de 21 Kg / cm². El medio utilizado para aplicar la presión de confinamiento es agua destilada.

Barra de aplicación de esfuerzos axiales: La aplicación de esfuerzos axiales se hace por medio de un vástago el cual transmite la carga desde el exterior y se apoya en la tapa de la cámara. La verticalidad del vástago está asegurada por un

mecanismo de baleros axiales (ball-bushing). La fricción entre el vástago y el ball-bushing se reduce lubricando el sistema. El diámetro de la cabeza del vástago es de 39 mm y es igual al diámetro utilizado en las probetas de ensaye.

Sistema de drenaje: Se utilizaron piedras porosas en la cabeza y en la base de la muestra para ayudar a la circulación de agua a través del espécimen.

III.1.2. PANEL DE SATURACION

El panel consta de tres reguladores de presión de aire, dos para dar la presión confinante y una para la contrapresión. Los reguladores están comunicados, por medio de tubos Sarán, a la cabeza y a la base de la muestra, por lo que se puede medir la presión de poro y la presión confinante existente. Con este panel es posible medir, con el mismo transductor eléctrico, la presión de poro y la presión confinante, asegurando así, congruencia en ambas lecturas.

Para la saturación del espécimen se usan dos tanques cuya pared de acrílico es de 9 mm de espesor. Uno de los tanques tiene un vejiga de goma que sirve como interfase entre el aire a presión, que entra al interior de ella y el agua desaereada que llena el tanque. El otro tanque solo contiene unos centímetros de altura de agua desaereada. Estos tanques están uno debajo del otro como lo muestra la figura III-3.

La conexión inferior del tanque que tiene la vejiga (tanque superior), se conecta a la base de la muestra y la conexión del otro tanque, va a la cabeza de la muestra, para así circularle agua desaereada, a través de ella, de un tanque a otro, por gravedad.

III.1.3. EQUIPO DE CARGA DINAMICA:

El equipo de carga dinámica usado para las pruebas de resistencia triaxial cíclica, con esfuerzo controlado, consta de un pistón neumático instalado en la parte superior del marco de carga. La carga axial se transmite desde el exterior por medio del vástago de la cámara.

Se dispone además de una consola que incluye un generador de funciones, un electro-regulador de aire y un contador de ciclos. La variación cíclica de la presión se obtiene con el generador de funciones el cual proporciona la amplitud, la frecuencia y la forma de onda de carga, en forma de una señal eléctrica. Dicha señal es transformada por un electro-regulador, en una señal neumática la cual se amplifica y actúa en la parte inferior del pistón neumático de doble acción. En la parte superior se da una carga constante estática. La acción de un esfuerzo vertical constante actuando en la cabeza, adentro de la cámara del pistón y la disminución e incremento del pulso neumático senoidal aplicado en la base, adentro de la cámara del pistón, da la variación de carga senoidal al espécimen.

La amplitud de la carga dinámica se obtiene ajustando el control de amplitud en el generador de funciones y el número de ciclos deseado se controla con un contador de ciclos sincronizado al generador de funciones. El equipo permite aplicar la carga con frecuencias entre 0.1 y 4.0 Hertz y con forma de onda senoidal, cuadrada o de diente de sierra.

El aire a presión es suministrado con un compresor con capacidad de 10 Kg / cm².

III.1.4. SISTEMA DE REGISTRO:

El sistema de medición está constituido por tres transductores eléctricos: una celda de carga con capacidad de 100 Lb y sensibilidad de 0.01 Lb. que mide la carga axial

aplicada a la muestra durante la carga dinámica; un transductor de presión, que como se indicó anteriormente, mide presión de poro y/o presión confinante con una capacidad de 7.0 Kg/cm^2 y un transductor de deformación, D.C.D.T. (Direct Current Direct Transformer) para medir la deformación axial de la muestra, el cual se coloca en la parte superior de la cámara y tiene un rango de variación de 50.0 mm, con una sensibilidad de 0.005 mm.

La señal de estos transductores se amplifica y se envía a un graficador de puntas calientes de cuatro canales para obtener un registro gráfico y continuo durante las pruebas dinámicas. Los registros obtenidos de las pruebas efectuadas, son como se puede ver en la figura III-4.

Durante la saturación y consolidación la deformación axial se mide con un micrómetro cuya sensibilidad es de 0.10 mm. La presión de poro y la presión confinante se obtienen continuamente mediante un módulo de lectura digital o multimetro el cual señala, la presión que se tiene, en p.s.i..

III.2. LIMITACIONES DEL EQUIPO TRIAXIAL CICLICO

Durante la investigación con aparatos triaxiales cíclicos se debe tener en cuenta que en las pruebas, se desarrollan ciertas condiciones que difieren mucho de las de campo. (Peacock y Seed, 1968). Esas condiciones son :

a) En el campo, la generación de esfuerzos cortantes se hace en el plano horizontal, e invierten su posición hacia la izquierda o derecha durante el movimiento sísmico, como se ve en la figura II-6.a. En la cámara triaxial cíclica la generación de esfuerzos cortantes de la muestra se obtiene en un plano inclinado 45° como se ilustra en la figura II-6.b.

b) En el campo la condición de esfuerzos a los que está inicialmente sometido el elemento es $\sigma_v \neq \sigma_h$, siendo $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ como se ve en la figura 1-2.; en la cámara triaxial, la consolidación se efectúa bajo la condición del esfuerzo equivalente de campo $\bar{\sigma}_c$ que se ilustra en la misma figura.

c) En el campo, las deformaciones permisibles ocurren bajo la condición de anisotropía de esfuerzos, mientras que en una prueba de compresión triaxial el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor durante la compresión axial o igual al esfuerzo principal mayor durante compresión lateral.

Pero aún, con las restricciones anteriores, la cámara triaxial cíclica sigue siendo una herramienta de utilidad práctica para obtener los parámetros referentes al comportamiento dinámico de los suelos.

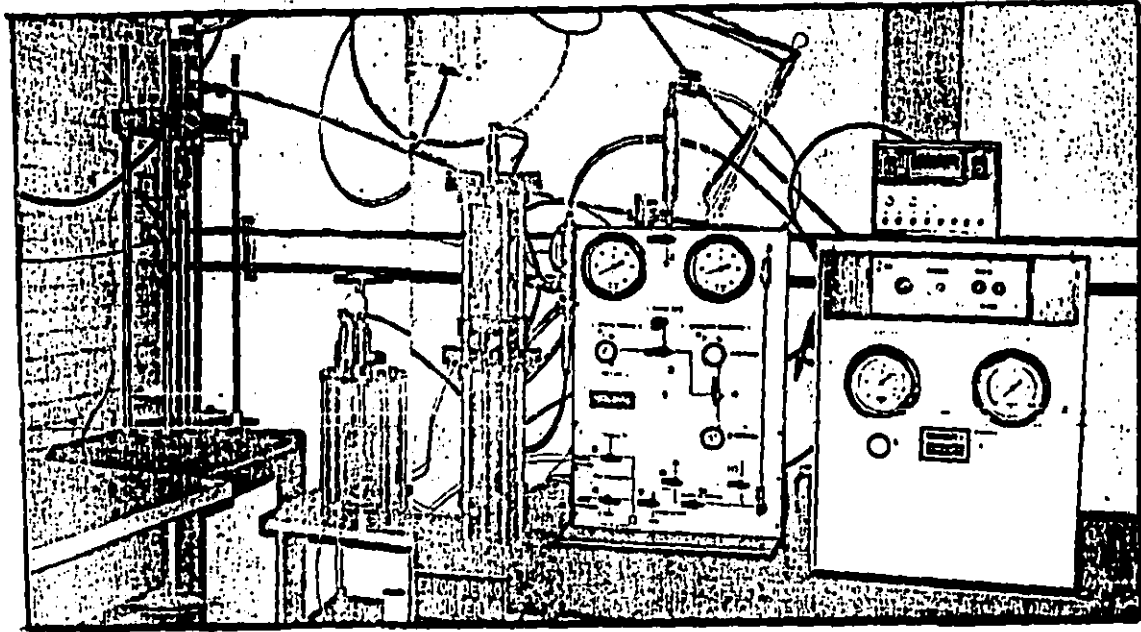


FIG. III-1 FOTOGRAFIA DEL EQUIPO DE CARGA CICLICA (LABORATORIO DE DINAMICA DE SUELOS. DEPI-UNAM)

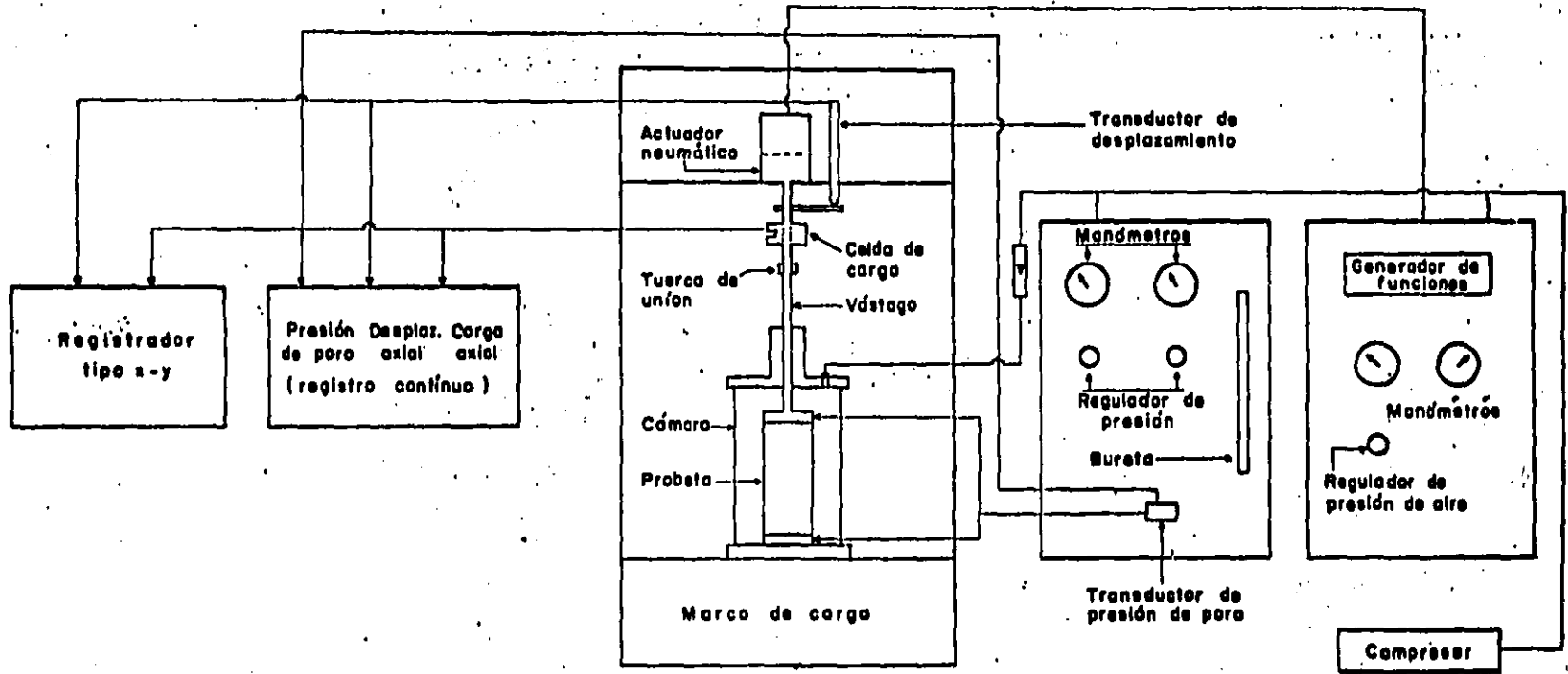


FIG. III-2 ESQUEMA DEL EQUIPO TRIAXIAL CICLICO (DEPFI-UNAM)

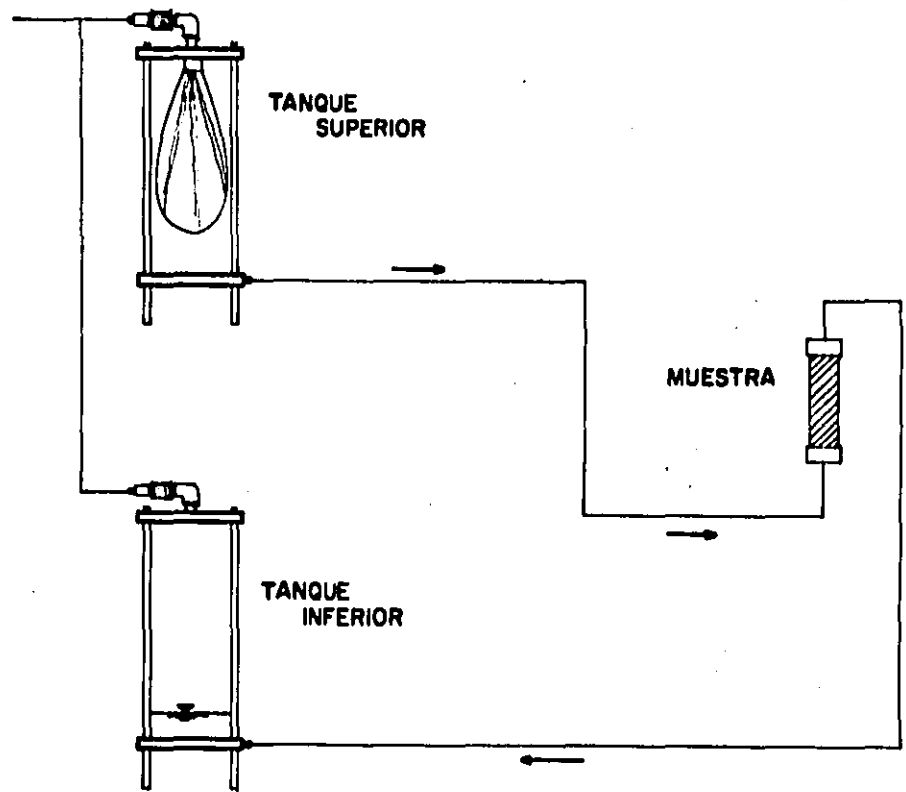


FIG. III-3. TANQUES DE CONTRA PRESION PARA EL SISTEMA DE SATURACION

IV- MATERIAL ENSAYADO

IV.1. DESCRIPCION DEL MATERIAL

Para el estudio propuesto en este trabajo se hicieron dos sondeos paralelos con tubo shelby de diámetro igual a 4 pulgadas. El material es arcilla típica de la zona céntrica de la Ciudad de México, homogénea, de color que varia entre verde y café, con alto contenido de agua y consistencia blanda. En la tabla IV-1. se presentan las propiedades índice de los materiales ensayados.

IV.2. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Los pasos que se siguieron durante la realización de las series de pruebas, son los siguientes:

- a) Preparación del espécimen.
- b) Saturación.
- c) Consolidación.
- d) Aplicación de la carga cíclica.

- e) Aplicación de la carga estática monotónica.
- f) Remoción de espécimen.

En el caso de la obtención de la resistencia estática, (Pruebas triaxiales convencionales), sólo el paso (d) no se realizó; para los demás ensayos, se efectuaron todos los pasos.

a) *Preparación del espécimen:* Las muestras recibidas en los tubos Shelby se protegieron con papel aluminio, parafina y brea, y se almacenaron en el cuarto húmedo. En cada prueba se cortaron los tubos aproximadamente 12 cm y se labraron las probetas de ensayo. El material se extrajo, después de haberse roto, con hilo metálico, la adherencia entre el tubo y el suelo.

El labrado se realizó en un torno, empleando un arco con alambre muy fino y con el cabeceador se le dió la altura adecuada. Las dimensiones aproximadas de las probetas fueron 3.9 cm de diámetro y 9.5 cm de altura, conservando la relación $H/D \cong 2.5$.

El montaje de la probeta en la cámara triaxial se efectuó en la forma convencional, de acuerdo a los procedimientos recomendados para ello.

b) *Saturación:* Antes de realizar los ensayos, es indispensable saturar el sistema de drenaje para medir la variación volumétrica en la probeta, aplicar la presión o medir la presión de poro y la presión confinante.

Los ensayos se realizaron saturando previamente las muestras. La saturación permite reducir el volumen de burbujas de aire y asegurar la medición de la presión de poro. La saturación se logra aplicando una presión al fluido intersticial del material, con el fin de comprimir o disolver

el aire no disuelto.

La saturación del espécimen se verifica usando el parámetro B de Skempton, (Silver, 1977), de la siguiente manera:

- 1- Sin permitir drenaje, se hace un incremento de la presión confinante σ_3 del orden de $0.2 \text{ Kg} / \text{cm}^2$. (Menor que el esfuerzo efectivo final de consolidación $\bar{\sigma}_3$).
- 2- Permitir que la presión de poro se estabilice, esperando aproximadamente 5.0 minutos.
- 3- Calcular el parámetro B de Skempton definido como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.1)$$

siendo

Δu = el incremento de presión de poro correspondiente al incremento de la presión confinante $\Delta \sigma_3$.

B = el parámetro de Skempton que indica el progreso de la saturación; si $B > 0.90$, la muestra se considera saturada.

- 4- Si el valor es $B < 0.90$, los pasos del 1 al 3 deben ser repetidos hasta que se alcance la saturación.

La contrapresión aplicada a la muestra, necesaria para saturarla completamente, dependerá del grado de saturación inicial de la misma. Con este procedimiento se puede llegar a tener sometida la muestra a una presión total muy grande, pero la presión confinante efectiva es la misma del inicio del procedimiento, por lo que el estado de esfuerzos efectivos no se altera.

c) Consolidación: Una vez saturada la muestra se procede a consolidarla isotrópicamente. Esta se lleva a cabo con el

drenaje de la muestra abierto para que se efectúe la expulsión de agua de los intersticios de la muestra, que es lo que da lugar a la consolidación. Si la muestra está completamente saturada, el fluido desalojado de la muestra será únicamente agua; midiendo este volumen en una bureta podemos cuantificar el cambio volumétrico debido a la consolidación.

La consolidación isotrópica está definida como

$$K_c = \frac{\bar{\sigma}_{1c}}{\sigma_{3c}} = 1.0 \quad (4.2)$$

donde

$\bar{\sigma}_{1c}$ = Esfuerzo vertical efectivo de Consolidación.

σ_{3c} = Esfuerzo horizontal efectivo de Consolidación.

Para consolidar isotrópicamente el espécimen, la presión de consolidación se aumenta hasta su valor final $\bar{\sigma}_{3c}$ y se registran los valores del cambio de altura del espécimen (dados por el micrómetro instalado en la cabeza de la cámara), y el cambio de volumen del espécimen (agua expulsada a la bureta).

Se permite drenaje por el tiempo necesario para que ocurra el cambio volumétrico debido al retardamiento hidrodinámico, lo cual se determina con base en las curvas de consolidación, (gráficas deformación--log de tiempo), que se van elaborando a medida que transcurre el fenómeno. Al considerar terminada la etapa de consolidación primaria se cierra el drenaje de la muestra, se coloca el seguro del vástago de carga y se traslada la cámara al marco de carga.

d) Aplicación de la carga cíclica: Los especímenes, en condición no drenada, son sometidos a carga cíclica, con el primer ciclo en compresión, usando una señal de onda senoidal, a una frecuencia de 0.5 Hz. Durante la carga

cíclica, la carga axial, la deformación axial y el cambio en la presión de poro son registrados y graficados continuamente.

e) *Aplicación de la carga estática monotónicamente:* Terminada la aplicación de la carga cíclica, se retira la cámara del marco de carga, y se procede a aplicar la carga axial, con esfuerzo controlado, en forma monotónica y en condición no drenada hasta que ocurra la falla de la muestra. Para cada incremento de carga se registra el valor de la presión de poro y la correspondiente lectura del micrómetro.

f) *Remoción del espécimen:* Después de la prueba estática, el espécimen es retirado de la cámara triaxial para determinársele el contenido de agua y el peso volumétrico final.

TABLA IV. 1. PROPIEDADES INDICE DEL MATERIAL ENSAYADO.

Ensaye	Prof'd	L.L.	L.P.	I.P.	W	Ss	γ_m	Sq	Gv	e	
-	m	%	%	%	%	-	tn/m ²	kg/cm ²	%	-	
S											
E	1	9.80	425	94	331	341	2.20	1.11	0.25	97	7.74
R	2	11.20	410	97	313	350	2.29	1.10	0.30	96	8.36
I	3	10.60	436	92	344	348	2.33	1.09	0.22	94	8.57
E	4	11.30	510	104	406	390	2.30	1.09	0.30	96	9.34
	5	11.70	438	95	343	345	2.38	1.09	0.20	94	8.72
A	6	11.20	410	97	313	358	2.29	1.10	0.30	96	8.53
S											
E	1	9.70	494	101	393	375	2.30	1.10	0.30	96	8.93
R	2	11.70	438	95	343	352	2.38	1.09	0.20	94	8.87
I	3	10.60	436	92	344	355	2.33	1.11	0.22	97	8.55
E	4	11.20	498	98	400	387	2.32	1.09	0.20	96	8.36
	5	11.30	510	104	406	400	2.30	1.08	0.30	95	9.64
B	6	10.80	488	71	417	400	2.23	1.09	0.25	96	9.50

Simbolos utilizados:

L.L = Limite liquido

I.P. = Indice de Plasticidad.

Ss = Densidad de sólidos.

G_v = Grado de saturación natural.

Sq = Resistencia al corte, obtenida con torcómetro.

L.P. = Limite Plástico.

W = Contenido natural de agua.

γ_m = Peso Volumétrico del material.

e = Relación de vacíos.

V- RESULTADOS DE LA INVESTIGACION

Este capítulo presenta los resultados de las series de pruebas realizadas para el estudio. Debe tenerse presente que en las determinaciones de laboratorio, los resultados pueden ser influidos por la perturbación de las muestras (método de muestreo, traslado y preparación de las probetas) y por la variabilidad de las propiedades índice del material analizado.

El programa que se llevó a cabo se puede explicar mediante la figura V-1.

En la primera parte se representa el procedimiento efectuado en las seis (6) pruebas de la Serie A y en la segunda parte de la misma gráfica, el procedimiento llevado a cabo en las muestras de la Serie B. Al final de la primera etapa todas las muestras se encuentran en la condición indicada por el punto (1), es decir isotrópicamente consolidadas.

En la figura se puede notar que para la Serie A, la línea de trazos entre los puntos (1)-(2) es la gráfica

esfuerzo-deformación de la prueba estática convencional. La trayectoria 1-3 corresponde a la aplicación de la carga cíclica a las muestras; la línea de trazos 3-4 es el tramo de la gráfica esfuerzo-deformación que se obtiene al realizar un ensayo estático convencional, después de la acción cíclica, con el objeto de conocer el esfuerzo axial post-cíclico de falla.

De la misma manera, en la gráfica V-1b, para la Serie B. l. La trayectoria (1)-(1.a) es la gráfica esfuerzo-deformación que indica que la muestra se está llevando a un valor de esfuerzo de consolidación igual al doble del esfuerzo de consolidación equivalente de campo. Nuevamente en el punto (1.a) se permite a la muestra consolidarse isotrópicamente y luego se disminuye el esfuerzo de consolidación al punto (1.b), que es el punto de consolidación igual al esfuerzo de consolidación equivalente de campo, sometiendo así a la muestra a una Relación de Preconsolidación (OCR) igual a 2.0. La línea de trazos (1.b)-(2) es la gráfica esfuerzo-deformación de la prueba triaxial estática; la trayectoria (1.b)-(3) indica la aplicación de la carga cíclica; la línea de trazos (3)-(4) es el tramo de la gráfica esfuerzo-deformación que corresponde al esfuerzo axial post-cíclico de falla.

En la tabla V-1 se presenta el resumen de las condiciones iniciales en las cuales se encontraban las muestras antes de ser sometidas a las pruebas dinámicas o a la prueba triaxial estática convencional. En la tabla aparecen las dimensiones de las probetas antes y después de la consolidación. A la Serie A corresponden aquellas muestra que fueron consolidadas con una Relación de Preconsolidación $OCR = 1.0$; a la Serie B corresponden las muestras que fueron preconsolidadas en el laboratorio, es decir, con $OCR = 2.0$.

La tabla V-2 presenta un resumen de los resultados

obtenidos en las pruebas realizadas. El primer ensayo de cada Serie corresponde a la prueba triaxial estática convencional consolidada-No drenada. Las demás muestras fueron sometidas a carga cíclica y después a la prueba triaxial estática monotónica post-cíclica.

La magnitud del esfuerzo desviador aplicado a cada ciclo de carga, q_c , se determinó mediante la expresión

$$q_c = \frac{\Delta P_c}{A_c} \quad \text{ó} \quad q_c = \frac{\Delta P_\bullet}{A_c} \quad (6.1)$$

ΔP_c = Carga máxima aplicada en la etapa de compresión.

ΔP_\bullet = Carga máxima aplicada en la etapa de extensión.

A_c = Área del espécimen consolidado.

La deformación axial unitaria máxima, ϵ , obtenida en cada ciclo de carga se calculó como:

$$\epsilon_c = \frac{\delta_c}{h_c} \quad ; \quad \epsilon_\bullet = \frac{\delta_\bullet}{h_c} \quad (6.2)$$

donde

ϵ_c = Deformación axial unitaria máxima en la etapa de compresión.

ϵ_\bullet = Deformación axial unitaria máxima en la etapa de extensión.

δ_c = Desplazamiento axial máximo en la etapa de compresión.

δ_\bullet = Desplazamiento axial máximo en la etapa de extensión.

h_c = Altura del espécimen consolidado.

La figura V-3 muestra los lazos histeréticos esfuerzo-deformación de las pruebas correspondientes a la Serie A.

La figura V-4 corresponde a los lazos de histéresis esfuerzo-deformación de los ensayos de la Serie B.

Las gráficas esfuerzo-deformación axial y presión de poro-deformación, ambas post-cíclicas, se encuentran en la figura V-5. Estas gráficas corresponden a la línea de trazos entre los puntos (3) y (4) de las gráficas mostradas en la figura V-1.

Las gráficas de la V-6 a la V-9 muestran el comportamiento esfuerzo-deformación estático, comparado con el esfuerzo desviador cíclico-deformación axial máxima, obtenido en las series de pruebas, para el primer y último ciclo de carga.

Paralelamente al programa de pruebas, se efectuaron dos ensayos de consolidación y una prueba de compresión simple, para obtener un valor aproximado del esfuerzo crítico σ_b . Los resultados fueron los siguientes:

- Prueba de compresión simple: $\sigma_b = 0.65 \text{ Kg/cm}^2$.
- Prueba de consolidación: $\sigma_b = 0.90 \text{ kg/cm}^2$.
- Prueba de consolidación: $\sigma_b = 0.80 \text{ kg/cm}^2$.

TABLA V-1. CONDICIONES INICIALES DE LAS MUESTRAS.

Ensaye	antes de la conso- lidación						después de la consolidación					
	$\bar{\sigma}_{vo}$	$\bar{\sigma}_{1c} = \bar{\sigma}_{3c}$	H	D	H/D	A	V	H _c	A _c	ϵ_a	ϵ_v	
-	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	-	cm ²	cm ³	cm	cm ²	%	%	
S												
E 1	0.49	0.42	9.50	3.86	2.46	11.71	111.24	9.50	10.57	0.42	2.63	
R 2	0.50	0.43	9.41	3.87	2.43	11.76	110.64	9.39	11.37	0.18	3.41	
I 3	0.49	0.42	9.59	3.85	2.49	11.65	111.72	9.59	11.35	0.19	2.71	
E 4	0.50	0.44	9.55	3.88	2.46	11.81	112.78	9.53	11.51	0.22	2.71	
5	0.51	0.44	9.60	3.89	2.47	11.92	114.38	9.59	11.78	0.02	1.20	
A 6	0.50	0.43	9.73	3.85	2.53	11.68	113.70	9.73	11.38	0.04	2.58	
S												
E 1	0.48	0.42	9.60	3.88	2.47	11.83	113.58	9.54	10.81	0.61	9.19	
R 2	0.51	0.44	9.68	3.87	2.50	11.75	113.74	9.58	10.81	0.98	8.87	
I 3	0.49	0.43	9.78	3.90	2.51	11.93	116.78	9.64	10.86	1.45	10.33	
E 4	0.48	0.42	9.60	3.26	2.49	11.69	112.28	9.52	10.38	0.87	11.98	
5	0.50	0.44	9.65	3.87	2.49	11.79	113.77	9.50	10.78	1.49	9.94	
B 6	0.50	0.43	9.32	3.83	2.48	11.51	107.28	9.11	10.64	1.67	9.11	

Simbolos utilizados:

σ_{vo} = Esfuerzo vertical efectivo de campo.

σ_{1c} = Esfuerzo axial efectivo de consolidación.

σ_{3c} = Esfuerzo confinante efectivo de consolidación.

H = Altura inicial de la probeta.

D = Diámetro inicial de la probeta.

A = Area inicial de la probeta.

V = Volúmen inicial de la probeta.

H_c = Altura de la probeta, después de la consolidación.

A_c = Area de la probeta después de la consolidación.

ϵ_a = Deformación axial unitaria.

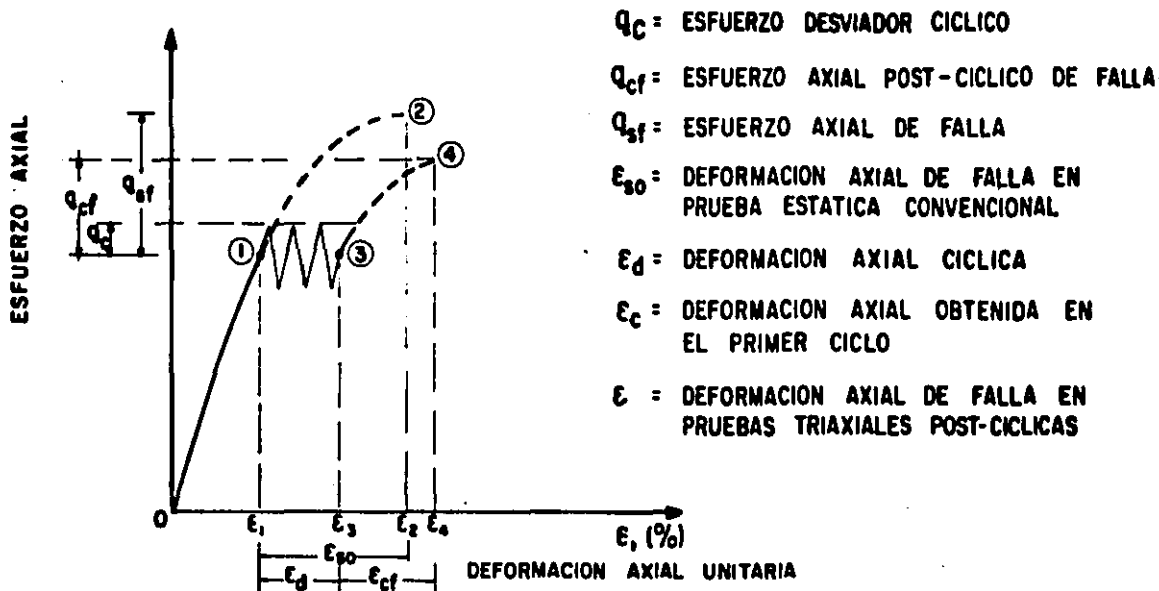
ϵ_v = Deformación volumétrica unitaria.

TABLA V.2. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS.

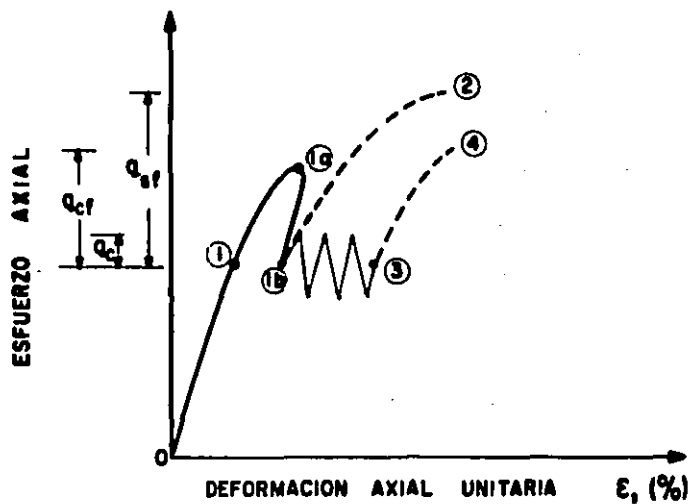
Ensayo	estática			ciclo N° 1			ciclo N° 100			post-cíclica				
	q_{st}	ΔU_{st}	ϵ_{st}	q_c	ϵ_c	R	$\sigma_{da}/\bar{\sigma}_{30}$	q_e	ϵ_e	R	q_{cf}	ϵ_{cf}	ΔU_{cf}	R_f
	kg/cm ²	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%	%	-	kg/cm ²	%	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%
S														
E 1	0.853	0.36	4.01											
R 2				0.12	0.20	14	0.35	0.15	0.26	17	0.86	5.02	0.35	100
I 3				0.10	0.31	12	0.43	0.19	0.46	22	0.86	4.95	0.32	100
E 4				0.17	0.42	20	0.59	0.25	0.67	29	0.81	5.54	0.33	95
5				0.31	0.83	37	0.73	0.32	0.94	38	0.83	4.28	0.32	97
A 6				0.42	1.44	49	1.00	0.43	1.54	80	0.84	5.05	0.28	98
S														
E 1	1.134	0.36	7.64											
R 2				0.14	0.22	12	0.28	0.18	0.29	16	1.07	6.48	0.44	95
I 3				0.15	0.31	13	0.54	0.23	0.62	20	1.06	10.24	0.45	93
E 4				0.17	0.46	15	0.61	0.25	0.76	23	1.09	8.16	0.46	96
5				0.24	0.63	21	0.73	0.32	1.05	28	1.13	6.50	0.41	100
B 6				0.40	1.09	35	0.93	0.40	1.36	35	1.13	7.94	0.39	99

Símbolos utilizados:

- q_{st} = Esfuerzo axial de falla en condiciones estáticas.
- ΔU_{st} = Exceso de presión de poro de falla, en condiciones estáticas.
- ϵ_{st} = Deformación axial unitaria de falla, en condiciones estáticas.
- q_c = Magnitud del esfuerzo axial cíclico = σ_{dc}
- ϵ_c = Deformación axial cíclica.
- R = Relación de esfuerzos cíclicos.
- q_{cf} = Esfuerzo desviador estático, post-cíclico de falla.
- ϵ_{cf} = Deformación axial estática, post-cíclica de falla.
- ΔU_{cf} = Exceso de presión de poro estática, post-cíclica de falla.
- R_f = Relación de esfuerzos estáticos de falla.



a) MUESTRAS ENSAYADAS CON OCR = 1.0 ; SERIE A



b) MUESTRAS ENSAYADAS CON OCR = 2.0 ; SERIE B

FIG. V-1 GRAFICAS ESFUERZO DEFORMACION UTILIZADAS PARA DEFINIR LAS SERIES DE PRUEBAS.

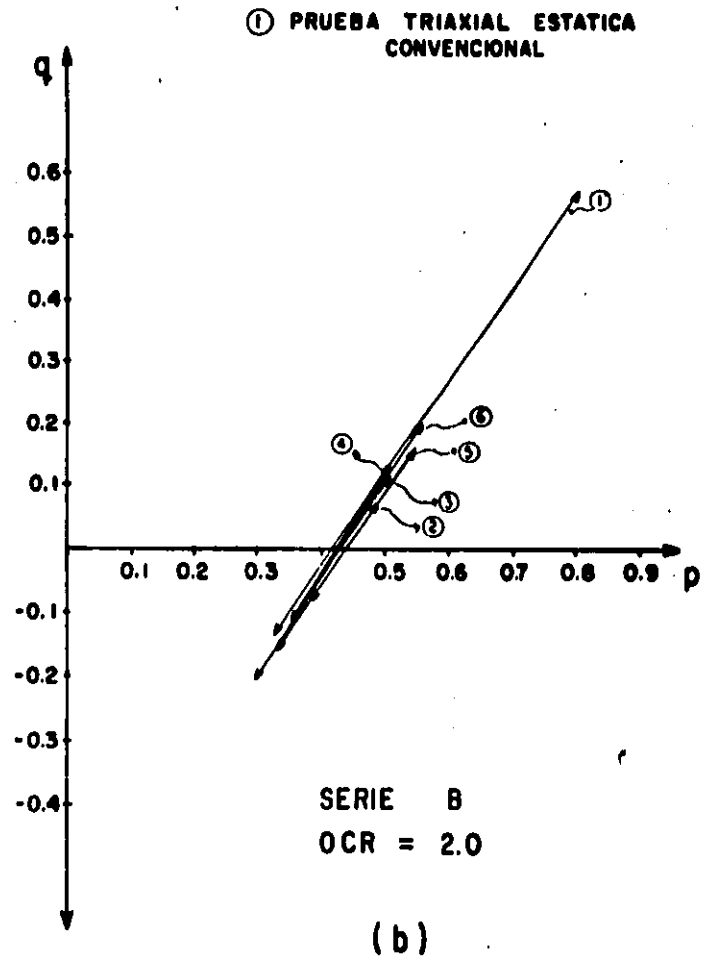
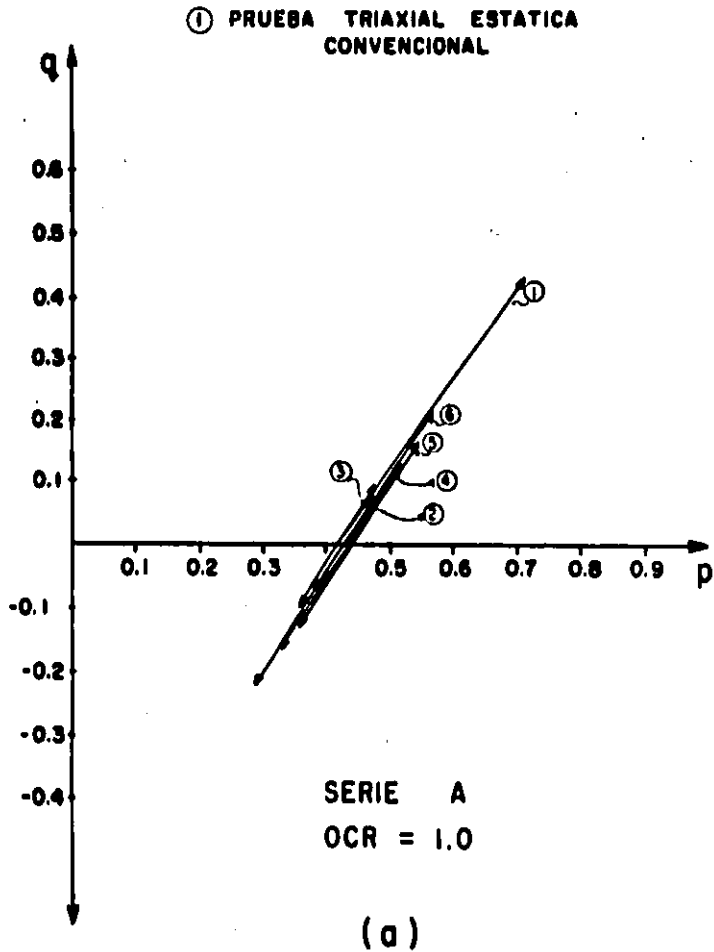
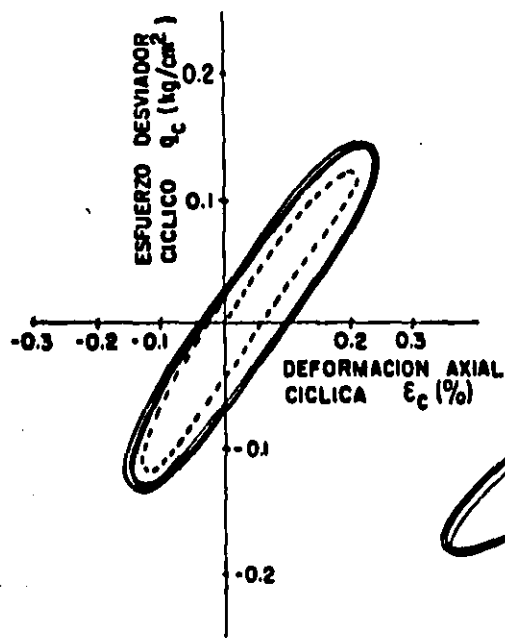


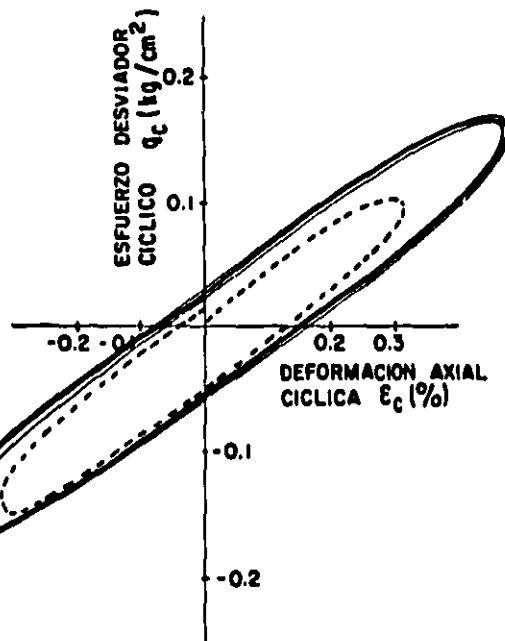
FIG. V-2. TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS EN LAS PRUEBAS DINAMICAS



ENSAYE N° 2

R = 17

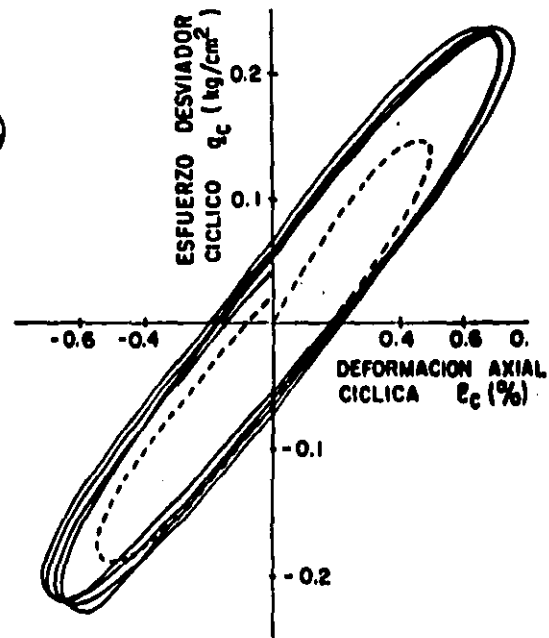
β = 8.5



ENSAYE N° 3

R = 22

β = 9.3

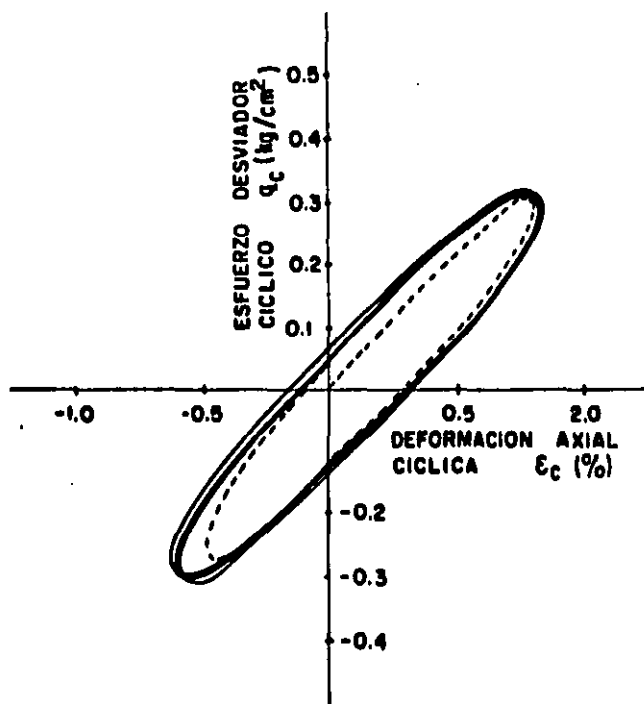


ENSAYE N° 4

R = 29

β = 9.7

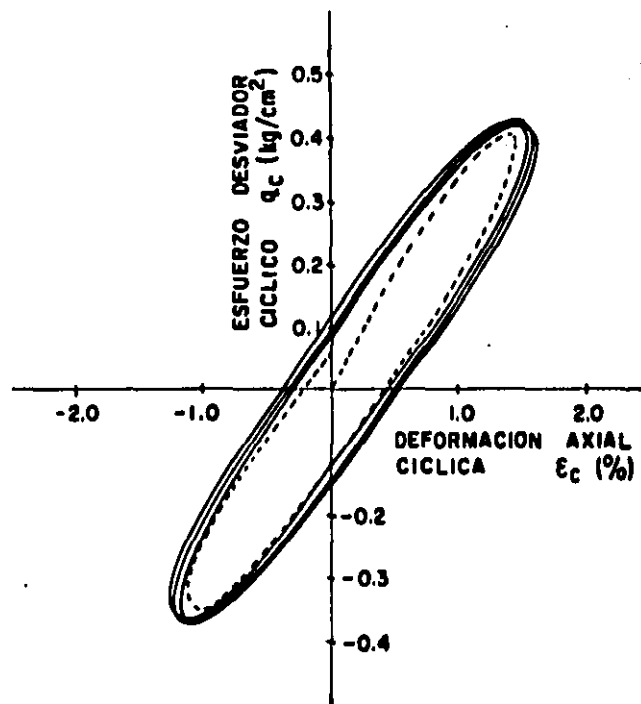
FIG. V-3 RELACIONES ESFUERZO DEFORMACION. PROBETAS CON OCR = 1.0



ENSAYE Nº 5

R = 38

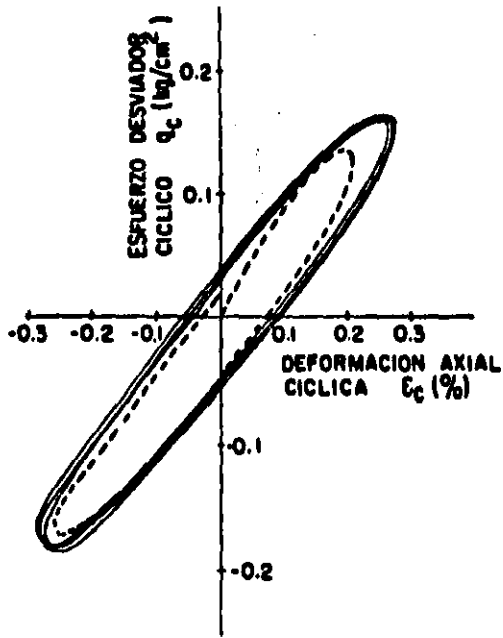
β = 10.6



ENSAYE Nº 6

R = 50

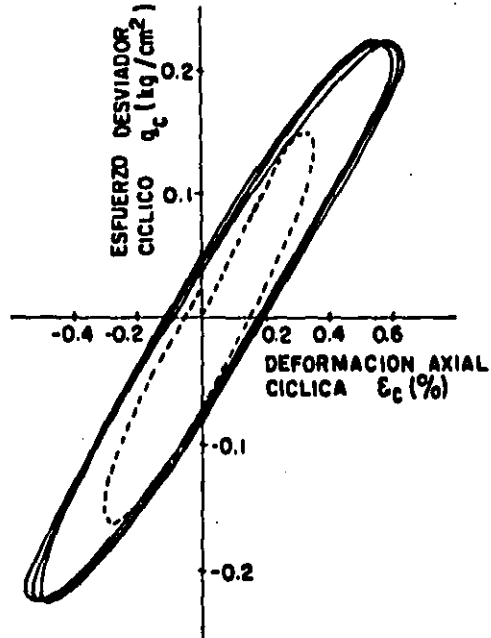
β = 11.3



ENSAYE N° 2

$R = 16$

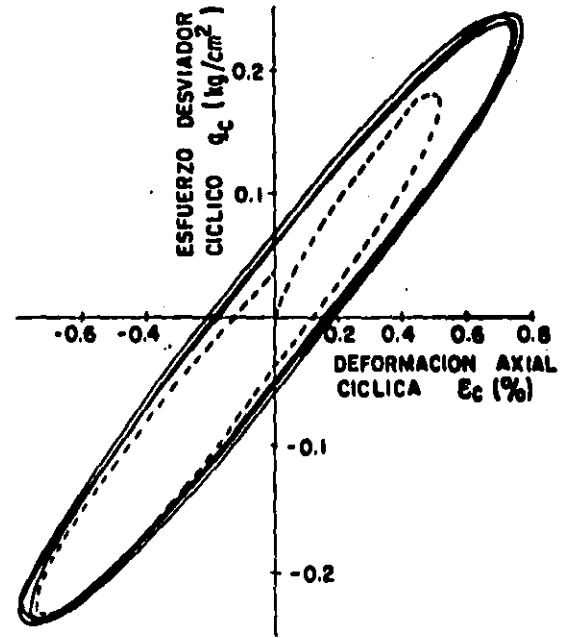
$\beta = 9.9$



ENSAYE N° 3

$R = 20$

$\beta = 10.2$

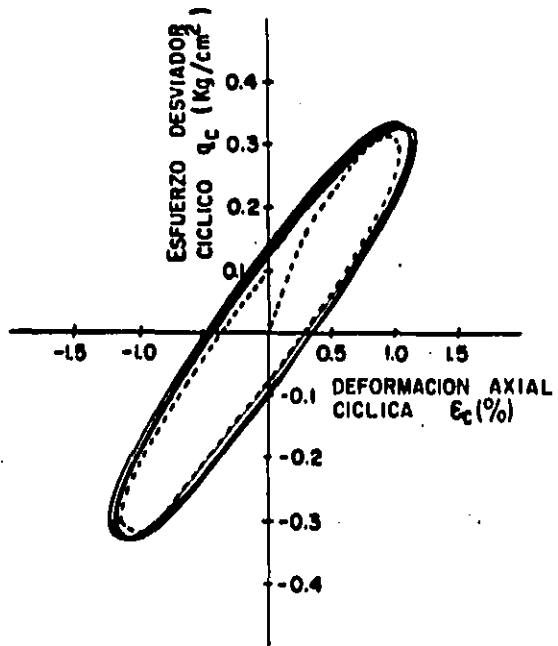


ENSAYE N° 4

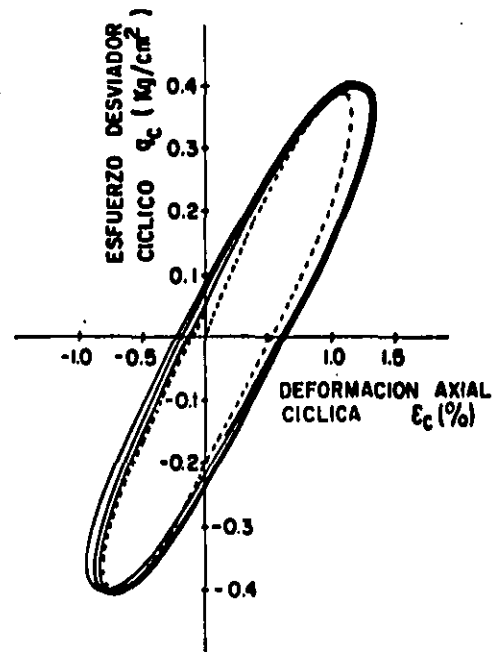
$R = 23$

$\beta = 11.0$

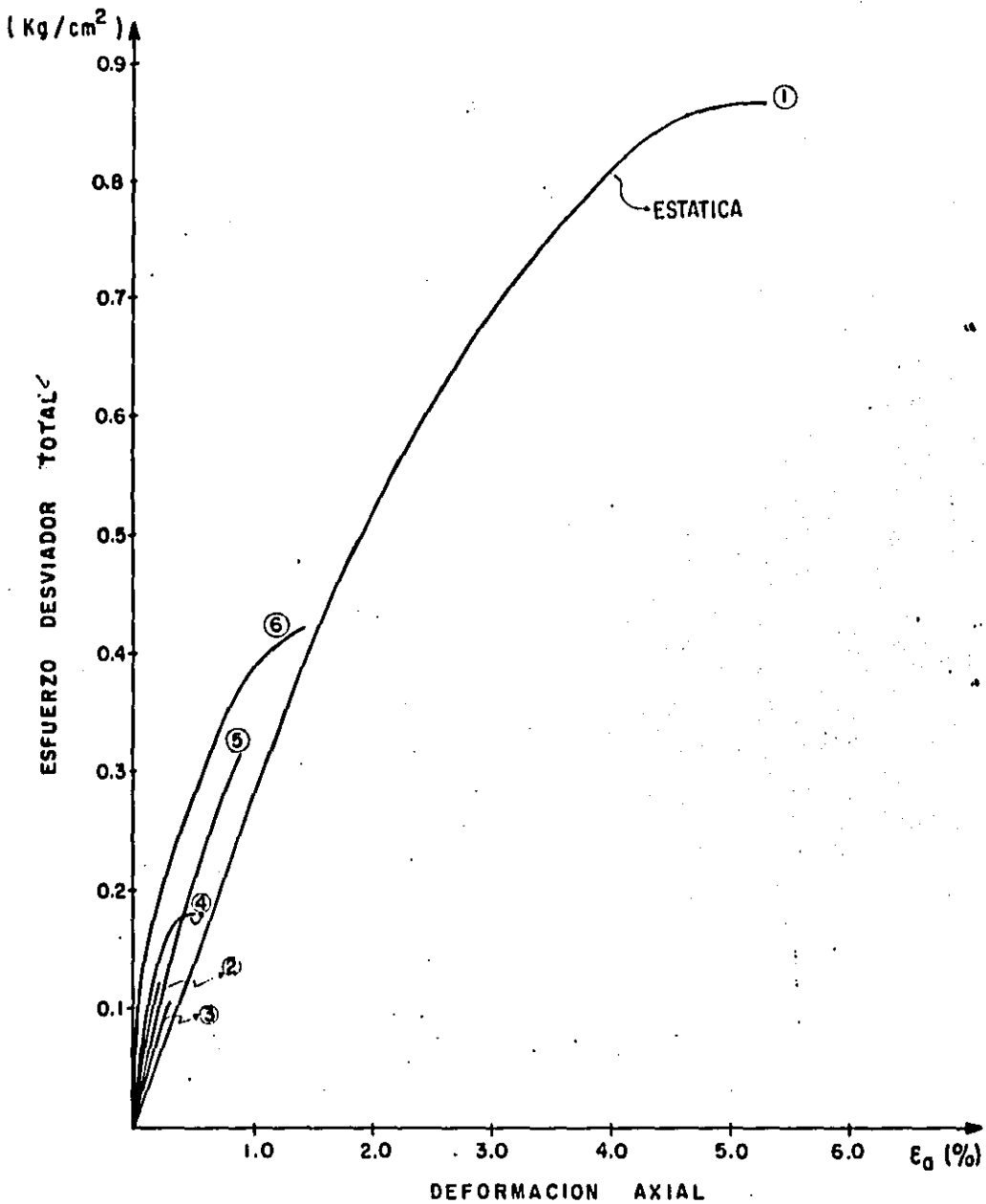
FIG. V-4 RELACIONES ESFUERZO DEFORMACION. PROBETAS CON OCR = 2.0



ENSAYE N° 5
 OCR = 2
 R = 28 %
 β = 11.8

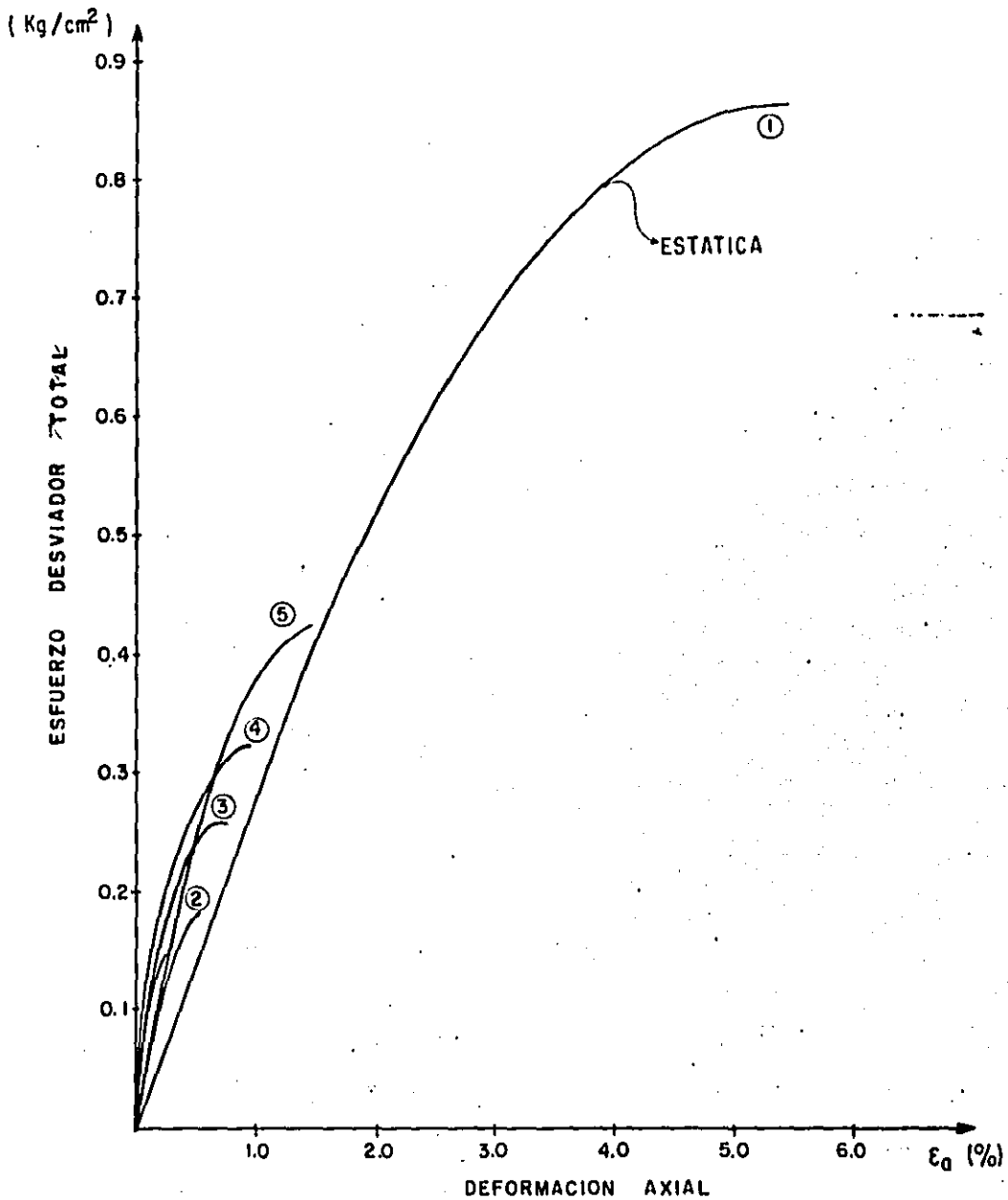


ENSAYE N° 6
 OCR = 2
 R = 35 %
 β = 12.3



SERIE A
 OCR = 1.0
 CICLOS Nº 1

FIG. V-6 INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA.



SERIE A
 OCR = 1.0
 CICLOS Nº 100

FIG. V- 7 INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA.

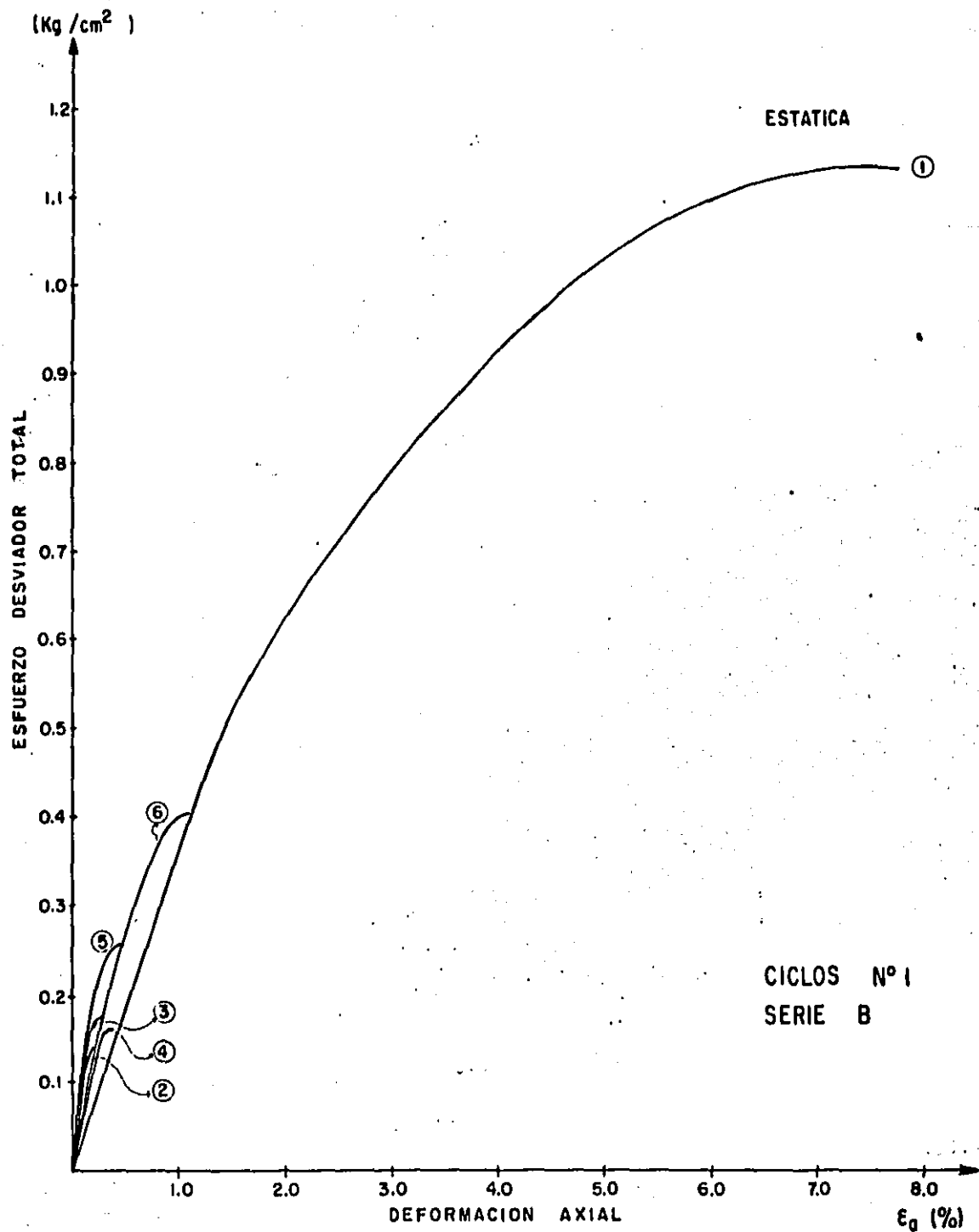


FIG.V-8 INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA.

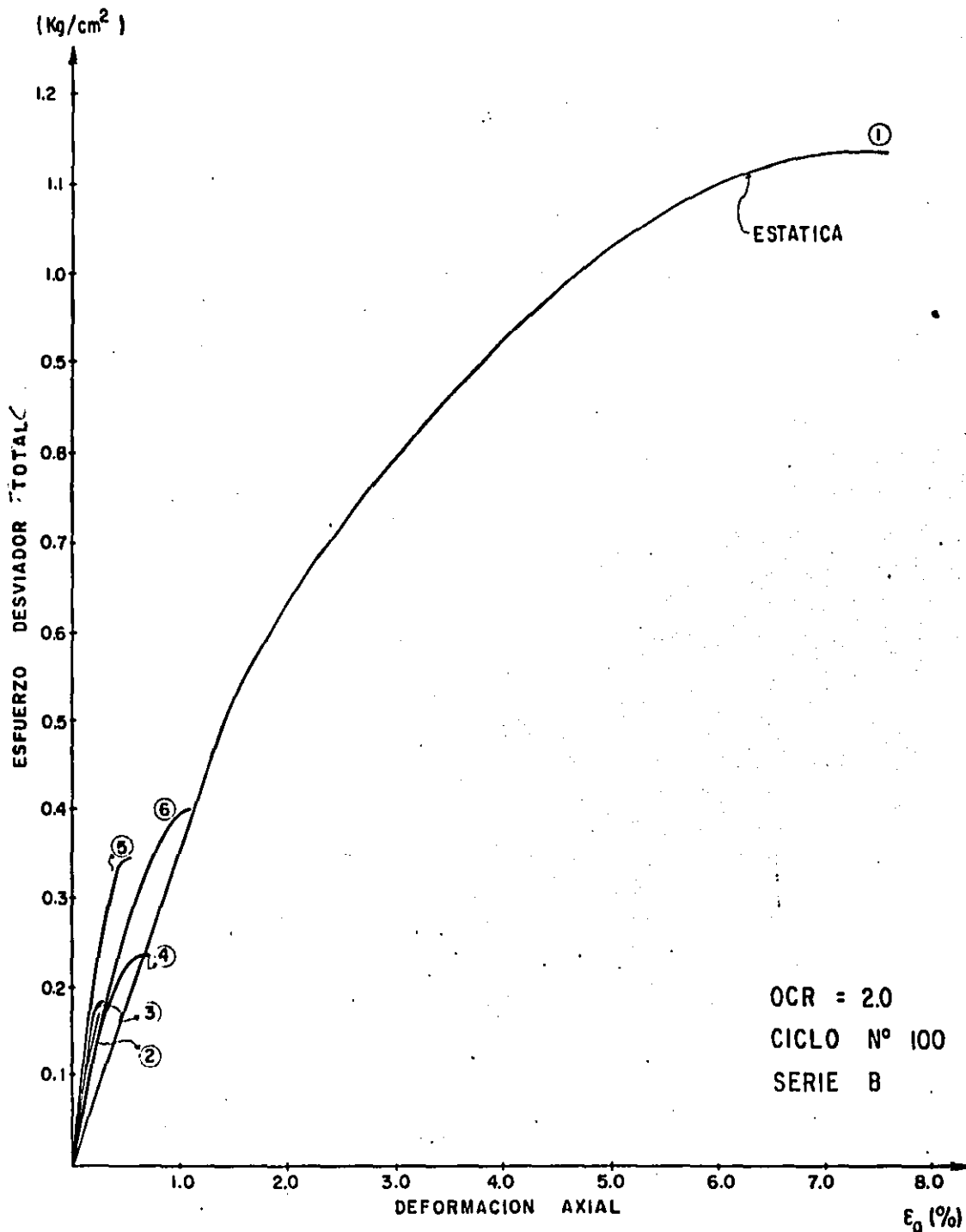


FIG. V-9 INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE AMPLIACION DE LA CARGA.

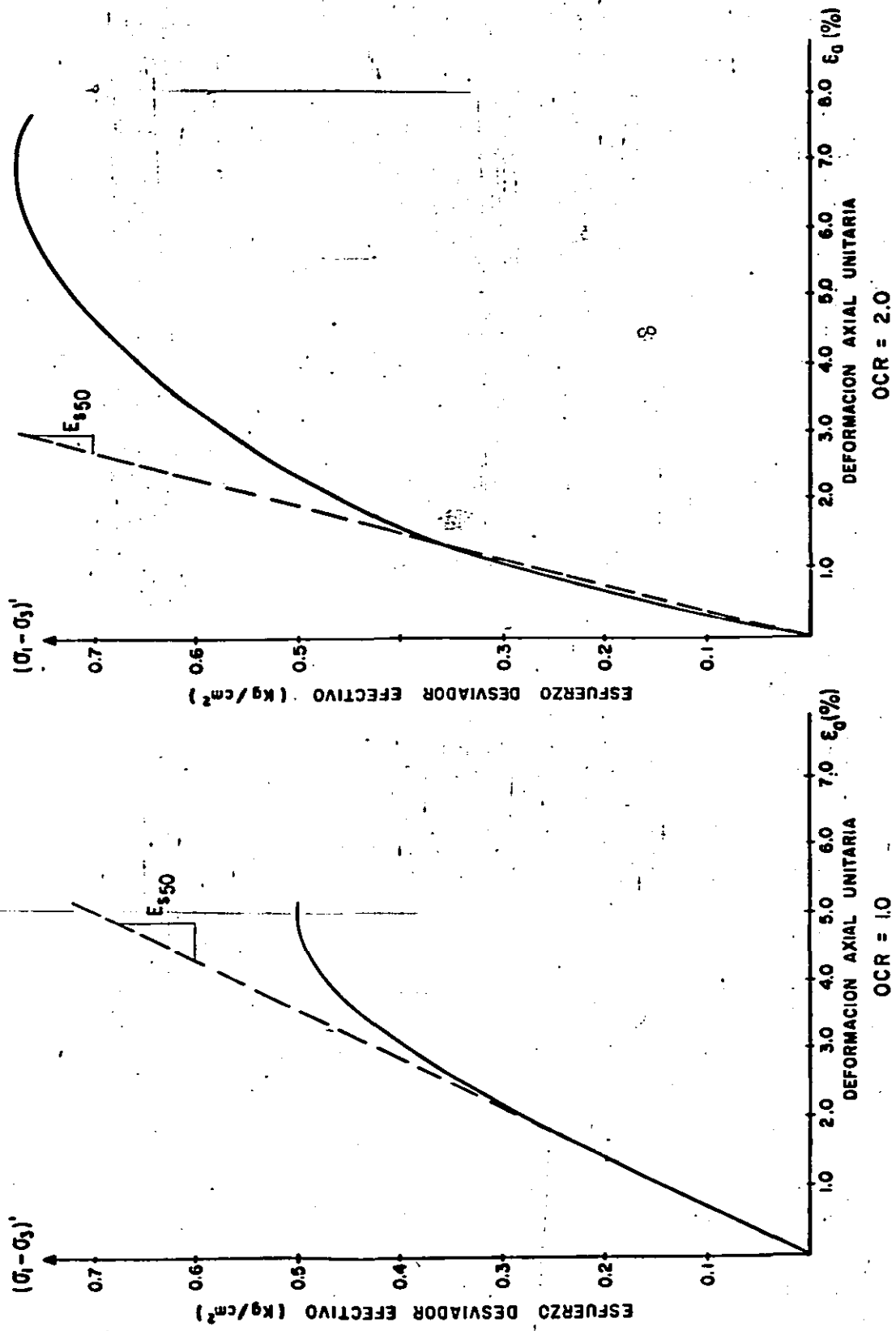


FIG. V-10 OBTENCION DEL MODULO SECANTE E_{s50} %.

VI - INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se presentan la interpretación de los resultados obtenidos en los ensayos realizados, mostrando tanto los resultados de las probetas ensayadas con $OCR = 1.0$ como de aquellas ensayadas con $OCR = 2.0$. Las etapas que comprende el análisis son : comportamiento durante la consolidación, comportamiento durante la acción cíclica y el comportamiento post-cíclico

VI.1. COMPORTAMIENTO DURANTE LA CONSOLIDACION

En este inciso se estudia la influencia que tiene el incremento del esfuerzo de confinamiento efectivo, en la deformación volumétrica unitaria y la deformación axial unitaria.

La deformación axial unitaria e_a se define como

$$e_a = \frac{\Delta h}{h} \quad (7.1)$$

donde

Δh = Diferencia entre la altura inicial de la probeta y la altura de la probeta después de la consolidación.
 h = Altura inicial de la probeta.

La deformación volumétrica unitaria, e_v , se define como

$$e_v = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (7.2)$$

donde

ΔV = Diferencia entre el volumen inicial de la probeta y el volumen obtenido después de la consolidación.

V_0 = Volumen inicial de la probeta

Para los ensayos con OCR = 1.0 (Serie A), se tiene que:

prueba (N°)	2	3	4	5	6
profud (m)	9.80	10.60	11.20	11.30	11.70
e_a (%)	0.42	0.19	0.18	0.22	0.02
e_v (%)	2.62	2.76	3.47	2.77	1.20

Los resultados obtenidos con OCR = 2.0 (Serie B), son

prueba (N°)	2	3	4	5	6
profud (m)	9.70	10.60	11.20	11.30	11.70
e_a (%)	0.61	1.45	0.87	1.49	0.98
e_v (%)	9.19	10.33	11.98	9.94	8.87

La comparación se hizo con respecto a la profundidad, debido a que el esfuerzo efectivo de consolidación $\bar{\sigma}_{sc}$ es aproximadamente igual a 0.43 kg/cm², para todos los ensayos.

En los cuadros anteriores se puede apreciar que para todos los casos, la deformación axial unitaria y la deformación

volumétrica unitaria, es bastante mayor para las muestras preconsolidadas en el laboratorio que para aquellas consolidadas con el esfuerzo efectivo equivalente de campo.

El resumen de todos los datos obtenidos antes y después de la consolidación se encuentra en la tabla V-1.

VI.2. COMPORTAMIENTO DURANTE LA ACCION CICLICA

VI.2.1. ESFUERZO CORTANTE CICLICO APLICADO

Debido a que las muestras se consolidaron isotrópicamente, el esfuerzo cortante cíclico τ_c , generado por la aplicación del esfuerzo desviador cíclico σ_{dc} , es igual a la mitad del esfuerzo desviador cíclico aplicado.

En la figura V-2 se puede observar que el esfuerzo desviador cíclico aplicado, en ambas series de pruebas, fue un porcentaje de la resistencia obtenida en condiciones estáticas. El porcentaje utilizado en las pruebas de la Serie A fue inferior al 50 % y en la Serie B fue menor al 35 %, como se muestra en la tabla V-2.

La razón por la cual el esfuerzo desviador que se aplicó no fue mayor a los valores mencionados, es porque las muestras fueron consolidadas isotrópicamente, con el esfuerzo equivalente de campo, (ver tabla V-1) y por lo tanto, aplicarle a las muestras un valor superior, implicaría someterlas a tensión y no se estaría cumpliendo con la condición expuesta en el inciso II-3.

La trayectoria de esfuerzos aplicada en las pruebas dinámicas obliga a que haya inversión de los esfuerzos principales en la etapa de extensión, de cada ciclo de carga. Esto se ilustra en la figura II-7.

La magnitud del esfuerzo cortante ciclico τ_c , generado en el plano inclinado 45° con respecto al plano horizontal es :

Para la serie A

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (%)	17	22	29	38	50
τ (kg/cm ²)	0.07	0.09	0.12	0.16	0.21

Siendo

$$R = \frac{q_c}{q_{st}}$$

R = Relación de esfuerzos cíclicos.

q_c = Esfuerzo desaturador ciclico aplicado durante la prueba.

q_{st} = Resistencia a la compresión obtenida en la prueba estática.

Para la Serie B

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (%)	16	20	23	28	35
τ (kg/cm ²)	0.09	0.11	0.13	0.16	0.20

VI.2.2. RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

El comportamiento esfuerzo-deformación durante la acción ciclica es de tipo histerético, como se puede observar en la figura V-3 para la Serie A y V-4 para la Serie B.

En cada ciclo de carga la muestra presenta un cambio de

altura Δh_c , durante la etapa de compresión y un Δh_e , en la etapa de extensión. La relación $\Delta h_c / \Delta h_e$ permanece constante en todas las pruebas, durante la aplicación de los cien (100) ciclos de carga. En ninguno de los casos se tienen deformaciones residuales, después de la acción cíclica, demostrando con esto que la respuesta de las probetas de la arcilla ensayada, es elástica para el nivel de esfuerzo desviador cíclico estudiado.

VI.2.2.1. Deformación axial cíclica

En la tabla V-2 aparecen los valores de deformación axial obtenido durante las pruebas cíclicas.

A partir del valor de deformación axial cíclica, ϵ_c , obtenido, puede determinarse la deformación angular cíclica, γ_c , de acuerdo a la expresión

$$\gamma_c = (1 + \nu) \epsilon_c$$

donde

γ_c = Deformación angular cíclica.

ϵ_c = Deformación axial cíclica.

ν = Relación de Poisson, se supuso de $\nu = 0.5$, según el inciso II-1.3.

Para la etapa de compresión, cuando el comportamiento histerético se hace estable, se tiene que :

En la Serie A

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (x)	17	22	29	38	50
ϵ_c (x)	0.256	0.459	0.671	0.938	1.541
γ_c (x)	0.384	0.688	1.006	1.407	2.311

Para la Serie B se tiene

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (%)	16	20	23	28	35
ϵ_c (%)	0.286	0.622	0.756	1.050	1.360
γ_c (%)	0.430	0.930	1.130	1.575	2.040

En ambos casos se puede observar como, a medida que se incrementa el esfuerzo desviador aplicado, la deformación axial cíclica y la deformación angular cíclica, aumentan.

En la figura VI-1 se presenta la relación de esfuerzos cíclicos R, y la deformación axial cíclica ϵ_c . Como se puede observar en la figura, las muestras ensayadas con OCR = 1.0, presentan una tendencia definida, hasta el nivel de esfuerzo estudiado. Esto se verifica tanto para el ciclo (1) como para el ciclo (100). En cambio, las probetas ensayadas con OCR = 2.0, presentan dispersión en su comportamiento, lo cual no permite verificar ninguna tendencia definida.

VI.2.2.2. Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} :

El valor del Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} para cualquier ciclo, se determina como la pendiente de la recta que une los puntos extremos del correspondiente lazo de histéresis, esfuerzo-deformación de las figuras V-3 y la V-4.

En general el Módulo Dinámico Equivalente difiere durante el primer ciclo, pero luego mantiene un valor constante en los posteriores ciclos del ensaye; este hecho se debe al funcionamiento del equipo, ya que se requiere de 3 ó 4 ciclos de carga para que se obtenga la amplitud deseada del esfuerzo desviador.

A partir de la ecuación II-5. se puede determinar

indirectamente el valor del Módulo de Rigidez al cortante G , conociendo el valor del Módulo Dinámico Equivalente E_{eq} .

En las tablas siguientes se presenta los valores encontrados en los distintos ensayos.

Para la Serie A

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (N)	17	22	29	33	50
E_{eq} (kg/cm ²)	57	41	37	34	28
G (kg/cm ²)	19	14	12	11	9

Para la Serie B

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (N)	16	20	23	28	35
E_{eq} (kg/cm ²)	63	37	34	31	29
G (kg/cm ²)	21	12	11	10	10

En la figura VI-2 se indica la variación del Módulo Dinámico Equivalente con la deformación axial unitaria. Se observa que en las dos series de pruebas, el valor del Módulo Dinámico E_{eq} , decrece, al crecer la magnitud de la deformación.

Como se vió en el inciso II-1.3 la relación entre el Módulo Dinámico Equivalente de un ciclo, en una prueba, donde se aplica una determinada carga cíclica, y el Módulo estático, E_s , representativo, obtenido de la prueba triaxial estática, proporciona una idea de la degradación del Módulo estático, causada por la carga cíclica.

Tomando como Módulo estático representativo, el Módulo secante al 50% del esfuerzo desviador de falla, de las pruebas triaxiales estáticas, se tiene que:

Para la prueba con $OCR = 1.0$, $E_{50\%} = 14.0 \text{ kg/cm}^2$

En la prueba con $OCR = 2.0$, $E_{50\%} = 27.0 \text{ kg/cm}^2$

El valor $E_{50\%}$ se utiliza como valor de referencia, debido a que en el comportamiento esfuerzo-deformación de las dos pruebas triaxiales estáticas convencionales, realizadas con $OCR = 1.0$ y con $OCR = 2.0$, la pendiente de la curva, conserva un valor constante hasta cerca del 50 % del esfuerzo desviador estático de falla.

La relación entre cada uno de los Módulos estáticos representativos, con los Módulos obtenidos en las pruebas triaxiales cíclicas, se resume en las siguientes tablas :

Serie A

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (%)	17	22	29	38	50
E_{eq} (kg/cm ²)	57	41	37	34	28
E_{eq} / E_{50}	4.00	2.93	2.64	2.43	2.00

Serie B

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (%)	16	20	23	28	35
E_{eq} (kg/cm ²)	63	37	34	31	29
E_{eq} / E_{50}	2.33	1.37	1.26	1.15	1.07

En la figura VI-3 se presenta la variación del Módulo

Dinámico Equivalente, con la magnitud de la carga cíclica.

Tanto en la figura como en los cuadros anteriores se nota que la relación E_{eq} / E_{550} es para la mayoría de los casos, mayor que uno. Esto significa que la velocidad de aplicación de la carga actúa favorablemente en la resistencia del material. En las figuras VI-6 a la VI-9 se puede notar este efecto. Parece ser que el efecto es más notorio en las muestras consolidadas con OCR = 1.0, que con aquellas consolidadas con un OCR = 2.0, en las cuales cuando la relación de esfuerzos cíclicos R aumenta, la relación E_{eq} / E_{550} disminuye más rápidamente. En trabajos anteriores (Días-Rodríguez y Córdoba C. 1986) se encontró que para muestras consolidadas anisotrópicamente la relación E_{eq} / E_{550} disminuye notoriamente cuando R es mayor que 50 %.

VI.2.2.3. Relación de Amortiguamiento :

La Relación de Amortiguamiento histerético β , se determinó directamente a partir de los lazos de esfuerzo-deformación, utilizando la ecuación 11.9

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{A_L}{A_T}$$

Los valores obtenidos, cuando el ciclo histerético se estabiliza, son

Para la Serie A

prueba (N ^o)	2	3	4	5	6
R (%)	17	22	29	38	50
β (%)	8.5	9.3	9.7	10.6	11.3

Para la Serie B

prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (%)	16	20	23	28	35
β (%)	9.9	10.2	11.0	11.8	12.3

En la figura VI-4 se presenta la variación de la relación de amortiguamiento histerético, β , con la deformación axial unitaria. Se observa que a medida que aumenta la deformación, la Relación de Amortiguamiento crece. De la misma manera se puede ver que para iguales valores de deformación axial, la Relación de Amortiguamiento histerético es mayor, a mayores valores de Relación de Preconsolidación OCR.

VI.2.3. VARIACION DE LA PRESION DE PORO

En el registro continuo de la presión de poro obtenido durante la prueba dinámica, no se notó una tendencia definida para concluir algo sobre la variación de la presión de poro durante la aplicación de la carga cíclica. Se midió el exceso de presión de poro generado por la carga cíclica, inmediatamente después de terminar la prueba dinámica, y los resultados fueron:

Para la Serie A

Prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (%)	17	22	29	38	50
Δu (kg/cm ²)	0.08	0.09	0.10	0.10	0.10

Para la Serie B

Prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (%)	16	20	23	28	35
Δu (kg/cm ²)	-0.06	-0.03	-0.06	-0.02	0.05

En la figura VI-5 se presenta la variación de la presión de poro generada, al final de la prueba dinámica, con la deformación axial cíclica. En esta figura se puede ver que el exceso de la presión de poro inducida en especímenes normalmente consolidados, es mayor que en especímenes preconsolidados. Koutsoftas (1978), en estudios previos, encontró este mismo comportamiento en arcillas marinas y arcillas muy blandas . En la misma figura se puede notar que el exceso de la presión de poro aumenta al incrementarse la deformación axial cíclica.

VI.3- COMPORTAMIENTO POST-CICLICO

VI.3.1. RELACION ESFUERZO-DEFORMACION

La respuesta esfuerzo-deformación de las muestras sometidas previamente a carga cíclica, en términos generales, no presenta mucha diferencia de las muestras llevadas a la falla en iguales condiciones de carga y drenaje, pero sin aplicación previa de la carga cíclica. En la fig. V-5 se proporciona el resumen del comportamiento esfuerzo-deformación post-cíclico, en las muestras. Para ambas figuras, la gráfica (1) se obtuvo de la prueba estática y corresponde a la línea de trazos entre los puntos (1) y (2) y (1b) y (2) de la figura V-1. Las otras gráficas se obtuvieron de las pruebas estáticas post-cíclicas y corresponden a la línea de trazos entre los puntos (3) y (4) de la figura V-1.

Para la Serie A, el comportamiento de las probetas, falladas después de la aplicación de la carga cíclica, es más parecido a la prueba estática de referencia, que el obtenido en las probetas de la Serie B, lo que significa que los ensayos en muestras con OCR mayor, se degradan más

facilmente, después de la aplicación de la carga cíclica.

En la tabla V-2 se presenta un resumen de los resultados obtenidos del esfuerzo desviador de falla y la deformación axial de falla de las probetas ensayadas en las series A y B.

La relación entre el Módulo secante post-cíclico al 50% del esfuerzo desviador de falla obtenido en la prueba estática, E_{p50} y el Módulo estático representativo al 50% del esfuerzo desviador de falla obtenido de la prueba estática, E_{s50} , proporciona una idea de la reducción causada al Módulo estático representativo, por la acción de la carga cíclica.

Anteriormente se encontró que:

Para la Serie A, $E_{s50} = 14.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Para la Serie B, $E_{s50} = 27.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Entonces, la relación E_{p50} / E_{s50} será:

En la Serie A

Prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (N)	17	22	29	30	50
E_{p50} (kg/cm ²)	20	19	16	19	16
E_{p50} / E_{s50}	1.43	1.28	1.14	1.35	1.14

En la Serie B

Prueba (N°)	2	3	4	5	6
R (N)	16	20	23	28	35
E_{p50} (kg/cm ²)	32	33	32	36	31
E_{p50} / E_{s50}	0.67	0.69	0.78	0.65	1.07

Observando las tablas anteriores se puede decir que la aplicación de la carga cíclica no tuvo efecto drástico en el material ensayado, ya que no hubo reducción notoria al Módulo estático representativo, para las dos Series analizadas.

VI.3.2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

En la figura VI-6 se encuentran los resultados de las dos series de pruebas. Se puede apreciar que la carga cíclica afectó poco la Resistencia al Esfuerzo Cortante del material. La reducción de la Resistencia al esfuerzo Cortante fue inferior del 5 % en las muestras ensayadas con OCR = 1.0 y en muestras ensayadas con OCR = 2.0 la reducción fue menor al 7 %.

VI.3.3 GENERACION DE PRESION DE PORO

En la gráfica V-5 se puede observar el comportamiento presión de poro-deformación, durante la aplicación de la carga monotónica post-cíclica, en todos los ensayos, comparadas con la generación de presión de poro en las pruebas estáticas convencionales.

Para la Serie A, se puede ver que en las pruebas post-cíclicas, la generación de presión de poro fue menor que la obtenida en la prueba estática convencional; en cambio, en la serie B el comportamiento fue al contrario; las probetas ensayadas después de la aplicación de la carga cíclica presentaron un incremento de presión de poro mayor que el obtenido en la prueba estática convencional.

Esto implicaría que al generar mayor presión de poro, las muestras preconsolidadas tendrían un menor esfuerzo efectivo.

Los resultados finales del incremento de la presión de poro post-cíclica se resumen en la tabla V-2.

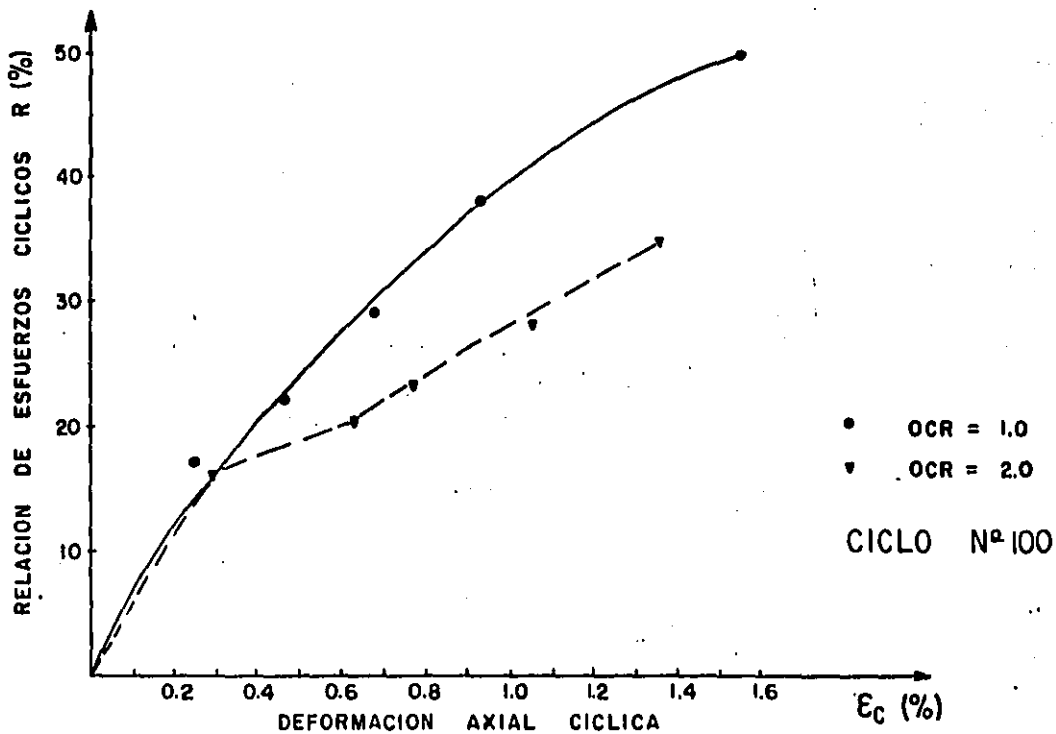
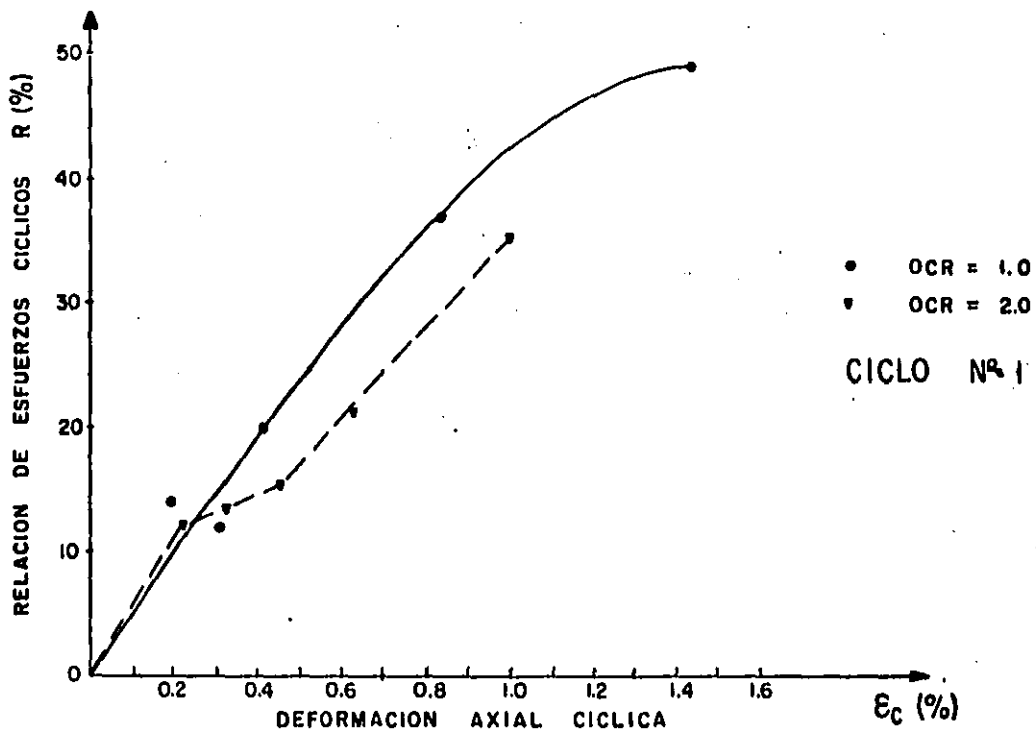


FIG. VI-1. RELACION DE ESFUERZOS CÍCLICOS R, CON LA DEFORMACION AXIAL CÍCLICA ϵ_c .

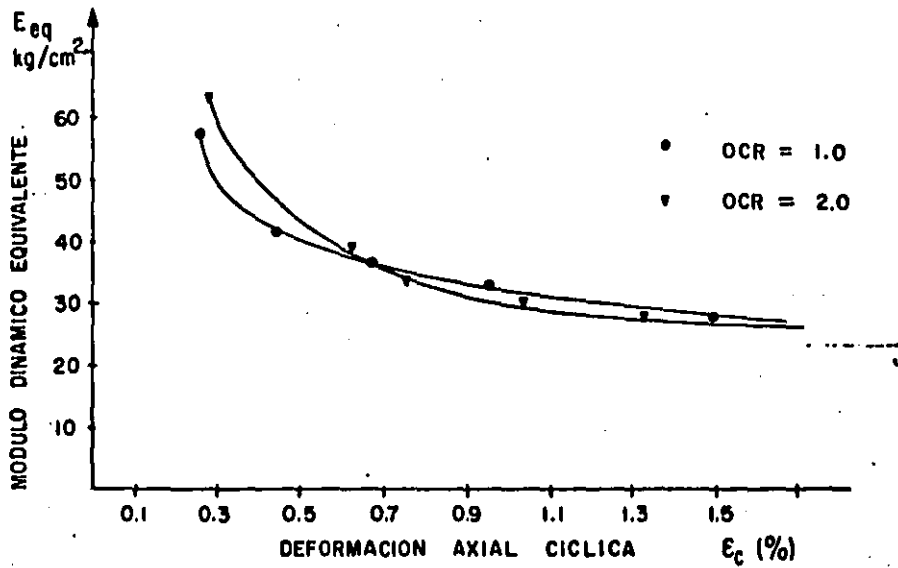


FIG. VI-2. VARIACION DEL MODULO DINAMICO EQUIVALENTE E_{eq} CON LA DEFORMACION AXIAL UNITARIA ϵ_c .

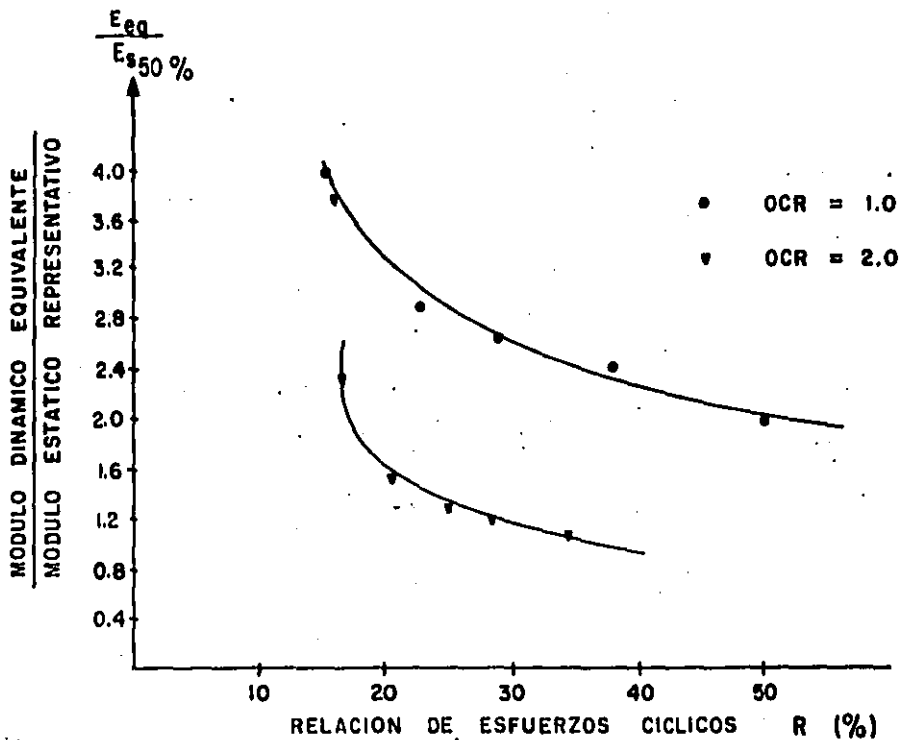


FIG. VI-3 VARIACION DEL MODULO DINAMICO EQUIVALENTE CON LA MAGNITUD DE LA CARGA CICLICA.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

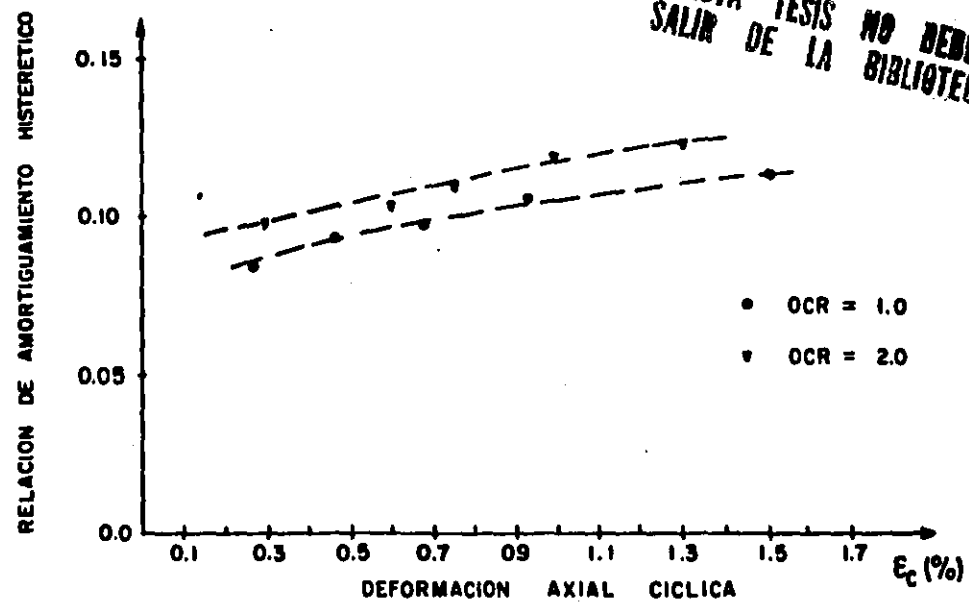


FIG. VI-4 VARIACION DE LA RELACION DE AMORTIGUAMIENTO HISTERETICO β , CON LA MAGNITUD DE LA DEFORMACION AXIAL.

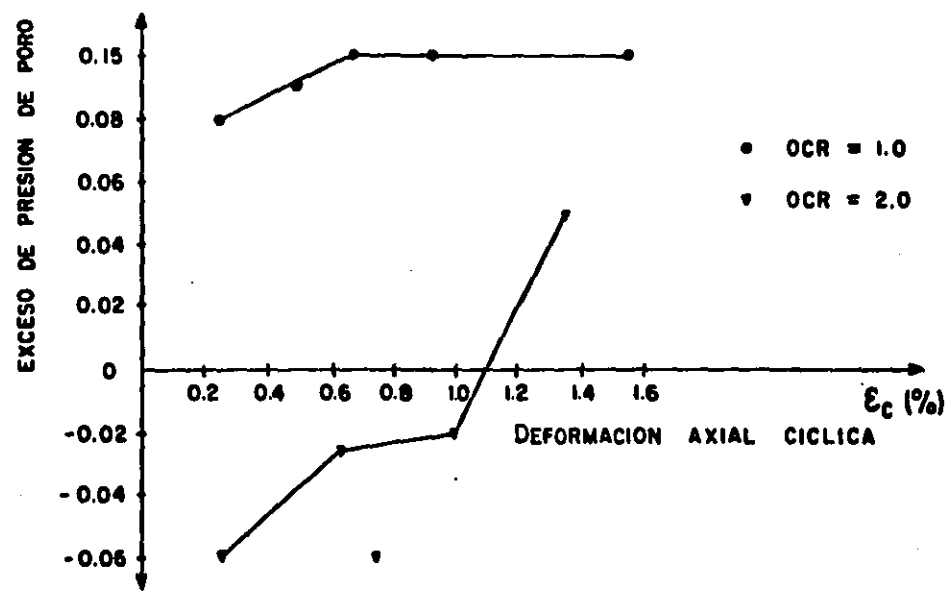


FIG. VI-5 EXCESO DE LA PRESION DE PORO ENCONTRADO DESPUES DE LA APLICACION DE LA CARGA CICLICA

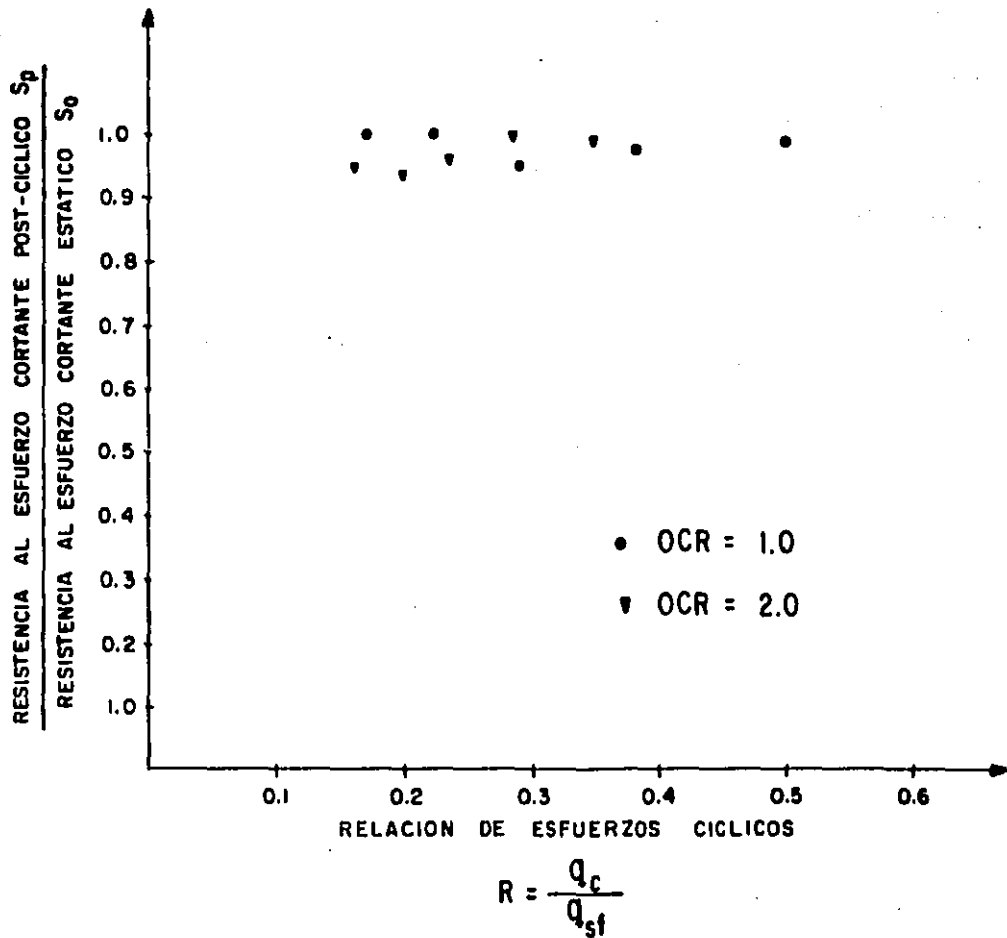


FIG. VI-6 EFECTO DE LA CARGA CICLICA EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

VII- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para el material ensayado, y, de acuerdo a las condiciones simuladas de esfuerzo, características de carga cíclica y condiciones mismas de las pruebas, se puede concluir que:

VII.1. COMPORTAMIENTO DURANTE LA CONSOLIDACION

a- De la misma profundidad y bajo las mismas condiciones de prueba, la deformación axial unitaria fue mayor en muestras preconsolidadas en el laboratorio, que para aquellas consolidadas con el esfuerzo efectivo equivalente de campo.

b- La deformación volumétrica unitaria fue mayor en muestras preconsolidadas que en muestras consolidadas con el esfuerzo equivalente de campo.

VII.2. COMPORTAMIENTO DURANTE LA CARGA CICLICA

a- La respuesta esfuerzo- deformación de las muestras es elástica no lineal para el intervalo de esfuerzos cíclicos aplicado y los ciclos de histéresis obtenidos durante las

dos series de ensayos, no difieren entre si después del primer ciclo histerético.

b- Existe un comportamiento definido entre la relación de esfuerzos cíclicos R y la deformación axial cíclica para muestras ensayadas con $OCR = 1.0$; en cambio, el comportamiento de las muestras ensayadas con $OCR = 2.0$, presenta dispersión.

c- Para las dos series de ensayos, a medida que se incrementa el esfuerzo desviador aplicado, la deformación axial unitaria y la deformación angular unitaria, aumentan.

d- Para las dos series de ensayos, el valor de Módulo dinámico equivalente E_{eq} , decrece al aumentar la magnitud de la deformación.

e- La variación del Módulo Dinámico Equivalente con respecto a la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado fue mayor en muestras con mayor relación de preconsolidación. Esto significa que durante la acción dinámica las muestras con mayor relación de preconsolidación (OCR) se deformaron más que las muestras con menor relación de preconsolidación.

f- La Relación de amortiguamiento histerético aumenta con la deformación axial unitaria, y, para iguales valores de deformación axial la relación de amortiguamiento es mayor en muestras con mayor relación de preconsolidación.

g- El exceso de la presión de poro inducida en especímenes normalmente consolidados es mayor que en especímenes preconsolidados y aumenta al incrementarse la deformación axial cíclica.

VII.3.. COMPORTAMIENTO POST-CICLICO

a- La relación esfuerzo-deformación de las muestras después de la aplicación de la carga cíclica no difiere mayormente de la obtenida al cargarse estática, axial y monotónicamente. Este comportamiento es el mismo para las muestras ensayadas tanto en la Serie A como en las de la Serie B.

b- Para las dos series de ensayos, no hubo reducción drástica al Módulo estático representativo, lo que significa que la aplicación de la carga cíclica no tuvo efectos graves en la rigidez del material, para el intervalo de esfuerzos aplicado.

c- La reducción de la resistencia al esfuerzo cortante fue aproximadamente el 5%, para ambas series de ensayos.

d- El exceso de presión de poro, fue mayor en muestras consolidadas con $OCR = 2.0$ que en las muestras consolidadas con $OCR = 1.0$.

- RECOMENDACIONES

Como se dijo en el capítulo introductorio, este trabajo forma parte de una línea de investigación sobre el Comportamiento Dinámico de la arcilla de la Ciudad de México, que está realizando el Grupo Dinámica de Suelos de la DEPMI-UNAM.

Los resultados de este programa de pruebas son aplicables para el tipo de material ensayado y bajo las condiciones de ensayo ya mencionadas.

En estos resultados se puede apreciar que el comportamiento cíclico y post-cíclico de una arcilla

preconsolidada en el laboratorio, difiere del obtenido en una arcilla consolidada con el esfuerzo equivalente efectivo de campo ; por lo tanto, para cualquier tipo de trabajo a realizar, es importante conocer la historia previa de cargas a las que ha sido sometido el material.

Durante el trabajo realizado, el comportamiento que presentó la presión de poro en las muestras preconsolidadas, fue motivo de inquietud. Sería interesante conocer con mayor detalle, cuál sería la variación del exceso de la presión de poro si se le permitiera a la muestra mayor tiempo de reposo, después de la aplicación de la carga cíclica, para lo cual se recomienda realizar pruebas adicionales; igualmente, sería recomendable determinar el comportamiento cíclico y post-cíclico de las muestras, sometiéndolas a esfuerzos desviadores cíclicos superiores a los utilizados en este trabajo.

R E F E R E N C I A S .

- 1- ANDERSEN, K. H. " Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading ". Proc. Boss'76 p.p. 392-403.
- 2- ARANGO IGNACIO. "Comportamiento y propiedades Dinámicas de los Suelos y Gravos". Segundo Seminario Colombiano de Geotecnia, Bogotá-Colombia, agosto 1980. Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- 3- DIAZ RODRIGUEZ J. ABRAHAM. "Comportamiento Plómico de Suelos Behaviosos". Apuntes del Curso Dinámica de Suelos. DEPTI-UNAH, Agosto de 1986.
- 4- DIAZ RODRIGUEZ J. A. y CORDOBA CAMPEROS G. " Resistencia de la Arcilla de la Ciudad de México bajo cargas cíclicas". Memorias del Simposio "Los Sismos de 1985; casos de Mecánica de Suelos". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F., Septiembre de 1986.
- 5- DIAZ RODRIGUEZ J. A. y CORDOBA CAMPEROS G. " Pruebas Triaxiales Cíclicas en arcilla de la Ciudad de México". VIII Conferencia Panamericana De Mecánica de Suelos. PCSMFE, 16 - 21 de agosto de 1987. Cartagena-Colombia.
- 6- IDRIS, IZZAT M., RICARDO DOBRY, RAH D. SINGH. " Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading". Journal of the Geotechnical Engineering Division; December 1978; (GT-12).
- 7- IDRIS I. H. " Characterist of earthquake ground motion". Proceeding of ASCE Geotechnical Engineering Specialty Conference, Vol III. Pasadena, 1978.

- 8- JACOBSEN L. S. " Damping in Composite Structures ". Proc. Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol II, Tokio, 1960.
- 9- KOUTSOFTAS, DEMETRIOUS C., A. H. "effect of cyclic loads on undrained strength of two marine clays". Journal of the Geotechnical Engineering Division; Mayo, 1978. (GTS).
- 10- LANBE W., WHITMAN R.." El suelo vivo". Mecánica de Suelos. Editorial Limusa. México, 1984.
- 11- HARSAL, RAUL J. Y OTROS." Comportamiento Dinámico de los Suelos." Presas de Tierra y Enrocamiento. Editorial Limusa. México, 1975.
- 12- PRAKASH. SHASHNER. " Refuerzos dinámicos y características de Resistencia y deformación de los suelos ". Soil Dynamic. Mc Graw-Hill. Book Company. 1981.
- 13- SEED B.L. " Increased resistance to deformation of clay caused by repeated loading ". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division; Proceedings of the American Society of Civil Engineers. May / 1958.
- 14- SILVER. H. L. " Laboratory triaxial testing procedures to determine the cyclic strength of soil "; Dpt. of Materials Engineering, Illinois University; Chicago, 1977.
- 15- THIERS, G. R. " The behavior of saturated clay under osmotic loading conditions ". PhD. Tests, Dept. of Civil Engineering, California University. Berkeley, 1965.
- 16- TOWNSEND F. C. " A review of factors affecting cyclic triaxial test ". Dynamic Geotechnical Testing. A.S.T.M.

- 17- ZEEVAERT L. " *Sostratigrafía y problemas de Ingeniería en los Depósitos de Arcilla lacustre de la Ciudad de México*". " *Compresibilidad de la Arcilla volcánica de la Ciudad de México* ". *Revista Mexicana de Ingeniería y arquitectura*. Vol XXX. Contribución al Congreso Conmemorativo del IV Centenario de la UNAM. México, Julio-Septiembre de 1952.

- 18- ZEEVAERT L. " *Ratio of Horizontal to Vertical pressure of natural Unconsolidated sedimentary Deposits* ". *Proc. 3th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. I III. (1953).

- 19- ZEEVAERT L. " *Propiedades Cuantitativas de los materiales del Sub suelo* ". *Apuntes de Mecánica de Suelos*. Vol. II, Segundo cuaderno, Tomo I. Facultad de Ingeniería. UNAM. México, 1966.