

01163
2ej.
2

COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION DE LA ARCILLA
DEL VALLE DE MEXICO, UTILIZANDO UN ENFOQUE
BASADO EN LA TEORIA DEL ESTADO CRITICO

JUAN DE DIOS ALEMAN VELASQUEZ

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)

C I U D A D U N I V E R S I T A R I A
JULIO, 1989

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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

CONTENIDO

Hoja No.

1. INTRODUCCION	2
1.1 <u>Introducción</u>	3
1.2 <u>Objetivo</u>	5
1.3 <u>Alcance</u>	5
2. CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO INVESTIGADO	7
2.1 <u>Condiciones estratigráficas</u>	8
2.2 <u>Características del subsuelo investigado</u>	8
2.3 <u>Figuras Capítulo 2</u>	10
3. EL CONCEPTO DEL ESTADO CRITICO Y EL MODELO PENDER UNIFICADO	12
3.1 <u>Introducción</u>	13
3.2 <u>Condiciones de un modelo basado en la teoría de la plasticidad incremental</u>	15
3.3 <u>Descripción del modelo PENDER UNIFICADO</u>	21
3.3.1 <u>Parámetros de deformación a ser utilizados</u>	21
3.3.2 <u>El concepto del Estado Crítico</u>	22
3.3.3 <u>Modelo PENDER UNIFICADO</u>	23
3.4 <u>Selección de los parámetros del material</u>	34
3.5 <u>Figuras capítulo 3</u>	36
4. INVESTIGACION DE LABORATORIO	43
4.1 <u>Descripción del equipo utilizado</u>	44
4.2 <u>Procedimiento de prueba</u>	45
4.3 <u>Programa de pruebas</u>	51
4.4 <u>Figuras capítulo 4</u>	52
5. PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS	56
5.1 <u>Presentación de resultados</u>	57
5.2 <u>Comparación del modelo PENDER UNIFICADO con los resultados de laboratorio obtenidos y discusión de los mismos</u>	59
5.3 <u>Figuras capítulo 5</u>	72
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	124
7. REFERENCIAS	128
8. ANEXO A	129

CAPITULO 1
INTRODUCCION

1.1 INTRODUCCION

Una de las metas de los ingenieros dedicados a la mecánica de suelos es conocer y entender con suficiente amplitud el comportamiento esfuerzo deformación de los suelos, así como la relación que existe entre ese comportamiento y su resistencia al corte para predecirlo con certeza ante diferentes sollicitaciones (estáticas, dinámicas o ambas), pudiendo diseñar así con mayor economía, al utilizar factores de seguridad menores que los usados actualmente. Ante esta inquietud, a lo largo de la historia de la mecánica de suelos se han realizado numerosas investigaciones sobre el comportamiento de los suelos, desarrollándose teorías y modelos que intentan predecirlo. Para el estudio de la compresibilidad de los suelos algunos modelos como el del Dr. Terzaghi (1945), que representa el proceso de consolidación primaria o el del Dr. Zeevaert (1972), que involucra la consolidación secundaria, han dado buenos resultados en la práctica. Sin embargo, en ciertos casos, el considerar consolidación unidimensional no representa la realidad del problema y puede ocasionar que se subestimen los asentamientos. Por otra parte, para el problema de la resistencia al corte de los suelos, se utiliza preferentemente la teoría de Mohr-Coulomb, con análisis sobre condiciones de falla, lo cual no ocurre en la práctica, pues por lo general el suelo estará sometido a esfuerzos bastante menores. Además la teoría de Mohr-Coulomb no toma en cuenta la compresibilidad del suelo, ya que supone implícitamente que no existe ninguna relación entre ella y la resistencia al corte del mismo. Esta separación tan drástica entre compresibilidad y resistencia ha ocasionado que en ocasiones se diseñe atendiendo únicamente a un criterio de resistencia, olvidándose de la compresibilidad o viceversa, lo cual ha provocado la falla de no pocas estructuras.

Todo lo anterior, aunado a la ventaja de contar en la actualidad con métodos computacionales que permiten utilizar modelos más completos, ha llevado a diversos investigadores a intentar desarrollar modelos que representen más fielmente el

comportamiento real del suelo. Un grupo de investigadores formado por ROSCOE, BURLAND, SCHOFIELD, WROTH y otros, del grupo Cambridge al considerar información obtenida de cuidadosas pruebas en arenas y arcillas realizadas por HENKEL (1960), PARRY (1960) y otros, desarrollaron un grupo de modelos que, por primera vez, incluían un mayor número de características de la respuesta del suelo. Como parte esencial de esos modelos, el grupo de Cambridge desarrolló e incorporó el concepto del estado crítico, el cual relaciona la falla de un material con la relación de vacíos, haciendo la hipótesis de que un suelo, al ser cargado, se aproxima a un estado de falla, en el cual la relación de vacíos alcanza un valor constante y la deformación distorsional crece ilimitadamente; a esta condición se le llamó estado crítico.

Al utilizar el concepto del estado crítico se han desarrollado una serie de modelos que han dado resultados satisfactorios en la predicción cualitativa del comportamiento esfuerzo-deformación ante carga estática de diversos suelos. Sin embargo la utilización de un modelo elastoplástico para representar este comportamiento ha sido refutada por algunos investigadores, por considerar que no existe concordancia entre teoría y realidad. Ante esta aparente contradicción y a sugerencia del Dr. Abraham Díaz R. el autor decidió realizar como tesis una investigación sobre el comportamiento ante carga estática de arcilla típica del Valle de México, con un enfoque basado en el concepto del estado crítico, para juzgar la aplicabilidad a este tipo de suelo.

Al decidir el tema de tesis, se plantearon sus objetivos y alcances, los cuales se describen en los incisos 1.2 y 1.3 respectivamente. El material utilizado en la investigación, así como sus condiciones estratigráficas, se describen en el capítulo 2.

Las condiciones que debe cumplir un modelo basado en la teoría de la plasticidad incremental, el concepto del estado crítico y el modelo PENDER UNIFICADO utilizado en esta tesis, se describen en el capítulo 3.

Todo escrito que presente los resultados de una investigación

debe incluir las condiciones en que fué ejecutada; por ello, en el capítulo 4 se detallan el equipo utilizado, el procedimiento y el programa de pruebas seguido.

Los resultados de los ensayos realizados, tanto en su interpretación como en su discusión se presentan en el capítulo 5. En el capítulo 6 se dan las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo.

se aprovecharon los ensayos realizados para investigar el valor de la relación K_0 para el suelo en estudio. Estos resultados aparecen en el anexo A.

1.2 OBJETIVOS.

1. Obtener información relevante y completa del comportamiento mecánico ante carga estática, de una muestra de arcilla típica del valle de México
2. Determinar la aplicabilidad del modelo PENDER UNIFICADO para representar ese comportamiento
3. Definir los parámetros del modelo correspondientes a la muestra de arcilla investigada.
4. Conocer el valor de la relación K_0 de esa muestra

1.4 ALCANCE.

Toda tesis debe aportar algo al alumno que la realiza, como al tema investigado. Para garantizar esto último, es conveniente que ella no se presente de manera aislada, sino que forme parte de un programa de investigación más amplio y así evitar que las limitaciones de tiempo y dinero resten utilidad a la misma. Atendiendo a esto el tema de la presente tesis es parte de una línea de investigación sobre la modelación del comportamiento esfuerzo-deformación de las arcillas típicas de la Cd. de México, llevada a cabo por el Grupo Dinámica de Suelos de la sección de Mecánica de Suelos de la DEPMI-UNAM.

Se investiga el comportamiento mecánico ante carga estática

de una muestra de arcilla obtenida en la zona virgen de Ex-Lago de Texcoco, así como la posible aplicabilidad de un modelo basado en el concepto del estado crítico (el modelo de Pender Unificado) para predecir este comportamiento. La variable tiempo no se involucra, pues el modelo está basado en la teoría de la plasticidad incremental en la cual las deformaciones se consideran independientes del tiempo.

Las condiciones y trayectorias de esfuerzos utilizados son los correspondientes a una prueba triaxial, con los esfuerzos horizontales iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$), por lo que el comportamiento observado y el modelo empleado no son necesariamente aplicables a otro tipo de pruebas.

Por último, conviene hacer notar que las conclusiones derivadas de este trabajo solo son aplicables al suelo seleccionado, por lo que la extrapolación a las arcillas del Valle de México en general no es válida. Esto solo será posible después de realizar investigación de otras muestras.

CAPITULO 2

CARACTERISTICAS DEL SUELO EN ESTUDIO

2. CARACTERISTICAS DEL SUELO EN ESTUDIO.

2.1 Condiciones estratigráficas.

Para tener una idea más amplia del tipo de suelo investigado, es conveniente hacer una breve descripción de la condiciones estratigráficas de la zona virgen del Ex-lago de Texcoco, lugar donde la muestra de suelo fué obtenida. La fig. 2.1 muestra un perfil estratigráfico de un sondeo realizado en el Bordo "Nabor Carrillo". El suelo en el sitio es típico de la denominada "Zona del lago" de la Ciudad de México, formado hasta la profundidad explorada en el sondeo, de 35.0 m, por suelos de origen lacustre, arcillas y arcillas limosas de colores gris verdosos y café rojizo, de consistencia muy suave y alta compresibilidad, con contenido variable de microfósiles y algunos lentes de arena fina y vidrio volcánico, con contenidos de agua de hasta 563%, relación de vacíos de entre 4 y 12.3; peso volumétrico de 1.1 a 1.15 t/m³, y resistencia al corte, medida en pruebas de compresión simple, entre 0.05 y 0.42kg/cm².

2.2 Características del suelo .

El suelo utilizado en los ensayos fué una arcilla de color café olivo, de consistencia suave, obtenida a una profundidad de 1.70 m en un pozo a cielo abierto excavado a una distancia de aproximadamente 70 m del bordo "Nabor Carrillo", en la zona "virgen" del Ex-lago de Texcoco. Las propiedades índices promedio de este suelo resultan ser:

contenido de agua, w =	460 %
densidad de sólidos, S _s =	2.65
relación de vacíos, e =	12.2
Límite líquido, LL =	550 %
Límite plástico, LP =	57 %
Índice plástico, IP =	493 %
Grado de saturación, G =	98 %
Resistencia al corte, $q_u/2$ =	0.17 kg/cm ²

Cabe hacer notar que todas las probetas de suelo empleadas en la investigación se obtuvieron de una misma muestra cúbica, por lo que las propiedades índice variaron relativamente poco entre probeta y probeta, como puede verse en la tabla 2.1. La desviación estándar de los valores del contenido de agua, el peso volumétrico y la relación de vacíos fué de solo 11.6, 0.01 y 0.20, respectivamente.

Tabla 2.1 Propiedades índices de las probetas de suelo.

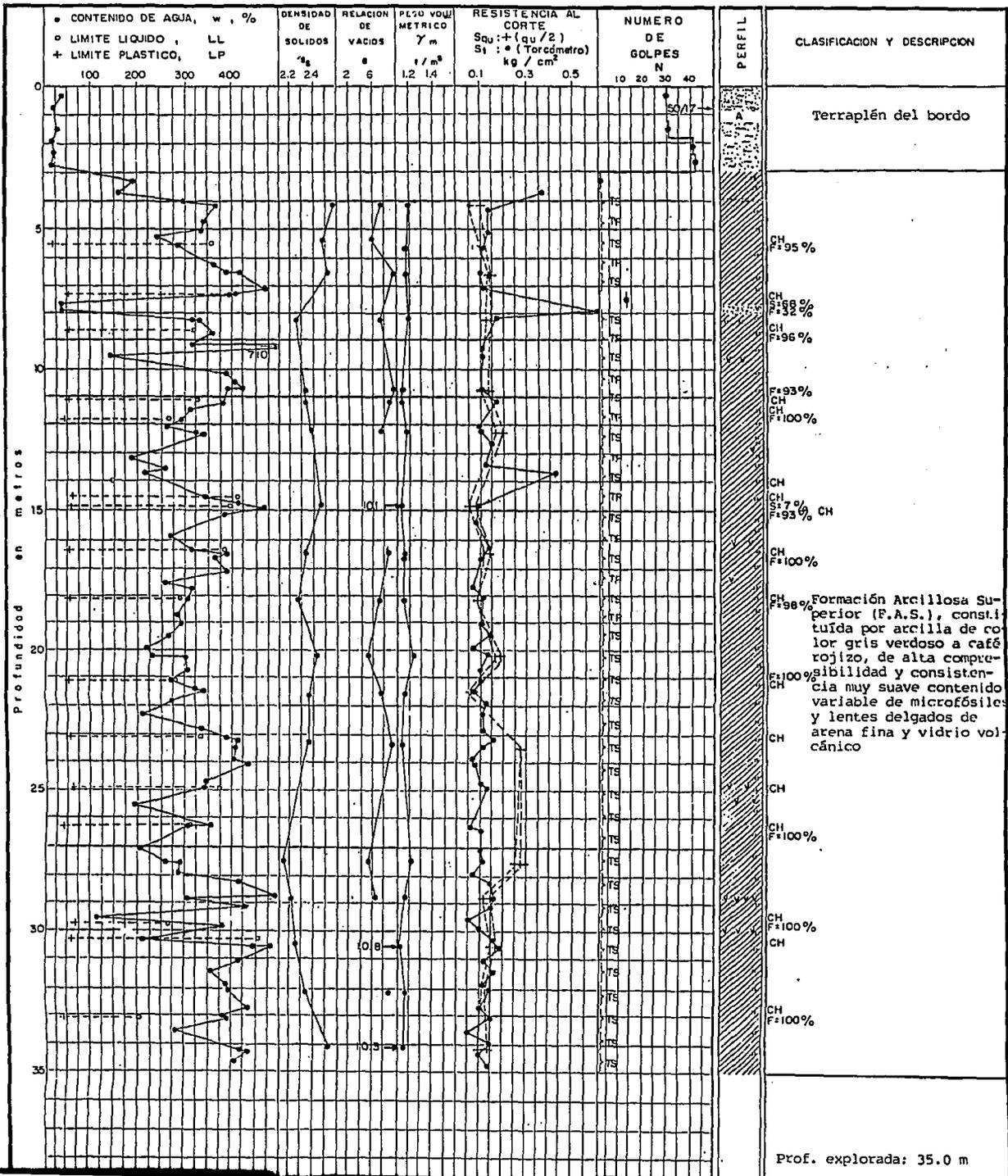
Prueba	w	γ_{m^3}	e_0	G	S_s
	%	t/m ³		%	
1	448	1.11	12.11	98	2.65
2	452	1.11	12.13	99	----
3	461	1.11	12.42	98	2.64
4	439	1.09	12.16	96	2.66
5	472	1.13	12.18	100	----
6	465	1.13	12.20	100	----
7	456	1.10	12.44	97	----
8	462	1.10	12.58	97	----
9	464	1.11	12.43	98	----
10	482	1.13	12.71	100	----
11	454	1.08	12.64	96	----
12	472	1.12	12.52	100	----
13	470	1.12	12.53	99	----
14	453	1.11	12.26	98	----

* Únicamente se realizaron tres determinaciones de la densidad de sólidos del suelo (pruebas 1,3 y 4), para el resto de las pruebas se considero un valor de medio igual a 2.65.

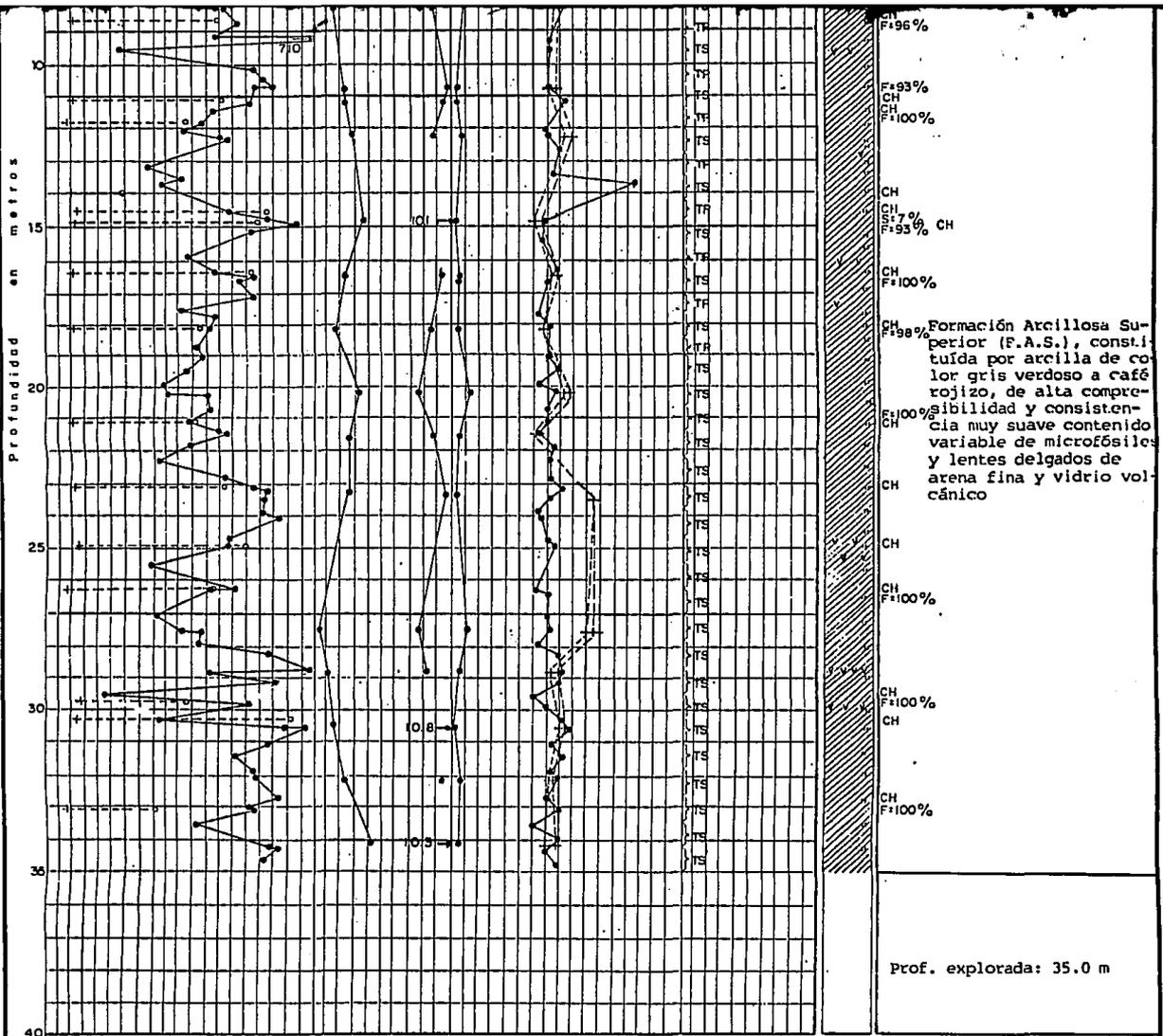
El suelo no presentaba señales de endurecimiento por secado, como lo demuestra su alto contenido de agua, a pesar de que en los estratos suprayacentes se observaron grietas verticales rellenas con arena fina. El nivel freático no se detectó durante la excavación del pozo.

El agua gravitacional del suelo poseía un alto contenido de sales, prueba del alto grado de salinidad del lago durante la formación del depósito.

FIGURAS CAPITULO 2



Prof. explorada: 35.0 m



Arcilla	} F	Grava, G	A, avance sin muestreo	N, norma ASTM D-1586	TS, Tubo Shelby
Limo		Vidrio volc.	MP, muestra perdida	PP, peso propio	TP, Tubo Parliado
Arena, S		Microfósiles	Prof. del odome	45/15, golpes/cm	

Fig. 2.1 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo

CAPITULO 3

**EL CONCEPTO DEL ESTADO CRITICO
Y EL MODELO PENDER UNIFICADO**

3. EL CONCEPTO DEL ESTADO CRITICO Y EL MODELO PENDER UNIFICADO.

3.1 INTRODUCCION

Todo modelo teórico que intente predecir el comportamiento mecánico de un suelo debe tener una doble función; 1) dar un marco de referencia contra el cual pueda compararse el comportamiento de un suelo y ; 2) proporcionar parámetros para utilizarse en análisis y diseño. Estos parámetros deben tener un significado físico definido y además deben ser obtenidos con relativa facilidad en pruebas de laboratorio.

Para cumplir con lo anterior el modelo deberá incluir las características esenciales del comportamiento del suelo de una manera tan simple como sea posible. Es decir, sería aconsejable que incluyera las siguientes características (HOULSBY et al, 1982)

1. Considerar un material de dos o más fases (las propiedades del material deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos)
2. Respuesta no lineal y deformaciones irreversibles.
3. Dilatación o compresión plástica.
4. Condiciones de falla.
5. Influencia de la historia de cargas.
6. Influencia del tiempo.
7. Anisotropía.

Sin embargo, la importancia de un modelo no radica en la inclusión de todas estas características, sino en que reproduzca un comportamiento bien establecido experimentalmente.

En ocasiones no es posible incluir todas las características pues el resultado sería un modelo sumamente complejo y difícil de utilizar en la práctica. Lo ideal sería el desarrollo de un modelo que represente lo más fielmente el comportamiento del suelo y que sea a la vez simple y fácil de emplear. En ocasiones es necesario sacrificar confiabilidad en aras de una mayor simplicidad, sin embargo, las simplificaciones que se hagan no deberán estar en

contradicción con la física del problema.

El modelo que nos ocupa (basado en conceptos de elastoplasticidad y en la suposición de un estado crítico) tiene las siguientes limitaciones:

- a) No considera el fenómeno de viscosidad intergranular (consolidación secundaria).
- b) No considera la influencia del tiempo.
- c) Es un modelo isotrópico.

No obstante lo anterior, es posible que el comportamiento mecánico ante carga estática de una arcilla sea representado con suficiente aproximación, por este modelo. Investigaremos esta posibilidad en la presente tesis.

En este capítulo describiremos, en el inciso 3.2, las condiciones que deben especificarse para el desarrollo de un modelo basado en la teoría de la plasticidad incremental, en el inciso 3.3 el concepto del estado crítico y en el inciso 3.4 el modelo Pender Unificado, el cual se basa en la teoría y concepto antes mencionados. Este modelo nos servirá de base para la interpretación de los resultados de la tesis; por ello se intentará hacerle algunas modificaciones para que cumpla con este propósito.

3.2 CONDICIONES DE UN MODELO BASADO EN LA TEORIA DE LA PLASTICIDAD INCREMENTAL.

Para desarrollar un modelo basado en la teoría de la plasticidad incremental se deben especificar las siguientes condiciones o suposiciones (SCOTT, 1985):

- a) Un criterio de cedencia
- b) Una regla de flujo
- c) Una ley de endurecimiento

3.2.a Criterio de cedencia

Una superficie de cedencia en el espacio de esfuerzos se supone que divide a la región en dos zonas. Incrementos de esfuerzos dentro de la superficie de cedencia del suelo solo producen deformaciones elásticas, es decir, se supone que las deformaciones inelásticas son relativamente pequeñas, por lo que se pueden despreciar. Incrementos de esfuerzos dirigidos hacia fuera de esta superficie producen deformaciones elásticas e inelásticas. A la superficie le es asignada la ecuación :

$$f(\sigma_{ij}) = 0 \quad (3.2.1)$$

en la cual σ_{ij} representa , en general, las seis coordenadas de esfuerzos sobre la superficie de cedencia. Puesto que nuestro modelo es isotrópico se puede utilizar el espacio de esfuerzos p-q, donde:

p, esfuerzo volumétrico efectivo, $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$

q, esfuerzo desviador, $\sigma_1 - \sigma_3$

por lo que la ecuación de la curva de cedencia sería :

$$f(q,p) = 0 \quad (3.2.2)$$

Un punto de esfuerzos particular, correspondiente a un estado de esfuerzos en el suelo se encuentra dentro o sobre la superficie de cedencia según la expresión:

$$f(q,p) \leq 0$$

(3.2.3)

es decir, un estado de esfuerzos no puede encontrarse fuera de la curva de cedencia; este requerimiento es conocido como la condición de consistencia. Lo anterior implica que si a una masa de suelo se le aplica un incremento de esfuerzos dirigido hacia afuera de dicha curva, ésta debe desplazarse para seguir cumpliendo con la mencionada condición. El grupo Cambridge ha llamado a esta superficie la "Superficie Frontera de los Estados" (SBS), pues es en realidad una frontera de los estados de esfuerzos que puede tener un suelo.

El criterio de cedencia concuerda con el comportamiento de los suelos. Si observamos una prueba triaxial vemos que el suelo sigue el comportamiento mostrado en la fig. 3.2.1. Inicialmente en el tramo OA el suelo sufre deformaciones elásticas e inelásticas, al descargar se observa la deformación inelástica OC. En la recarga el suelo se comporta cuasielásticamente hasta llegar al punto E (esfuerzo de cedencia) en el cual el suelo vuelve a experimentar deformaciones inelásticas, finalmente en el punto F ocurre la falla. Aquí es conveniente distinguir claramente entre CEDENCIA y FALLA; la CEDENCIA es un fenómeno progresivo en el cual el suelo al ser cargado, después de mostrar un comportamiento cuasielástico cede, sufriendo deformaciones inelásticas notables, pero limitadas, pudiendo soportar aún esfuerzos mayores, mientras que en la FALLA el suelo experimenta deformaciones distorsionales ilimitadas y ya no le es posible soportar esfuerzos mayores. En una prueba de consolidación unidimensional se observa un comportamiento análogo, aunque la falla nunca ocurre, pero sí la cedencia. Al esfuerzo vertical de cedencia se le llama también esfuerzo crítico (ZEEVAERT, 1972), y en algunas arcillas está relacionado con la carga de preconsolidación.

3.2.b Regla de flujo

Por lo general en casi todos los modelos basados en la teoría de la plasticidad incremental se supone que el incremento de deformación total posee dos componentes : una linealmente elástica y una inelástica:

$$dc_{ij} = dc_{ij}^e + dc_{ij}^p \quad (3.2.4)$$

En la mayoría de los casos el incremento de deformación elástica se obtiene de una teoría isotrópica, determinando un módulo elástico que se supone constante. Para obtener el incremento de deformación total es necesario determinar el incremento de deformación inelástica.

Puesto que en algunos aspectos el flujo plástico es similar al flujo de un fluido, es posible definir una función potencial inelástica, $g(\sigma_{ij})$, en cualquier punto de una superficie de cedencia. Al hacer esto la dirección del incremento de flujo plástico es dado por la dirección del máximo gradiente de la función potencial inelástica en el punto donde el estado de esfuerzos hace contacto con ella. Esta dirección es normal a la superficie potencial inelástica (vista en dos dimensiones) en el punto de esfuerzos. HILL (1950) demostró que el vector de incremento de deformación inelástica estaba dado por:

$$dc_{ij}^p = h (dg/d\sigma_{ij}) df \quad (3.2.5)$$

donde:

h , función de endurecimiento, la cual determina como varía la curva de cedencia.

df , Derivada de la función f , la cual representa a la curva de cedencia.

al utilizar el espacio de esfuerzos p - q para definir el estado de esfuerzos del suelo, el vector de incremento de deformación inelástica estará definido por:

$$d\epsilon_1^P = d\epsilon_V^P \quad (3.2.6)$$

$$d\epsilon_j^P = d\epsilon_d^P \quad (3.2.7)$$

donde:

$d\epsilon_V^P$, incremento de deformación volumétrica inelástica

$d\epsilon_d^P$, incremento de deformación distorsional inelástica, igual a $d\epsilon_1 - 1/3 d\epsilon_V^P$, donde $d\epsilon_1$ es la deformación axial inelástica.

Aunque parece obvio relacionar el incremento de deformación volumétrica con el incremento de esfuerzo volumétrico, no es tan obvio el relacionar el incremento de deformación distorsional con el incremento de esfuerzo distorsional, se verá en el inciso 3.3.1 que si es posible hacerlo.

Hasta ahora no se ha especificado ninguna relación entre la superficie de cedencia y la función potencial, de hecho pueden ser dos funciones distintas, si esto ocurre, la regla de flujo establecida en la ecuación 3.2.5 es llamada una regla de flujo no asociativa. es usual suponer que la función potencial coincide con la superficie de cedencia, de tal manera que sus ecuaciones son idénticas; en este caso a la regla de flujo se le llama asociativa. Sin embargo diversos investigadores (PENDER, 1982, HERRERA, 1976) han encontrado que esta regla no concuerda con los resultados experimentales, por lo que al parecer el uso de una regla no asociativa es más realista.

3.2.c Ley de endurecimiento

Hasta aquí se ha definido lo que es una superficie de cedencia y señalado como encontrar las deformaciones inelásticas, una vez definida la función potencial, queda por especificar como se moverá dicha superficie. Para esto es necesario suponer una ley

de endurecimiento, que gobierne este movimiento, basada parcialmente en la conveniencia matemática y parcialmente en el comportamiento experimental del suelo. Esto implica suponer que la curva de cedencia es también dependiente de una función de endurecimiento, por tanto, la ecuación de la curva sería:

$$f(h, p, q) = 0 \quad (3.2.9)$$

Las reglas más utilizadas son tres, que a continuación se describen:

1) Endurecimiento isotrópico.

Cuando un punto de esfuerzos toca a la superficie de cedencia e intenta moverse más allá de ella, la condición de consistencia exige que la superficie de cedencia se mueva localmente con el punto, y el endurecimiento isotrópico exige que esta superficie se expanda uniformemente. El comportamiento de la superficie de cedencia según esta ley puede verse en la fig. 3.2.2 .

1) Ley de endurecimiento cinemática

Con esta ley la representación del comportamiento del suelo es más realista pero más compleja de implementar, pues el movimiento del centro de la superficie de cedencia tiene también que ser especificada como una función del parámetro de endurecimiento (ver fig.3.2.3). Según esta ley, el tamaño de la superficie de cedencia no cambia, pero sí la posición de su centro.

3) Endurecimiento cinemático e isotrópico combinado.

Este tipo de endurecimiento supone que tanto el tamaño de la superficie de cedencia como la posición de su centro cambian, es decir, la superficie se expande y simultáneamente se traslada.

Para propósitos de cálculo, las anteriores relaciones concernientes con superficies de cedencia, regla de flujo y leyes de endurecimiento, pueden ser conjuntadas dentro de alguna relación incremental de esfuerzo-deformación, para ser utilizadas en la solución de problemas con valores en la frontera. Los esfuerzos en tales problemas se aplican paso por paso.

3.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO UNIFICADO DE PENDER

3.3.1 Parámetros de deformación a ser utilizados.

La selección de parámetros de deformación a utilizar para que correspondan adecuadamente a los parámetros de esfuerzos p-q debe ser cuidadosa. Es esencial que al multiplicar el incremento de esfuerzo por su correspondiente incremento de deformación, proporcione exactamente el incremento de trabajo por unidad de volumen realizado. En el modelo que más adelante describiremos se utiliza una deformación volumétrica, ϵ_v , y su cambio, $d\epsilon_v$, como correspondientes al esfuerzo volumétrico, p, y una deformación distorsional, ϵ_d , correspondiente al esfuerzo desviador q. A continuación comprobaremos lo correcto de esta suposición.

El incremento de trabajo, dE, que se realiza sobre un espécimen cilíndrico de suelo, de altura ℓ_1 y radio r, sometido a los esfuerzos efectivos radial, σ_3 , y vertical, σ_1 , cuando se aplica un incremento diferencial de esfuerzos $d\sigma_3$ y $d\sigma_1$, está dado por

$$dE = 2\pi r \ell_1 \sigma_3 dr + \pi r^2 \sigma_1 d\ell_1 \quad (3.3.a)$$

y por unidad de volumen será:

$$dE/v = 2\sigma_3 \frac{d\ell_1}{\ell_1} + \sigma_1 \frac{dr}{r} \quad (3.3.b)$$

Se sabe además que:

$$dv/v = \epsilon_v = d\epsilon_1 + 2 d\epsilon_r \quad (3.3.c)$$

$$\epsilon_d = 2/3 (d\epsilon_1 + d\epsilon_r) \quad (3.3.d)$$

por lo que al multiplicar

$$p(dv/v) = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 (d\epsilon_1 + d\epsilon_r) \quad (3.3.e)$$

y

$$q(d\epsilon_d) = 2/3 (\sigma_1 - \sigma_3) (d\epsilon_1 - d\epsilon_r) \quad (3.3.f)$$

sumando ahora las ecs. 3.3.e y 3.3.d nos resulta

$$p(dv/v) + q(\epsilon_d) = \sigma_1 d\epsilon_1 + 2\sigma_3 d\epsilon_r \quad (3.3.g)$$

lo cual implica que

$$dE/v = p(dv/v) + q(\epsilon_d) \quad (3.3.h)$$

esto confirma que los parámetros de deformación son adecuados.

3.3.2 El concepto del estado crítico.

Este concepto se basa en la hipótesis de que un suelo al ser cargado, se aproxima a un estado de falla, en el cual la relación de esfuerzos p/q ya no cambia, el volumen permanece constante y la deformación distorsional crece sin límite, comportándose como un fluido friccionante. A este estado se le da el nombre de estado crítico y está definido por las siguientes condiciones (SCHOFIELD Y WROTH, 1968):

$$q = Mp \quad (3.3.1)$$

$$\Gamma = v + \lambda \ln p \quad (3.3.2)$$

$$d\epsilon_v = dq = dp = 0 \quad (3.3.3)$$

$$d\epsilon_d > 0 \quad (3.3.4)$$

donde:

v , volumen específico, igual a $1 + e$.

e , relación de vacíos.

Γ , volumen específico para un suelo en el estado crítico, para un esfuerzo volumétrico unitario.

λ , pendiente de la curva de compresibilidad en la región normalmente consolidada, en el espacio $V-\ln p$.

Si el proceso por el cual se disipa la energía al ser cargado un suelo se considera desde un punto de vista macroscópico, se

puede denominar como fricción, despreciando la posibilidad de degradación u orientación de partículas. Así, se puede definir a M como una constante friccional que fija la relación que debe existir entre p y q, para mantener al suelo fluyendo como un fluido friccionante. Esto se ilustra en la fig. 3.3.1.

Desde un punto de vista microscópico ,encontramos que al ser cargado un suelo la distancia entre partículas disminuye. Macroscópicamente la ecuación 3.3.2 establece que el volumen específico v de un suelo en el estado crítico decrece conforme el logaritmo del esfuerzo volumétrico efectivo p se incrementa, es decir, a mayor esfuerzo volumétrico efectivo, menor será la relación de vacíos, e, a la que el suelo se comporta como un fluido friccionante. fig. 3.3.2.

Aunque el concepto del estado crítico es una idealización del comportamiento de un suelo, es posible que proporcione un marco de referencia adecuado contra el cual comparar las propiedades de un suelo. Se Trata de determinar esto en la presente tesis para una arcilla típica del Valle de México.

3.3.3 Modelo PENDER UNIFICADO.

Este modelo, se basa en los conceptos del estado crítico y utiliza los mismos parámetros del modelo CAM-CLAY, considera que son necesarias dos ecuaciones constitutivas (de la forma de la ecuación 3.2.5) para calcular las deformaciones inelásticas de un suelo, que son (PENDER, 1979 Y 1982):

$$dc_d^P = (dc_d^P)_{oc} + (dc_d^P)_{nc} \quad (3.3.5)$$

$$dc_v^P = (dc_v^P)_{oc} + (dc_v^P)_{nc} \quad (3.3.6)$$

donde:

dc_d^P , incremento de deformación distorsional inelástica total

$(dc_d^P)_{nc}$, componente del incremento de deformación inelástica total debido a trayectorias de esfuerzos dirigidas hacia afuera de la curva de cedencia (SBS). (Para

trayectorias de esfuerzos dentro de la región preconsolidada esta componente es cero).

$(dc_d^P)_{oc}$, componente del incremento de deformación distorsional inelástica debida a un cambio en la relación de esfuerzos q/p (denotada por el símbolo η). Esta componente de deformación se supone que ocurre tanto en la región preconsolidada como en la normalmente consolidada.

$dc_v^P, (dc_v^P)_{nc}$, y $(dc_v^P)_{oc}$, son los incrementos de deformación volumétrica. Cada uno de los subíndices oc, nc , tienen el mismo significado que para dc_d^P .

El modelo hace además las siguientes hipótesis (PENDER, 1978 y 1982):

HIPOTESIS 1

El concepto del estado crítico (SCHOFIELD Y WROTH, 1968) proporciona un marco de referencia dentro del cual es posible interpretar el comportamiento ante carga estática de un suelo.

HIPOTESIS 2

El comportamiento esfuerzo-deformación del suelo es isotrópico. Esta suposición significa que los esfuerzos p y q y las correspondientes deformaciones e_d y e_v son suficientes para describir completamente los esfuerzos y deformaciones del suelo bajo condiciones triaxiales.

HIPOTESIS 3

En la región normalmente consolidada las curvas de compresibilidad en el espacio $e-\ln p$ para una serie de pruebas de consolidación con relación de esfuerzos η constante, son rectas paralelas, de pendiente λ . Además, las curvas de expansión bajo las mismas condiciones, son también rectas paralelas de pendiente

k. Así, la deformación volumétrica total causada por un incremento del esfuerzo volumétrico, dp, dirigido hacia afuera de la curva de cedencia, bajo una relación de esfuerzos η constante, está dada por:

$$dc_v = -\frac{\lambda}{p} \frac{dp}{(1+e)} \quad (3.3.7)$$

HIPOTESIS 4

Existen deformaciones recuperables (elásticas) tanto volumétricas como distorsionales y están dadas por:

$$dc_v^r = -\frac{k}{p} \frac{dp}{(1+e)} \quad (3.3.8)$$

$$dc_d^r = M_e dq \quad (3.3.9)$$

donde:

M_e , módulo de deformación elástica, en cm^2/kg .

(La suposición de existencia de deformaciones recuperables no existe en el modelo original de PENDER, es propia de esta tesis y se basa en en el modelo CAM-CLAY MODIFICADO.)

HIPOTESIS 5

Las trayectorias de esfuerzos no drenadas son parabólicas, en el plano p-q. La expresión adoptada es:

$$\left[\frac{\eta - \eta_0}{M - \eta_0} \right]^2 = \frac{p_{cs}}{p} \left[\frac{1 - p_0/p}{1 - p_0/p_{cs}} \right] \quad (3.3.10)$$

la cual es la ecuación de una parábola con vértice en el punto η_0, p_0 y que pasa por el punto M, p_{cs} .

donde:

η_0 , valor de η desde el cual la trayectoria no drenada comienza.

- p_0 , valor de p al inicio de la trayectoria no drenada.
- p_{cs} , valor de p en el punto de la línea del estado crítico correspondiente a la relación de vacíos actual.

todos estos valores aparecen de manera esquemática en la fig. 3.3.3.

HIPOTESIS 6

La trayectoria de esfuerzos no drenada dada por la expresión 3.3.13 es también una curva de cedencia que separa el estado preconsolidado, del normalmente consolidado. Esto implica que una trayectoria de esfuerzos que siga a esta curva provocará deformaciones distorsionales inelásticas debidas únicamente al cambio de valor de la relación q/p (η). Además se supone también que la forma y posición de la curva de cedencia cambiará para trayectorias de esfuerzos dirigidas hacia afuera de ella; para trayectorias hacia adentro se hace la hipótesis de que la curva no variará. Esto es ilustrado en la fig. 3.3.4.

HIPOTESIS 7

La forma de todas las trayectorias de esfuerzos no drenadas que se inician en una misma relación de esfuerzos inicial (η_0), pero teniendo diferentes esfuerzos iniciales son geoméricamente similares. fig. 3.3.5.

HIPOTESIS 8

Los incrementos de deformación inelástica, distorsional y volumétrica $(dc_d^p)_{oc}$ y $(dc_v^p)_{oc}$ únicamente ocurren cuando hay un cambio en la relación de esfuerzos η (q/p). ello implica suponer que las trayectorias de esfuerzos, con η constante, son curvas de cedencia (sin ninguna relación con la SBS). Por lo que la función f estará dada por :

$$f = q - \eta_1 p = 0 \quad (3.3.11)$$

donde η_1 es el valor de η para una trayectoria particular constante, por ejemplo, OA en la fig. 3.3.3.

La diferencial de la función f (necesaria para el cálculo de las deformaciones inelásticas) es:

$$df = dq - \eta_1 dp \quad (3.3.12)$$

y puesto que

$$dq = \eta_1 dp + p d\eta \quad (3.3.13)$$

se obtiene que

$$df = p d\eta \quad (3.3.14)$$

HIPOTESIS 9

La relación entre el incremento de deformación distorsional inelástica y el incremento de deformación volumétrica inelástica, debida a un cambio en el valor de η , está dada por:

$$\frac{(dc_d^p)_{oc}}{(dc_v^p)_{oc}} = \frac{(M-\eta_0)^2}{M^2 (p_0/p_{cs} - 1) [(M-\eta_0) - (\eta - \eta_0)p/p_{cs}]} \quad (3.3.15)$$

Esta relación se basa en la suposición de que el comportamiento de un suelo está influido por su cercanía al estado crítico; además se ha tomado en cuenta el comportamiento experimental de suelos arcillosos observado en pruebas de laboratorio. Es decir, se sabe que la deformación distorsional inelástica puede ser únicamente positiva (de compresión), mientras que la deformación volumétrica puede ser positiva (para un decremento de volumen en la región húmeda del suelo, para $p > p_{cs}$ (ver fig. 3.3.4) o negativa (en la región seca). Así, la relación $(dc_d^p / dc_v^p)_{oc}$ es positiva en el lado húmedo y negativa en el lado seco. Este requerimiento es satisfecho por el término $(p_0/p_{cs} - 1)$ el cual tiene estas mismas características, mientras que el término $[(M-\eta_0) - (\eta - \eta_0)p/p_{cs}]$ es siempre positivo, siendo cero en el estado crítico. Además este término nos indica que a medida que

se aproxima al estado crítico, la relación $(dc_d^p/dc_v^p)_{oc}$ crece, haciéndose infinita en ese estado, pues el cambio volumétrico se hace cero.

Al aceptar la relación dada por la expresión (3.3.14) se utilizando una regla de flujo no asociada, a diferencia del modelo CAM-CLAY, el cual utiliza una asociada.

HIPOTESIS 10

La relación entre el incremento de deformación distorsional inelástica y el incremento de deformación volumétrica inelástica debido a trayectorias de esfuerzos dirigidas hacia afuera de la curva de cedencia, está dada por:

$$\frac{(dc_d^p)_{nc}}{(dc_v^p)_{nc}} = \frac{\eta}{(M-\eta)} \quad 3.3.16$$

De nuevo, esta relación implica suponer que el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo está fuertemente influido por su cercanía al estado crítico.

3.3.4 Determinación de las expresiones para los incrementos de deformación inelástica.

Una vez establecidas todas las hipótesis, se procede a definir las expresiones para los incrementos de deformación inelástica, tanto volumétricos como distorsionales.

- a) Definición de los incrementos de deformación inelástica por cambio en η , $(dc_v^p)_{oc}$ y $(dc_d^p)_{oc}$.

Aquí se debe determinar el potencial inelástico g_{oc} , así como la función de endurecimiento, h_{oc} .

a.1) El potencial inelástico.

Por definición el vector de incremento de deformación inelástica es normal a la función potencial, así en cualquier punto de esta función tendremos que:

$$\frac{dc_v^P}{dc_d^P} = - \frac{dq}{dp} \quad (3.3.17)$$

de la ecuación (3.2.15), el cociente dc_v^P / dc_d^P es igual a $(dg/dp)/(dg/dq)$, por lo que :

$$\frac{dc_v^P}{dc_d^P} = - dq/dp = (dg/dp)/(dg/dq) \quad (3.3.18)$$

Mediante las ecuaciones (3.3.16) y (3.3.18) y la relación $dq/dp = \eta + p d\eta/dp$ (obtenida de $n = q/p$) se obtiene:

$$-\eta - p \frac{d\eta}{dp} = \frac{M^2 (P_0/p_{cs} - 1) [(M - \eta_0) - (\eta - \eta_0) P/P_{cs}]}{(M - \eta_0)^2} \quad (3.3.19)$$

La solución de esta ecuación diferencial de primer orden da la función potencial inelástica (g_{oc}). Puesto que solo se requieren las derivadas parciales, se pueden encontrar sin necesidad de resolver la ecuación. Así, como es lineal en η y por lo tanto en q tenemos:

$$dg/dq = 1 \quad (3.3.20)$$

De las ecuaciones (3.3.18) y (3.3.15), la derivada parcial de g con respecto a p puede ser obtenida, así:

$$dg/dp = \frac{M^2 (P_0/p_{cs} - 1) [(M - \eta_0) - (\eta - \eta_0) P/P_{cs}]}{(M - \eta_0)^2} \quad (3.3.21)$$

a.2) La función de endurecimiento (h).

Para determinar la función de endurecimiento (h en la ecuación 3.2.5) la ecuación (3.3.10) se utiliza junto con la interpretación de la trayectoria de esfuerzos no drenada dada por SCHOFFIELD Y WROTH, 1968. Ellos explican que el cambio de volumen es cero, debido a que la deformación volumétrica recuperable es acompañada por una igual pero opuesta deformación volumétrica inelástica, esta deformación se calcula mediante la ecuación (3.2.5) después de sustituir df de la ecuación (3.3.14) y dg/dp de la ecuación (3.3.21). La deformación volumétrica recuperable se calcula de la ecuación (3.3.8). Con esta interpretación, la forma diferencial de la trayectoria de esfuerzos no drenada es :

$$h \, dg/dp (p \, d\eta) + \frac{k \, dp}{p(1+e)} = 0 \quad (3.3.22)$$

Una forma diferencial alternativa de la trayectoria de esfuerzos se obtiene de la diferenciación de la expresión (3.3.10):

$$\frac{2(1 - \frac{p_0/p}{c_s}) (\frac{p^2}{p_{cs}}) (\eta - \eta_0) \, d\eta}{(M - \eta_0)^2 (2p_0/p - 1)} - dp = 0 \quad (3.3.23)$$

Al combinar la ecuación anterior, con la (3.3.22) se obtiene la siguiente expresión para la función de endurecimiento:

$$h = \frac{2k (\eta - \eta_0)}{M^2 p_{cs} (1+e) (2p_0/p - 1) [(M - \eta_0) - (\eta - \eta_0)p/p_{cs}]} \quad (3.3.24)$$

a.3) Ecuaciones para los incrementos de deformación inelástica.

Al sustituir las ecuaciones (3.3.20), (3.3.21), (3.3.24) y (3.3.14) en la ecuación (3.2.5) se obtiene:

$$(dc_d^p)_{oc} = \frac{2k \left(\frac{P}{p_{cs}} \right) (\eta - \eta_0) d\eta}{M^2 (1+e) (2P_{o/p} - 1) [(M - \eta_0) - (\eta - \eta_0)p/p_{cs}]} \quad (3.3.25)$$

$$(dc_v^p)_{oc} = \frac{2k \left(\frac{P_0/p_{cs}}{M - \eta_0} - 1 \right) \left(\frac{P}{p_{cs}} \right) (\eta - \eta_0) d\eta}{(M - \eta_0)^2 (1+e) (2P_{o/p} - 1)} \quad (3.3.26)$$

El cálculo de las deformaciones inelásticas para una trayectoria de esfuerzos dada, solo es posible al integrar numéricamente las expresiones anteriores.

b) Determinación de los incrementos de deformación inelástica, para el tramo normalmente consolidado, $(dc_d^p)_{nc}$ y $(dc_v^p)_{nc}$.

Para obtener las expresiones de los incrementos de deformación inelástica, se descompone a los incrementos de esfuerzos dp y dq en dos partes; una parte no drenada, seguida por un incremento de esfuerzos con relación η constante, tal y como se ilustra en la fig. 3.3.6. El concepto es similar al propuesto por ROSCOE y coautores (1963), quien justificó que la deformación volumétrica debida a un incremento de esfuerzos $(d\eta, dp)$ es la misma que la debida a un incremento no drenado, seguido por un incremento a razón de esfuerzos constante.

Al referirse a la fig. 3.3.6 para el significado de los subíndices a, b y c, el incremento en p (esfuerzo volumétrico) para la parte de razón de esfuerzos constante, es dp_{bc} . De la

ecuación (3.3.7), el incremento de deformación volumétrica total causado por este incremento de esfuerzos es:

$$dc_v = \frac{\lambda dp_{bc}}{p(1+e)} \quad (3.3.27)$$

y puesto que la trayectoria de esfuerzos a-b es no drenada, éste también es el incremento de deformación volumétrica para el incremento de esfuerzos a-c.

por otra parte, los incrementos de esfuerzos están relacionados por:

$$dp_{bc} = dp - dp_{ab} \quad (3.3.28)$$

(puesto que dp_{ab} es negativo)

El valor de dp_{ab} es el cambio diferencial en p , asociado con el cambio $d\eta$ en la relación de esfuerzos de la trayectoria no drenada a-b. Esta trayectoria se supone geoméricamente similar a la trayectoria d-e (fig. 3.3.6.a).

La diferenciación de la ecuación (3.3.10) da:

$$dp_{ab} = - \frac{2p^2 \left(\frac{p_0/p}{p_{cs}} - 1 \right) (\eta - \eta_0) d\eta}{p_{cs} (M - \eta_0)^2 (2p_0/p - 1)} \quad (3.3.29)$$

Al usar las ecuaciones (3.3.8) y (3.3.27), el incremento de deformación inelástica total es:

$$(dc_v^p) = \frac{(\lambda dp_{bc} - k dp)}{p(1+e)} \quad (3.3.30)$$

Al sustituir las ecuaciones 3.3.28 y 3.3.29 en la ecuación (3.3.30) se obtiene:

$$dc_v^P = \frac{(\lambda - \kappa) dp}{p(1+e)} + \frac{2\lambda \left(\frac{P_0/p_{cs} - 1}{p_{cs}(1+e)(M-\eta_0)^2 (2P_0/p - 1)} \right) (\eta - \eta_0) d\eta}{p_{cs}(1+e)(M-\eta_0)^2 (2P_0/p - 1)} \quad (3.3.31)$$

Al sustituir dc_v^P y la ecuación (3.3.26) (para $(dc_v^P)_{oc}$) en la ecuación (3.3.6) y despejar $(dc_v^P)_{nc}$ nos queda:

$$(dc_v^P)_{nc} = \frac{(\lambda - \kappa)}{(1+e)} \left\{ \frac{dp}{p} + \frac{2 \left[\frac{P_0/p_{cs} - 1}{(M - \eta_0)^2 (2P_0/p - 1)} \right] (\eta - \eta_0) d\eta}{p} \right\} \quad (3.3.32)$$

Una vez definido $(dc_v^P)_{nc}$, es posible utilizar la ecuación 3.3.16 para encontrar $(dc_d^P)_{nc}$:

$$(dc_d^P)_{nc} = \frac{\eta (dc_v^P)_{nc}}{(M - \eta)} \quad (3.3.33)$$

y así, los incrementos de deformación total estarán dados por:

$$dc_d = dc_d^r + (dc_d^P)_{oc} + (dc_d^P)_{nc} \quad (3.3.34)$$

$$dc_v = dc_v^r + (dc_v^P)_{oc} + (dc_v^P)_{nc} \quad (3.3.35)$$

La validez de las expresiones anteriores solo se podrá determinar al comparar los resultados teóricos, con los de laboratorio.

3.4 Selección de los parámetros del material.

El modelo PENDER UNIFICADO que se utiliza en esta tesis involucra cinco parámetros, cada uno con un significado físico definido. En lo que sigue se hace una discusión detallada de los mismos.

a) M , pendiente de la línea del estado crítico.

El concepto del estado crítico es muy importante en el modelo; empíricamente se ha determinado que en este estado la relación q/p es independiente de p y a esta relación se le llama M . El valor de M se puede obtener en una prueba triaxial consolidada no drenada, mediante consolidación isotrópica del espécimen hasta la región normalmente consolidada y, a partir de allí, se lleva a la falla, mediante un incremento monotónico de la carga axial con deformación controlada, obteniéndose la relación q/p al final de la prueba o cuando el incremento de presión de poro se establezca. Se podría presentar el problema de que el estado crítico se desarrolle para deformaciones muy grandes, lo cual dificulta conocer con exactitud las dimensiones del espécimen de suelo ensayado, pues perdería su forma cilíndrica. Además, es posible que no coincidan el momento de la falla con el estado crítico, deberá verificarse esto con los resultados de las pruebas de laboratorio.

b) La pendiente de la curva de compresibilidad, λ .

Se ha observado experimentalmente en algunos suelos que la curva de compresibilidad, para trayectorias de esfuerzos constantes, en la región normalmente consolidada de una arcilla, es aproximadamente una recta en el espacio $v-\ln p$, en el intervalo de esfuerzos de interés práctico; y la pendiente de esta recta, es independiente de la relación q/p , siempre que ésta sea constante. A la pendiente de esa línea se le denomina λ .

c) La pendiente de la línea de expansión, k .

También se ha observado que en la mayoría de las arcillas, la pendiente de la línea de expansión y reconsolidación es constante en el espacio v - $\ln p$, para especímenes sujetos a trayectorias de esfuerzos constantes; a esta pendiente se le denomina k . En general, se considera que las líneas de expansión y reconsolidación poseen la misma pendiente; sin embargo, en la arcilla de la ciudad de México existen indicios de que esto no sucede; se trata de aportar algo más al respecto en ésta tesis.

d) El módulo de respuesta elástica, M_e .

Este parámetro se define como el recíproco de la pendiente de la curva esfuerzo-deformación axial, q .vs. c_1 , (en sus primeros tres o cuatro incrementos) de una prueba de compresión axial en la región preconsolidada, en condiciones no drenadas. Se le denomina M_e y tiene dimensiones de cm^2/kg .

d) Volumen específico en el estado crítico a presión unitaria, Γ .

Este parámetro se utiliza para localizar la línea del estado crítico en el espacio v - $\ln p$ y se obtiene de pruebas de varios especímenes de suelo a la falla, en condiciones no drenadas, a partir de diferentes condiciones iniciales del esfuerzo volumétrico; los valores de v y p se obtienen en el estado crítico. De esta manera se tiene un conjunto de puntos que definen a la línea recta:

$$\Gamma = v + \ln p$$

3.4.1

FIGURAS CAPITULO 3

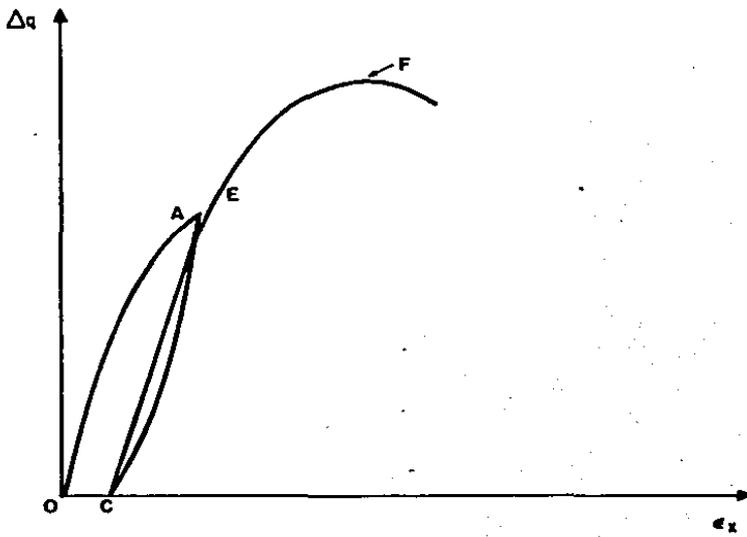


Fig. 3.2.1 Curva esfuerzo-deformación para una prueba triaxial de compresión.

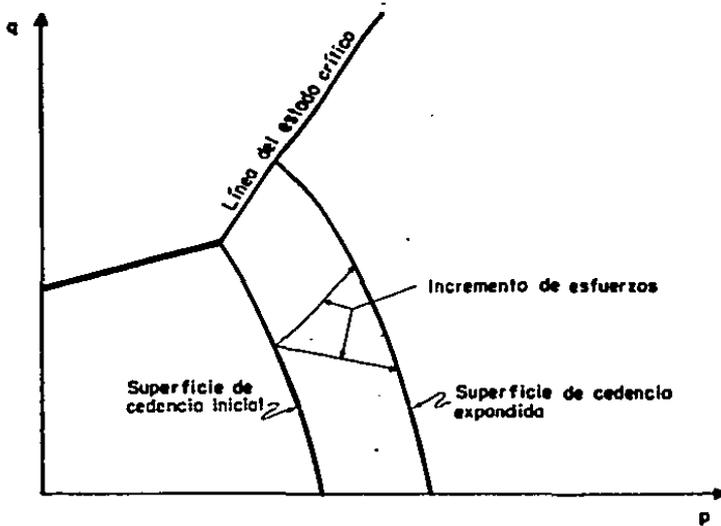


Fig. 3.2.2 Movimiento de la superficie de cedencia según una ley de endurecimiento isotrópico.

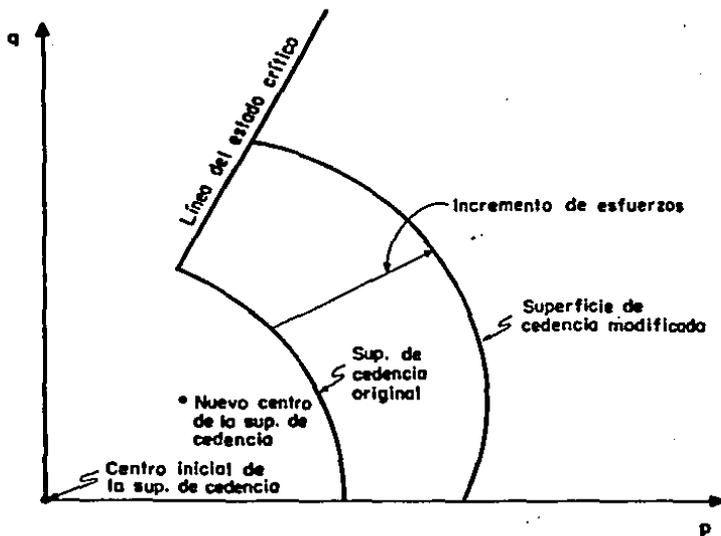


Fig. 3.2.3 Movimiento de la superficie de cedencia según una ley de endurecimiento cinemática.

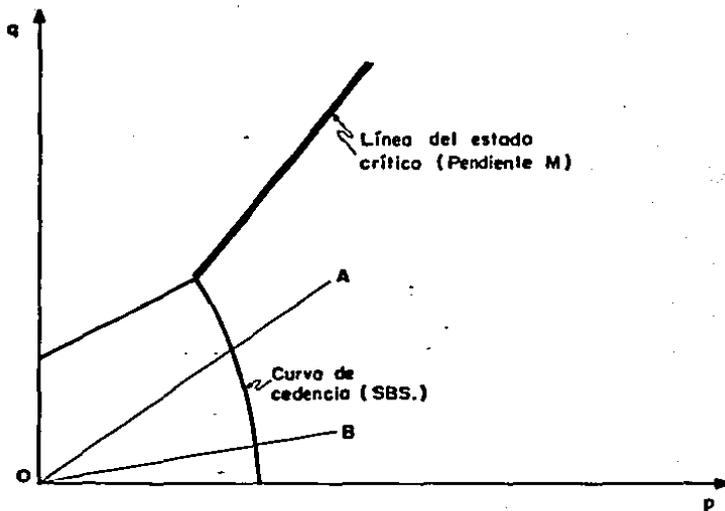


Fig. 3.3.1 Concepto del estado crítico en el espacio P-q.

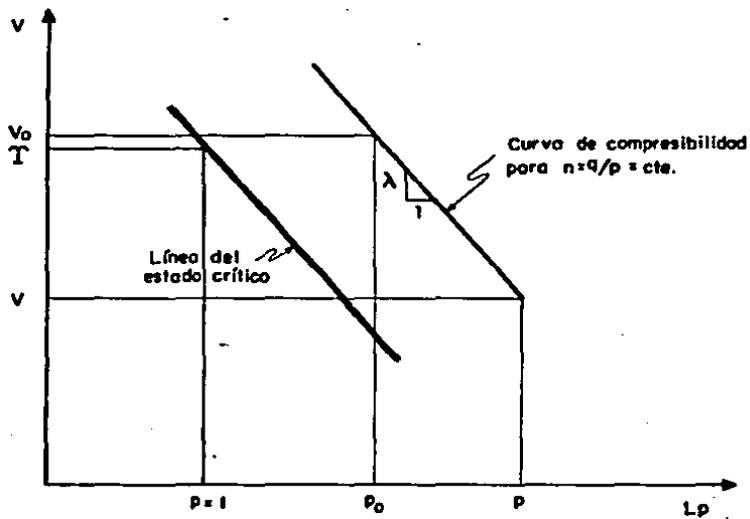


Fig. 3.3.2 Concepto del estado crítico en el espacio V-Lp.

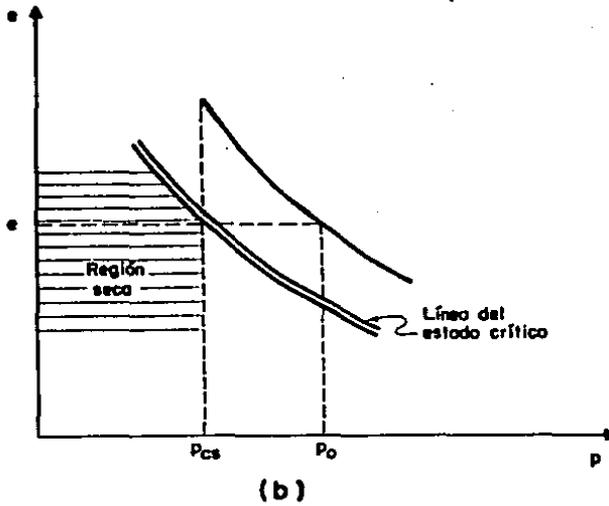
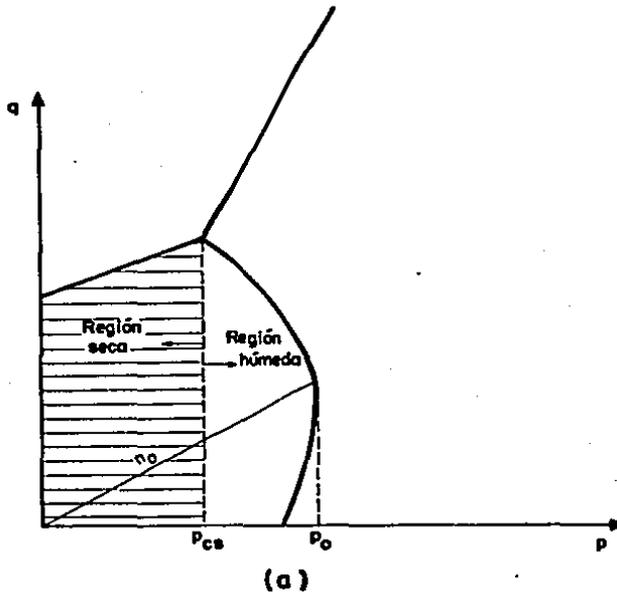
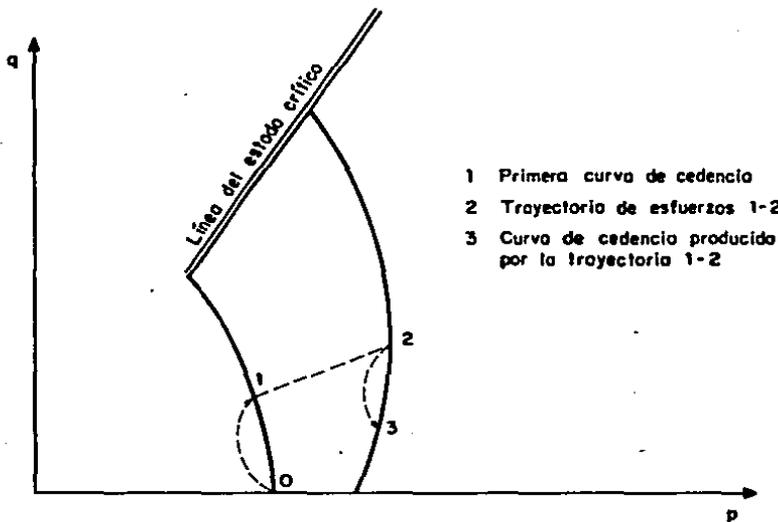


Fig. 3.3.3 Significado de n_0 , p_0 , p_{cs} y M en la ecuación 3.3.10.



- 1 Primera curva de cedencia
- 2 Trayectoria de esfuerzos 1-2
- 3 Curva de cedencia producida por la trayectoria 1-2

Fig. 3.3.4 Comportamiento de la curva de cedencia de un suelo normalmente consolidado, según una ley de endurecimiento no isotrópico.

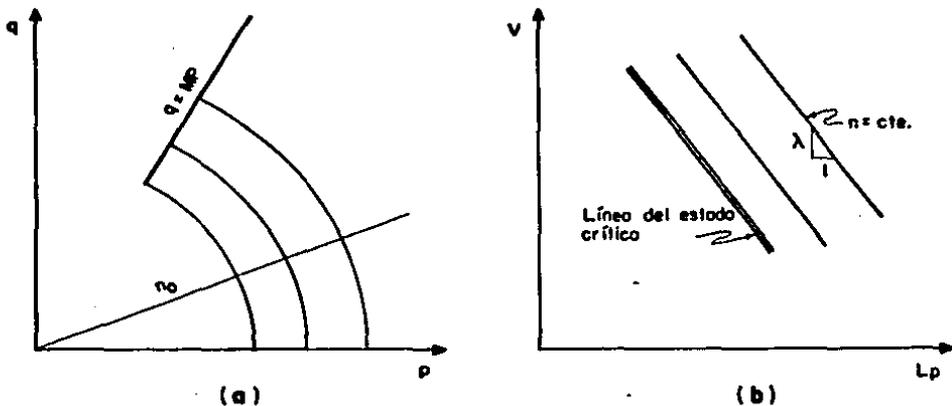


Fig. 3.3.5 a) Trayectoria de esfuerzos no drenada a partir de una relación q/p inicial común.
 b) Gráficas V vs. L_p para relaciones de esfuerzos constantes en pruebas de consolidación.

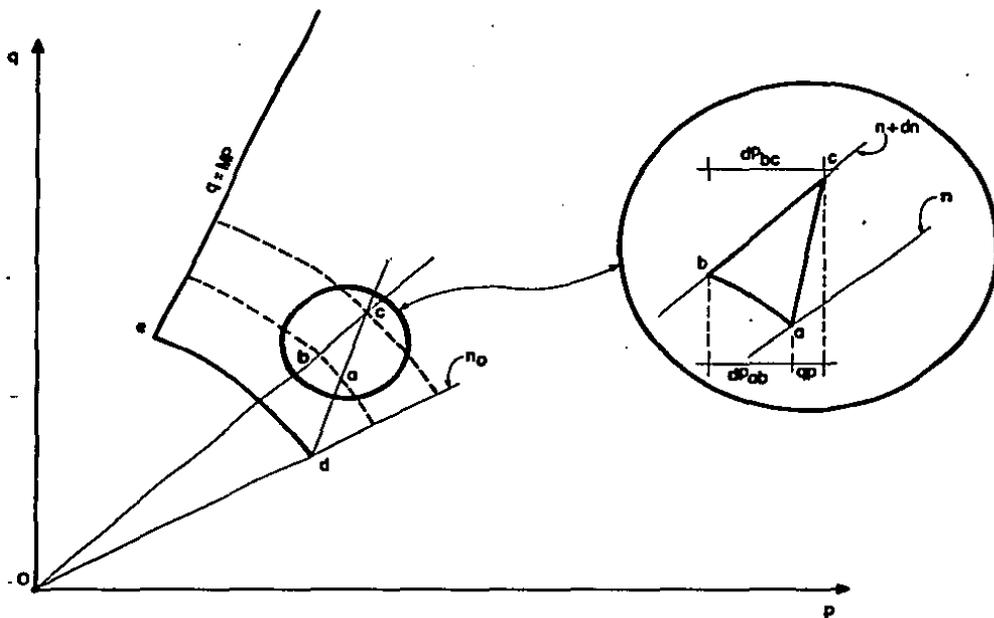


Fig. 3.3.6 Componentes del incremento general de esfuerzos para el cálculo del cambio de volumen en la región normalmente consolidada.

CAPITULO 4
INVESTIGACION DE LABORATORIO

4.2 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.

Para lograr los objetivos de la tesis fué necesario modificar el procedimiento convencional de una prueba triaxial, pués además de añadir una etapa de saturación, la etapa de consolidación se realizó de manera similar a una prueba en consolidómetro, se aplicaron pequeños incrementos de esfuerzos y se midieron los correspondientes cambios de volumen, con diferentes trayectorias de esfuerzos para las diversas pruebas realizadas. Esto permitió obtener una curva de compresibilidad (e vs. $\ln p$) para cada prueba y en dos de ellas se obtuvieron también las curvas de expansión; pudiendo determinar la pendiente de la curva de compresibilidad en su tramo "virgen", λ , y de la curva de expansión, κ ; así como el esfuerzo volumétrico de cedencia del suelo, p_y , para cada trayectoria de esfuerzos utilizada. En resumen, el procedimiento de prueba constó de los siguientes pasos:

- a) Labrado y montaje de la próbete
- b) Eliminación del efecto capilar
- c) Saturación
- d) Consolidación
- e) Falla

4.2.a. Labrado y montaje de la próbete.

Se probaron porciones de suelo obtenidas de una muestra cúbica "inalterada", a la cual, después del muestreo, se le afinaron sus paredes y se protegieron con dos capas de "manta de cielo" cubiertas cada una con una mezcla de brea y parafina, y se almacenó en cuarto húmedo. El montaje de la próbete se realizó de manera convencional, utilizándose tiras de papel filtro de 3 mm de ancho y 10 cm de largo en la unión con las piedras porosas de base y cabeza. Esto facilitó el drenaje, así como la eliminación de burbujas de aire de conexiones y mangueras durante la etapa de saturación. Se utilizaron además dos membranas de látex con aceite de silicón entre ellas, para formar una interfase que impidiera el flujo de agua de la cámara hacia la muestra.

4.2.b. Eliminación del efecto capilar.

A partir de la condición inicial de esfuerzos efectivo de laboratorio, correspondientes a el punto 2 en la fig. 4.2, se aplica un incremento de esfuerzo volumétrico, Δp , y un incremento de esfuerzo desviador, Δq , según la relación q/p que se utilice en esa prueba, de magnitud tal, que impida la expansión de la probeta al entrar en contacto con el agua, al inicio de la etapa de saturación, es decir, se coloca a la probeta de suelo en la posición indicada con el punto 3 de la fig. 4.2, y se permite el drenaje, hasta que la presión aplicada se transforme en efectiva. Una vez estabilizadas las deformaciones, se hace fluir agua a través de las tiras de papel filtro para eliminar las burbujas de agua atrapadas en mangueras y conexiones.

4.2.c Saturación.

En esta etapa se lleva a la probeta al 100% de saturación con el fin de conocer con exactitud sus cambios de volumen y la presión de poro generada al ser llevada a la falla. Para lograr la saturación, se utilizó el método de contrapresión (backpressure) para provocar la disolución del aire en el agua de la muestra. El método consiste en aplicar un incremento de presión en el interior de la muestra y aumentar simultáneamente la presión confinante en igual medida, para que los esfuerzos efectivos no sufran ninguna modificación. La etapa consta de los siguientes pasos:

1. Sin permitir drenaje a la muestra se aplica un incremento de presión confinante $\Delta \sigma_c$ del orden de 0.15-0.20 kg/cm².
2. Se espera el tiempo necesario para que el valor de la presión de poro se estabilice.
3. Se calcula el parámetro B de Skempton, definido como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c}$$

donde Δu es el incremento de presión de poro producido por el

incremento de presión confinante $\Delta\sigma_c$. El parámetro B indica el progreso de la saturación.

4. Si B es diferente de 1.0 se introduce un incremento de contrapresión en la base y cabeza de la probeta, de igual valor que el incremento de presión confinante, para mantener sin cambio el valor del esfuerzo efectivo. Se permite que el incremento de contrapresión se uniformice en toda la muestra.
5. Se repiten los pasos 1 a 4 hasta que el parámetro B sea igual a 1.0.

Conviene hacer notar que la contrapresión aplicada no produce flujo de agua a través de la probeta de suelo, pues se aplica por igual en la base y cabeza.

Al final del proceso de saturación, los esfuerzos efectivos sobre el espécimen no han cambiado, solo se han modificado los esfuerzos totales.

4.2.d Consolidación.

Como ya se mencionó, esta etapa se hizo de manera similar a una prueba de consolidación unidimensional, además se utilizaron varias trayectorias de esfuerzos, para cada prueba en particular. En dos ensayos, se efectuó además una descarga para determinar la curva de expansión del suelo.

Puesto que cada incremento de esfuerzos produjo deformaciones volumétricas y axiales que modificaban el área de la probeta, el valor de la carga que había que aplicar al émbolo de carga para mantener constante la trayectoria de esfuerzos efectivos, se calculó con las siguientes ecuaciones:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{\Delta\sigma_c (2\eta-3)}{(3-\eta)} \quad (4.2.1)$$

$$\Delta Q_c = \Delta\sigma_c A_c \left[\frac{-2\eta+3}{3-\eta} + \left(\frac{A_0}{A_c} - 1 \right) \right] \quad (4.2.2)$$

$$A_c = A_0 \left(\frac{1 - e}{1 - e_1} \right)^{\nu} \quad (4.2.3)$$

donde:

- n, relación de esfuerzos $\Delta q/\Delta p$
- $\Delta\sigma_1$, incremento de esfuerzo efectivo vertical, en kg/cm^2
- $\Delta\sigma_3$, incremento de esfuerzo efectivo horizontal, en kg/cm^2
- $\Delta\sigma_c$, incremento de presión de confinamiento, en kg/cm^2
- ΔQ_c , incremento de carga sobre el émbolo, en kg
- Δq , incremento de esfuerzo desviador, $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, en kg/cm^2
- Δp , incremento de esfuerzo volumétrico, $(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3)/3$, en kg/cm^2
- A_c , area corregida de la probeta, en cm^2
- A_e , area del émbolo de carga, en cm^2
- A_o , area inicial de la probeta, en cm^2
- ϵ_v , deformación volumétrica
- ϵ_1 , deformación axial

Para todas las pruebas, con η diferente de cero, se midió tanto la deformación volumétrica como la axial, para determinar como un objetivo paralelo de la tesis, el valor de k_o . Los resultados y conclusiones de esta parte de la tesis se describen en el anexo A.

El procedimiento de consolidación es el siguiente:

1. Aplíquese un incremento de esfuerzo volumétrico, Δp , y de esfuerzo desviador Δq , de tal manera de mantener la relación η constante. Calcúlese los esfuerzos y cargas a aplicar con las ecuaciones 4.2.1 a 4.2.3.
2. Léase en bureta y micrómetro el cambio de volumen y la deformación axial de la probeta para diferentes tiempos.
3. Después de transcurridas 24 horas, una vez estabilizadas las deformaciones y después de verificar que la presión de poro en la probeta sea igual a la contrapresión, repítanse los pasos 1 y 2.
4. La etapa de consolidación terminará cuando se haya sobrepasado

el esfuerzo de cedencia (p_y), punto 4 en la fig. 4.2, y se tengan como mínimo tres puntos después de este valor en la curva de compresibilidad.

5. Si se va a determinar la curva de expansión realícense los pasos 6 y 7, si no pasar a la etapa de falla.
6. Realícese una descarga a base de pequeños decrementos en p y q , de manera de tener por lo menos cuatro puntos de la curva de expansión, de manera similar a los pasos 1 a 3.
7. En caso de realizar la etapa de falla en esta probeta repítanse los pasos 1 a 3 hasta llevar al suelo a la condición de esfuerzos deseada.

4.2.d Falla.

Esta etapa consistió en una prueba de compresión con deformación controlada y sin permitir el drenaje de la probeta, se midió la deformación axial, la presión de poro generada y la carga. Esto se hizo con equipo electrónico y registro de los datos en un graficador.

La velocidad de deformación utilizada fué de 0.38 mm/min, equivalente aproximadamente a un 0.5 % de la altura de la probeta por minuto (LERRQUEL, 1988). En todas las pruebas se utilizó esta velocidad para mantener constante el efecto viscoso. El procedimiento de prueba fué el siguiente:

1. Cierre el drenaje de la probeta y fije el émbolo de carga.
2. Coloque la cámara triaxial en la máquina de deformación controlada.
3. Restituya la condición de carga sobre el émbolo y libere éste.
4. Verifique que no haya ocurrido ningún incremento de deformación ni de presión de poro.
5. Ponga en marcha el equipo de registro, previamente calibrado, e inmediatamente después la máquina de deformación controlada. (en estos momentos se está deformando a la probeta y se está midiendo: la carga aplicada, la deformación axial y el incremento de presión de poro.)
6. Continúe la prueba hasta que la presión de poro empiece a

disminuir.

7. Una vez terminada la prueba desmante y obtenga el peso seco del espécimen.

La trayectoria de esfuerzos se calcula con las siguientes expresiones:

$$\Delta q = \frac{\Delta Q}{A_{cf}} \quad (4.2.4)$$

$$A_{cf} = \frac{A_c}{1 - \epsilon_1} \quad (4.2.5)$$

$$\Delta p = \frac{\Delta \sigma_3}{3} - \Delta u \quad (4.2.6)$$

$$p = p_0 + \Delta p \quad (4.2.7)$$

$$q = q_0 + \Delta q \quad (4.2.8)$$

donde:

ΔQ , incremento de carga axial, en kg

A_c , área de la probeta al final de la etapa de consolidación

A_{cf} , área corregida de la probeta en la etapa de falla

ϵ_1 , deformación axial en la etapa de falla

Δq , incremento de esfuerzo desviador, $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2$, en kg/cm^2

Δp , incremento de esfuerzo volumétrico efectivo, $(\Delta \sigma_1 + 2\Delta \sigma_3)/3$

Δu , incremento de presión de poro producido por Δq , en kg/cm^2

p_0 , esfuerzo volumétrico efectivo al final de la etapa de consolidación

q_0 , esfuerzo desviador efectivo al final de la etapa de consolidación

4.3 PROGRAMA DE PRUEBAS.

Las pruebas realizadas fueron las siguientes:

1. Siete pruebas triaxiales con determinación de λ , p_y y/o M .

En estas pruebas se utilizaron diferentes trayectorias de esfuerzos, aunque en cada prueba se mantuvo siempre constante la trayectoria de esfuerzo empleada. Para trayectorias con η diferente de cero se midieron el cambio volumétrico y la deformación axial correspondiente, para obtener el valor de la relación K_0 del suelo investigado. Las trayectorias de esfuerzos utilizadas en la etapa de consolidación fueron: 0.0, 0.50, 0.75, 1.0, y 1.25. Estas pruebas aparecen señaladas con los números 1 a 7 en la Fig.4.3

2. Cinco pruebas triaxiales dentro de la superficie de cedencia.

Estas pruebas se realizaron en la región preconsolidada del suelo, determinando la relación q/p en la falla y la trayectoria de esfuerzos efectivos. Las pruebas aparecen señaladas de manera esquemática en la fig. 4.4, con los números 8 a 12.

3. Dos pruebas triaxiales con determinación de κ y M .

Para estas pruebas se utilizó una trayectoria de esfuerzos con η igual a cero en la etapa de consolidación y descarga. Las pruebas se muestran de manera esquemática en la fig. 4.5 a) y b).

FIGURAS CAPITULO 4

SIMBOLOGIA

- ⊗ Valvula
- Ⓡ Regulador de presión
- Ⓣ Transductor
- Ⓜ Manómetro de Bourdon
- Aire a alta presión
- Aire regulado
- x- Agua a presión confinante
- Línea de agua

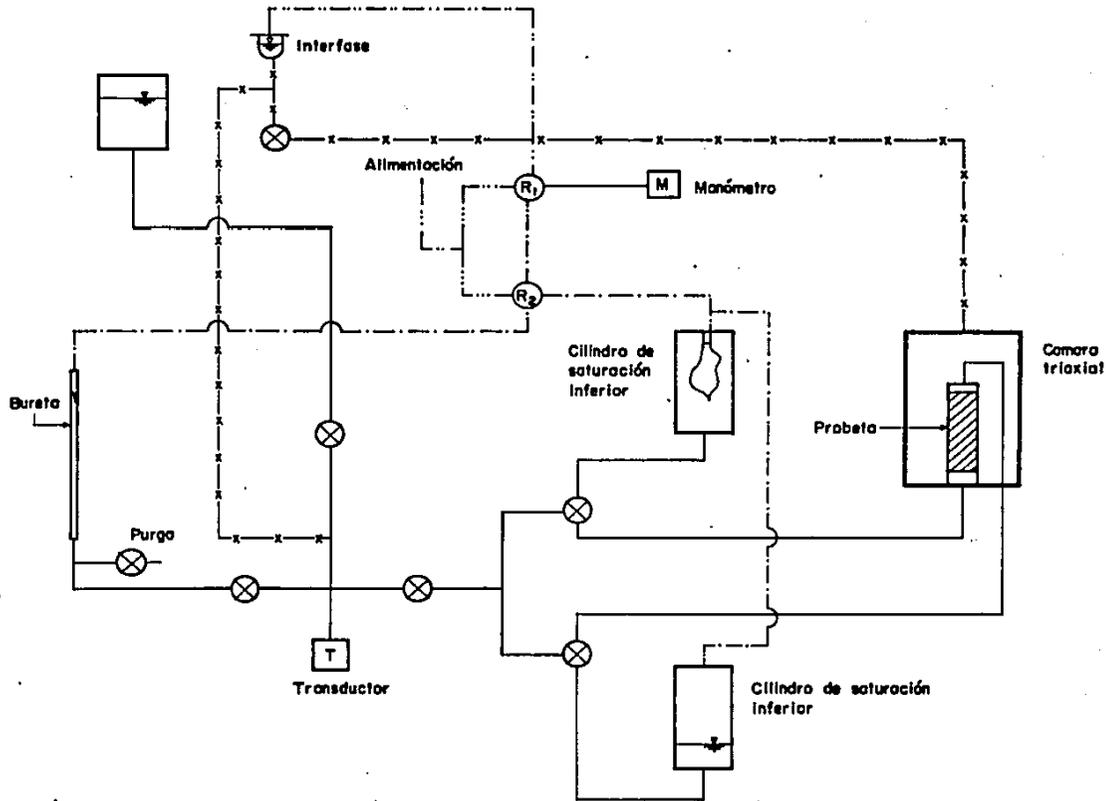


Fig. 4.1 Diagrama del p nel de saturación

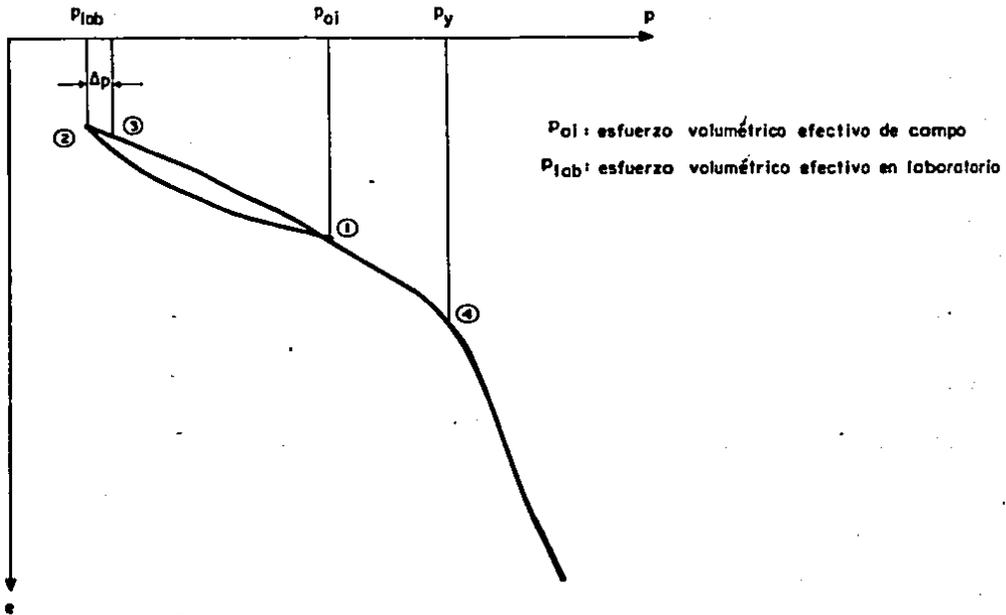


Fig. 4.2 Condiciones de esfuerzos en el espécimen de suelo en campo y laboratorio.

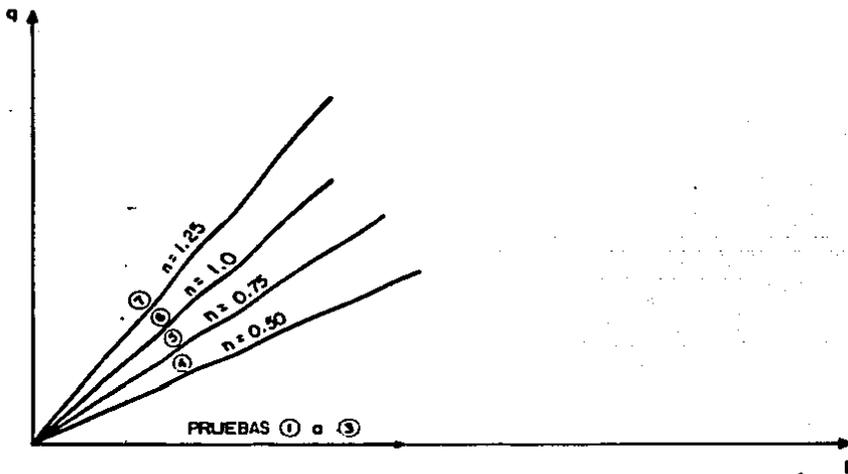


Fig. 4.3 Trayectoria de esfuerzos esquemática en la etapa de consolidación para las Pruebas ① a ⑦

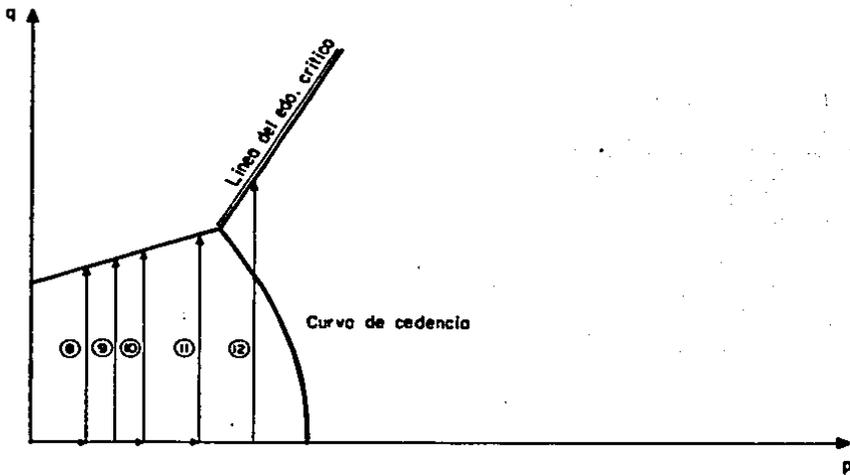


Fig. 4.4 Trayectoria de esfuerzos esquemática en la etapa de falla para las Pruebas ⑧ a ⑫

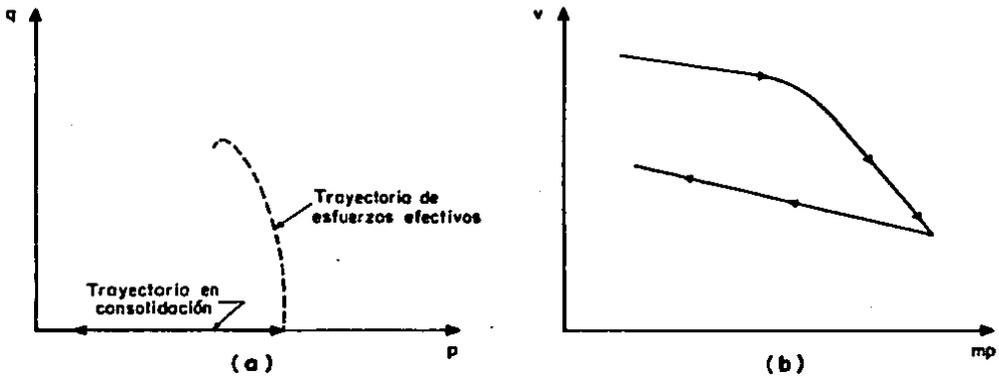


Fig. 4.5 Representación esquemática de las trayectorias seguidas en las Pruebas ⑬ y ⑭

CAPITULO 5
PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 PRESENTACION DE RESULTADOS.

Se presenta a continuación los resultados de las pruebas efectuadas; los datos obtenidos se han ordenado en tablas y gráficas, que aparecen al final de este capítulo, para facilitar su interpretación. Se realizaron en total catorce pruebas en especímenes labrados de una misma muestra cúbica, obtenida a 1.70m de profundidad. Las propiedades índices de las probetas ensayadas aparecen en la Tabla 5.1.1.

En ocho de las pruebas (1, 2, 4 a 7 y 13 y 14) se obtuvieron datos en la etapa de consolidación para elaborar la curva de compresibilidad. Estos datos aparecen en las Tablas 5.1.2 a 5.1.9, mientras que las gráficas de las curvas de compresibilidad se muestran en las figs. 5.1.1 a 5.1.8. No se cuenta con curvas de compresibilidad de las pruebas 3 y 8 a 12 debido a que ellas se llevaron a sus correspondientes esfuerzos volumétricos iniciales al aplicar únicamente dos o tres incrementos. Esto se hizo para las pruebas 8 a 12, porque se efectuaron dentro de la superficie de cedencia original del suelo, y para la prueba 3 porque su fin era exclusivamente obtener datos en la etapa de falla. En las pruebas 1, 2 y 4 a 7 se obtuvieron valores de λ y además se determinó el esfuerzo volumétrico de cedencia, señalado como p_y en las figs. 5.1.1 a 5.1.6; mientras que en las pruebas 13 y 14 se realizó una etapa de descarga y reconsolidación para investigar el valor de la pendiente de la curva de expansión, κ .

Una vez consolidadas las probetas se realizó la etapa de falla (ver capítulo 4, inciso 4.2), de ella fué posible obtener las curvas de incremento de esfuerzo desviador .vs. deformación axial (Δq .vs. ϵ_x) y de incremento de presión de poro .vs. deformación axial (Δu .vs. ϵ_x) que aparecen en las figs. 5.1.9 a 5.1.21; así como las trayectorias no drenadas de esfuerzos efectivos, figs. 5.1.22 a 5.1.25.

Es conveniente hacer notar que las pruebas 8 a 12 se realizaron en la región preconsolidada, mientras que las pruebas 13 y 14 se ejecutaron después de una etapa de descarga y posterior reconsolidación.

En la etapa de falla se obtuvieron también los valores del esfuerzo volumétrico, del esfuerzo desviador, y del incremento de la presión de poro tanto para la falla como para el Estado Crítico, así como también el módulo de deformación elástica para cada prueba. Todos estos datos aparecen en las figs. 5.1.21 a 5.1.25, donde:

- (η_0) , trayectoria de esfuerzos (q/p) seguida durante la etapa de consolidación
- p_0, q_0 , Valores de los esfuerzos volumétrico y desviador, a partir de los cuales se inicia la etapa de falla
- p_f, q_f , esfuerzos volumétrico y desviador en la falla, en kg/cm^2
- Δu_f , incremento de presión de poro en la falla, en kg/cm^2
- Δu_{\max} , máximo valor del incremento de presión de poro alcanzado en la prueba, en kg/cm^2
- ϵ_f , deformación axial en la falla, en %
- M_e , módulo de deformación elástica, en cm^2/kg

5.2 COMPARACION DEL MODELO PENDER UNIFICADO CON LOS RESULTADOS DE LABORATORIO OBTENIDOS, Y DISCUSION DE LOS MISMOS.

Para determinar la aplicabilidad del modelo PENDER UNIFICADO en la predicción del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo investigado, se comparan las hipótesis del modelo, con los resultados obtenidos en laboratorio, y se hace simultáneamente una discusión de los mismos. La validez del modelo estará determinada por el grado de concordancia que exista entre teoría y experimento.

HIPOTESIS 1 (véase capítulo 3, pag. 22)

La primera hipótesis del modelo supone que el suelo al ser cargado monotonamente llega al estado crítico, en el cual la deformación distorsional crece sin límite y tanto el incremento de deformación volumétrica como los incrementos de esfuerzos volumétrico y desviador se anulan. Para una prueba no drenada la invariancia al cambio del volumen se determina por un incremento de presión de poro igual a cero. al Observar las figs. 5.1.9 a 5.1.14 se concluye que en ninguna de las pruebas se llegó realmente al estado crítico, pues en todas ellas el incremento de presión de poro alcanzó un valor máximo y enseguida comenzó a disminuir, lo mismo pasó con los esfuerzos desviador y volumétrico, indicativo de una falla frágil del suelo investigado. Sin embargo, al considerar que el concepto del Estado Crítico es una idealización del comportamiento de un suelo, se puede suponer (únicamente con el fin de determinar el parámetro M) que este estado se ha alcanzado en el momento en que , el incremento de presión de poro llega a su máximo valor. En las figs. 5.1.9 a 5.1.14 aparece señalado el estado crítico supuesto, obteniéndose así los valores de M que aparecen en la Tabla 5.2.1 y que se han graficado en la fig. 5.2.1. Además, con los valores del esfuerzo volumétrico para el estado crítico, P_{cc} , y la relación de vacíos final, se ha graficado en la fig. 5.2.2 la curva de compresibilidad para este estado.

Tabla 5.2.1 Valores de P_{cs} , q_{cs} , M y e_f determinados de las pruebas 1 a 6.

Prueba	p_{cs}	q_{cs}	M	e_f
1	0.441	0.762	1.730	10.51
2	0.421	0.730	1.734	10.07
3	0.340	0.675	1.989	11.32
4	0.462	0.754	1.638	10.13
5	0.468	0.866	1.851	9.793
6	0.419	0.806	1.924	9.908

P_{cs} y q_{cs} , valores de los esfuerzos volumétrico y desviador para el estado crítico.

Con base en la gráfica de la fig. 5.2.1 áse puede asignar al suelo estudiado un valor del parámetro M igual a 1.833, con coeficiente de variación, $CV = 0.13$.

Conocido el valor de M y la curva de compresibilidad para el estado crítico (fig. 5.2.2), en la tabla 5.2.2 se compara, el esfuerzo desviador de falla teórico, con el experimental, para las pruebas 13 y 14.

Tabla 5.2.2 Comparación entre los valores teórico y experimental del esfuerzo desviador de falla, para las pruebas 13 y 14.

Prueba	e_f	p_0 kg/cm ²	p_{cs} kg/cm ²	esfuerzo desviador de falla, q_f , en kg/cm ²		error %
				real	teórico	
13	11.25	0.422	0.330	0.659	0.605	- 8.2
14	10.97	0.493	0.358	0.603	0.656	+ 8.8

* valor teórico obtenido de la curva de compresibilidad para el estado crítico (fig. 5.2.2) a partir del valor de e_f .

El error, en valor absoluto, del valor teórico con respecto al real, se encuentra entre 8.2 y 8.8 %, por lo que se puede afirmar que, en lo que respecta a resistencia del suelo, el criterio adoptado para definir el estado crítico es aceptable.

Por otro lado, al analizar las pruebas 8 a 14, realizadas dentro de la curva de cedencia (ver Figs. 5.1.15 a 5.1.19 y 5.1.24), se observa que ellas se comportan según una ley de resistencia diferente, y muestran una falla aún más frágil que la de las pruebas 1 a 6. En la Fig. 5.2.1 se han dibujado los valores del esfuerzo volumétrico y desviador en la falla de estas pruebas y en la tabla siguiente se resumen estos resultados.

Tabla 5.2.3 Valores de q_r y p_f para las pruebas 8 a 14

Prueba	η_0	P_0	q_0	q_r	P_f	q_r/p_f
		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
8	0.00	0.100	0.000	0.413	0.129	3.202
9	0.00	0.150	0.000	0.450	0.151	2.980
10	0.00	0.197	0.000	0.496	0.197	2.518
11	0.00	0.250	0.000	0.525	0.221	2.376
12	0.00	0.282	0.000	0.625	0.274	2.281

En la discusión de la hipótesis 6 abundaremos más sobre este comportamiento.

HIPOTESIS 2 (véase capítulo 3, pag. 22)

La hipótesis de isotropía es utilizado por la mayoría de los modelos en mecánica de suelos, con buenos resultados en la práctica.

HIPOTESIS 3 (véase capítulo 3, pag. 22)

Esta hipótesis consta de dos partes, la primera establece que las curvas de compresibilidad, en la región normalmente consolidada, son rectas paralelas de pendiente λ , para

trayectorias de esfuerzos η , constantes. La segunda supone, además, que las curvas de expansión, para trayectorias constantes, son también rectas paralelas de pendiente k . A continuación se discuten ambas suposiciones.

De las pruebas 1, 2 y 4 a 6 se obtuvieron las curvas de compresibilidad que aparecen en las figs. 5.1.1 a 5.1.5; estas fueron, en efecto, líneas rectas en la región normalmente consolidada. Los valores de sus pendientes aparecen en la tabla siguiente.

Tabla 5.2.3 Valores de λ determinados en las pruebas 1 a 6

Prueba	w(%)	η_0	λ
1	448	0.0	3.00
2	452	0.0	3.22
4	439	0.5	3.80
5	472	0.75	4.10
6	465	1.00	4.40

Se observa que λ varía entre 3.001 y 4.402, con valor medio de 3.706, y $CV = 0.59$, para probetas de suelo con contenidos de agua muy similares. Además, basados en la fig. 5.2.3 (donde se grafica λ .vs. η), se determina que λ se incrementa conforme η crece, es decir, a mayor esfuerzo desviador, y por tanto mayor distorsión, el suelo se vuelve más deformable. Esto contradice la primera parte de la hipótesis.

La expansión del suelo se investigó en las pruebas 13 y 14, en las que se realizó una descarga y una posterior reconsolidación. Las curvas de compresibilidad y expansión obtenidas en estas pruebas, se muestran en las figs. 5.1.7 y 5.1.8. Se observa en ellas que también la expansión se realiza a través de una línea recta, lo que concuerda con la segunda parte de la hipótesis. El valor de la pendiente de esta línea, así como el de la línea de recompresión, obtenido en cada prueba, aparecen

en la Tabla 5.2.4.

Tabla 5.2.4 Valores de k determinados en las pruebas 13 y 14.
pendiente de la línea
de recompresión

Prueba	w(%)	k	pendiente de la línea de recompresión
13	453	0.641	0.163
14	470	0.717	0.212

HIPOTESIS 4 (véase capítulo 3, pag. 23)

Esta hipótesis supone que existen deformaciones recuperable, tanto volumétricas como distorsionales, dadas por:

$$dc_v^r = -\frac{k dp}{p(1+e_0)} \quad (3.3.8)$$

$$dc_d^r = M_e dq \quad (3.3.9)$$

El hecho de que la curva de expansión sea una recta en el espacio $e-\ln p$, tal y como se estableció en la discusión de la hipótesis 3, confirma la validez de la expresión (3.3.8), pues su integración nos da:

$$e_v^r = -\frac{k}{(1+e_0)} \ln p/p_0 \quad (5.2.1)$$

La cual es la ecuación de una línea recta en el espacio $e_v-\ln p$ y por lo tanto, en el espacio $e-\ln p$. Sin embargo, al estudiar las curvas de compresibilidad y expansión, en escala natural, de las pruebas 13 y 14, que aparecen dibujadas en la fig. 5.2.4, se observa que la tendencia del suelo durante la expansión, es a regresar a su volumen inicial, lo cual indica que la expansión está influida por otros factores además de los elásticos, ya que, al considerar que se ha llevado al suelo más allá de su esfuerzo de cedencia, necesariamente debería

presentarse una deformación volumétrica inelástica apreciable, al descargar totalmente al suelo. Además, las pendientes de las curvas de expansión y recompresión no coinciden. Este comportamiento también se presenta en pruebas de consolidación unidimensional realizadas en el mismo suelo por el Ing. F. Leyte, para su tesis de maestría (LEYTE, 1989), como puede verse en la curva de compresibilidad de una de sus pruebas, que aparece en la fig. 5.2.5. En las mencionadas pruebas se obtuvieron deformaciones volumétricas recuperables de hasta un 70 % de la deformación total, no obstante que la fricción en el anillo restringe la expansión en pruebas de este tipo. Es innegable que deberá investigarse más a fondo sobre este comportamiento.

Por lo que respecta al módulo de deformación elástica, M_e , el cual determina el valor de la deformación distorsional recuperable, los valores encontrados en las pruebas aparecen en la tabla 5.2.5. Además, en la fig. 5.2.6 se han dibujado contra el esfuerzo volumétrico inicial.

Tabla 5.2 5 Valores del módulo de deformación elástica, M_e , determinados en las pruebas 1 a 14.

prueba	η_0	P_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	M_e cm ² /kg
1	0.00	0.550	0.000	0.0230
2	0.00	0.598	0.000	0.0210
3	0.00	0.422	0.000	0.0225
4	0.50	0.611	0.325	0.0290
5	0.75	0.638	0.499	0.0117
6	1.00	0.550	0.523	0.0129
8	0.00	0.100	0.000	0.0185
9	0.00	0.150	0.000	0.0244
10	0.00	0.197	0.000	0.0163
11	0.00	0.250	0.000	0.0325
12	0.00	0.282	0.000	0.0175
13	0.00	0.422	0.000	0.0200
14	0.00	0.493	0.000	0.0220

En la tabla y figura anteriores, se observa que M_e no muestra una tendencia de variación definida, sin embargo, al analizar las pruebas realizadas con $\eta_0 = 0.0$, se nota que, a excepción de la prueba 11, el valor de M_e fué menor para pruebas realizadas dentro de la superficie de cedencia, que para pruebas realizadas fuera de ella, con un valor promedio de $0.0192 \text{ cm}^2/\text{kg}$ para las primeras y de $0.022 \text{ cm}^2/\text{kg}$ para las segundas, lo cual parece indicar que la degradación que sufre el suelo al pasar de la región preconsolidada a la normalmente consolidada, influye en el valor de M_e ; sin embargo, el escaso número de pruebas realizadas impide concluir con certeza al respecto.

En las pruebas 5 y 6, realizadas con (η_0) igual a 0.75 y 1.00, respectivamente, se obtuvieron valores de M_e de 0.0117 y 0.0129 cm^2/kg , lo que parecería indicar que el grado de distorsión dado inicialmente al suelo, disminuye su compresibilidad elástica, pero el hecho de que la prueba 4, con $(\eta_0) = 0.50$, diera un valor de $0.029 \text{ cm}^2/\text{kg}$, introduce incertidumbre en la interpretación de estos resultados.

HIPOTESIS 5 (véase capítulo 3, pag. 23)

Esta hipótesis establece que la trayectoria no drenada de esfuerzos efectivos es de forma parabólica, y está dada por la expresión:

$$\left[\frac{n-\eta_0}{M-\eta_0} \right]^2 = \frac{p_{cs}}{P} \left[\frac{1 - \frac{p_0}{P}}{1 - \frac{p_0}{P_{cs}}} \right] \quad (3.3.10)$$

Para verificar su validez, se comparan a continuación las trayectorias obtenidas en las pruebas 3, 4 y 14, con las trayectorias teóricas dadas por la expresión (3.3.10). Los datos a utilizar son:

Prueba no. 3	Prueba no. 4	Prueba no. 14
$\eta_0 = 0.0$	$\eta_0 = 0.53$	$\eta_0 = 0.0$
$M = 1.833$	$M = 1.833$	$M = 1.833$
$p_0 = 0.422 \text{ kg/cm}^2$	$p_0 = 0.611 \text{ kg/cm}^2$	$p_0 = 0.493 \text{ kg/cm}^2$
$e_f = 11.32$	$e_f = 10.13$	$e_f = 10.97$
$p_{cs} = 0.322 \text{ kg/cm}^2$	$p_{cs} = 0.450 \text{ kg/cm}^2$	$p_{cs} = 0.358 \text{ kg/cm}^2$

los valores de p_{cs} se obtienen de la curva de compresibilidad para el "Estado Crítico", que aparece en la fig. 5.2.6, a partir de e .

En las figs. 5.2.6 a 5.2.8, se grafican tanto las trayectorias de laboratorio como las teóricas, para las tres pruebas arriba citadas. Se observa que la similitud entre las trayectorias teóricas y reales es muy notable, por lo que se concluye que la expresión (3.3.10) es una buena idealización de las trayectorias no drenadas de esfuerzos efectivos del suelo investigado.

Cabe hacer notar que las trayectorias no drenadas dentro de la curva cedencia (es decir, en la región preconsolidada) poseen una forma más cercana a una línea recta, indicando esto deformaciones volumétricas inelásticas muy pequeñas. Además, el esfuerzo volumétrico efectivo en general se incrementó durante la prueba, indicando con esto una tendencia del suelo a expandirse al ser distorsionado.

HIPOTESIS 6 (véase capítulo 3, pag. 23)

Esta hipótesis supone que la expresión (3.3.10) es también la ecuación de la curva de cedencia del suelo. Para verificar esto se obtienen, a partir de las pruebas 1 a 7, los esfuerzos de cedencia que aparecen señalados como p_y en las figs. 5.1.1 a 5.1.6. Con este valor y conociendo las trayectorias (η_0), fue posible obtener el valor del esfuerzo desviador de cedencia, q_y . Estos valores aparecen en la tabla siguiente.

Tabla 5.2.6 Valores de p_y y q_y para las pruebas 1 a 7

Prueba	η_0	p_y kg/cm ²	q_y kg/cm ²
1	0.0	0.370	0.000
2	0.00	0.375	0.000
4	0.50	0.425	0.215
5	0.75	0.415	0.315
6	1.00	0.390	0.390
7	1.25	0.355	0.445

En la fig. 5.2.9 se grafican estos valores, para definir la curva de cedencia experimental del suelo investigado. Para obtener la curva de cedencia teórica, es necesario conocer el valor de la trayectoria de esfuerzos (η_0) que siguió el suelo al formarse. Este dato no se puede obtener experimentalmente, sin embargo, puesto que la curva de cedencia se define como una parábola, observando la curva experimental se aprecia que en efecto posee forma parabólica, con vértice en el punto de intersección con la trayectoria con (η_0) = 0.50, correspondiente a la prueba 4. De aquí se define el (η_0) de la expresión (3.3.10), como igual a 0.50 y por tanto p_0 será igual al p_y de la prueba 4. (esta definición es arbitraria y tiene como único fin el encontrar una ecuación teórica de la curva de cedencia). El valor de p_{cs} se obtiene de la siguiente manera:

- a) De la curva de compresibilidad de la prueba con (η_0) = 0.50 (prueba 4, fig. 5.1.3), se obtiene el valor de la relación de vacíos para un esfuerzo volumétrico igual al de cedencia; esto nos proporciona:

$$p_y = 0.425 \text{ kg/cm}^2 \quad e_y = 11.45$$

- b) Con el valor de e_y se entra a la curva de compresibilidad para el Estado crítico (fig. 5.2.2) y se obtiene el esfuerzo

volumétrico correspondiente, p_{cs} :

$$e_y = 11.45$$

$$p_{cs} = 0.305 \text{ kg/cm}^2$$

Así, con este valor de p_{cs} es posible determinar la curva de cedencia teórica, a partir de la expresión (3.3.10), al utilizar los siguientes valores:

$$\eta_0 = 0.50$$

$$M = 1.833$$

$$p_0 = 0.425 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{cs} = 0.305 \text{ kg/cm}^2$$

La expresión de la curva de cedencia teórica es:

$$q_y = 1.1765 \sqrt{0.425 - p_y} + 0.50 p_y \quad (5.2.2)$$

En la tabla 5.2.8 se muestran los valores de p_y y q_y , tanto teóricos como experimentales, y en la fig. 5.2.9 se grafica, además de la curva de cedencia experimental, la curva de cedencia teórica.

Tabla 5.2.8 Valores teóricos y experimentales de P_y y q_y .

prueba	p_y kg/cm ²	q_y kg/cm ²		error %
		experimental	teórico	
1	0.370	0.000	-0.090	-----
2	0.375	0.000	-0.075	-----
3	0.425	0.213	0.213	0.0
4	0.415	0.315	0.325	3.2
6	0.390	0.390	0.415	6.4
7	0.355	0.445	0.488	9.7

En la tabla anterior se observa que la máxima diferencia entre los valores teóricos y experimentales, es de solo 9.7% .

Además es notable la similitud entre las curvas de cedencia experimental y teórica, lo cual solo puede ser atribuido a una coincidencia, pues (η_0) fué definido de una manera relativamente arbitraria.

De todo lo anterior se concluye que la imposibilidad para encontrar el valor de (η_0) impide que la expresión (3.3.10) sea útil para determinar la curva de cedencia original del suelo; sin embargo, es posible que para las posteriores curvas de cedencia del suelo si sea una buena idealización.

Por otra parte, una vez definida la curva de cedencia experimental y utilizando los resultados de las pruebas 8 a 12, es posible definir la región que delimita los estados de esfuerzos en que puede encontrarse originalmente el suelo investigado sin fallar y sin ceder; esta región se muestra en la Fig. 5.2:10 y está formada por la curva de cedencia y por una recta que delimita la falla en la región preconsolidada y cuya ecuación es:

$$q = 0.678 p + 0.355 \quad (5.2.3)$$

Esta región cambiará de acuerdo a como se modifique la curva de cedencia original.

HIPOTESIS 7 (véase capítulo 3, pag. 24)

En la Fig. 5.2.10 se han dibujado las trayectorias no drenadas de esfuerzos efectivos normalizadas con respecto al esfuerzo volumétrico inicial, p_0 , de las pruebas 1 a 3. Se observa en ella que si bien las curvas no son idénticas entre sí, la similitud en cuanto a forma es notable, por lo para propósitos prácticos la hipótesis 7 puede ser considerada válida.

HIPOTESIS 8 a 10 (véase capítulo 3, pags. 24 a 26)

Las hipótesis 8 a 10 permiten determinar las deformaciones teóricas distorsional y volumétrica, por lo que al comparar estas con las deformaciones medidas, es posible comparar la validez de

dichas hipótesis. Para ello se utilizan los datos obtenidos de las pruebas 3 y 4.

Las deformaciones medidas corresponden a una prueba triaxial consolidada-no drenada, donde la deformación volumétrica es cero, por lo que sólo se comparan la deformación distorsional experimental con la teórica, dada por la expresión:

$$dc_d = dc_d^r + dc_d^p \quad (5.2.3)$$

donde:

$$dc_d^r = M_0 dq \quad (3.3.9)$$

$$dc_d^p = (dc_d^p)_{oc} + (dc_d^p)_{nc} \quad (3.3.5)$$

$$(dc_d^p)_{oc} = \frac{2k \left(\frac{p}{p_{cs}} \right) (n - \eta_0) dn}{M^2 (1+e) (2P_{o/p} - 1) [(M - \eta_0) - (n - \eta_0)p/p_{cs}]} \quad (3.3.25)$$

$$(dc_d^p)_{nc} = 0 \quad (\text{para una prueba no drenada})$$

Puesto que la expresión (5.2.3) da un incremento diferencial de deformación inelástica, para encontrar la deformación total es necesario realizar una integración numérica, utilizando, paso por paso, pequeños incrementos de esfuerzos. así, la forma numérica de la expresión (5.2.3) es:

$$(\Delta c_d)_i = M_0 (q_i - q_0) + \frac{2k \left(\frac{p_i}{p_{cs}} \right) (n_i - \eta_0) \Delta n_i}{M^2 (1+e) (2P_{o/p_i} - 1) [(M - \eta_0) - (n_i - \eta_0)p_i/p_{cs}]}$$

$$(c_d)_N = \sum (\Delta c_d)_i$$

donde:

- i , subíndice que señala el número de incremento de esfuerzos
- $\Delta q_i, \Delta p_i$, iésimo incremento de esfuerzos desviador y volumétrico
- $(\Delta \epsilon_d)_i$, incremento de deformación distorsional, para el iésimo incremento de esfuerzos
- q_i, p_i , esfuerzos volumétrico y desviador para el iésimo incremento, determinados a partir de la ecuación teórica de la trayectoria de esfuerzos (expresión 3.3.10)
- Δn_i , relación $\Delta q_i / \Delta p_i$
- $(\epsilon_d)_N$, deformación distorsional total para el enésimo incremento

El resto de las literales tienen el mismo significado ya señalado en incisos anteriores.

Los valores de los parámetros utilizados en la determinación de la deformación distorsional teórica para las pruebas 2 a 4, aparecen en la tabla siguiente.

5.2.9 Parámetros utilizados para la determinación teórica de ϵ_d

Prueba	η_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	P_{CS} kg/cm ²	M	M_0 cm ² /kg	e_0	k
2	0.00	0.598	0.000	0.458	1.833	0.020	10.07	0.679
3	0.00	0.422	0.000	0.322	1.833	0.020	11.32	0.679
4	0.53	0.611	0.325	0.450	1.833	0.025	10.13	0.679

En las Figs. 5.2.12 a 5.2.14 se han dibujado las curvas experimentales y teóricas para las pruebas antes mencionadas. Además, en la Fig. 5.2.15 aparece la gráfica del porcentaje de error entre deformación teórica y real vs. el incremento de esfuerzo desviador, Δq , normalizado con respecto al de falla, $\Delta q / \Delta q_f$. En esta figura se aprecia que el modelo predice deformaciones inelásticas mayores que las reales, con un error promedio de 30% para valores de $\Delta q / \Delta q_f$ menores de 0.35. Este

porcentaje de error es inapropiado para propósitos prácticos, por lo que se concluye que las relaciones supuestas en las hipótesis 8 a 10 entre los incrementos de deformación inelástica, distorsional y volumétrica, no son válidos.

FIGURAS CAPITULO 5
(PRESENTACION DE RESULTADOS)

Tabla 5.2 Datos de la etapa de consolidación, prueba 1 N°=0.0

INC N°	Δq kg/cm	q kg/cm	Δp kg/cm	p kg/cm	Δv cm	Δe_v	e_v	Δe	e	
0			0	0	0	0	0	0	12.11	
1			0.0704	0.0704						
2			0.0035	0.106	0.267		0.038	0.038	12.07	
3			0.0493	0.155	0.601		0.0065	0.085	12.02	
4			0.0704	0.226	1.313		0.0142	0.187	11.92	
5			0.0704	0.296	2.158		0.0234	0.31	11.80	
6			0.0704	0.367	3.872		0.0420	0.55	11.56	
7			0.0704	0.437	6.364		0.069	0.90	11.21	
8			0.0704	0.507	9.145		0.0991	1.30	10.81	
9			0.0422	0.549	11.241		0.1219	1.60	10.51	

Tabla 5.3 Datos de la etapa de consolidación, prueba 2 N°=0.0

INC. Nº	Δq kg/cm ²	q kg/cm ²	Δp kg/cm ²	p kg/cm ²	Δv cm ³	$\Delta \epsilon_v$	ϵ_v	Δe	e
0			0	0	0	0	0	0	12.13
1			0.0704	0.0704	0.36		0.004	0.049	12.08
2			0.0704	0.140	0.71		0.007	0.097	12.03
3			0.0704	0.210	1.53		0.0158	0.208	11.92
4			0.0704	0.282	2.29		0.024	0.312	11.82
5			0.0704	0.352	3.92		0.038	0.533	11.60
6			0.0709	0.422	6.12		0.063	0.833	11.30
7			0.0704	0.493	9.62		0.100	1.31	10.82
8			0.0704	0.563	12.63		0.131	1.72	10.41
9			0.0350	0.598	15.14		0.1569	2.06	10.07

73

Tabla 5.4 Datos de la etapa de consolidación, prueba 3 N°=0.0

INC. N°	Δq kg/cm ²	q kg/cm ²	Δp kg/cm ²	p kg/cm ²	Δv cm	Δe_v	e_v	Δe	e
0			0	0					12.42
1			0.1056	0.1056	1.157		0.0119	0.1598	12.26
2			0.1759	0.2815	3.071		0.0316	0.420	12.0
3			0.1407	0.422	7.97		0.0821	1.10	11.32

76

Tabla 5.5 Datos de la etapa de consolidación prueba 4 N°=0.50

INC. N°	Δq kg/cm ²	q kg/cm ²	Δp kg/cm ²	p kg/cm ²	Δv cm ³	ϵ_v	Δe	e	δ mm	ϵ_x
0	0.0	0.0	0.0	0.0				12.16		
1	0.042	0.0422	0.0845	0.0845	0.289	0.003	0.41	12.12	0.295	
2	0.0423	0.0845	0.0845	0.169	0.579	0.0063	0.082	12.08	0.59	0.0067
3	0.0923	0.1268	0.085	0.254	1.580	0.0171	0.225	11.94	1.143	0.0130
4	0.0426	0.1644	0.085	0.339	3.071	0.0332	0.437	11.72	1.826	0.0208
5	0.0426	0.212	0.0860	0.425	5.184	0.0561	0.738	11.42	2.887	0.0329
6	0.043	0.255	0.0870	0.512	8.522	0.0922	1.213	10.95	4.331	0.0494
7	0.0280	0.283	0.056	0.568	11.548	0.125	1.644	10.52	5.891	0.0671
8	0.0210	0.304	0.0430	0.611	14.262	0.1544	2.031	10.13	7.631	0.087

Tabla 5.7 Datos de la etapa de consolidación prueba 6 N°=1.0

INC. N°	Δq kg/cm ²	q kg/cm ²	Δp kg/cm ²	p kg/cm ²	Δv cm ³	ϵ_v	Δe	e	δ mm	ϵ_x
0								12.20		
1	10.0854	0.0854	0.084	0.084	0.846	0.0096	0.1264	12.07	0.28	0.003
2	0.0854	0.1708	0.085	0.170	1.691	0.0191	0.253	11.95	0.74	0.0085
3	0.0847	0.256	0.0845	0.2545	2.448	0.0277	0.366	11.83	1.505	0.0172
4	0.0854	0.3409	0.0848	0.3393	3.605	0.0408	0.5391	11.66	2.485	0.0284
5	0.0868	0.4277	0.0852	0.4261	6.386	0.0723	0.955	11.25	4.420	0.0506
6	0.0857	0.5134	0.0849	0.511	12.278	0.1385	1.84	10.36	9.185	0.1051
7	0.0533	0.5667	0.0529	0.5639	15.332	0.1735	2.2916	9.908	11.875	0.1359

Tabla 5.6 Datos de la etapa de consolidación, prueba 5 N°=0.75

INC. N°	Δq kg/cm ²	q kg/cm ²	Δp kg/cm ²	p kg/cm ²	Δv cm ³		ϵ_v	Δe	e	
0								12.180		
1	0.049	0.049	0.066	0.066	0.49	0	0.072	12.11	0.117	0.0013
2	0.051	0.100	0.065	0.131	0.98	0.0107	0.143	12.04	0.397	0.0044
3	0.054	0.1586	0.075	0.206	1.420	0.0166	0.218	11.96	0.803	0.0089
4	0.0704	0.2289	0.094	0.300	2.58	0.0286	0.378	11.80	1.537	0.0171
5	0.0667	0.2956	0.0491	0.3941	4.339	0.0474	0.635	11.55	2.557	0.0284
6	0.0633	0.3589	0.0844	0.4785	7.83	0.0856	1.146	11.03	4.477	0.0497
7	0.0704	0.4293	0.0958	0.5723	12.95	0.1415	1.895	10.29	7.987	0.0887
8	0.0427	0.472	0.0563	0.6286	16.31	0.1782	2.39	9.793	10.622	0.1179

82

Tabla 5.8 Datos de la etapa de consolidación, prueba 7 N° 1.25

INC. N°	Δq kg/cm ²	q kg/cm ²	Δp kg/cm ²	p kg/cm ²	Δv cm ³	ϵ_v	Δe	e	δ mm	ϵ_x
0								12.44		
1	0.0906	0.0906	0.0725	0.0725	0.579	0.006	0.079	12.36	0.39	0.0041
2	0.0907	0.1813	0.0724	0.1449	1.1570	0.0118	0.158	12.28	0.78	0.0082
3	0.0909	0.2722	0.0722	0.2171	1.9803	0.0201	0.271	12.17	1.508	0.0159
4	0.0909	0.3631	0.0727	0.2898	2.982	0.0303	0.408	12.03	2.583	0.0273
5	0.0907	0.4538	0.0726	0.3624	4.940	0.0503	0.676	11.76	4.11	0.0434
6	0.091	0.5448	0.0728	0.4352	9.1670	0.0933	1.25	11.186	7.730	0.0816

08

Tabla 5.9 Datos de la etapa de consolidación, prueba 13 N°=0.0

INC. N°	Δq kg/cm ²	q kg/cm ²	Δp kg/cm ²	p kg/cm ²	Δv cm ³		ev	Δe	e	
0									12.53	
1	0.0	0.0	0.1056	0.1056	0.98		0.0102	0.258	12.39	
2			0.1056	0.211	1.96		0.0204	0.277	12.25	
3			0.1056	0.3167	4.25		0.0442	0.599	11.93	
4			0.1050	0.422	8.34		0.0869	1.176	11.35	
5			0.0703	0.493	11.90		0.1239	1.678	10.852	
6			0.1056	0.387	10.75		0.1119	1.515	11.02	
7			0.1056	0.2815	9.19		0.0957	1.30	11.23	
8			0.1056	0.1760	6.74		0.0702	0.948	11.58	
9			0.0703	0.1056	4.03		0.0419	0.568	11.96	
10			0.1056	0.211	5.56		0.0579	0.384	11.74	
11			0.1056 0.1056	0.317 0.422	7.25 9.06		0.0755 0.0943	1.022 1.28	11.51 11.25	

Tabla 5.10 Datos de la etapa de consolidación, prueba 14 N°=0.0

INC. Nº	Δq kg/cm ²	q kg/cm ²	Δp kg/cm ²	p kg/cm ²	Δv cm ³		ϵ_v	Δe	e	
0			0						12.26	
1			0.0704	0.0704	0.49		0.0051	0.0678	12.192	
2			0.0704	0.141	0.98		0.0102	0.136	12.124	
3			0.0704	0.211	1.42		0.0149	0.197	12.06	
4			0.0704	0.282	2.54		0.0265	0.3517	11.91	
5			0.0704	0.352	4.65		0.0486	0.644	11.62	
6			0.0704	0.422	7.19		0.079	0.995	11.265	
7			0.0704	0.493	10.12		0.1057	1.40	10.86	
8			0.0704	0.422	9.50		0.0992	1.32	10.94	
9			0.1056	0.317	8.17		0.0853	1.131	11.13	
10			0.1056	0.211	6.21		0.0648	0.86	11.40	
11			0.1056	0.1056	3.07		0.0321	0.43	11.84	
12			0.1056	0.2112	4.52		0.0472	0.63	11.63	
13			0.1056	0.317	6.19		0.0646	0.86	11.40	
14			0.1056	0.4226	8.01		0.0836	1.11	11.15	
15			0.0704	0.495	9.35		0.0976	1.29	10.97	

PRUEBA No.	PROF. m	n ₀	S _t	γ _m ³ l/m	W %	e ₀	G %
1	1.70	0.0	2.65	1.11	448	12.11	98

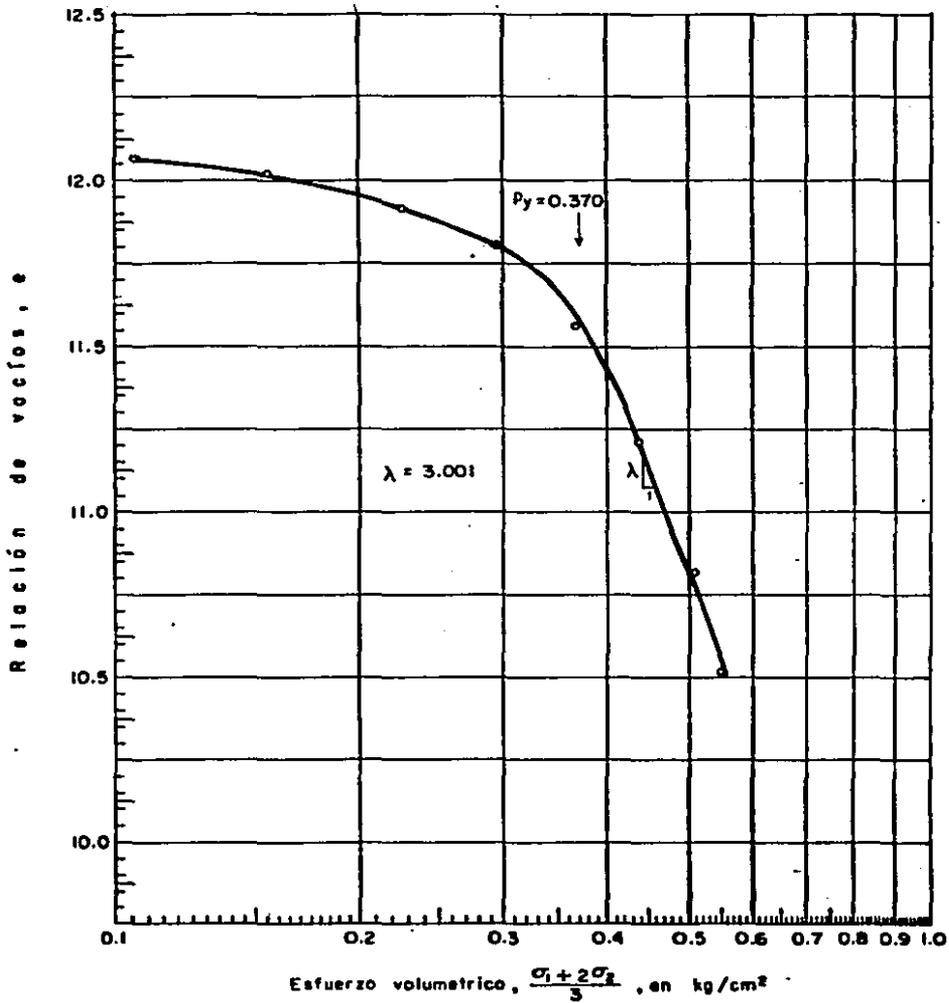


Fig. 5.1) Curva de compresibilidad , PRUEBA 1

PRUEBA No.	PROF. m	n_0	S_s	γ_{m^3} t/m	W %	e_0	G %
2	1.70	0.0	2.65	1.11	452	12.13	99

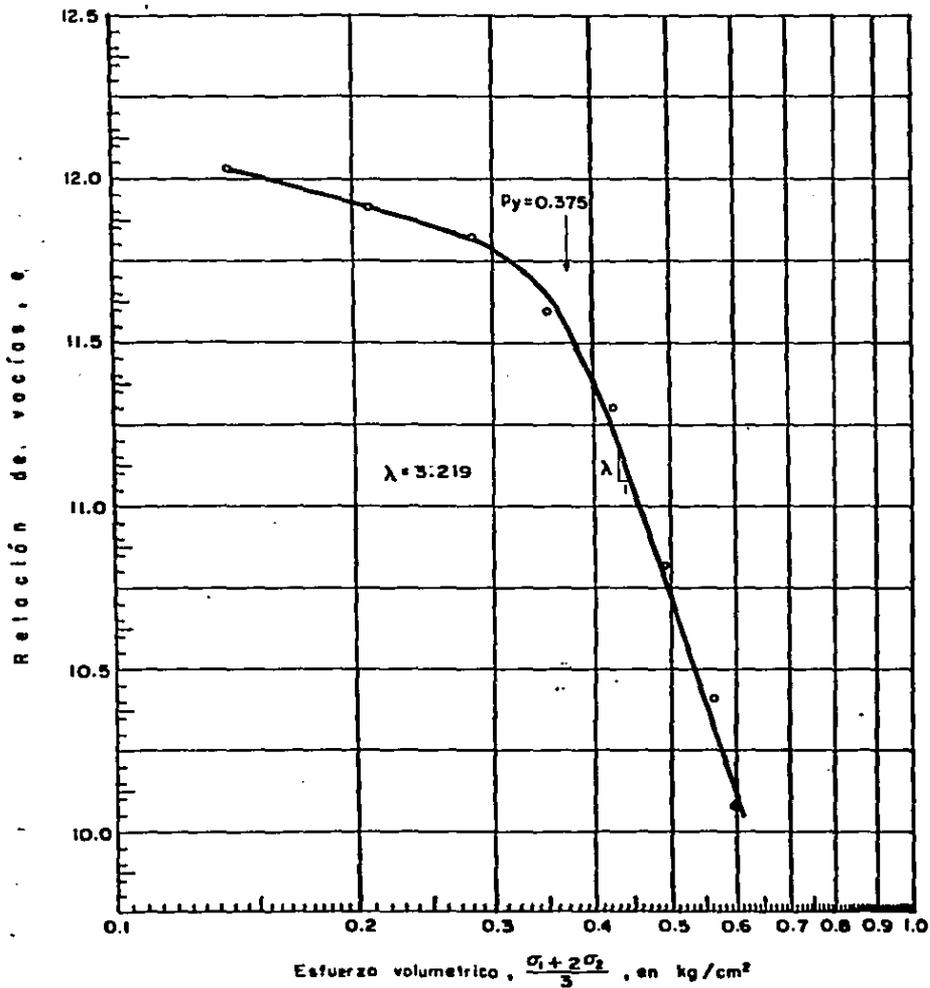


Fig. 5.1.2 Curva de compresibilidad , PRUEBA 2

PRUEBA No.	PROF. m	n_0	S_s	γ_{m^3} t/m	W %	e_0	G %
4	1.70	0.50	2.65	1.09	4	12.16	90

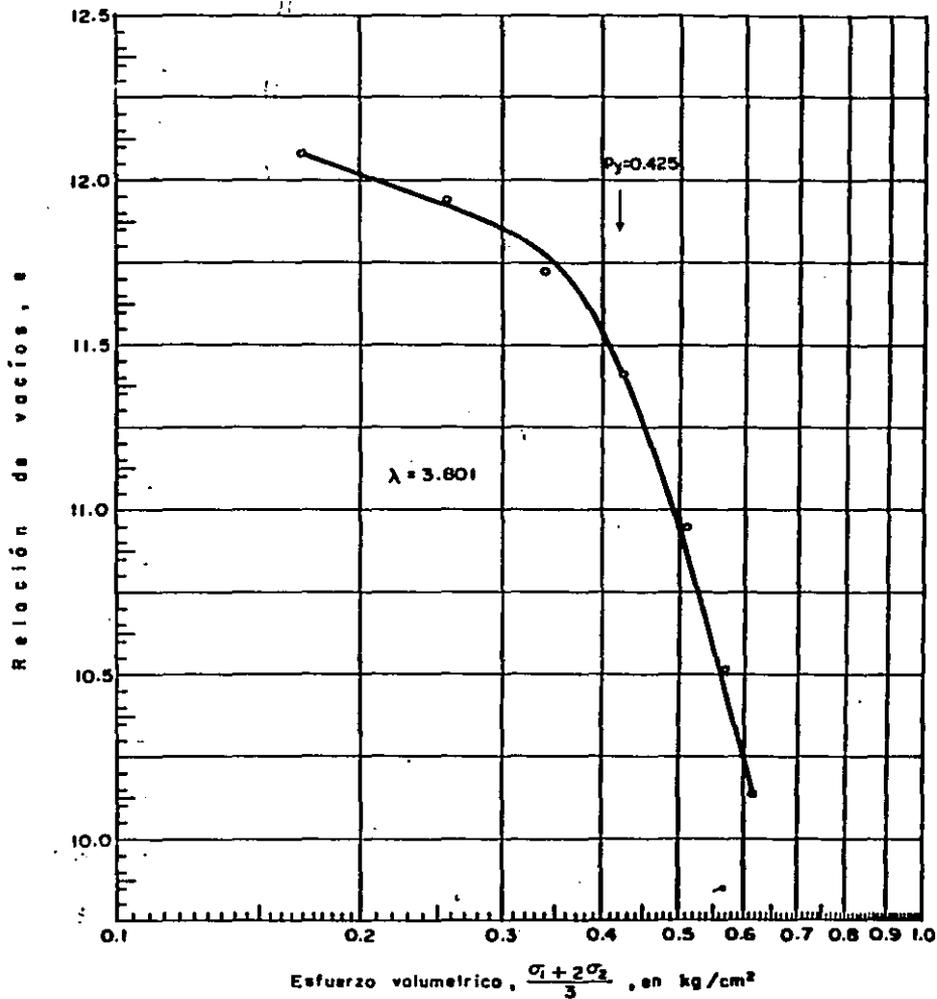


Fig. 5.1.3 Curva de compresibilidad, PRUEBA 4

PRUEBA No.	PROF. m	n_0	S_s	γ_{m^3} t/m	W %	e_0	G %
5	1.70	0.75	2.65	1.13	472	12.18	100

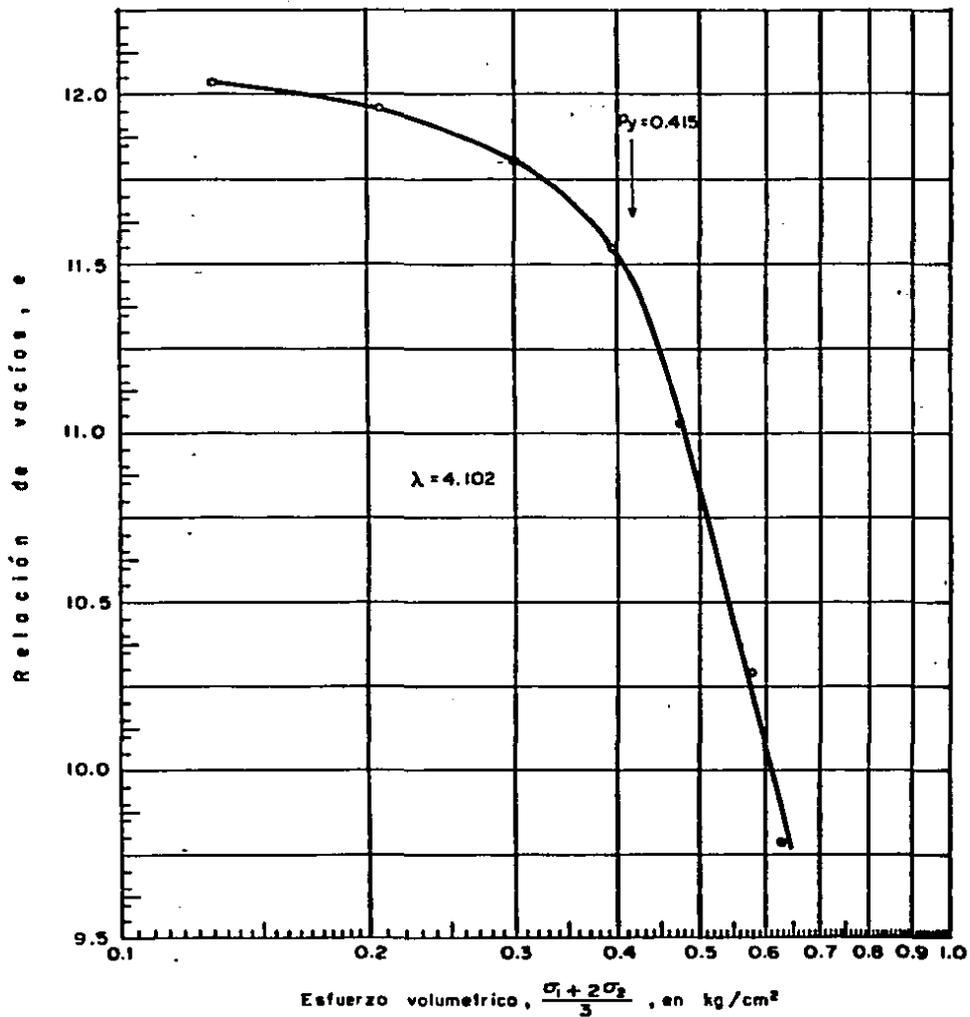


Fig. 5.1.4 Curva de compresibilidad , PRUEBA 5

PRUEBA No.	PROF. m	n_0	S_s	γ_{m^3} l/m	W %	e_0	G %
6	1.70	1.0	2.65	1.13	465	12.20	100

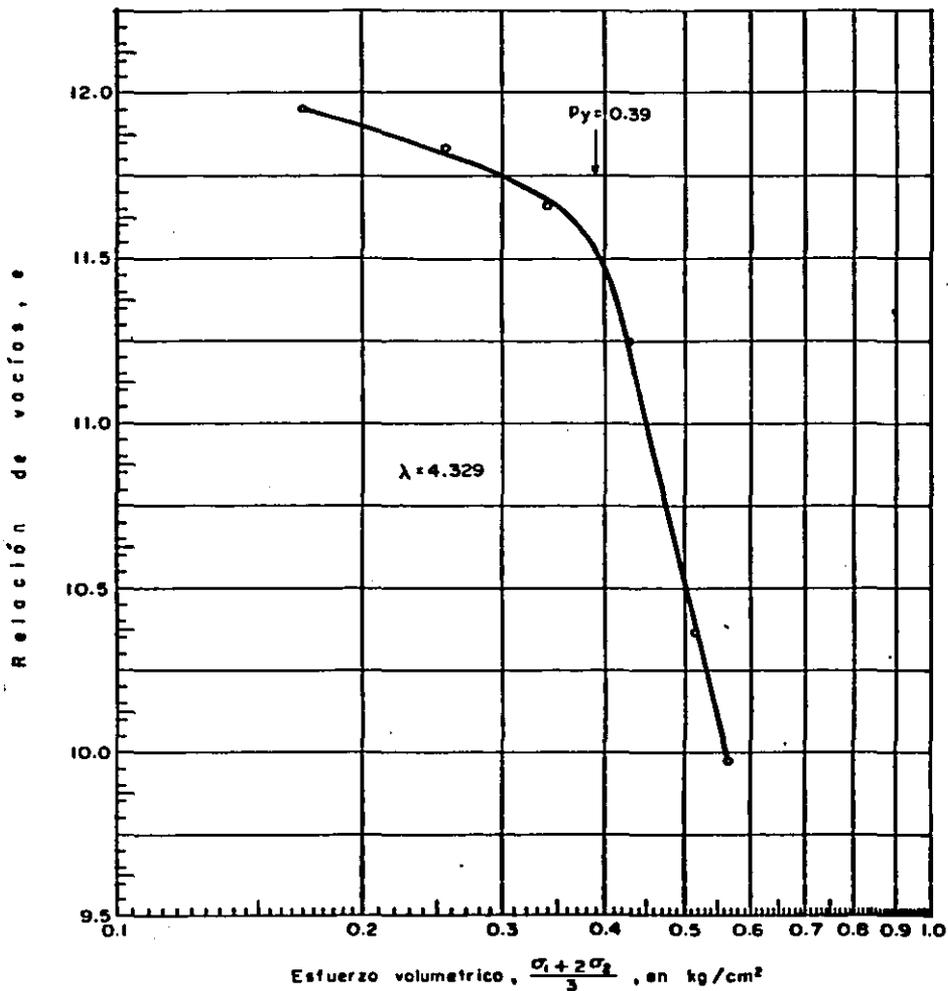


Fig. 5.15 Curva de compresibilidad , PRUEBA 6

PRUEBA No.	PROF. m	n_0	S_s	γ_{m^3} t/m	W %	e_0	G %
7	1.70	1.25	2.65	1.10	456	12.44	97

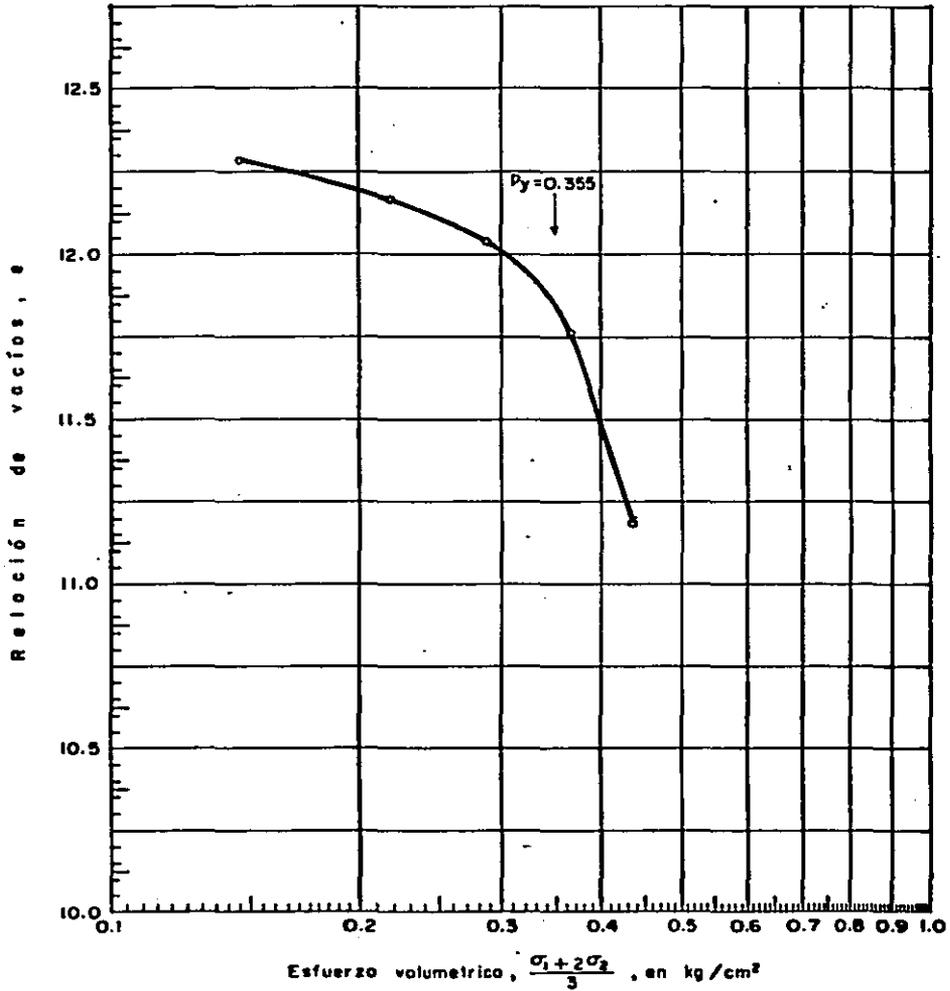


Fig. 5.16 Curva de compresibilidad, PRUEBA 7

PRUEBA No.	PROF. m	n_0	S_s	γ_{m^3} / m	W %	e_0	G %
13	1.70	0.0	2.65	1.11	453	12.26	98

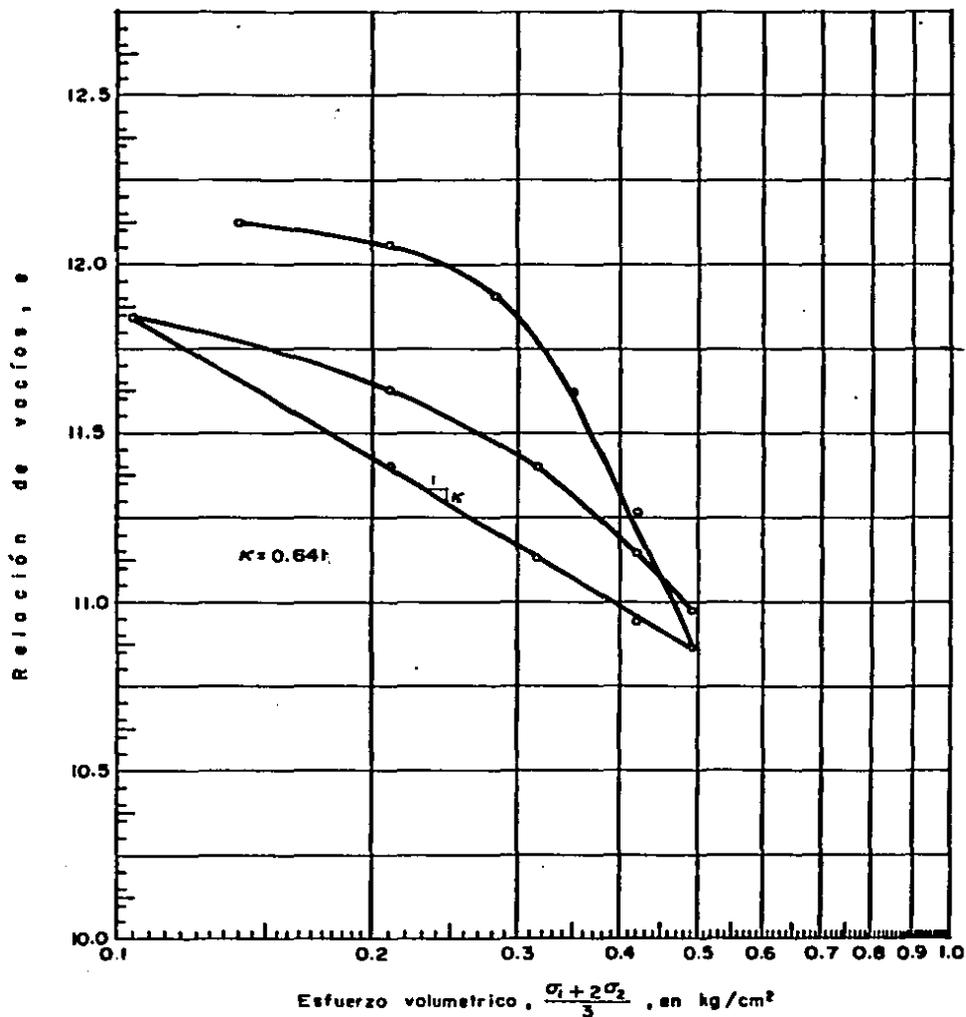


Fig. 5.1.7 Curva de compresibilidad , PRUEBA 13

PRUEBA No.	PROF. m	n ₀	S _s	γ m ³ t/m	W %	e ₀	G %
14	1.70	0.0	2.65	1.12	470	12.53	99

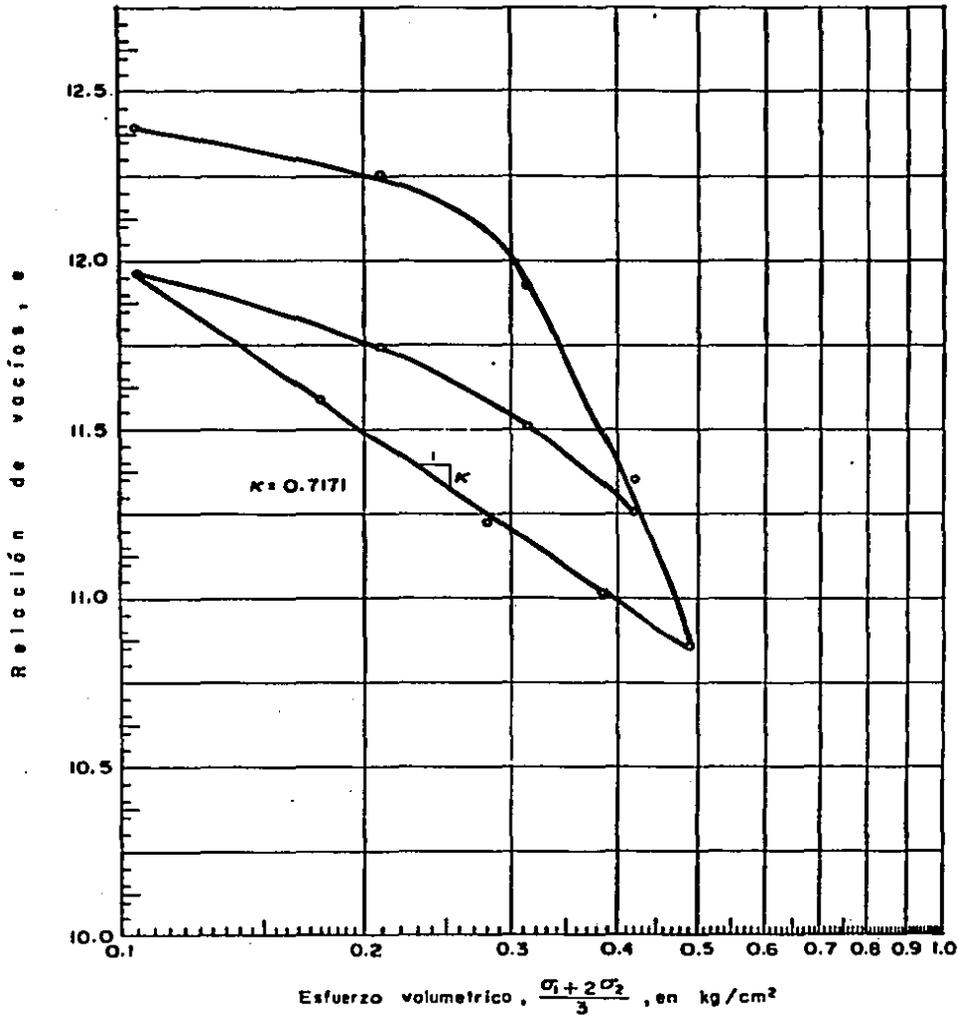


Fig.5.1.8 Curva de compresibilidad , PRUEBA 14

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_e cm ² /kg
1	0.0	0.5497	0.0	0.474	0.785	0.350	0.365	5.3	0.0230

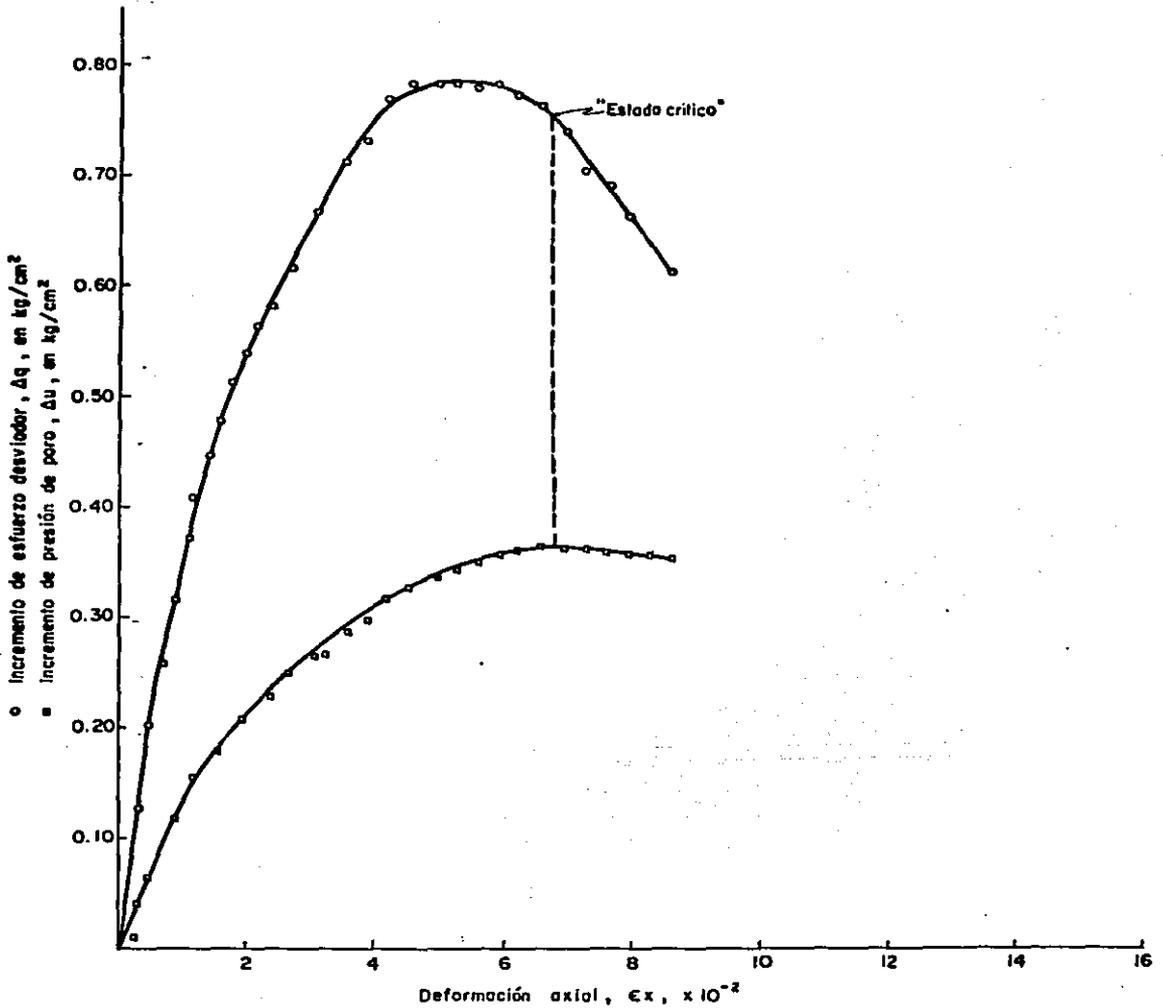


Fig. 5.19 Curvas esfuerzo desviador-deformación y presión de poro-deformación, Prueba I

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_0 cm ² /kg
2	0.0	0.598	0.0	0.435	0.744	0.415	0.42	7.5	0.021

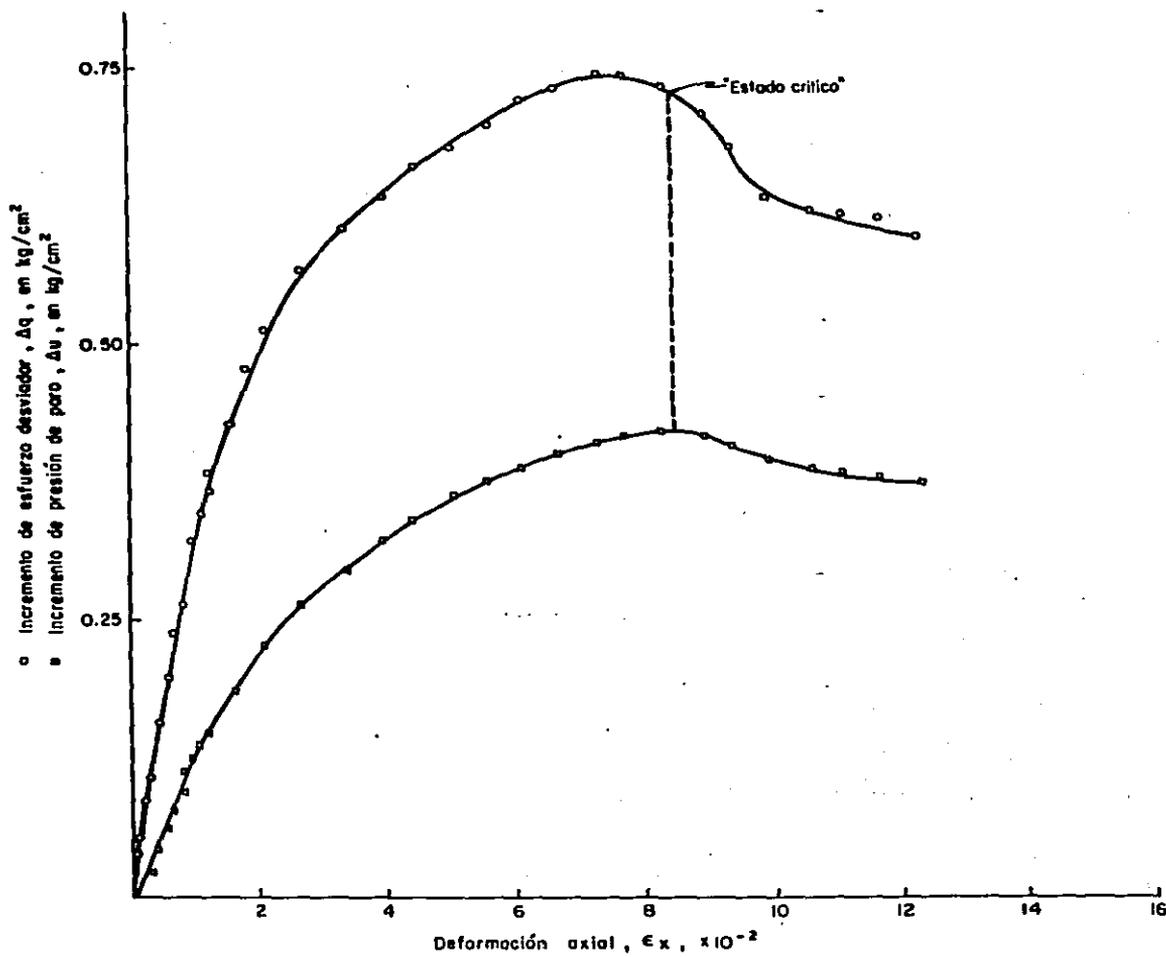


Fig. 5.1.10 Curvas esfuerzo desviador-deformación y presión de poro-deformación, Prueba 2

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_e cm ² /kg
3	0.0	0.4222	0.0	0.3398	0.675	0.3072	0.3092	4.80	0.0225

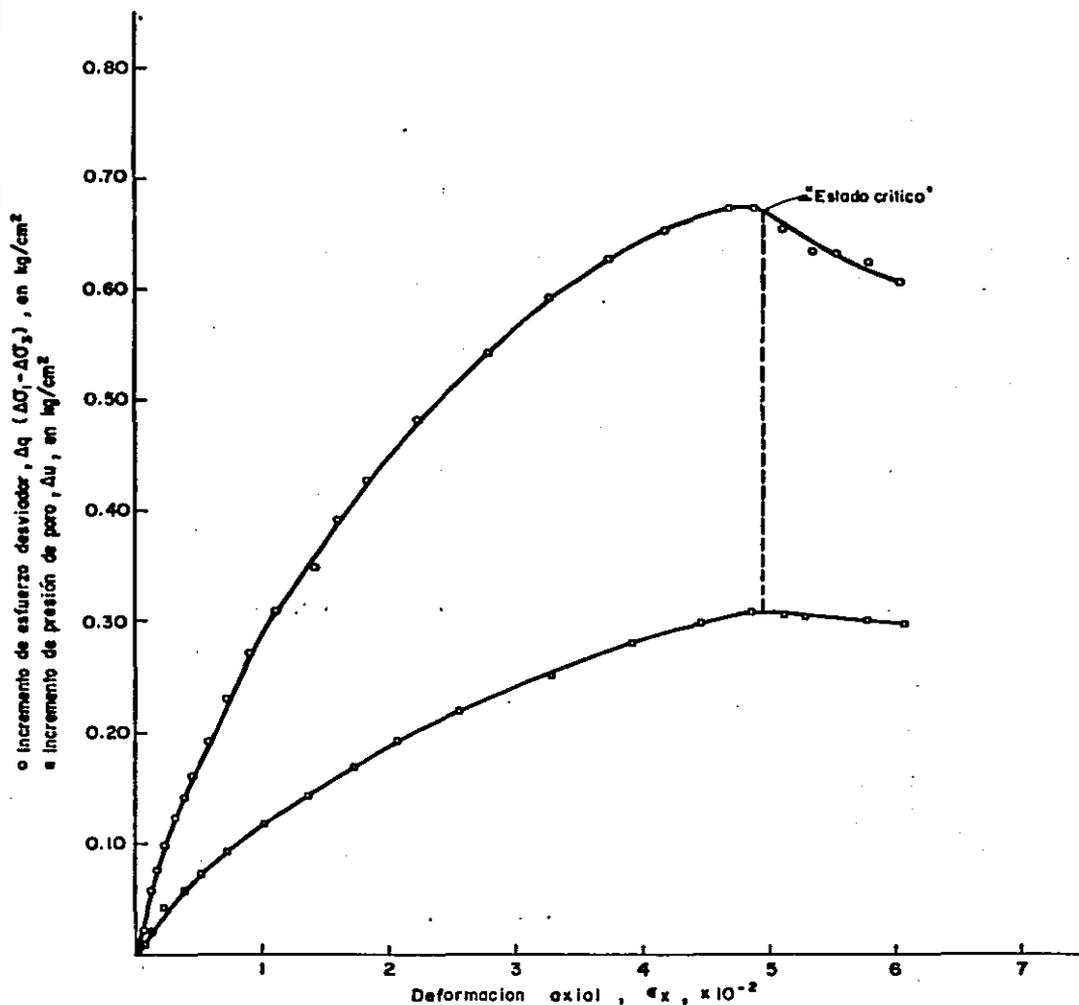


Fig.5.1.11 Curvas esfuerzo desviador vs. deformación y presión de poro vs. deformación. PRUEBA 3

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_e cm ² /kg
4	0.50	0.6114	0.3246	0.486	0.7796	0.280	0.30	4.10	0.0290

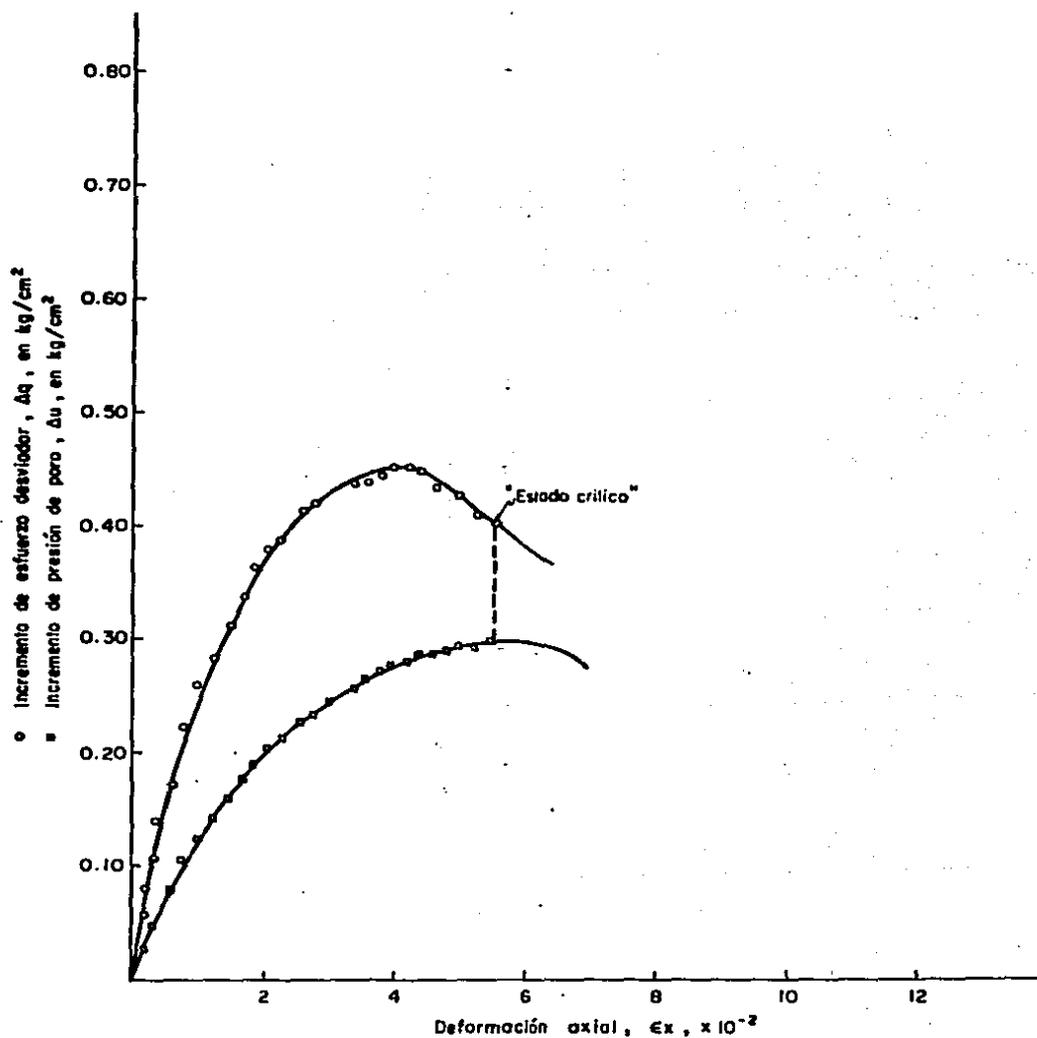


Fig. 5.112 Curvas esfuerzo desviador-deformación y presión de poro-deformación, Prueba 4

PRUEBA No.	n_0	P_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	P_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_e cm ² /kg
5	0.75	0.6378	0.499	0.5813	0.8742	0.1816	0.290	1.25	0.0117

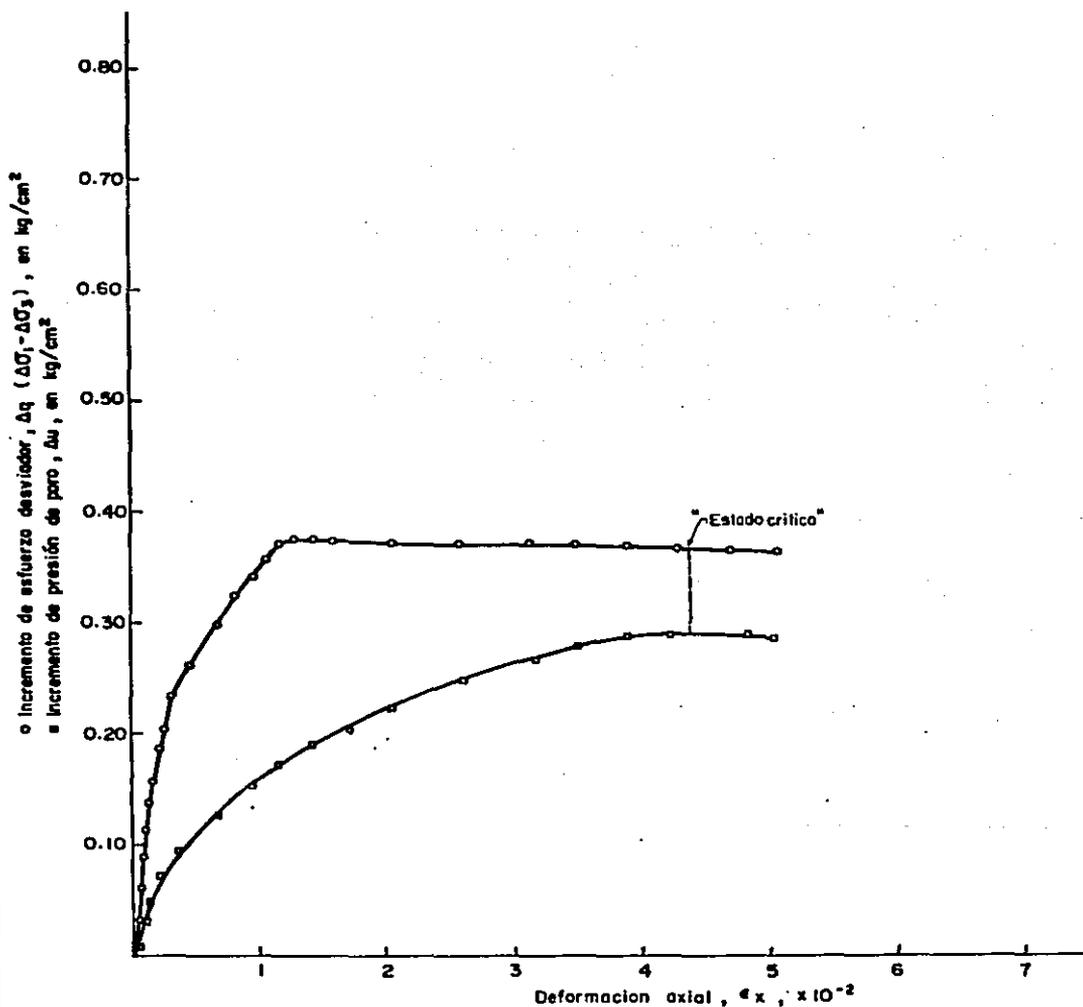


Fig. 5.113 Curvas esfuerzo desviador vs. deformación y presión de poro vs. deformación. PRUEBA 5

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_e cm ² /kg
6	1.0	0.550	0.523	0.466	0.851	0.194	0.225	2.4	0.0129

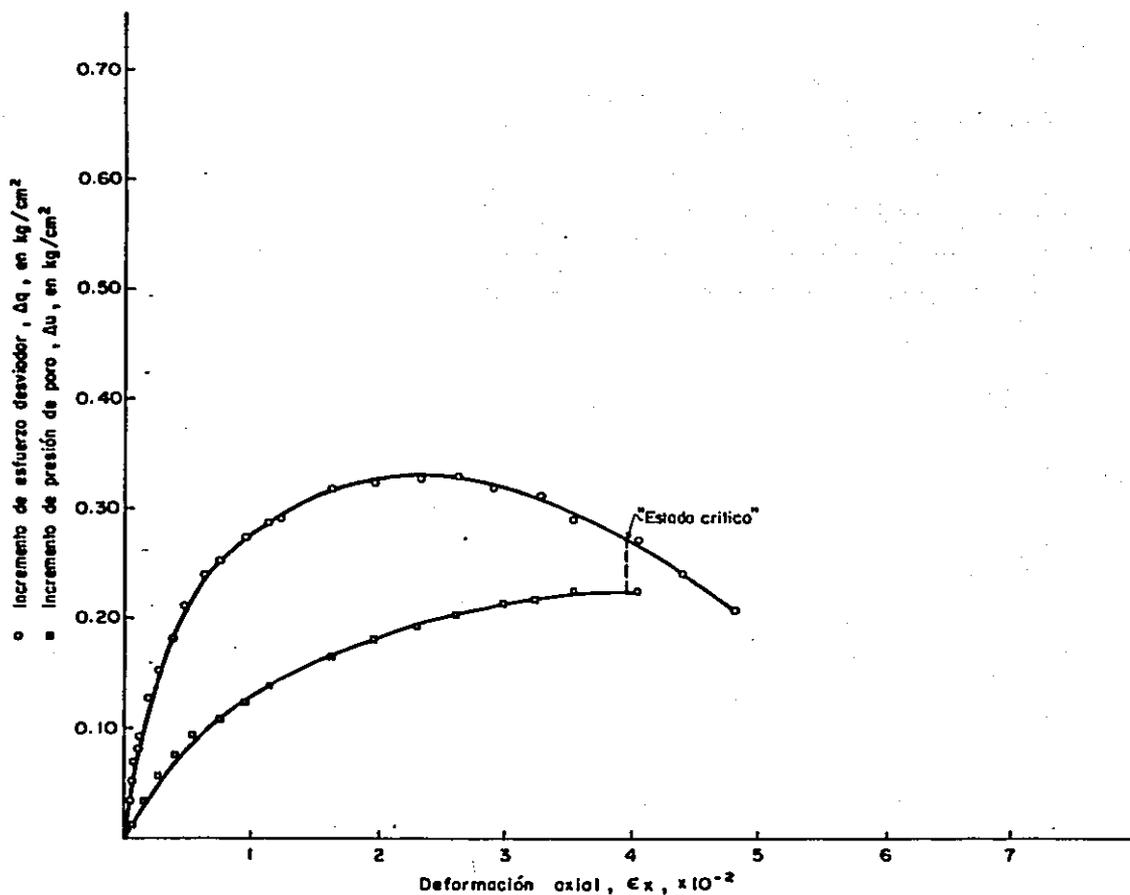


Fig.5.1.14 Curvas esfuerzo desviador-deformación y presión de poro-deformación, Prueba 6

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_e cm ² /kg
8	0.0	0.10	0.0	0.1286	0.413	0.10911	0.10911	1.70	0.0185

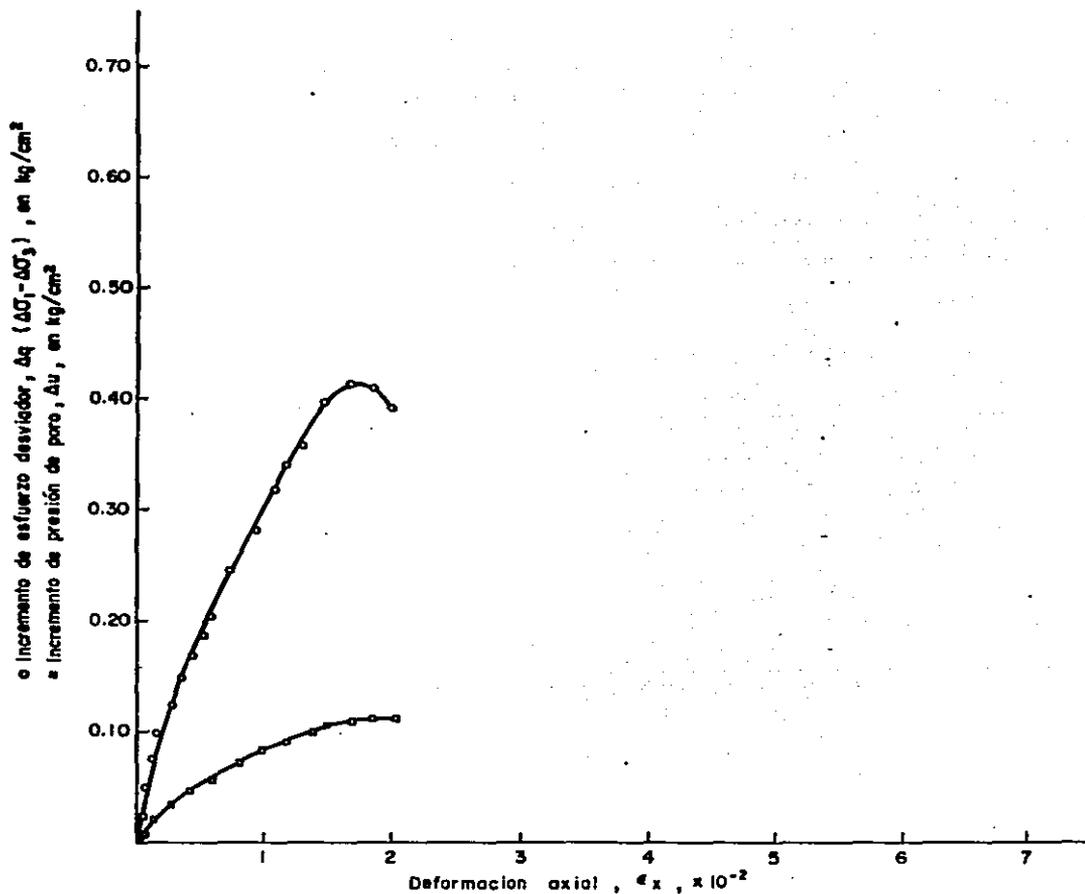


Fig. 5.1.15 Curvas esfuerzo desviador vs. deformación y presión de poro vs. deformación. PRUEBA 8

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_0 cm ² /kg
9	0.0	0.15	0.0	0.151	0.450	0.15	0.150	2.15	0.0244

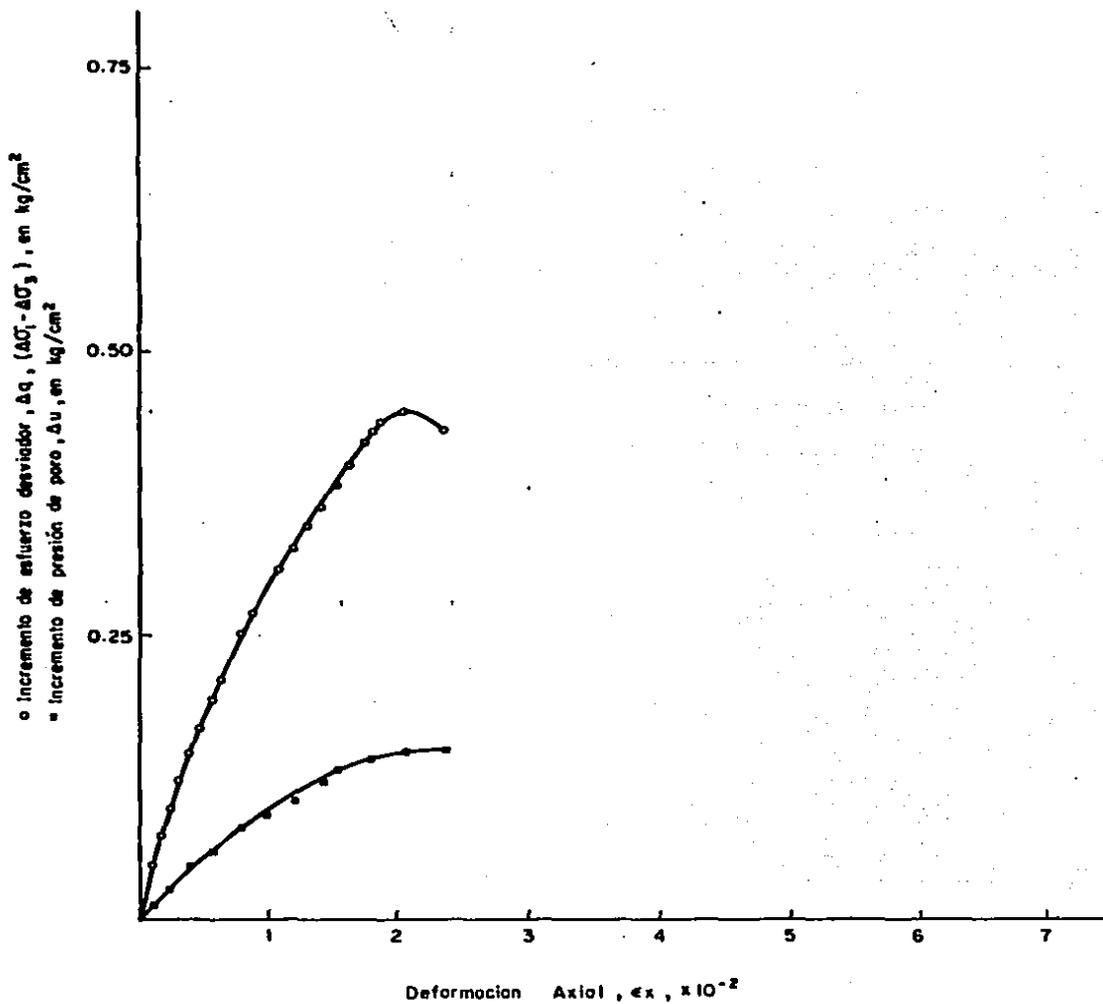


Fig.5.1.16 Curvas esfuerzo desviador vs. deformación y presión de poro vs. deformación. Prueba 9

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	e_f %	M_e cm ² /kg
10	0.0	0.197	0.0	0.197	0.496	0.165	0.165	1.95	0.0163

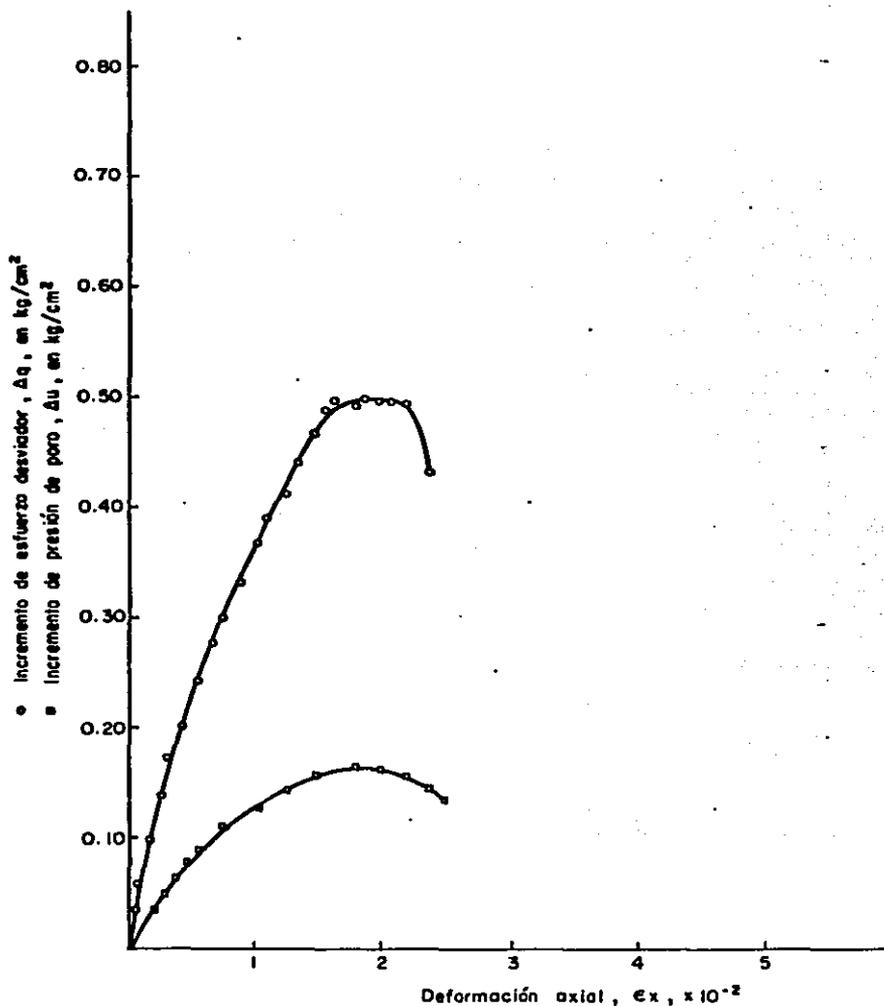


Fig. 5.1.17 Curvas esfuerzo desviador-deformación y presión de poro-deformación, Prueba 10

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_e cm ² /kg
II	0.0	0.25	0.0	0.221	0.525	0.204	0.204	3.65	0.0325

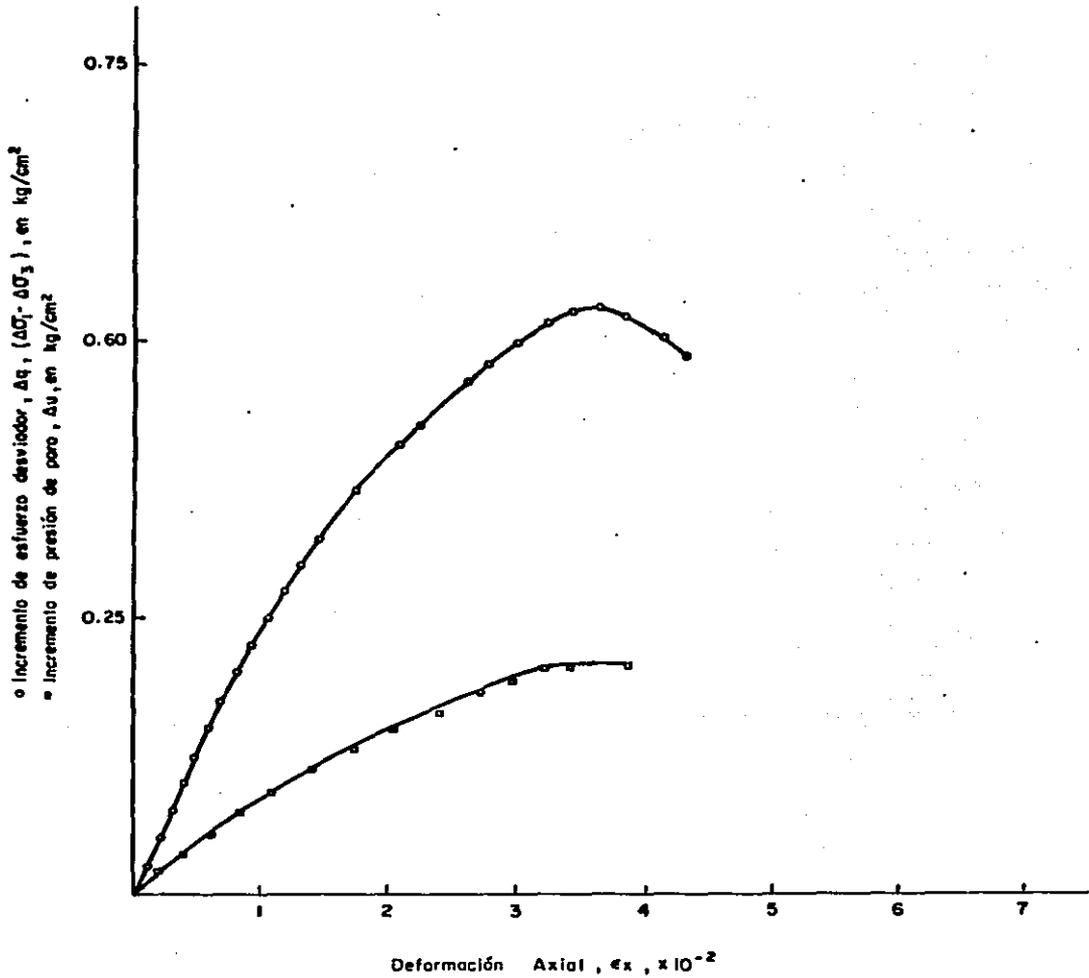


Fig.5.1.18 Curvas esfuerzo desviador vs. deformación y presión de poro vs. deformación. Prueba II

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_e cm ² /kg
12	0.0	0.2815	0.0	0.2742	0.625	0.216	0.216	3.0	0.0175

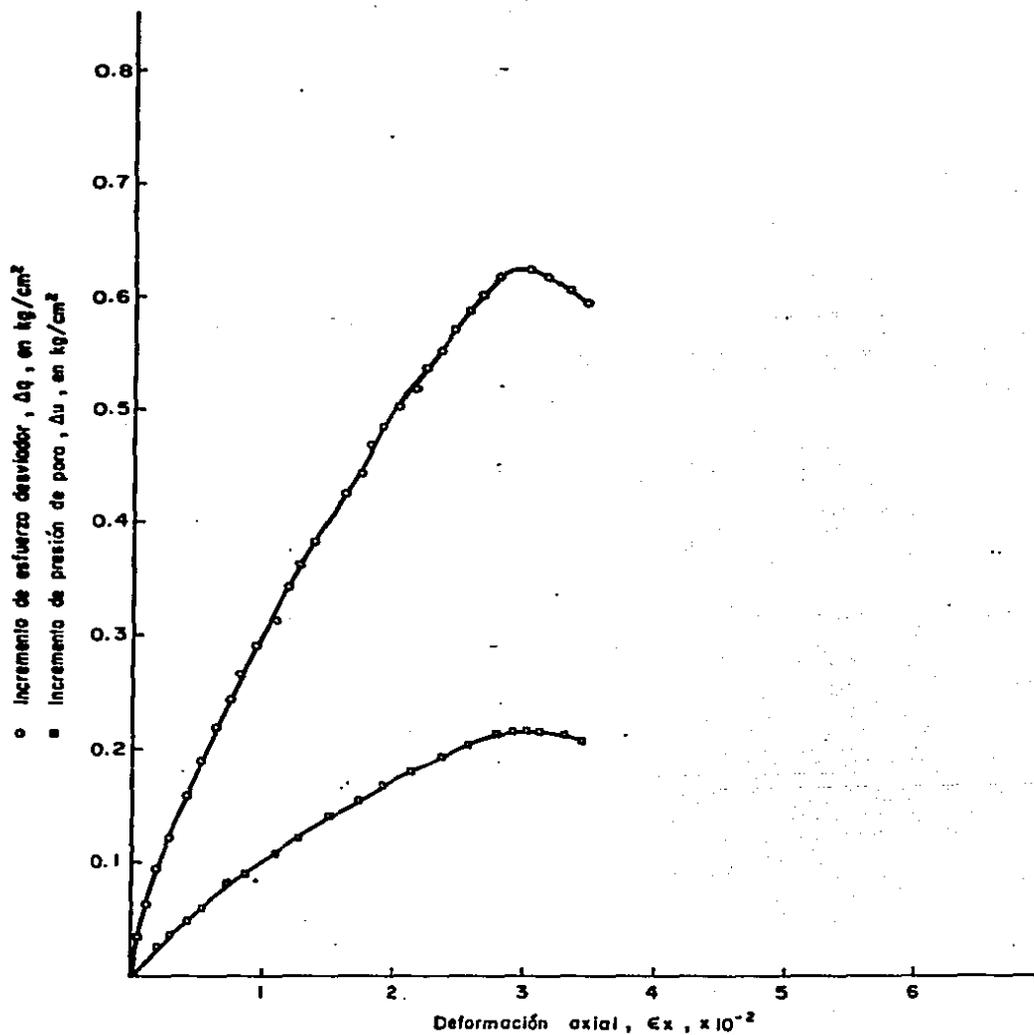


Fig.5.1.19 Curvas esfuerzo desviador-deformación y presión de poro-deformación, Prueba 12

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_g cm ² /kg
13	0.0	0.422	0.0	0.368	0.659	0.2737	0.2815	4.0	0.020

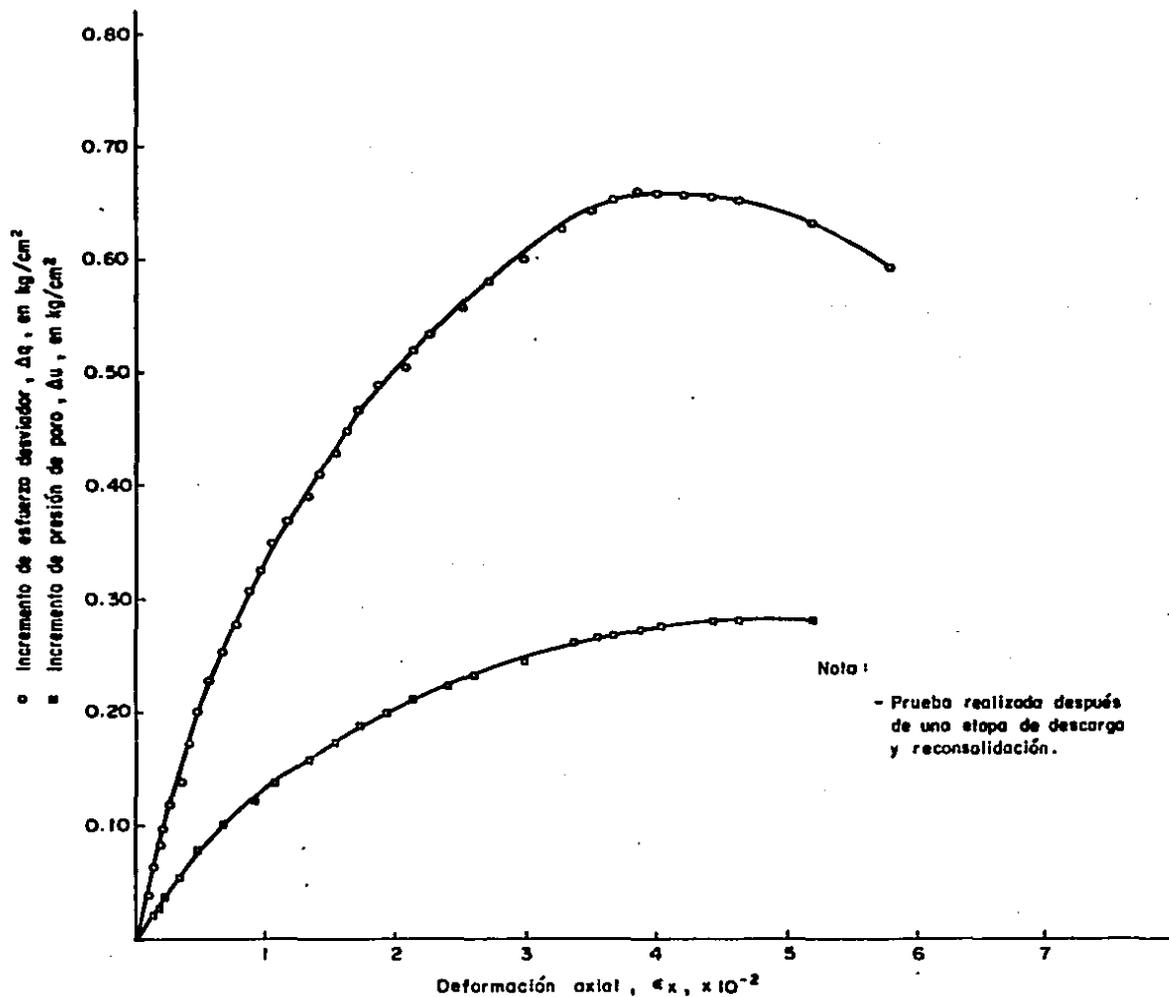


Fig. 5.1.20 Curvas esfuerzo desviador - deformación y presión de poro - deformación, Prueba 13

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	e_f %	M_e cm ² /kg
14	0.0	0.4926	0.0	0.2926	0.603	0.4011	0.4011	6.60	0.0220

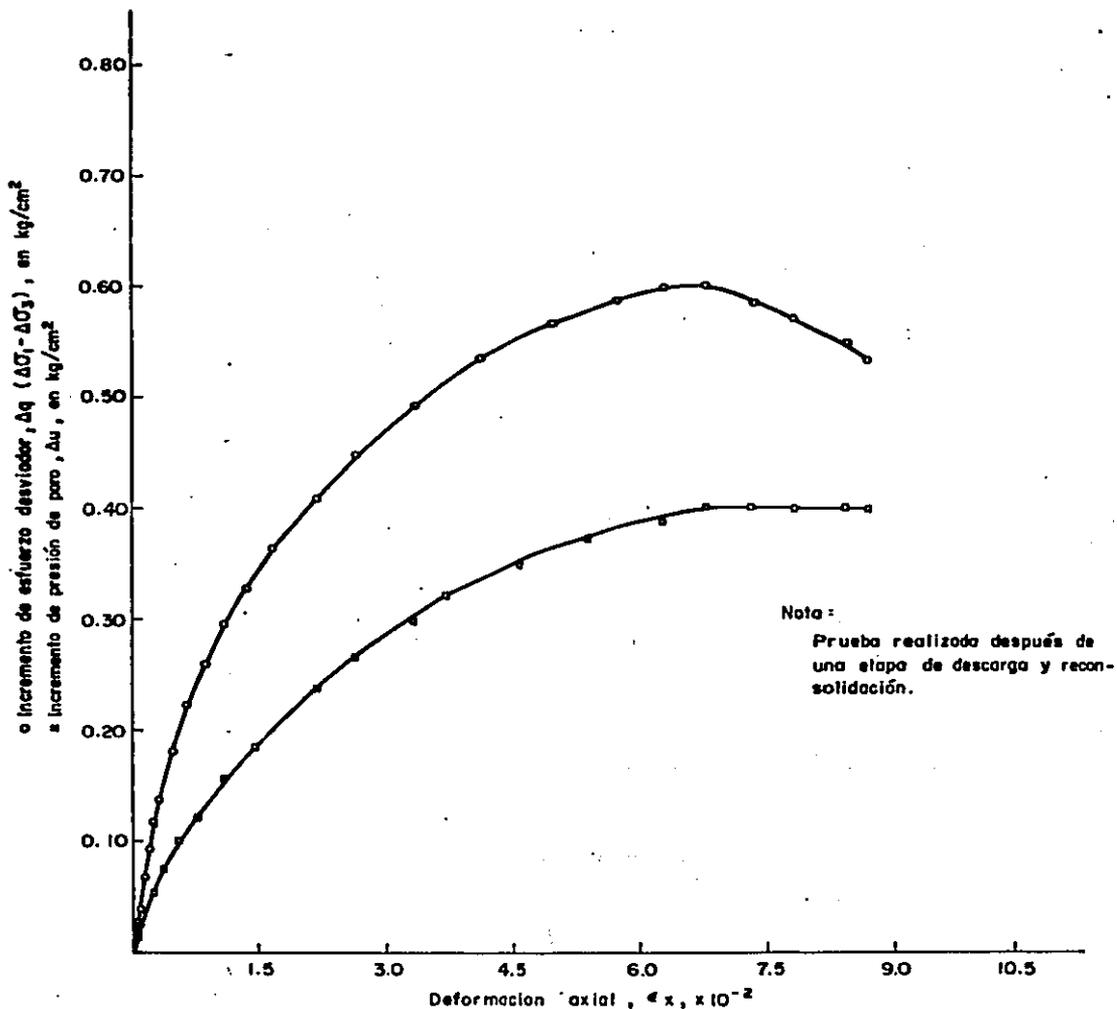


Fig. 5.1.21 Curvas esfuerzo desviador vs. deformación y presión de poro vs. deformación. PRUEBA 14

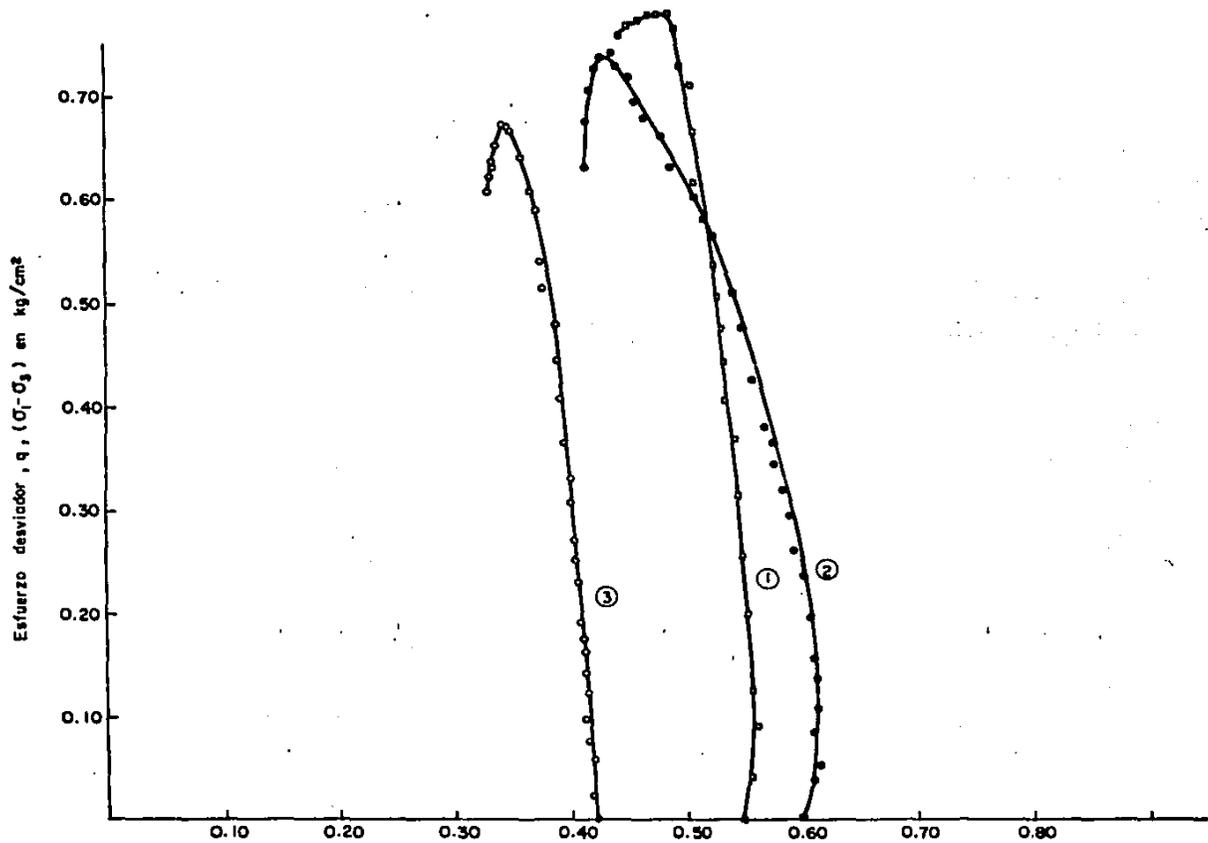


Fig. 5.1.22 Trayectorias de esfuerzos efectivos en la etapa de falla de las pruebas ①, ②, ③.

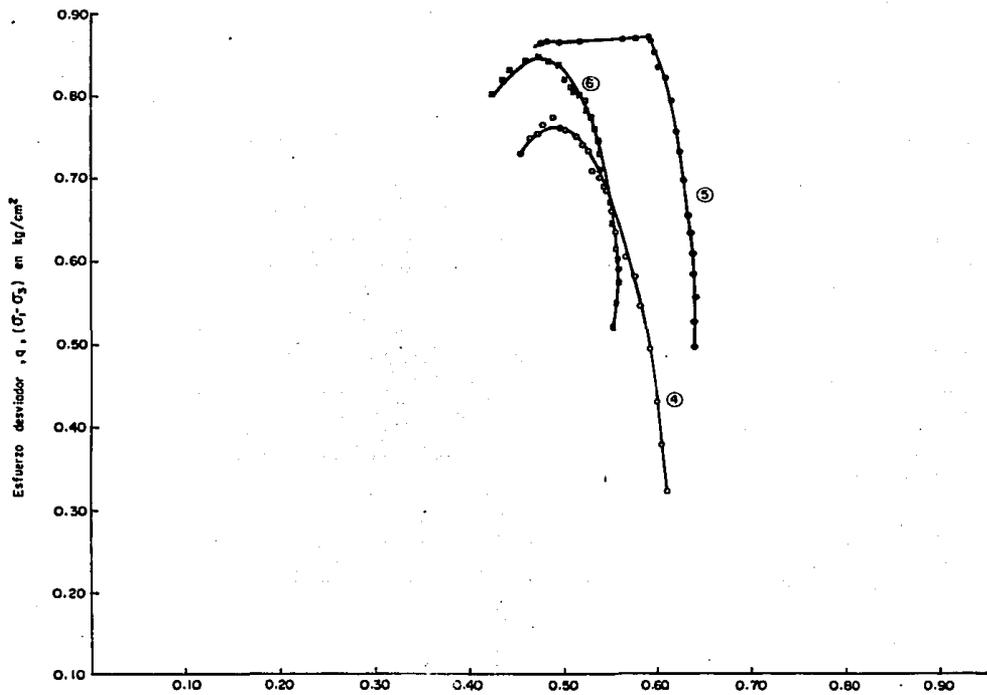


Fig. 5.1.23 Trayectorias de esfuerzos efectivos en la etapa de falla de las pruebas ④, ⑤ y ⑥.

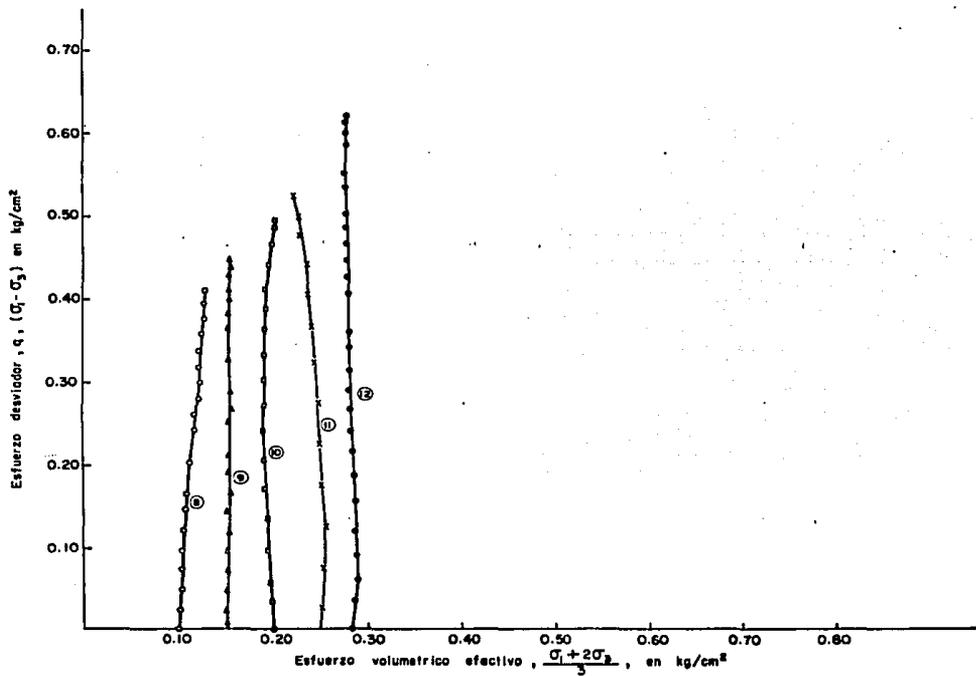


Fig.5.124 Trayectorias de esfuerzos efectivos en la etapa de falla de las pruebas ⑥, ⑦, ⑧, ⑨ y ⑩.

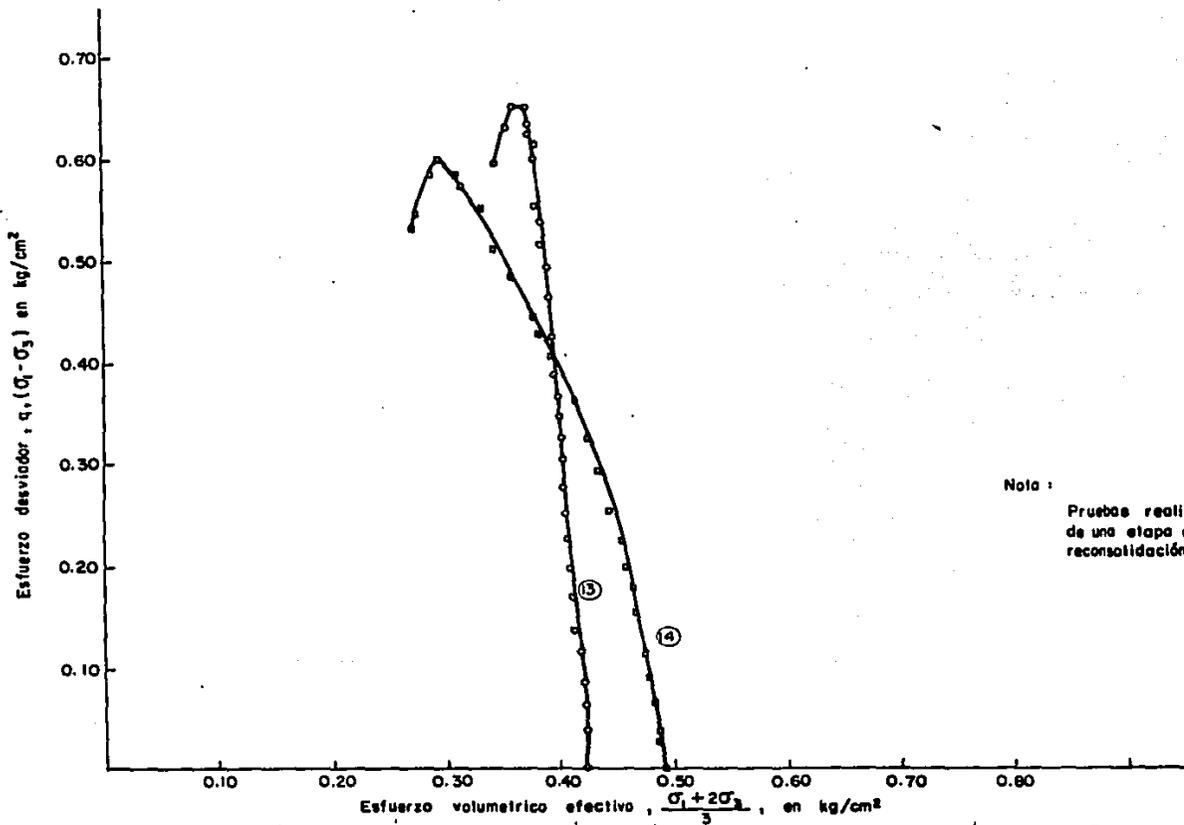


Fig.5.1.25 Trayectorias de esfuerzos efectivos en la etapa de falla de las pruebas 13 y 14.

FIGURAS CAPITULO 5
(INTERPRETACION DE RESULTADOS)

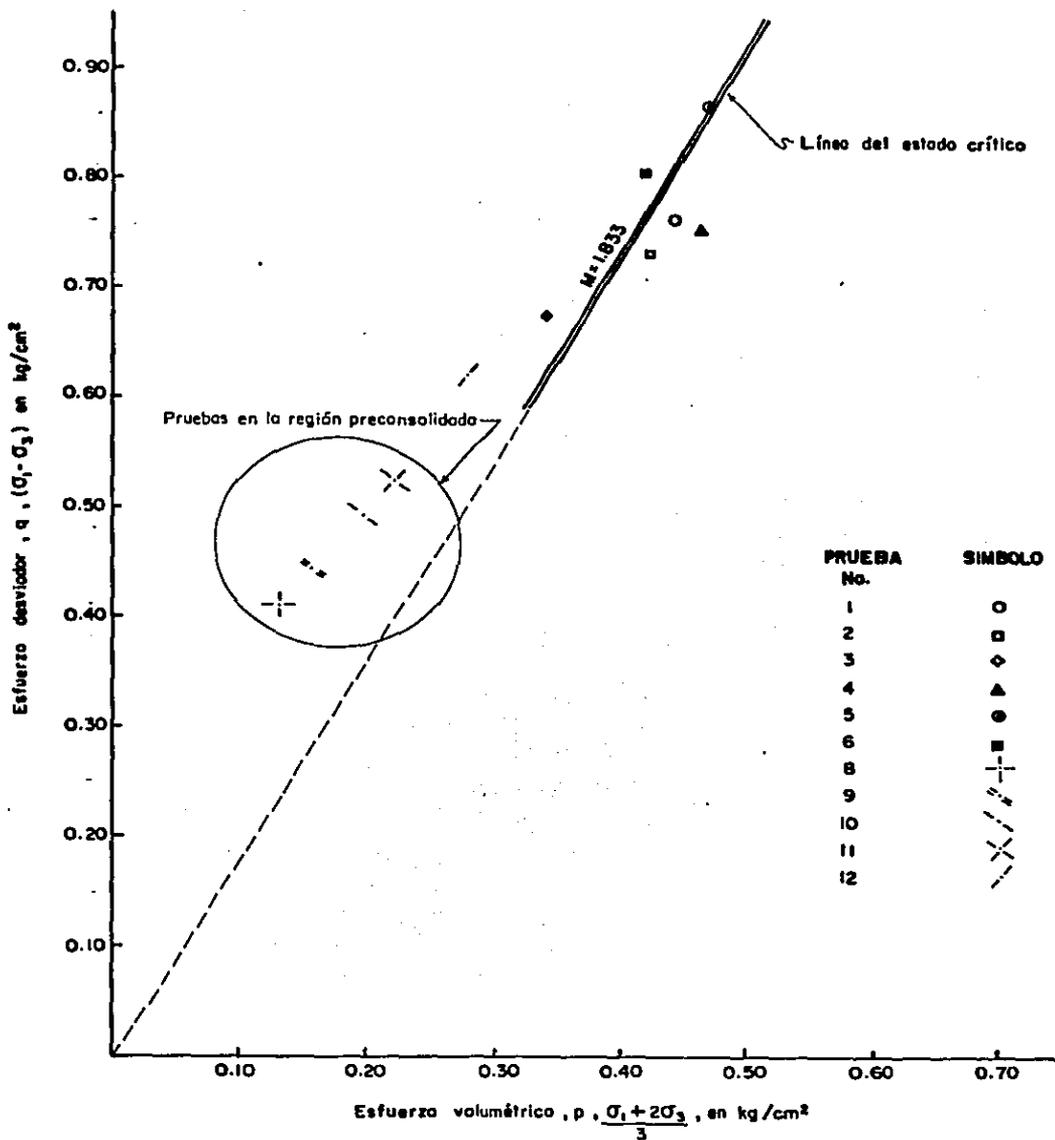


Fig. 5.2.1 Valores de P y q en el estado crítico para las pruebas ① a ⑫

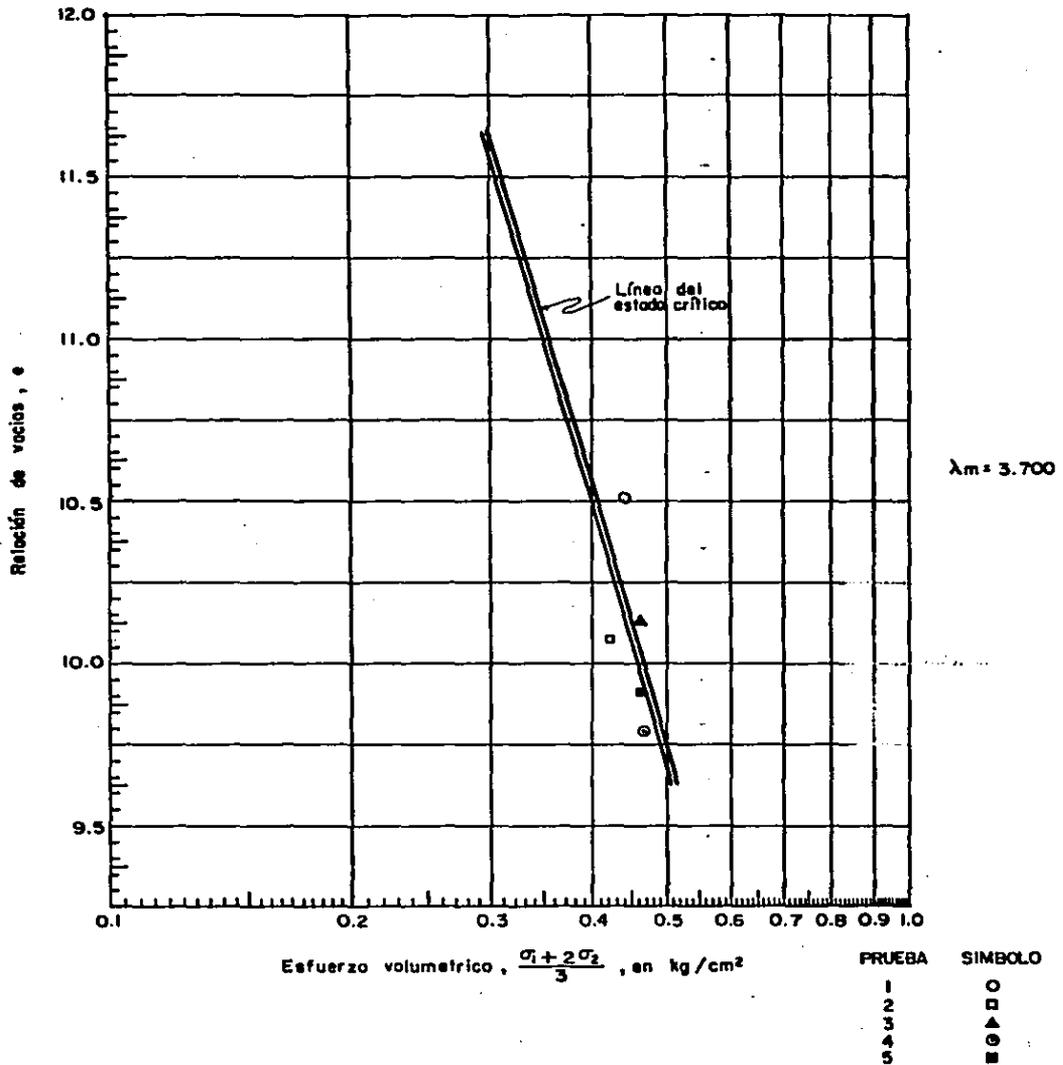


Fig.5.2.2 Curva de compresibilidad para el estado crítico

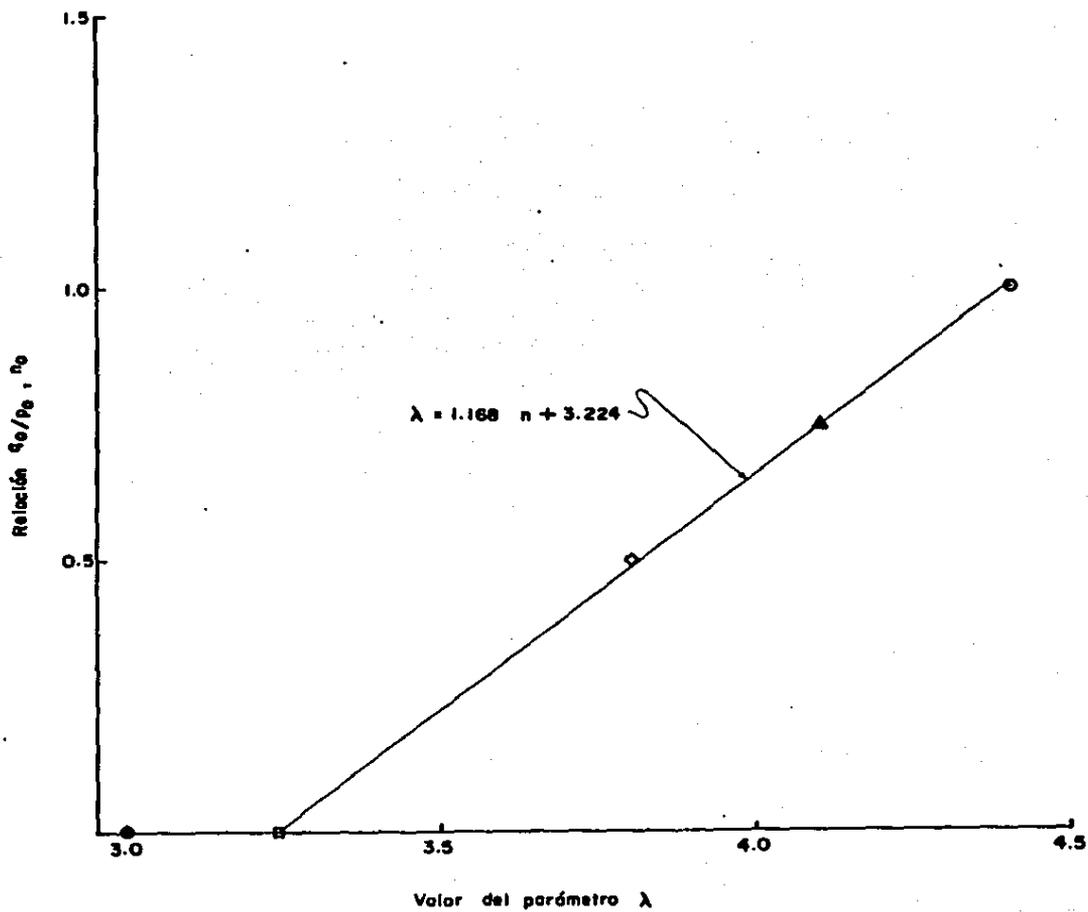
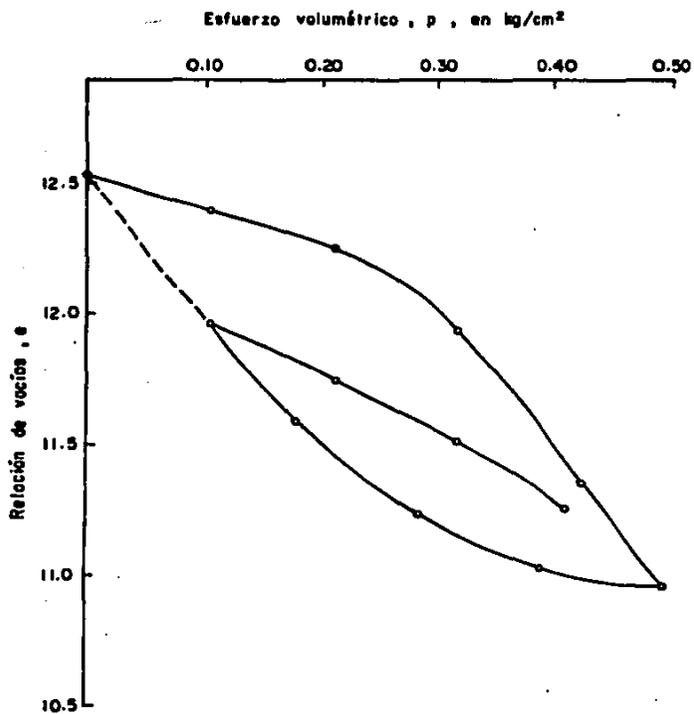
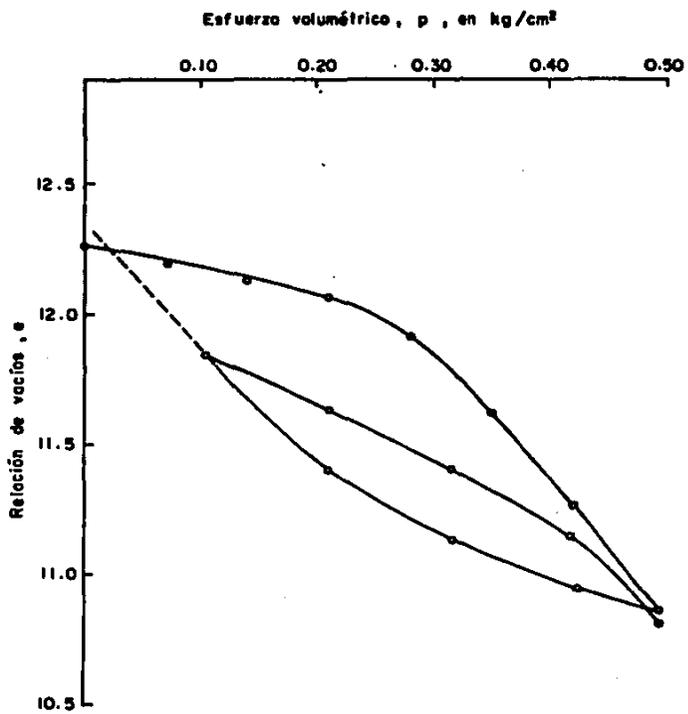


Fig. 5.2.3 Gráfica de la relación η_0 vs. λ



a) Prueba 13



b) Prueba 14

Fig. 5.2.4 Curvas de compresibilidad, en escala natural, de las pruebas 13 y 14

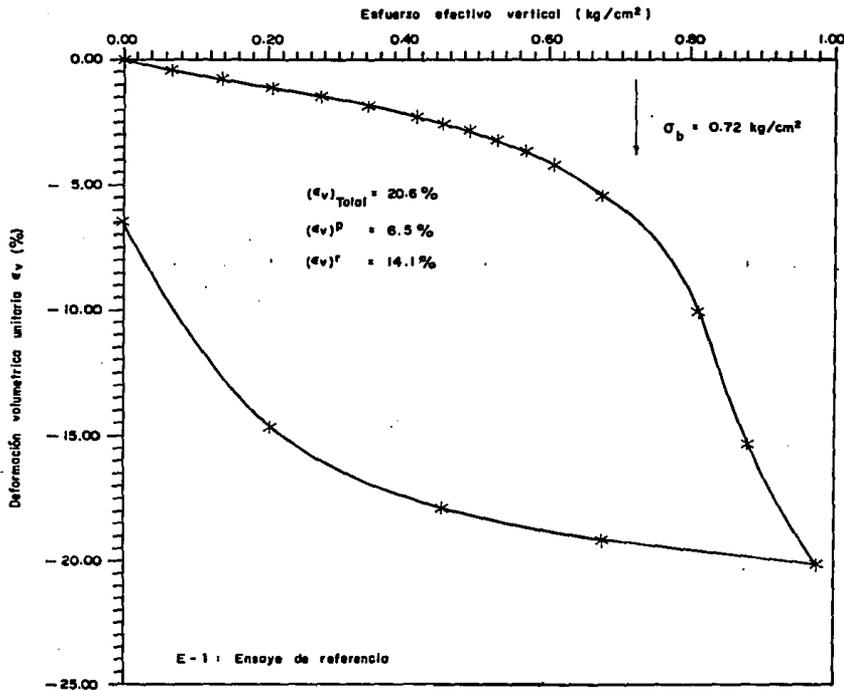


Fig. 5.2.5 Curva de compresibilidad. Ensayo E-1
(tomada de (LEYTE, 1989), por cortesía del Ing. F. Leyte)

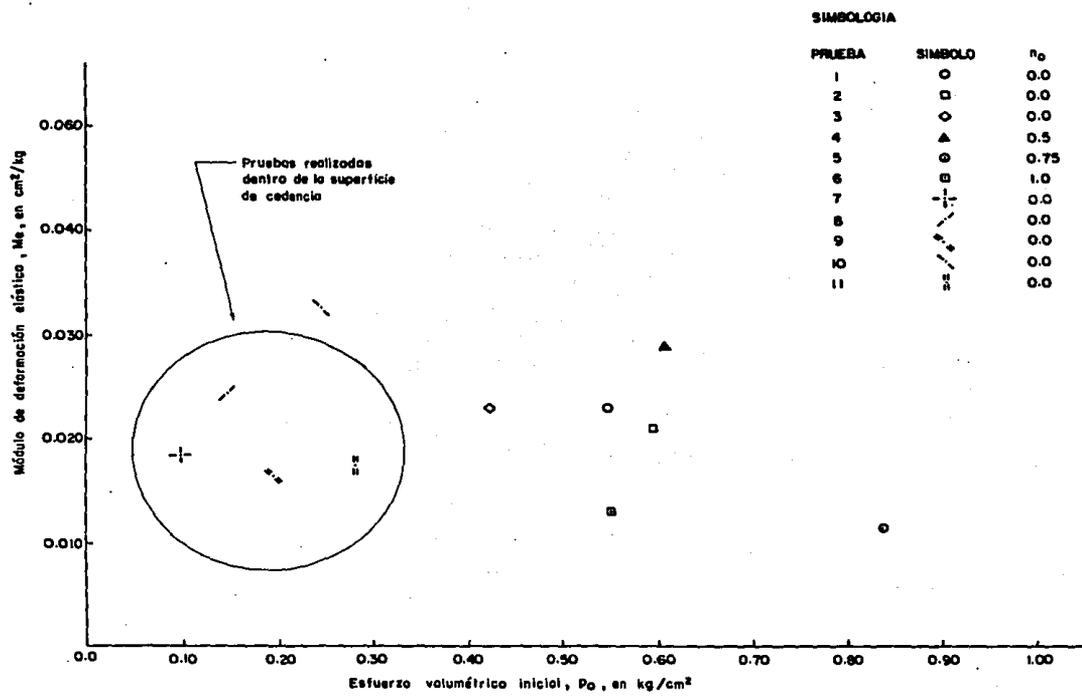


Fig. 5.2.6 Gráfica de módulo de deformación elástica, Me vs. esfuerzo volumétrico inicial.

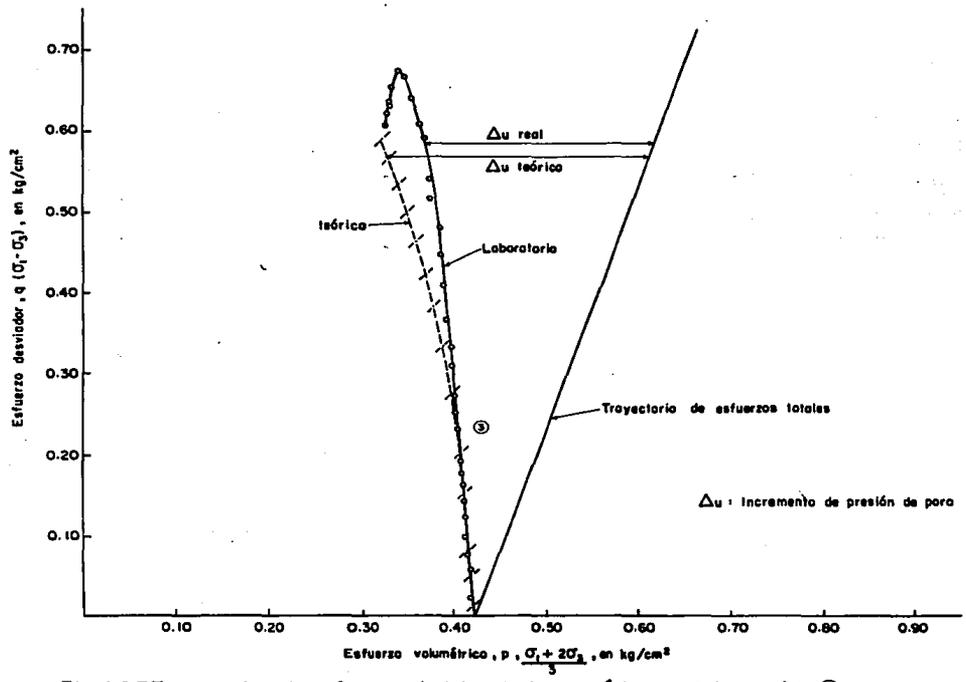
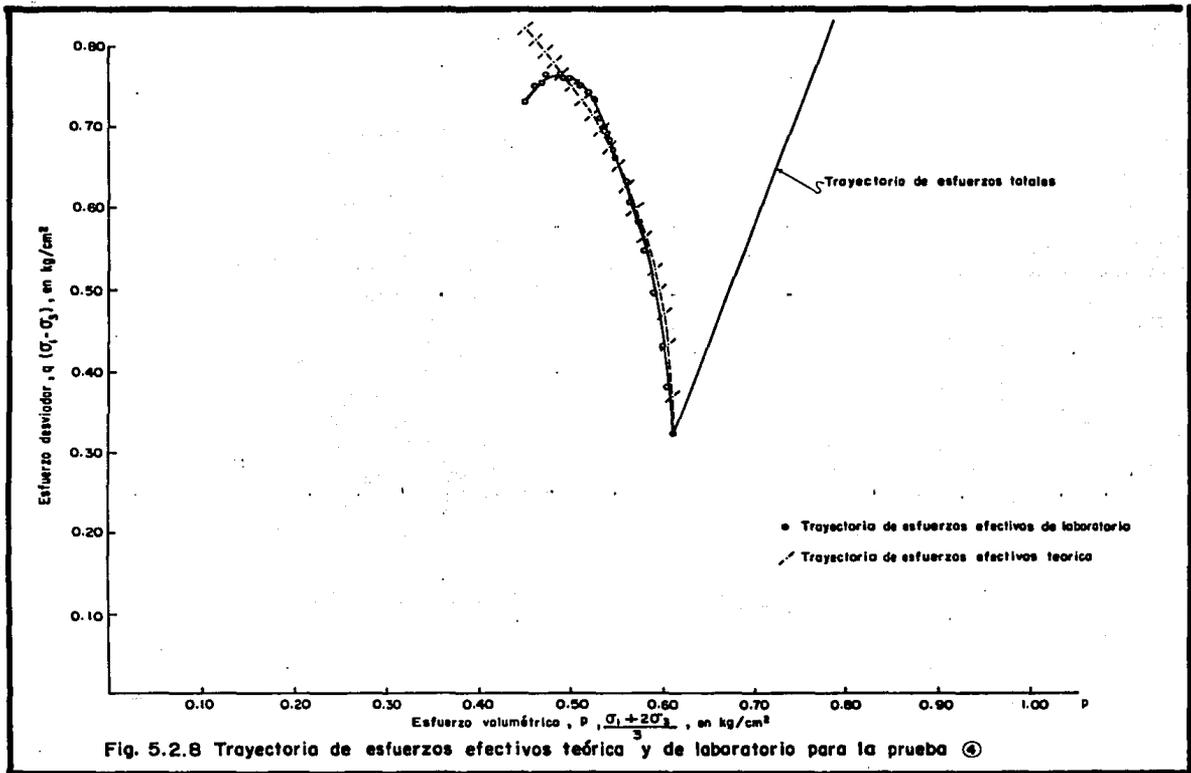


Fig. 5.2.7 Trayectorias de esfuerzos de laboratorio y teórica para la prueba ③



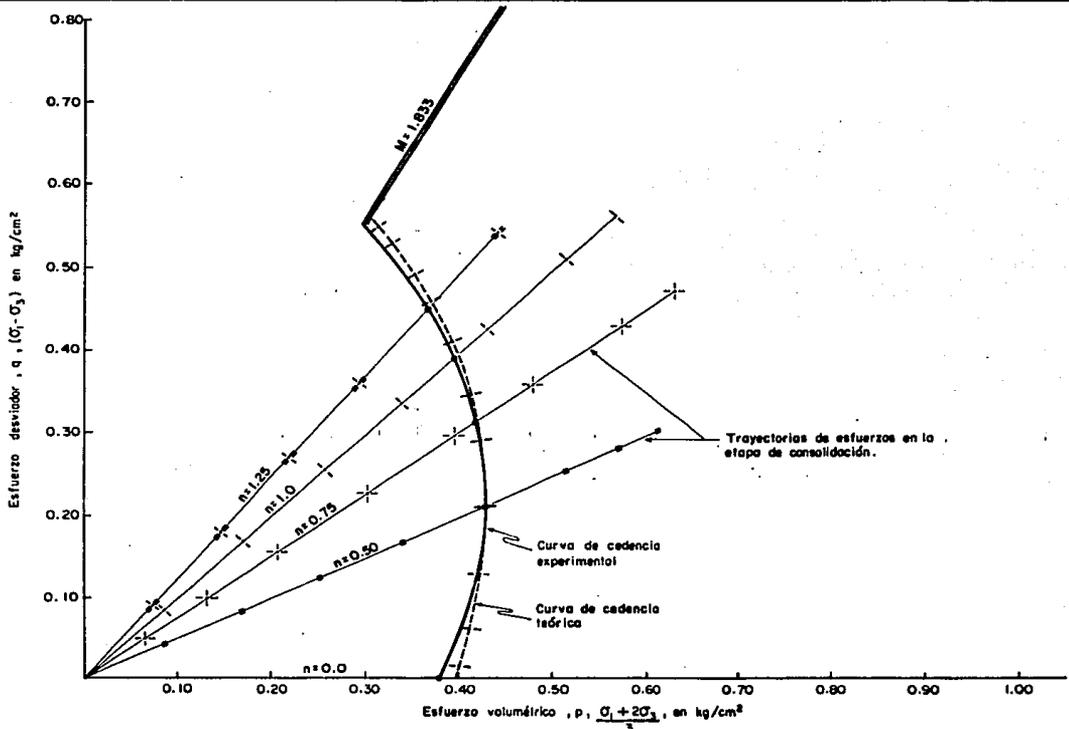


Fig. 5.2.9 Curva de cedencia experimental y teórica del suelo investigado.

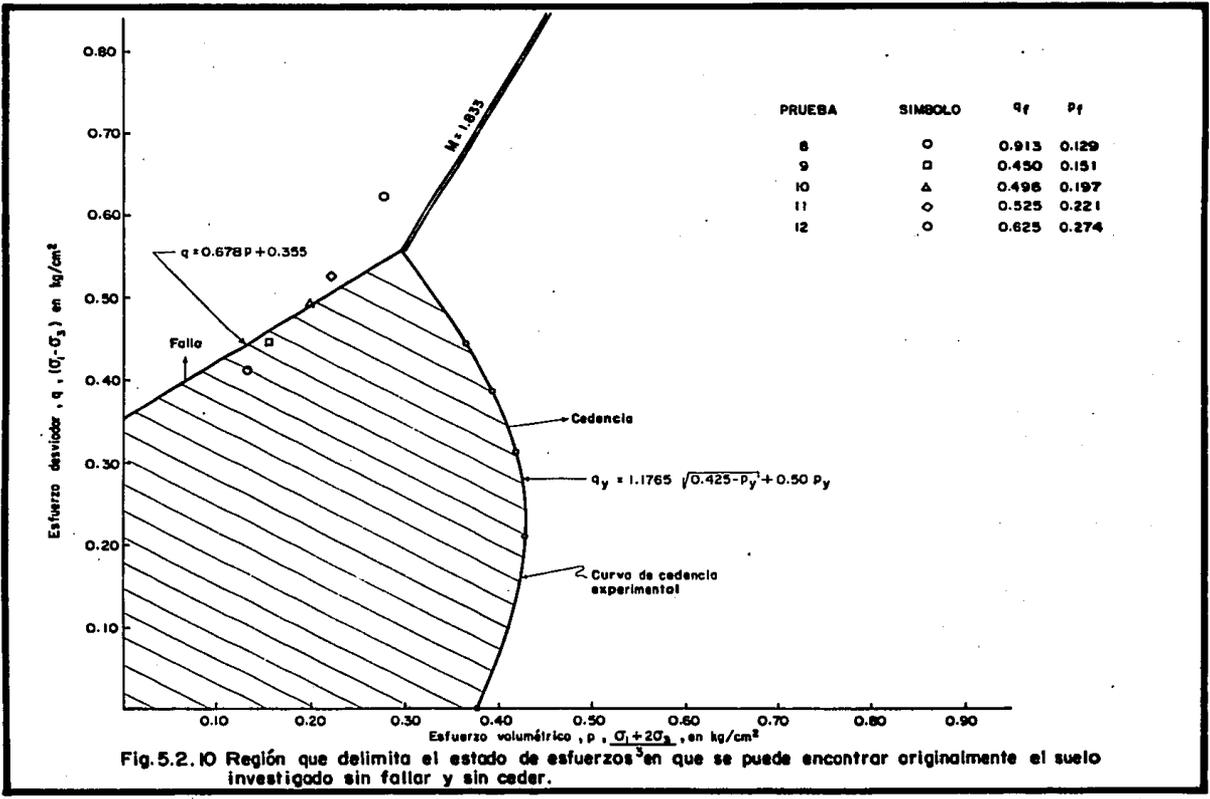


Fig.5.2.10 Región que delimita el estado de esfuerzos en que se puede encontrar originalmente el suelo investigado sin fallar y sin ceder.

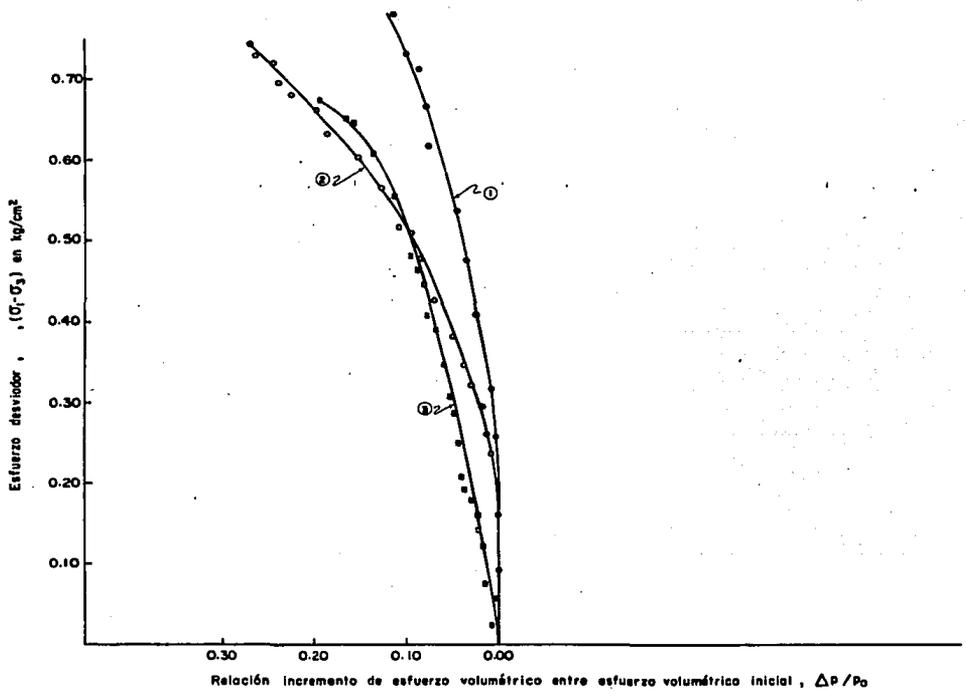


Fig.5.2.11 Trayectorias de esfuerzos efectivos normalizadas con respecto a P_0 , para las pruebas ① a ③

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_{33} cm ² /kg
②	0.0	0.598	0.0	0.435	0.744	0.415	0.42	7.5	0.0

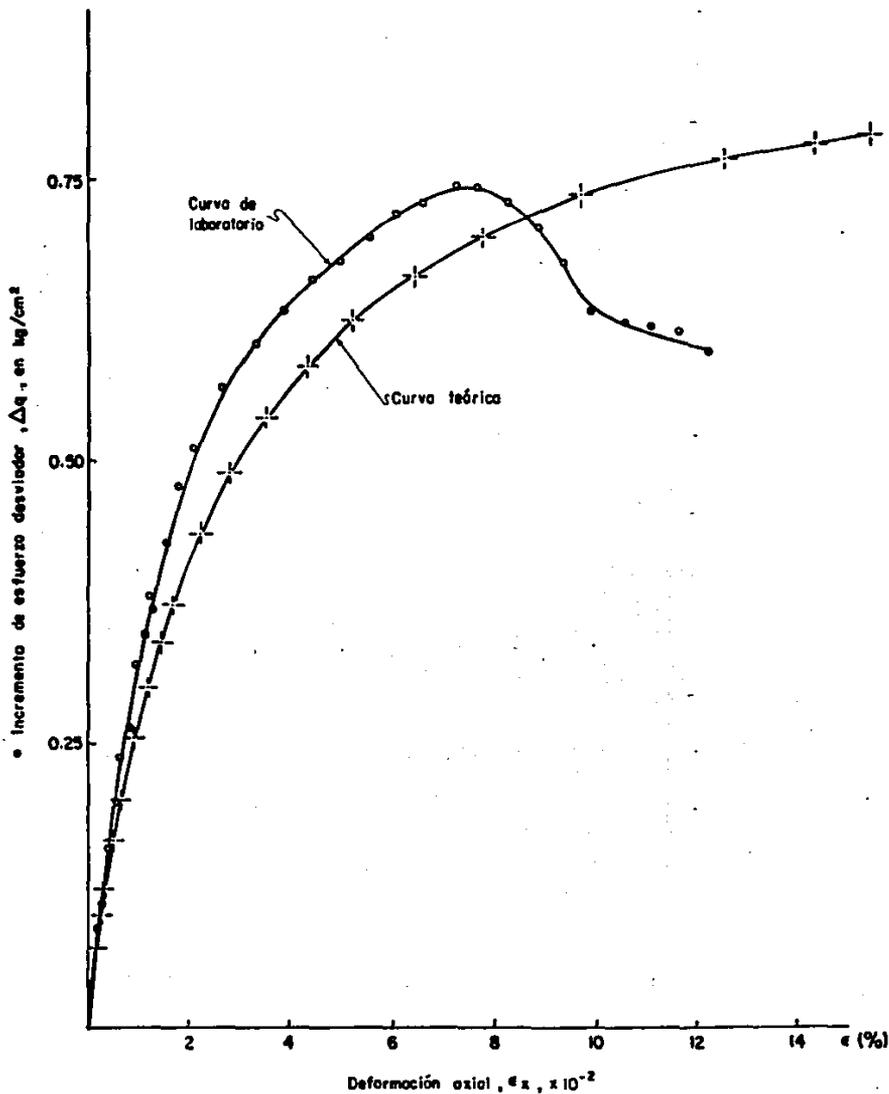


Fig. 5.2.12 Curvas esfuerzo-deformación, teórica y de laboratorio, para la prueba ②

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max}	ϵ_f %	M_0 cm ² /kg
③	0.0	0.4222	0.0	0.3398	0.675	0.3072	0.3072	4.60	0.0225

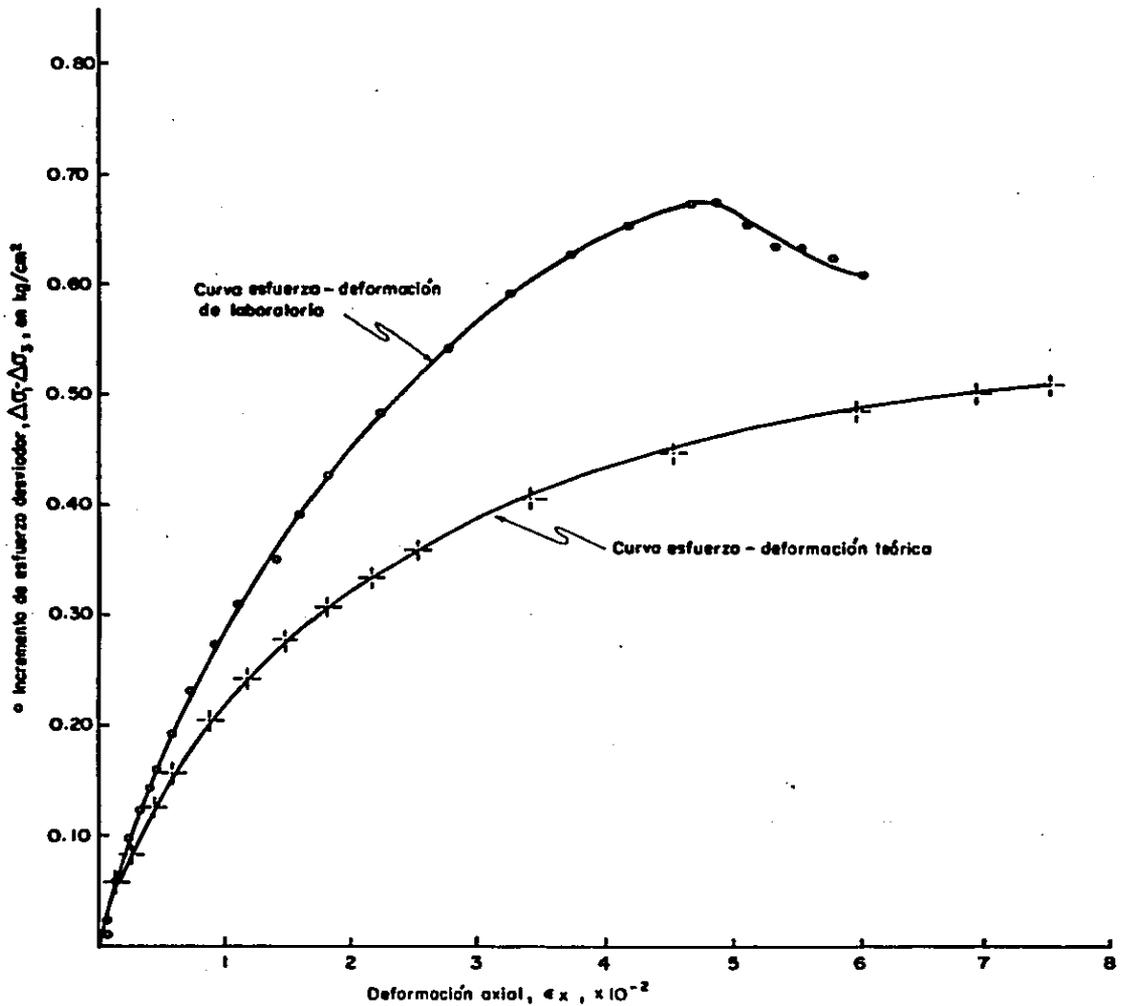


Fig. 5.2.13 Curvas esfuerzo-deformación, teórica y de laboratorio, para la prueba ③

PRUEBA No.	n_0	p_0 kg/cm ²	q_0 kg/cm ²	p_f kg/cm ²	q_f kg/cm ²	Δu_f kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϵ_f %	M_{53} cm ² /kg
④	0.50	0.6114	0.3246	0.485	0.7796	0.280	0.30	4.10	

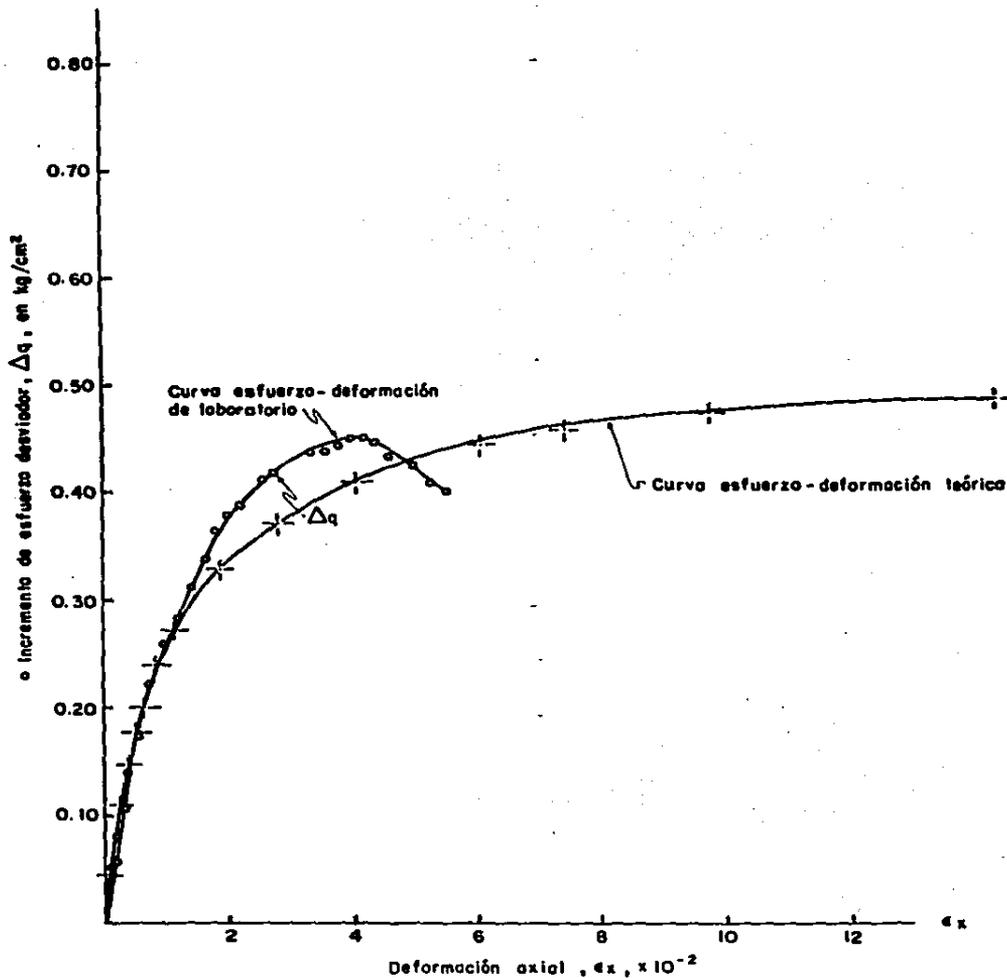


Fig. 5.2.14 Curvas esfuerzo-deformación, teórica y de laboratorio, para la prueba ④

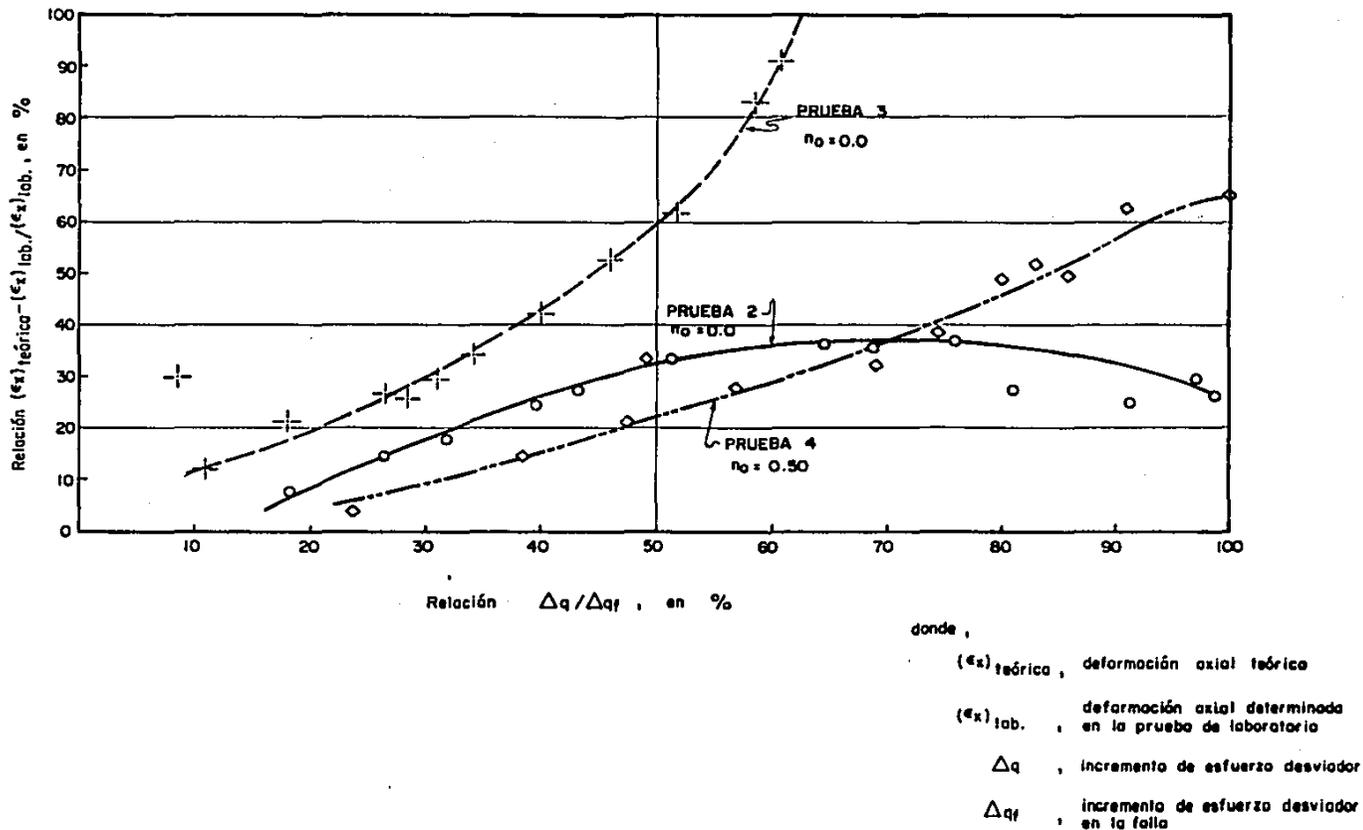


Fig.5.2.15 Gráfica de la diferencia entre deformación teórica y deformación real vs. $\Delta q / \Delta q_f$

CAPITULO 6
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Con base en los resultados de las pruebas realizadas, se concluye y recomienda lo siguiente para el suelo objeto de este estudio.

- a) El suelo utilizado en los ensayos fue una arcilla color café olivo, de consistencia blanda, obtenida a una profundidad de 1.70 m de un pozo a cielo abierto excavado en la zona virgen del Ex-lago de Texcoco. Sus propiedades índices promedio son:

contenido de agua, $w = 460 \%$
densidad de sólidos, $S_s = 2.65$
relación de vacíos, $e = 12.2$
Límite líquido, $LL = 550 \%$
Límite plástico, $LP = 57 \%$
Índice plástico, $IP = 493 \%$
Grado de saturación, $G = 98 \%$
Resistencia al corte, $q_u/2 = 0.17 \text{ kg/cm}^2$

- b) En ninguna de las pruebas realizadas se llegó al estado crítico, pues el suelo presentó una falla frágil, sin embargo, al emplear el criterio descrito en el capítulo 5 (inciso 5.2, hipótesis 1), es posible asignar al suelo un valor del parámetro M igual a 1.833. Con este valor, la resistencia que predice el modelo PENDER UNIFICADO, para pruebas con trayectorias hacia afuera de la curva de cedencia, concuerda aceptablemente con los datos experimentales. Las pruebas realizadas dentro de la curva de cedencia mostraron un comportamiento diferente al regido por el estado crítico, dando en general resistencias mayores.

- c) La región de esfuerzos en donde se puede encontrar el suelo sin fallar y sin ceder está limitada por la curva de cedencia y por

la recta cuya ecuación es:

$$q = 0.678 p + 0.355 \quad (5.2.3)$$

esta región se muestra en la Fig. 5.2.10.

- d) La curva de compresibilidad del suelo en el espacio e - $\ln p$ es una línea recta en su tramo normalmente consolidado. La pendiente de esta línea crece conforme la relación (η_0) se incrementa, contradiciendo la suposición de λ constante que hace el modelo.
- e) La expansión del suelo se realiza a través de una línea recta de pendiente k igual a 0.679 en promedio, en el espacio e - $\ln p$. Es decir, a menor esfuerzo volumétrico efectivo mayor es la expansión. Esto concuerda con lo supuesto por el modelo, sin embargo, el suelo muestra una tendencia a recuperar su volumen inicial al descargarlo totalmente, lo cual indica que la expansión en él está influida por otros factores además de los elásticos. Además, las curvas de expansión y recompresión no coinciden. Deberá investigarse más al respecto.
- f) El comportamiento del módulo de deformación elástica, M_0 , no mostró una tendencia bien definida. Al parecer, este parámetro es influido tanto por el estado en que se encuentra el suelo (preconsolidado o normalmente consolidado), como por el grado de distorsión inicial que haya sufrido. Sin embargo, las pruebas no son concluyentes al respecto.
- g) Las trayectorias no drenadas de esfuerzos efectivos en la región normalmente consolidada, son de forma parabólica y la expresión 3.3.10 es una buena idealización de ellas. En la región preconsolidada estas trayectorias poseen una forma más cercana a una recta.
- i) La curva de cedencia original del suelo también es de forma

parabólica; sin embargo, no es posible obtenerla a partir de la expresión 3.3.10, debido a la imposibilidad de conocer el valor de (η_0) con el cual se formó el suelo.

- h) Para propósitos prácticos, se puede suponer que las trayectorias no drenadas de esfuerzos efectivos iniciadas a una misma relación de esfuerzos (η_0) , son geoméricamente similares.
- i) El modelo PENDER UNIFICADO predice deformaciones inelásticas mayores que las reales, en un porcentaje tal que lo hacen inapropiado para propósitos prácticos.
- j) El concepto de la curva de cedencia y del estado crítico proporcionan una información más completa del comportamiento ante carga estática de un suelo; sin embargo, la dificultad para encontrar una función potencial (g) y de endurecimiento (h) apegadas a la realidad, impiden en la actualidad desarrollar modelos basados en estos conceptos que puedan ser usados cuantitativamente en la práctica.
- k) Es posible que el no tomar en cuenta la influencia del tiempo en el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo, haya sido la causa de las discrepancias entre los resultados teóricos, y los experimentales, por lo que sería conveniente investigar si un modelo viscoelástico proporciona mejores resultados.
- k) El valor de la relación K_0 de las probetas estudiadas es de aproximadamente 0.29. El procedimiento seguido para encontrar este, valor se describe en el anexo A.

REFERENCIAS

1. HENKEL, D.J., "The Relationships between Effectives Stresses and Water Content."; Geotechnique., Vol. 10, 1960, p. 41.
2. HERRERA, I., Ecuaciones Constitutivas de los Suelos, Publicación No. 370 del Instituto de Ingenieria, UNAM, 1976.
3. HILL, R., "The Mathematical Theory of Plasticity", Clarendon Press, Oxfoer, England, 1950.
4. HOULSBY, ET AL, "Predictions of the Results of the Laboratory Test on Clay Using a Critical State Model", Results of The International Workshop on Constitutive Relations for Soils", Grenoble, France, 1982.
5. LERROUEL, ., comunicación personal, 1988.
6. LEYTE, F., comunicación personal, datos de pruebas de consolidación unidimensional para su tesis de maestría, 1989.
7. PARRY, R.H.G., "Triaxial Compresion and Extension Test on Remolded Saturated Clay", Geotechnique, Vol. 10, 1960, PP.166-180.
8. PENDER, M.J., "A Model for The Behaviour of Overconsolidated Soil", Geotechnique, Vol. 28, 1978, pp. 1-25.
9. PENDER, M.J., "A Unified Model for Soil Stress-Strain Behaviour", 1982.
10. SCHOFIELD Y WROTH, Critical State Soils Mechanics, Ed. Mc Graw Hill, 1968.
11. SCOTT, R.F., "Plasticity and Constitutives relations in Soils Mechanics", 7th. Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1985.
12. TERZAGHI. K, Theoretical Soil Méchanics, Ed. Wiley and sons. 1945.
13. ZEEVAERT, L., Foundations Engineering for Difficult Subsoils Conditions, Ed. Van Nostrand Reinhold Co., 1972.

ANEXO A
INVESTIGACION DE K_0

ANEXO A

En virtud de que el programa de pruebas de la tesis incluía la realización de pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas, con diferentes trayectorias de esfuerzos en la etapa de consolidación, se consideró conveniente investigar el valor de la relación K_0 del suelo (definida como la relación entre el incremento de esfuerzo vertical y el horizontal para una deformación lateral nula) como objetivo adicional de la tesis. El criterio seguido para ello fue el siguiente:

Puesto que la relación K_0 establece una deformación lateral nula, tal que:

$$\Delta \epsilon_r = 0 \quad (\text{A.1})$$

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_x \quad (\text{A.2})$$

donde:

- $\Delta \epsilon_r$, incremento de deformación radial,
- $\Delta \epsilon_v$, incremento de deformación volumétrica.
- $\Delta \epsilon_x$, incremento de deformación axial.

es posible obtener el valor de esta relación al realizar una serie de pruebas de consolidación triaxial, en las que se utilicen diferentes trayectorias de esfuerzos, (η_0) , hasta dar con una que cumpla con la condición dada por la expresión (A.2). Para ello será necesario efectuar las pruebas aplicando pequeños incrementos de esfuerzos y midiendo las deformaciones volumétricas y axial correspondientes.

En las pruebas 4 a 7 se realizó lo arriba descrito, se utilizaron trayectorias (η_0) iguales a 0.50, 0.75, 1.0 y 1.25. Las gráficas de ϵ_v vs. ϵ_x de estas pruebas se muestran en la Fig. A.1

Se observa en ella que la trayectoria que más se acerca a la condición K_0 es la correspondiente a la prueba 7, con $(\eta_0) = 1.25$. No fue posible realizar otras pruebas con (η_0) mayor debido a limitaciones de tiempo y material, sin embargo en la Fig. A.2 se ha graficado la relación c_v/c_x vs. (η_0) para las cuatro pruebas, y por extrapolación se concluye que el valor de K_0 para las probetas estudiadas es de aproximadamente 0.29.

FIGURAS ANEXO A

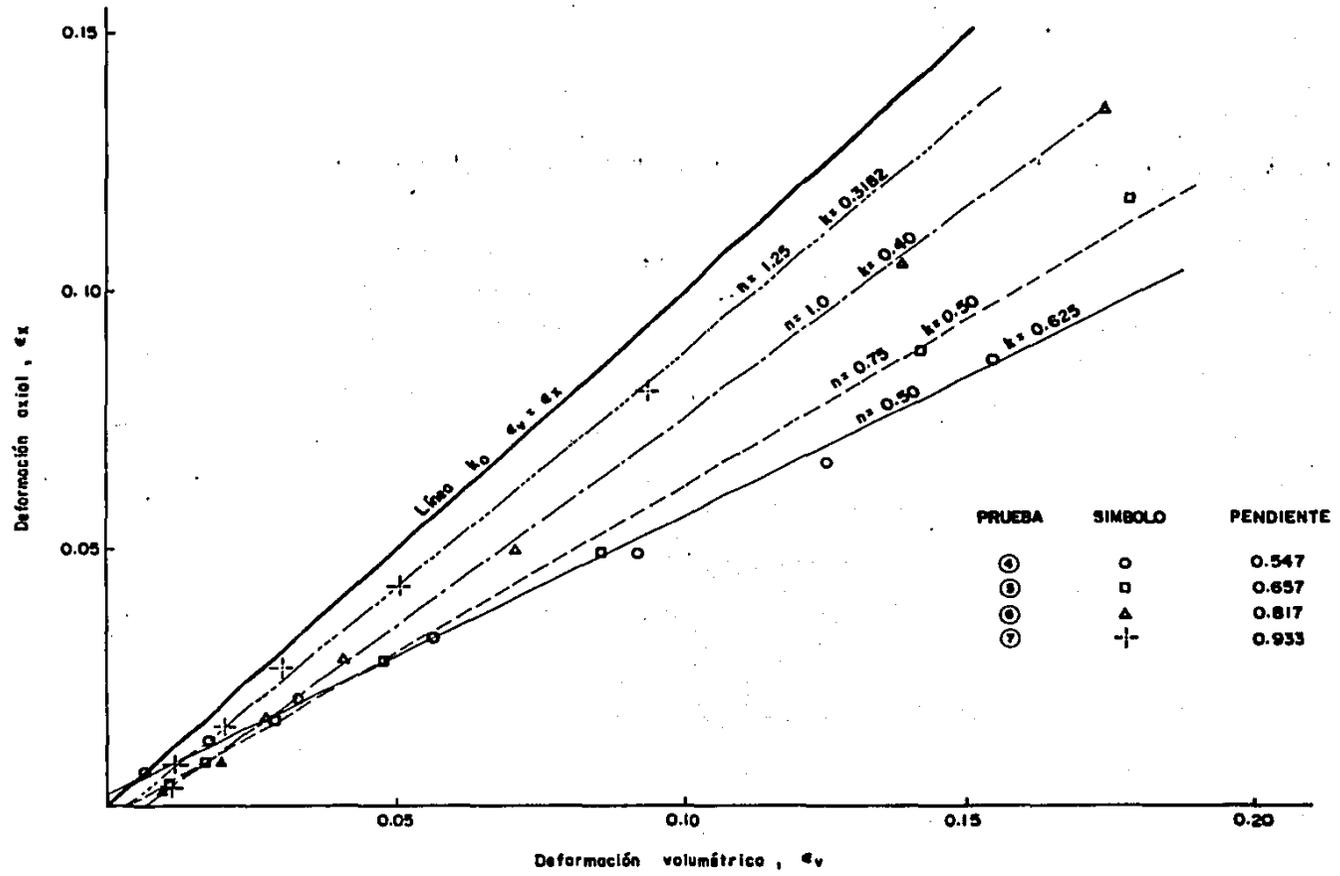


Fig. A.1 Graficas de ϵ_x vs. ϵ_v de las pruebas ④ a ⑦, para la determinación de k_0

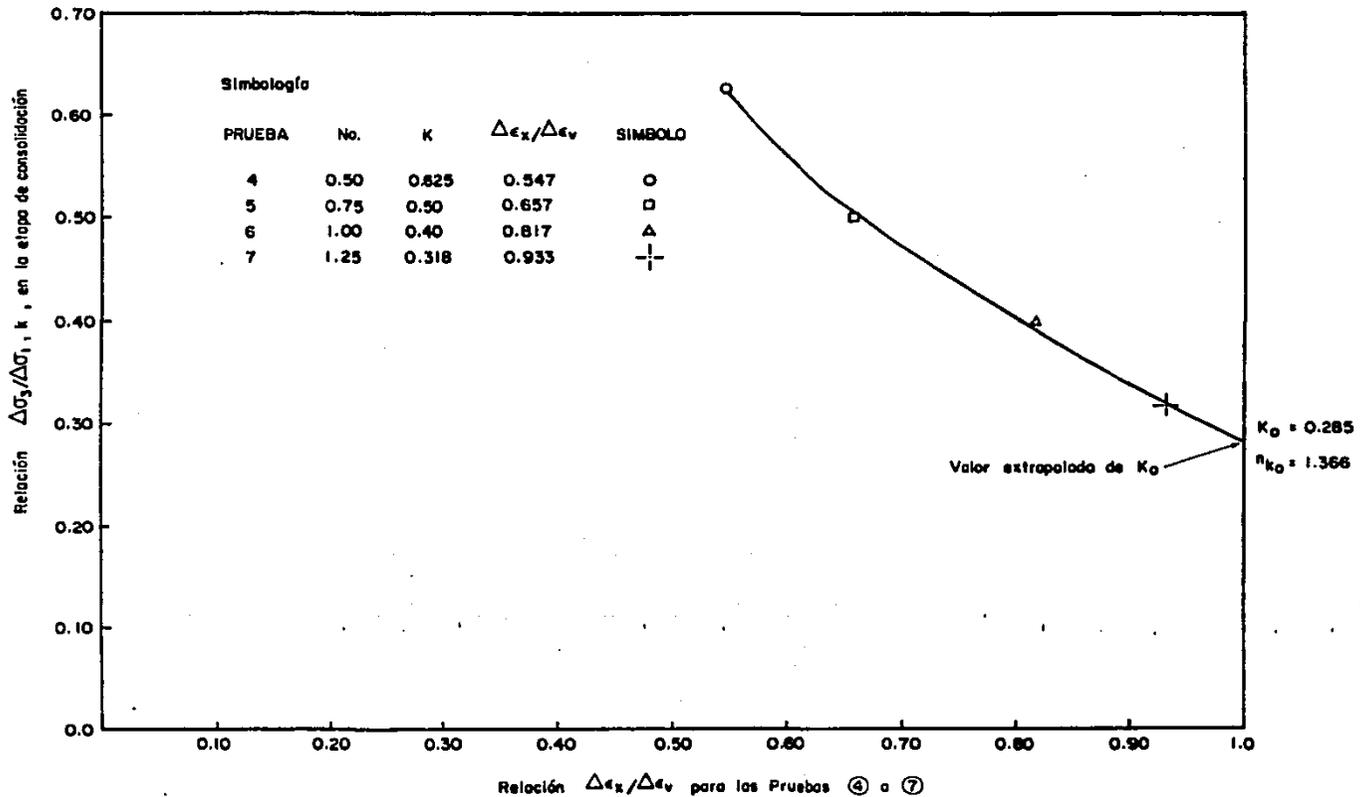


Fig. A.2 Gráfica de la relación ϵ_x/ϵ_v . vs. $\Delta\sigma_3/\Delta\sigma_1, k$, para la determinación de k_0 por extrapolación