

01163.2ej-3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

COMPORTAMIENTO DE UNA ARENA CON CAOLIN ENSAYADA
EN UN SISTEMA TRIAXIAL AUTOMATICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO ACADEMICO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)
P R E S E N T A
ALBERTO ISAAC LAGUNAS TORRES



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.

RESUMEN

En esta investigación se estudia el comportamiento de una arena fina saturada con diferentes contenidos de caolín. Se examina el comportamiento monotónico no drenado de especímenes sometidos a trayectorias de consolidación isotrópica y anisotrópica, ensayados bajo cargas de compresión y extensión.

La descripción del comportamiento de los especímenes se realiza empleando curvas de esfuerzo desviador y de exceso de presión de poro contra deformación axial; también se utilizan trayectorias de esfuerzos efectivos. Se estudia la influencia del porcentaje de caolín, del tipo de consolidación y de la dirección de aplicación de cargas en el comportamiento esfuerzo-deformación de los especímenes y su capacidad para generar presión de poro.

Los resultados experimentales de este estudio se confrontan con los de investigaciones anteriores, en donde se establecieron relaciones causales y diagramas de estado para hacer predicciones cualitativas sobre el comportamiento de mezclas arena-finos. Se concluye que el modelo fenomenológico obtenido anteriormente no es general. Los resultados de esta investigación indican que el cociente de esfuerzos durante la consolidación, así como la dirección de aplicación de cargas modifican dicho modelo.

El programa experimental se llevó a cabo con una cámara triaxial automatizada, diseñada y construida durante el desarrollo de este trabajo.

CONTENIDO

RESUMEN	i
NOTACION	v
1. INTRODUCCION	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Alcances	4
1.4 Organización de la tesis	5
2. DESARROLLOS EXPERIMENTALES	6
2.1 Componentes de un sistema automático para ensayos de suelos	8
2.2 Equipo triaxial desarrollado	10
2.2.1 Cámara triaxial	11
2.2.2 Sistema de adquisición de datos	13
2.2.3 Sistema de control	16
2.2.4 Calibración del equipo	17
2.3 Programas de computadora	18
Tablas	24
Figuras	25
3. MATERIALES Y TECNICAS EXPERIMENTALES	46
3.1 Materiales	46
3.1.1 Descripción y características de la arena	46
3.1.2 Descripción y características del caolín	47
3.2 Técnicas experimentales	47
3.2.1 Formación de los especímenes de suelo	47
3.2.2 Método de saturación de los especímenes	49
3.2.3 Etapa de consolidación	50

3.2.4	<i>Etapa de falla</i>	51
3.3	Ensayes de verificación	51
3.3.1	<i>Ensayes en suelos granulares</i>	52
3.3.2	<i>Ensayes en arcillas de alta compresibilidad</i>	54
	Tablas	57
	Figuras	59
4.	RESULTADOS EXPERIMENTALES	73
4.1	Condiciones de los ensayos	73
4.2	Comportamiento de especímenes consolidados isotrópicamente	74
4.2.1	<i>Ensayes de compresión</i>	74
4.2.2	<i>Ensayes de extensión</i>	77
4.2.3	<i>Comparación entre ensayos de compresión y extensión</i>	78
4.3	Comportamiento de especímenes consolidados anisotrópicamente	80
4.3.1	<i>Ensayes de compresión</i>	80
4.3.2	<i>Ensayes de extensión</i>	81
4.3.3	<i>Comparación entre ensayos de compresión y extensión</i>	82
4.4	Influencia del tipo de consolidación en el comportamiento de las mezclas arena-caolín	84
4.4.1	<i>Ensayes de compresión</i>	84
4.4.2	<i>Ensayes de extensión</i>	85
4.5	Ensayes con diferente cociente de esfuerzos efectivos durante la consolidación	87
	Tablas	89
	Figuras	90
5.	INTERPRETACION DE RESULTADOS	112
5.1	Marco de referencia del estado estable	112
5.2	Modelo conceptual	115

5.3 Modelo fenomenológico	116
5.4 Discusión de resultados	119
Figuras	125
6. CONCLUSIONES	138
7. RECONOCIMIENTOS	141
8. REFERENCIAS	142
APENDICE A LISTADOS DE PROGRAMAS	148

NOTACION

B	Coefficiente de presión de poro de Skempton, definido como la relación entre los incrementos de presión de poro y presión confinante
\overline{CU}	Prueba consolidada no drenada con medición de presión de poro
D_{rf}	Compacidad relativa al final de la consolidación
D_{rgf}	Compacidad relativa obtenida a partir de e_{gf}
D_{ri}	Compacidad relativa al inicio de la prueba
e_c	Relación de vacíos crítica
e_f	Relación de vacíos al final de la consolidación
e_g	Relación de vacíos intergranular
e_{gf}	Relación de vacíos intergranular al final de la consolidación
e_{gi}	Relación de vacíos intergranular al inicio del ensaye
e_i	Relación de vacíos al inicio de la prueba
G_s	Densidad de sólidos
K	Cociente de esfuerzos efectivos = σ'_h / σ'_v
PI	Indice de plasticidad
p'	Esfuerzo normal efectivo octaédrico = $(\sigma'_v + 2 \sigma'_h) / 3$
p'_e	Presión de consolidación equivalente
p'_{max}	Esfuerzo normal efectivo octaédrico donde se presenta el exceso de presión de poro máximo
p'_q	Esfuerzo normal efectivo octaédrico en el punto de quiebre

p'_0	Esfuerzo efectivo octaédrico final de consolidación
s'_q	Esfuerzo normal efectivo promedio en el punto de quiebre
t'_q	Esfuerzo cortante en el punto de quiebre
w	Contenido de agua
w_L	Límite líquido
w_P	Límite plástico
ϵ_{max}	Deformación axial donde se presenta Δu_{max}
ϵ_q	Deformación axial en el punto de quiebre
Δu_{max}	Exceso de presión de poro máximo
Δu_q	Exceso de presión de poro generado en el punto de quiebre
σ'_c	Esfuerzo efectivo final de consolidación en condición isotrópica
σ'_{dq}	Esfuerzo desviador en el punto de quiebre
σ'_h	Esfuerzo horizontal efectivo
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo
σ'_1	Esfuerzo principal mayor efectivo
σ'_3	Esfuerzo principal menor efectivo
ϕ'	Angulo de fricción interna en la envolvente de falla
ϕ'_q	Angulo de fricción interna movilizado en el punto de quiebre

Además de las indicadas explícitamente en el texto.

1. INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

El comportamiento de arenas ligeramente limosas o arcillosas es un tema de interés para el ingeniero geotecnista. En muchas ocasiones se han construido importantes obras de ingeniería teniendo este tipo de materiales como suelos de cimentación y construcción. La práctica convencional las trata como materiales granulares altamente permeables, ignorando la presencia de finos.

Usualmente, las propiedades esfuerzo-deformación y las de generación de presión de poro en materiales granulares, se obtienen a partir de ensayos triaxiales en especímenes isotrópicamente consolidados. El empleo de especímenes de arena consolidados anisotrópicamente para determinar estas propiedades ha sido menos frecuente y todavía menos en arenas con materia fina. En estudios encaminados a determinar la susceptibilidad de licuación de arenas se han ensayado especímenes en los que, a

pesar de simular el estado de esfuerzos antes de la aplicación de cargas cíclicas, no se considera la trayectoria de esfuerzos de campo que seguiría el suelo para alcanzar dicho estado de esfuerzos. En ensayos triaxiales cíclicos se ha observado que la respuesta de suelos consolidados siguiendo trayectorias de esfuerzos *in situ*, es muy diferente a la que se obtiene de especímenes isotrópicamente consolidados.

Las investigaciones experimentales sobre el fenómeno de licuación se han enfocado principalmente al ensaye de arenas limpias, a pesar de que los depósitos naturales de materiales granulares licuables suelen contener materia fina en diversas proporciones. Los datos presentados por De Alba (1969) indican que la licuación de arenas durante temblores puede ocurrir en materiales con más de 20% de partículas finas (menores que 74 micras).

La influencia de los finos (limos o arcillas) en el comportamiento no drenado de depósitos naturales de arena ha sido poco estudiada. Tradicionalmente se ha pensado que los finos disminuyen la susceptibilidad de licuación y de hecho los procedimientos empíricos de campo para estimarla así lo consideran (Seed et al, 1982). Se ha observado en laboratorio que la presencia de pequeños porcentajes de arcilla (1% a 3%) da lugar a estructuras muy sueltas, altamente inestables y capaces, incluso, de sufrir deformaciones de flujo ante cargas monotónicas. Los resultados obtenidos en ensayos de torsión cíclica realizados en arenas limosas, muestran que la susceptibilidad de licuación está relacionada con el porcentaje de finos (Ishihara et al, 1978). Algunos estudios llevados a cabo en especímenes de arena con pequeños porcentajes de caolín (10% o menos) indican que, para la misma relación de vacíos, la presión de poro aumenta conforme se incrementa el contenido de caolín (Ford, 1985; Georgiannou et al, 1990). Lo mismo puede concluirse al analizar los datos de Been y Jefferies (1985), quienes examinaron el comportamiento monotónico no drenado en especímenes de arenas ligeramente limosas.

Los resultados obtenidos por Ovando y Mesa (1991) en ensayos triaxiales estáticos de compresión no drenados, demuestran que al incrementar el contenido de finos (caolín o bentonita) aumenta la presión de poro durante la etapa de falla, disminuyendo la rigidez y resistencia de las probetas de suelo. También definieron un porcentaje de umbral que marca el límite del efecto de los finos para promover o inhibir la generación de presión de poro. Los resultados de las pruebas demostraron que en el caso de las mezclas arena-caolín el porcentaje de umbral es 7%; en los especímenes arena-bentonita no se llegó a definir con precisión tal umbral, aunque los resultados experimentales sugieren que no difiere mucho del porcentaje señalado para las mezclas arena-caolín.

1.2 OBJETIVOS

En este trabajo se estudia el comportamiento no drenado de especímenes de arena con diferentes contenidos de caolín, sometidos a trayectorias de consolidación isotrópica y anisotrópica y ensayados aplicando cargas monotónicas en compresión y extensión. Este estudio pretende avanzar en las investigaciones que se han efectuado para conocer la influencia de los finos (limos o arcillas) en el comportamiento no drenado de depósitos naturales arenosos, así como examinar la susceptibilidad de licuación de arenas "contaminadas" con este tipo de finos mediante pruebas triaxiales estáticas.

Otro de los objetivos de este trabajo fue el diseñar y construir un equipo triaxial automático. Este equipo consta de una cámara triaxial instrumentada, un sistema de adquisición de datos y otro de control. Los ensayos se controlan mediante una computadora que también registra y almacena las señales de los transductores eléctricos. El equipo utiliza motores de paso acoplados a reguladores de presión para la aplicación de esfuerzos a las probetas de suelo, siguiendo rutinas programadas en la

computadora.

1.3 ALCANCES

Se estudia el comportamiento monotónico no drenado de una arena fina saturada con diferentes contenidos de caolín (3, 5 y 7%). El comportamiento del material se analiza mediante ensayos triaxiales estáticos de compresión y extensión. Los especímenes se consolidaron isotrópicamente y anisotrópicamente a presiones efectivas de 1.0 kg/cm^2 . En estos últimos se simuló condiciones de nula deformación radial. No se examinan los efectos de la magnitud del esfuerzo efectivo de consolidación. Únicamente se considera el comportamiento de especímenes formados aproximadamente con la misma relación de vacíos inicial (en promedio: $e_1 = 0.92$, correspondiente a una compacidad relativa inicial, D_{r1} , de 51%). La trayectoria durante la consolidación anisotrópica siguió el valor de $K = 0.44$ y en tres ensayos se varió a 0.53, 0.62 y 0.82.

La interpretación de los resultados experimentales se realiza con base en el marco de referencia establecido por Ovando y Mesa (1991). Se emplean relaciones causales entre la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación y algunos parámetros significativos del comportamiento esfuerzo-deformación de las mezclas arena-finos estudiadas. También se emplean diagramas de estado en términos del estado cuasi estable y la relación de vacíos intergranular.

La cámara triaxial automatizada que se diseñó para llevar a cabo el programa experimental permite realizar ensayos estáticos en especímenes de suelo, siguiendo -dentro de las limitaciones naturales de este tipo de equipos- trayectorias de esfuerzos arbitrarias.

1.4 ORGANIZACION DE LA TESIS

En el capítulo 2 se mencionan las componentes principales de un sistema triaxial automático y se describe el equipo triaxial desarrollado en esta investigación. También se describen los programas de computadora realizados para el monitoreo de voltajes, la calibración de los transductores y para controlar las etapas de consolidación y falla de los especímenes de suelo.

La descripción de las características de los materiales utilizados, así como las técnicas experimentales empleadas para la realización de los ensayos se presentan en el capítulo 3. Además se muestran los resultados obtenidos en una serie de pruebas para verificar el funcionamiento adecuado de la cámara triaxial automática.

En el capítulo 4 se muestran las condiciones y resultados de los ensayos realizados y se describe el comportamiento de las mezclas arena-caolín.

En el capítulo 5 se realiza la interpretación y análisis de los resultados presentados en el capítulo 4 con base en el marco de referencia establecido por Ovando y Mesa (1991).

Finalmente, en el capítulo 6 se exponen las conclusiones de este estudio y se dan recomendaciones para investigaciones futuras.

2. DESARROLLOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se mencionan los componentes principales de un sistema triaxial automático y se describe el equipo triaxial desarrollado en esta investigación.

Durante la última década se han desarrollado sistemas automatizados para controlar equipos de laboratorio de Mecánica de Suelos. Esto se debe a la necesidad de llevar a cabo ensayos de complejidad creciente y al abatimiento de los costos de las partes integrantes de estos sistemas. Es de esperarse que en nuestro país la automatización de estos equipos tenga cada vez mayor difusión y aceptación.

En principio es posible diseñar sistemas para automatizar cualesquiera de los equipos y aparatos tradicionales para obtener las propiedades mecánicas de los suelos. En algunos países esta práctica resulta rentable en laboratorios comerciales y no es raro encontrar compañías en las que las pruebas de consolidación,

las triaxiales y las de corte directo se efectúen rutinariamente empleando sistemas automáticos. En laboratorios de investigación se han desarrollado aparatos especiales que por su complejidad sólo funcionan adecuadamente con mecanismos de control automáticos.

En lo que respecta a las cámaras triaxiales, su automatización es una alternativa especialmente atractiva en dos aplicaciones:

Dinámica de suelos. En cámaras triaxiales cíclicas se requiere aplicar fuerzas cíclicas de corta duración (altas frecuencias) y además, registrar la respuesta del suelo (esfuerzos, deformaciones y presión de poro). La aplicación de cargas y el procesamiento de la gran cantidad de datos que resultan en estos ensayos se dificultan enormemente si no se cuenta con un sistema automatizado.

Ensayes para simular las trayectorias de esfuerzos de campo. Lambe (1967) y Lambe y Marr (1979) postularon que para resolver muchos problemas geotécnicos es muy conveniente simular en el laboratorio las trayectorias de esfuerzo de campo. Este es el fundamento del "método de las trayectorias de esfuerzos" en el que se reconoce explícitamente que las propiedades mecánicas de los suelos, así como su comportamiento esfuerzo-deformación dependen de la historia y la trayectoria de esfuerzos aplicados. El uso de este método en la práctica se ha empleado para la obtención de los parámetros de diseño de cimentaciones en grandes obras como, por ejemplo, plataformas marinas para la extracción de petróleo, centrales nucleoelectricas, presas de tierra, etc. En investigación, el método es de gran utilidad en el desarrollo de leyes constitutivas. Las etapas iniciales de un ensaye con trayectorias de esfuerzos controladas requieren simular las trayectorias de campo de consolidación y de descarga (preconsolidación). En contraste con una prueba dinámica, estas etapas son de gran duración y además necesitan atención continua, lo cual sólo se puede lograr óptimamente con sistemas

automáticos. Después de la consolidación se aplican los esfuerzos de falla, estáticos o dinámicos.

2.1 COMPONENTES DE UN SISTEMA AUTOMATICO PARA ENSAYES DE SUELOS

Instrumentación de la probeta de suelo. Está constituida por los transductores que permiten medir los esfuerzos y las deformaciones en la probeta de suelo. Típicamente se emplean celdas de carga resistivas para medir el esfuerzo desviador aplicado a la muestra; los esfuerzos de confinamiento, la contrapresión así como la presión de poro se miden con transductores también resistivos y en ocasiones de dimensiones muy reducidas (Hight, 1982). Las deformaciones axiales se pueden medir usando transductores inductivos (LVDT, DCDT), aunque también existen transductores resistivos de deformación (LSCT) que son más estables y lineales que los anteriores pero de aplicabilidad limitada en ensayos dinámicos. También se han desarrollado transductores que permiten medir las deformaciones directamente sobre la probeta de suelo (Burland y Symes, 1982; Ovando, 1988), así como transductores "de proximidad" especiales para medir deformaciones radiales (Shibuya, 1985). El cambio de volumen se ha medido empleando transductores diferenciales de presión (Ishibashi, Kawamura y Bhatia, 1985) o dispositivos de émbolo (Head, 1986; Shibuya, 1988, etc).

Acondicionadores de señal. Los transductores producen corrientes o voltajes que en ocasiones deberán amplificarse o filtrarse antes de ser capturadas por el sistema de adquisición de datos. Más adelante se describe el sistema de acondicionamiento de señales diseñado y construido en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Sistema de adquisición de datos. Su función es almacenar los datos que se generan durante el ensayo para realizar operaciones de control o para su análisis posterior. Las corrientes o

voltajes "acondicionados" son señales analógicas que deberán convertirse en digitales para almacenarse en la memoria de una computadora o en discos magnéticos. Las funciones de los componentes de este sistema se describen en la sección 2.2.2.

Mecanismos de control. Son los elementos que permiten controlar el ensaye. En sistemas de circuito cerrado se han empleado exitosamente servoválvulas electrohidráulicas o electroneumáticas como dispositivos de control en máquinas para el ensaye dinámico de diversos materiales. En Mecánica de Suelos el uso de motores digitales, motores "de paso", ofrece una alternativa relativamente económica para controlar experimentos. A continuación se dan más detalles sobre los mecanismos de control o servomecanismos.

Servoválvulas electrohidráulicas o electroneumáticas. Estas son válvulas que se operan automáticamente para regular el paso de un fluido como agua, aceite o aire controlando la presión o el gasto del mismo de acuerdo con un programa establecido a través de dispositivos analógicos (generadores de funciones, señales grabadas en cinta magnética, etc) o digitales. Las servoválvulas cuentan con un transductor, generalmente de presión o de desplazamiento, que verifica si la acción ejecutada corresponde, dentro de un cierto margen de error fijado de antemano, con la acción programada. En caso contrario el transductor genera una señal, la señal de retroalimentación, que ajusta o corrige sucesivamente la acción tomada hasta lograr que programa y acción prácticamente coincidan. El ciclo de verificación y corrección tarda intervalos de tiempo muy pequeños (algunos milisegundos), de tal suerte que para fines prácticos estas operaciones son instantáneas. El funcionamiento de estos dispositivos, así como sus fundamentos teóricos se describen en los manuales de operación de estos equipos o en la literatura especializada (véase, por ejemplo, Harris y Crede, 1961). En Mecánica de Suelos, las servoválvulas se han empleado en equipos triaxiales para controlar los pistones que aplican esfuerzos desviadores

dinámicos.

Motores de paso. Su característica principal consiste en que cada revolución del motor se divide en un número fijo de pasos; mediante una conexión o interfase con una computadora se controlan los pasos que deba dar el motor. Comercialmente se venden motores de 100 a 400 pasos por revolución con una amplia gama de velocidades. En aplicaciones de Mecánica de Suelos estos motores son fácilmente acoplables a reguladores de presión convencionales. Disponiendo, por ejemplo, de un pistón neumático para aplicar fuerzas axiales en una cámara triaxial, un motor de paso permite controlar la magnitud de los esfuerzos desviadores; con otro aplicando la presión de confinamiento se tienen los elementos para controlar automáticamente una cámara triaxial. La señal de retroalimentación provendría de todos los transductores instalados para conocer los esfuerzos y deformaciones de la probeta de suelo. Con un programa de computadora se compara el estado real de la muestra de suelo con el estado proyectado y se genera la señal de error. Los sistemas construidos con base en motores de paso son especialmente útiles para hacer ensayos triaxiales controlando las trayectorias de esfuerzo; también pueden utilizarse en ensayos triaxiales dinámicos en donde la frecuencia de excitación no sea muy alta (no mayor de 1 hz). La limitación en este último caso no proviene de los motores de paso, sino de las características de la respuesta dinámica de los reguladores de presión normalmente usados en los laboratorios de Mecánica de Suelos.

2.2 EQUIPO TRIAXIAL DESARROLLADO

En las figs 2.1 y 2.2 se muestra el equipo triaxial automático empleado en este estudio; su diseño y construcción se realizó en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El equipo consta de una cámara triaxial instrumentada, un sistema de adquisición de datos y otro de control.

2.2.1 Cámara triaxial

La cámara triaxial se diseñó para trabajar con suelos finos blandos y arenas. Se pueden ensayar especímenes de 3.6 cm de diámetro y 8.6 cm de altura. La cámara se compone de un cilindro de lucita con base y tapa de aluminio. La base se fijó a un marco de acero y en la tapa se acopló un pistón neumático para la aplicación de las fuerzas axiales. En la fig 2.3 se muestra esta cámara triaxial.

En la base de la cámara se innovó un sistema compuesto de un doble tornillo que permite subir y bajar la celda de carga a la altura deseada sin que ésta gire (fig 2.4). La finalidad de este mecanismo es realizar un contacto suave entre el vástago del pistón, el cabezal y la probeta de suelo sin alterar la estructura de esta última (fig 2.5).

La base donde se apoya el espécimen de suelo es de acero inoxidable con una piedra porosa al centro de 1.3 cm de diámetro y 0.58 cm de espesor; esta base se asienta firmemente en una celda de carga. El cabezal es de lucita y se divide en dos partes, inferior y superior. La inferior se coloca encima de la probeta; en un extremo cuenta con una piedra porosa de las mismas dimensiones que la de la base y en el otro con una caja para arosello (O-ring). La parte superior se encuentra conectada al vástago del pistón mediante una pieza metálica y su otro extremo tiene una caja que se puede conectar a un sistema de vacío o a la atmósfera. El arreglo del cabezal permite unir sus dos partes aplicando vacío a la caja superior, o bien, dejando ésta comunicada con la presión atmosférica y con presión confinante en la cámara triaxial.

La cámara triaxial se encuentra instrumentada con transductores eléctricos para medir presión confinante, presión de poro o contrapresión, fuerza axial y deformación axial en el espécimen de suelo. Sus características principales se mencionan más

adelante. A continuación se describen los sistemas adicionales con que cuenta la cámara.

Sistema de saturación. Está compuesto por un regulador que aplica aire a presión a una bureta y a una cámara de saturación, un sistema de válvulas sin cambio de volumen y un transductor de presión. Con este transductor se puede medir la contrapresión aplicada a la probeta y el exceso de presión de poro generada en ella durante la etapa de falla. En ensayos con arenas se emplea un tanque con bióxido de carbono (CO_2) que se conecta al drenaje inferior del espécimen mediante una manguera.

Sistema de confinamiento. La presión confinante aplicada a la probeta se controla mediante un motor de paso acoplado a un regulador, el cual aplica aire a presión a un vaso de policarbonato con una interfase aire-agua. Este vaso, que contiene agua destilada, se conecta a la cámara triaxial mediante una manguera. A la entrada de la cámara se tiene un sistema de válvulas sin cambio de volumen y un transductor de presión que permiten medir y ajustar la presión confinante sin alterar al espécimen de suelo.

Sistema de carga vertical. Cuenta con un pistón neumático (fig 2.6) que se encuentra conectado a un regulador de presión acoplado a un motor de paso. Este motor permite controlar la aplicación de los esfuerzos desviadores a la probeta de suelo. El pistón neumático tiene una capacidad de 227 kg y cuenta con dos cámaras, una superior y otra inferior. Cada cámara se encuentra conectada a un regulador de presión. La presión en la cámara superior provoca que el vástago se deslice hacia abajo mientras que en la inferior hace que se deslice hacia arriba. Este mecanismo permite aproximar lo más cerca posible la parte superior del cabezal unida al vástago con la parte inferior del cabezal colocada en la probeta. La medición de las fuerzas axiales se realiza mediante una celda de carga sumergible. La ventaja de este tipo de celda es la eliminación de los efectos de

la fricción del vástago en la medición de las cargas soportadas por el suelo.

Sistema de medición de cambios volumétricos. Consiste en una doble bureta de lucita (fig 2.7). La bureta interior, con un área transversal de 0.432 cm^2 y una altura de 26.5 cm, se encuentra conectada a los drenes inferior y superior de la probeta. En un principio se trató de medir el cambio de volumen mediante dos mecanismos diferentes: en el primero se empleó una bureta instrumentada electrónicamente y en el segundo se instaló un transductor diferencial de presión. En los dos casos se observó que su resolución no fue la requerida para una medición automática confiable de los cambios volumétricos, por lo que éstos se registraron de manera convencional. Se pretende instalar un transductor diferencial de presión con una resolución más adecuada para la medición de dichos cambios de volumen.

Sistema de medición de deformación axial. Las deformaciones axiales se miden empleando un transductor de desplazamiento colocado en la parte superior del vástago del pistón neumático, como puede observarse en la fig 2.3.

2.2.2 Sistema de adquisición de datos

Este sistema consta de una computadora, una tarjeta de adquisición de datos, un equipo acondicionador de señal y un conjunto de transductores eléctricos.

Computadora. Se emplea una Hewlett-Packard Vectra ES modelo 20 que cuenta con una memoria base del sistema de 640 KB (Kilobytes) y un sistema operativo MS-DOS versión 3.3. La unidad de disco duro es de 20 Megabytes. Dispone de seis ranuras para la instalación de tarjetas accesorias de 8 y 16 bits. Las de 8 bits se pueden colocar en cualquier ranura, mientras que las de 16 bits solamente funcionan en las ranuras largas.

Tarjeta de adquisición de datos. Las tarjetas de adquisición de datos, junto con una computadora compatible, constituyen un sistema completo para la adquisición de datos en laboratorio. El sistema INING-90 emplea una tarjeta DT2814 fabricada por LPC Lab (Data Translation, Inc.) la cual adquiere señales analógicas y las convierte en códigos digitales que se procesan en la computadora. La tarjeta se conecta a una ranura de expansión (corta o larga) de Entrada-Salida (I/O) que se encuentra dentro de la computadora. La conversión Analógica-Digital (A/D) se consigue mediante un convertidor monolítico de 12 bits, capaz de alcanzar un rendimiento de 25 khz (25,000 conversiones por segundo). Se puede usar un reloj en la tarjeta con frecuencias programables para controlar el inicio de las subrutinas de adquisición de datos. La DT2814 contiene 16 canales de entrada analógica y se puede configurar para rangos de entrada unipolar o bipolar de +/-5V, 0 a +5V y +/-2.5V.

El usuario puede seleccionar cuatro parámetros de operación en la DT2814. Estos son: la dirección base de la tarjeta, el rango del voltaje de entrada, la frecuencia base del reloj y el nivel de interrupción. La selección se lleva a cabo "puenteando" eléctricamente la tarjeta.

El diagrama de bloque de la DT2814 se indica en la fig 2.8 y muestra las funciones principales de los elementos de la tarjeta así como su interrelación. La DT2814 consta de tres registros: el de Control A/D, el de Estado A/D, y el de Datos A/D. Todas las operaciones de esta tarjeta se llevan a cabo utilizando estos registros.

La calibración de la tarjeta se realiza ajustando la ganancia y el "offset", se recomienda realizarla cada seis meses o cuando se cambia el rango del voltaje de entrada.

Equipo acondicionador de señal. Su función principal es amplificar y filtrar una señal eléctrica proveniente de un

transductor con la finalidad de que dicha señal se pueda medir y registrar adecuadamente con los equipos disponibles. El equipo cuenta con un sistema de dos bloques (fig 2.9). Cada bloque tiene un módulo fuente de voltaje y cinco módulos acondicionadores de señal. El módulo fuente de voltaje se localiza en la parte derecha del equipo siendo su función suministrar el voltaje de polarización a los circuitos de los módulos acondicionadores de señal. Estos últimos se ubican a la izquierda de la fuente de voltaje. Cada acondicionador de señal cuenta con seis etapas de amplificación (ganancia), cinco etapas de filtrado paso bajas y cuatro etapas de atenuación, lo que permite acondicionar la señal de acuerdo con las necesidades de operación. El funcionamiento de este equipo así como su descripción detallada se describen en el manual de operación (Sámamo, 1990).

Transductores eléctricos. La función de estos instrumentos es convertir un fenómeno físico en una señal eléctrica, permitiendo medir los esfuerzos y deformaciones en la probeta de suelo. La instrumentación de la cámara triaxial con estos transductores se muestra en la fig 2.10. Se cuenta con dos transductores de presión, uno de desplazamiento axial y una celda de carga. A continuación se mencionan las características de cada uno de ellos.

Transductor de presión confinante. Permite medir la presión de confinamiento que se aplica al suelo. Se utiliza un transductor marca Statham con un rango de trabajo de 0 a 7 kg/cm² (máximo 24.5 kg/cm²) y un voltaje de alimentación de 10 volts.

Transductor de presión de poro. Permite medir la contrapresión y la presión de poro en el espécimen de suelo. Se emplea un transductor marca Statham con un rango de trabajo de 0 a 3.5 kg/cm² (máximo 17.5 kg/cm²) y un voltaje de alimentación de 10 volts.

Transductor de desplazamiento axial. Con este transductor se miden las deformaciones axiales que presenta la probeta de suelo durante el ensaye. Se utiliza un transductor resistivo LSCT marca MPE con una carrera total de 5.1 cm y un voltaje de alimentación de 10 volts.

Celda de carga. Permite conocer la fuerza axial aplicada al suelo, ya sea de compresión o de extensión. Se emplea una celda de carga marca T-Hydrionics con una capacidad en compresión de 113.4 kg y un voltaje de alimentación de 10 volts.

En la tabla 2.1 se presenta un resumen de las características principales de estos instrumentos de medición.

2.2.3 Sistema de control

El sistema de control está constituido por dos motores de paso y la computadora. Ambos están interconectados de tal manera que los motores actúan como "esclavos" de la computadora. Los motores mueven reguladores (fig 2.11) para controlar la presión de confinamiento y la presión vertical, esta última aplicada al espécimen a través de un pistón neumático.

La computadora como elemento de control. Al recibir las señales de los transductores a través del sistema de adquisición de datos, la computadora efectúa diversas operaciones con los voltajes digitizados. En primer lugar, los convierte en magnitudes de las variables físicas de interés en el ensaye (esfuerzos y deformaciones), utilizando para ello las ecuaciones de calibración correspondientes; posteriormente verifica si el estado de la muestra de suelo es el deseado y si no, "ordena" a los motores de paso las acciones correctivas necesarias (aumentar o disminuir las presiones en el pistón o en la cámara). La comunicación entre la computadora y los motores de paso se efectúa por medio de una interfase controlada por una tarjeta,

según se describe a continuación.

Tarjeta para controlar el movimiento de los motores de paso. Se usa una tarjeta PCMotion la cual es un controlador de interfase Entrada/Salida para computadoras compatibles. Contiene circuitos electrónicos integrados y lógicos para controlar 4 motores de paso y 32 dispositivos discretos. Debido a que los componentes que controlan la tarjeta pueden lograr tareas sofisticadas, la computadora tiene la libertad de manejar los datos aun cuando los motores están funcionando. En trabajos de aplicación donde se requiera un control de posición y precisión, la tarjeta controla los 4 motores de paso mediante comandos de posición, dirección y velocidad para cada uno de ellos. En ocasiones puede resultar necesario utilizar una "rampa" para controlar la velocidad de los motores, comenzando con valores bajos y continuando con valores altos. En la fig 2.12 se muestra el diagrama de bloque de la tarjeta de los motores de paso. Todo lo que se necesita para hacer funcionar un motor de paso es una declaración de llamado en lenguaje de programación BASIC a las subrutinas que controlan su movimiento. Esta declaración especifica la dirección, modo y número de pulsos (pasos) deseados por el usuario. En este momento, la computadora recibe y realiza las órdenes y acciones por medio de las subrutinas. La sintonización de las rampas permite que cada motor funcione óptimamente.

2.2.4 Calibración del equipo

La calibración de los instrumentos de medición es un factor esencial para mantener un alto nivel de confiabilidad en el análisis de datos obtenidos en los ensayos de laboratorio. De igual importancia es la revisión periódica de todo el equipo empleado, así como la verificación de su buen funcionamiento. Se recomienda que la calibración de los transductores eléctricos y la revisión del equipo sea cada seis meses.

La calibración de los transductores eléctricos para la medición de presión confinante, contrapresión o presión de poro, deformación axial y fuerza axial se realizó empleando programas de computadora que permiten capturar los voltajes digitizados por medio de la tarjeta de adquisición de datos. Más adelante se describen estos programas.

Para calibrar los transductores de presión confinante y presión de poro es muy importante que se encuentren completamente saturados, así como todas las líneas conectadas a ellos. Cada transductor se calibra contra presiones conocidas empleando una columna de mercurio y reguladores de presión; con esto se puede determinar la relación entre las presiones aplicadas y las señales eléctricas de salida (voltajes).

El transductor de desplazamiento axial se calibra sujetando su cuerpo a una base fija y su vástago a un tornillo micrométrico apoyado en dicha base. De esta manera se desplaza el vástago a diversas distancias conocidas y se relacionan con sus correspondientes voltajes.

La celda de carga se calibra utilizando un marco de carga; se aplican cargas de magnitud conocida en el portapesas y se registra la variación de las señales de salida. En este caso se comparan las cargas aplicadas con los voltajes digitizados. La celda de carga se calibra en compresión y en tensión.

En las figs 2.13 a 2.17 se presentan las gráficas de calibración obtenidas para estos instrumentos.

2.3 PROGRAMAS DE COMPUTADORA

Los programas de computadora se encuentran escritos en lenguaje de programación BASIC. Se realizaron programas para el monitoreo de voltajes, la calibración de transductores y para controlar las

etapas de consolidación y falla de los especímenes de suelo. A continuación se describe cada uno de ellos en forma concisa. Sus listados se presentan en el Apéndice A.

Programa para monitorear voltajes y ceros de los transductores.

En la fig 2.18 se muestra su diagrama de flujo. Este programa permite monitorear los voltajes de cinco transductores durante el tiempo que requiera el usuario. Una de sus finalidades es observar la variación del voltaje con el tiempo. También se puede emplear para registrar los ceros (voltajes) de los transductores antes de iniciar las diferentes etapas de los ensayos (saturación, consolidación y falla).

Los datos que requiere el programa son los siguientes: el nombre del archivo donde se registran los voltajes, la fecha, el tipo de transductor y las condiciones de trabajo de los cinco acondicionadores de señal (canal, ganancia, filtro, atenuador).

El programa toma 15 lecturas, realiza la conversión análoga-digital mediante la subrutina de adquisición de datos y calcula el voltaje promedio. El tiempo entre cada lectura es de 0.1 segundos (DELTA). Cada bloque de 15 lecturas se repite a intervalos de tiempo (DELTA1) indicados por el usuario. Los datos obtenidos se despliegan en pantalla y se almacenan en un archivo compatible con la hoja de cálculo electrónico Lotus. El programa finaliza cuando se teclea "Control-Pausa".

Programa para calibrar los transductores de medición.

A continuación se describe el programa que se emplea en la calibración de los transductores de presión, mediante el cual se ejemplifican los programas para calibrar el transductor de desplazamiento axial y la celda de carga. Su diagrama de flujo se muestra en la fig 2.19.

El programa requiere de los siguientes datos: el nombre del archivo donde se registra toda la información para su análisis

posterior, la fecha, el tipo de transductor y las características de trabajo del acondicionador de señal empleado (canal, ganancia, filtro, atenuador).

Posteriormente aparece un mensaje en pantalla donde se ordena la aplicación del incremento de presión con el regulador y manómetro e indica que se proporcione el dato del nivel de la columna de mercurio para ese incremento de presión. Se teclea "Enter" para iniciar la medición de voltajes y después de ésta, el programa pregunta si se desea aplicar un nuevo incremento. El ciclo completo se repite hasta finalizar la calibración del transductor.

Los programas que se emplean para calibrar el transductor de desplazamiento axial y la celda de carga tienen los mismos principios que el descrito para la calibración de los transductores de presión. La única variante es el registro de la variable física que se emplea, la cual puede ser desplazamiento en mm, carga en kg o presión en kg/cm^2 , respectivamente.

Programa para la etapa de consolidación anisotrópica. La consolidación anisotrópica de especímenes de suelo ejemplifica una de las múltiples aplicaciones de un sistema automático para ensayos triaxiales. En la fig 2.20 se presenta el diagrama de flujo. El programa permite controlar el ensayo de una probeta de suelo manteniendo constante el cociente de esfuerzos principales efectivos $K = \sigma'_3/\sigma'_1$. Lo anterior se realiza operando los motores de paso acoplados a los reguladores de presión; un motor controla la aplicación de fuerzas axiales y el otro la presión confinante.

Los datos que requiere el programa se indican en los dos primeros bloques del diagrama de flujo; éstos son: el nombre del archivo donde se almacenan los resultados, la fecha, las dimensiones iniciales de la probeta de suelo, como son el área (A_0), la altura (H_0) y el volumen (V_0), el cociente de esfuerzos efectivos deseado (K) y el estado final de esfuerzos efectivos (σ'_{1f} , σ'_{3f}

p'_0), donde p'_0 es el esfuerzo efectivo octaédrico final de consolidación. También se proporcionan los ceros (voltajes) de los transductores y el nivel inicial de agua en la bureta.

El programa toma las lecturas de voltaje de los transductores y mediante las ecuaciones de calibración obtiene el cambio de longitud, ΔH , la contrapresión, σ_{cp} , la presión confinante, σ_c y la fuerza axial, P , y registra las lecturas del nivel de agua en la bureta para obtener el cambio de volumen, ΔV . Con estos datos calcula el estado de deformaciones (ϵ_a = deformación axial unitaria, ϵ_v = deformación volumétrica unitaria), el área corregida, A_c , el esfuerzo desviador, σ_d y el estado de esfuerzos actuante (σ'_1 , σ'_3 , t' , s' , p' , K). Despliega en pantalla los voltajes de los transductores y el estado de esfuerzos. En el siguiente bloque compara el esfuerzo efectivo de consolidación actuante con el final para decidir si termina o no la aplicación de presión o carga. En caso de continuar compara el cociente de esfuerzos efectivos actuantes con el programado e incrementa la presión confinante o la fuerza axial. La magnitud de estas dos últimas se controla mediante el número de pulsos (pasos) para cada motor prefijados por el usuario. Posteriormente el programa entra en un tiempo de espera para permitir la consolidación del espécimen. Después de este tiempo, el nivel de agua expulsado se lee directamente en la bureta y este dato se ingresa al programa a través del teclado de la computadora. El ciclo completo se repite hasta alcanzar los esfuerzos finales programados.

La precisión con la que se alcanza la línea de $K = \sigma'_3/\sigma'_1$ se ilustra en la fig 2.21.

Programa para la etapa de consolidación isotrópica. Permite aplicar incrementos de presión confinante a intervalos de tiempo determinados por el usuario. La fig 2.22 muestra su diagrama de flujo.

Los datos que requiere el programa son los siguientes: el nombre

del archivo donde se almacenan los resultados, la fecha, el área, la altura y el volumen iniciales del espécimen de suelo y el esfuerzo efectivo final de consolidación. También se proporcionan los ceros de los transductores y el nivel inicial de agua en la bureta.

Con las lecturas de voltaje de los transductores y las ecuaciones de calibración el programa obtiene la contrapresión y la presión confinante y con las lecturas del nivel de agua en la bureta registra el cambio de volumen. Con éstas calcula el área corregida y el esfuerzo efectivo de confinamiento actuante. Despliega en pantalla los voltajes de los transductores y el estado de esfuerzos. A continuación compara el esfuerzo efectivo de consolidación actuante con el final para decidir si termina o no la aplicación de la presión confinante. En caso de continuar incrementa esta última y posteriormente el programa espera un determinado tiempo para permitir la consolidación de la probeta de suelo. Después de este tiempo, el nivel de agua expulsado se observa en la bureta y este dato se ingresa al programa. Cuando se alcanza el esfuerzo efectivo de consolidación deseado el programa se detiene automáticamente.

Programas para la etapa de falla. Los especímenes de suelo se llevaron a la falla aplicando cargas monotónicas en compresión o extensión en condiciones no drenadas, por lo que se realizaron programas para controlar estos dos tipos de carga. Permiten aplicar cargas verticales operando el motor de pasos acoplado al regulador de presión y al pistón neumático a intervalos de tiempo fijados por el usuario. El diagrama de flujo para el programa que permite aplicar incrementos de carga en compresión se muestra en la fig 2.23.

Los datos que necesita el programa son: el nombre del archivo que registrará los resultados, la fecha, el área y la altura de la probeta de suelo al finalizar la consolidación (A_{fc} , H_{fc}) y los ceros de los transductores.

Mediante los voltajes y las ecuaciones de calibración el programa obtiene el cambio de longitud (ΔH), la presión de poro (u), la presión confinante (σ_c) y la fuerza axial (P). Con éstas calcula la deformación axial c_a (unitaria y en %), el área corregida, A_c , el exceso de presión de poro generada durante la falla, Δu , el esfuerzo desviador, σ_d y el estado de esfuerzos actuante ($\sigma'_1, \sigma'_3, t', s'$). Despliega en pantalla los voltajes de los transductores y el estado de esfuerzos y deformaciones. A continuación compara la deformación axial existente con la prefijada para decidir si finaliza o no la aplicación de cargas. En caso de continuar, el programa incrementa la fuerza axial y entra en un tiempo de espera suficiente para que la presión de poro dentro de la probeta de suelo sea uniforme. La aplicación de cargas se detiene cuando se rebasa la deformación axial prefijada por el usuario. El intervalo de tiempo entre lecturas de voltaje se puede ajustar para registrar con mayor detalle la información en el instante en que ocurre la falla de los especímenes de arena.

El programa que se emplea para la falla en extensión tiene los mismos principios y características que el descrito para la falla en compresión, con la variante de que el motor de pasos gira en sentido contrario provocando una descarga en la probeta de suelo.

Tabla 2.1 Características principales de los transductores de medición

Tipo de Transductor	Uso en el espécimen de suelo	Ecuación de calibración	Características
Transductor de presión confinante	Medición de presión confinante	$\sigma_c = 5.509(\Delta\text{Volts})$ (en kg/cm^2)	Marca Statham Rango 0 a $7 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (máximo $24.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$) Excitación máxima 16 Volts Voltaje de alimentación 10 Volts
Transductor de presión de poro	Medición de presión de poro y contrapresión	$u = 2.54(\Delta\text{Volts})$ $\sigma_{cp} = 2.54(\Delta\text{Volts})$ (en kg/cm^2)	Marca Statham Rango 0 a $3.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (máximo $17.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$) Excitación máxima 14 Volts Voltaje de alimentación 10 Volts
Transductor de desplazamiento axial	Medición de deformación axial	$\Delta H = 26.888(\Delta\text{Volts})$ (en mm)	Marca MPE Resistivo LSCT Carrera total 5.1 cm Excitación máxima 10 Volts Voltaje de alimentación 10 Volts
Celda de carga	Medición de carga vertical	$P = 25.77(\Delta\text{Volts})$ (Compresión) $P = 25.31(\Delta\text{Volts})$ (Tensión) (en kg)	Marca T-Hydrionics Capacidad en compresión 113.4 kg Excitación máxima 10 Volts Voltaje de alimentación 10 Volts

Notas:

σ_c = presión confinante

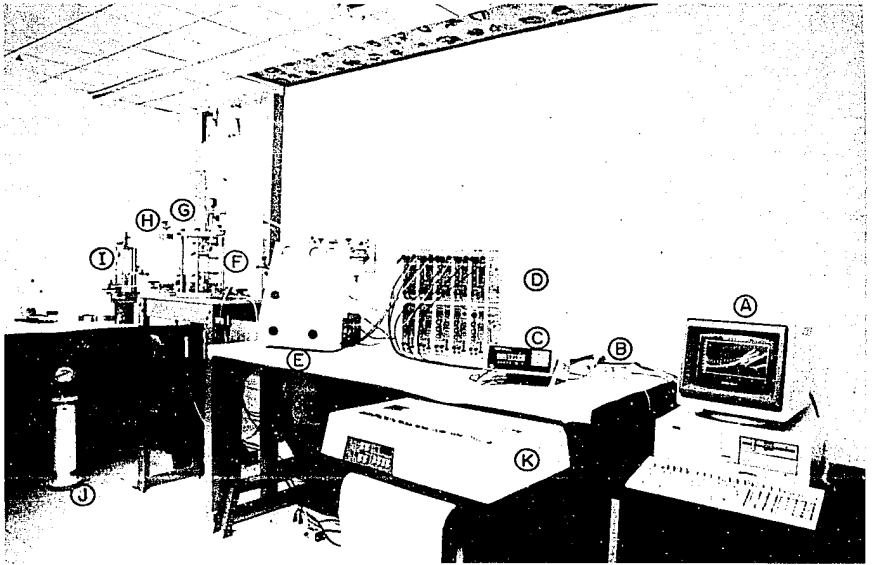
u = presión de poro

σ_{cp} = contrapresión

ΔH = cambio de longitud

P = carga vertical

ΔVolts = cambio de voltaje



- A Computadora
- B Selector de canal
- C Voltímetro
- D Acondicionadores de señal
- E Tablero de control
- F Cámara triaxial
- G Pistón neumático
- H Bureta
- I Cámara de saturación
- J Tanque con bióxido de carbono
- K Impresora

Fig 2.1 Vista general del equipo triaxial automático

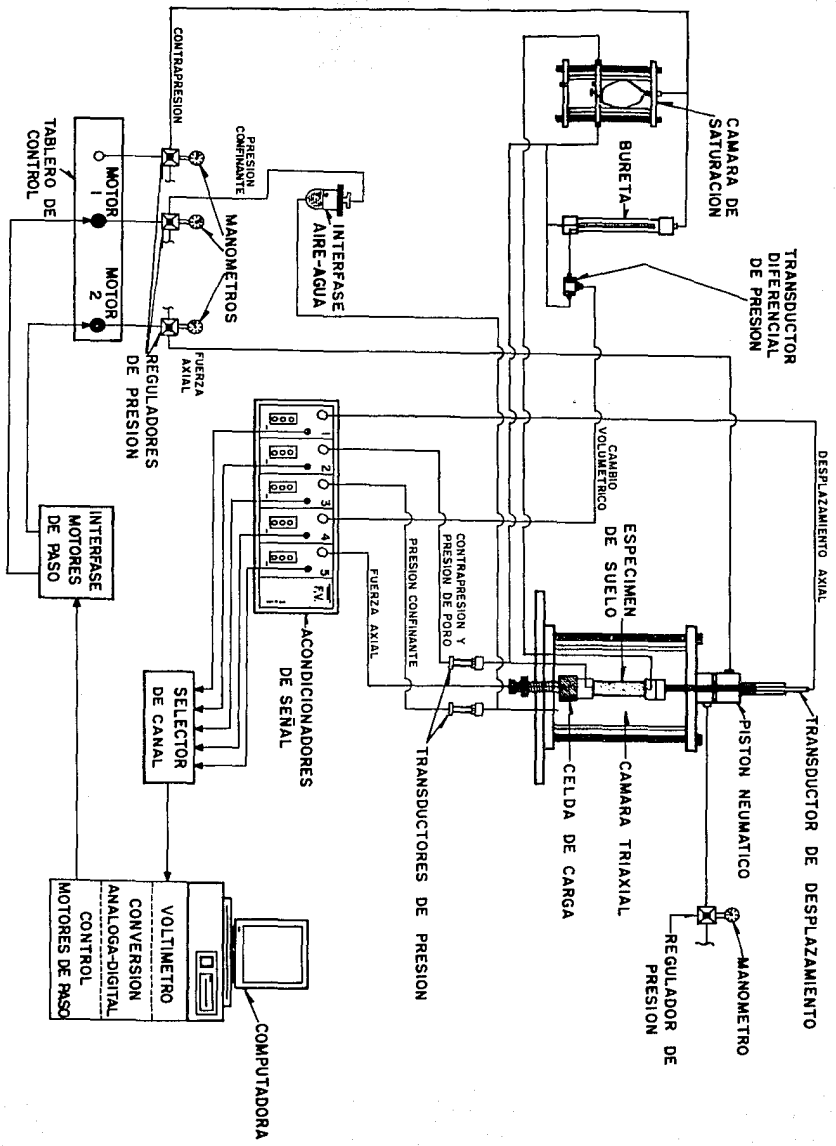
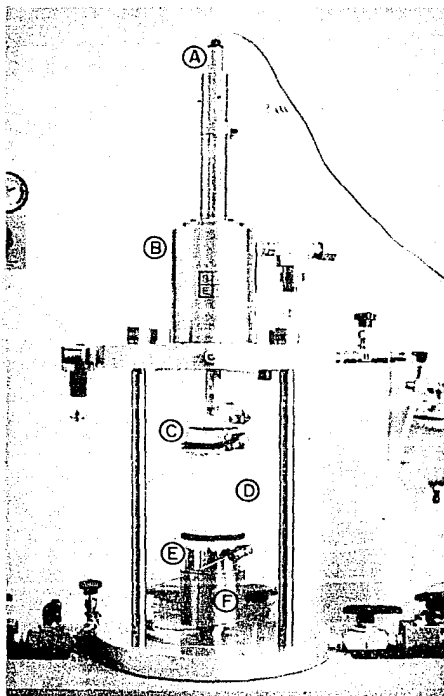
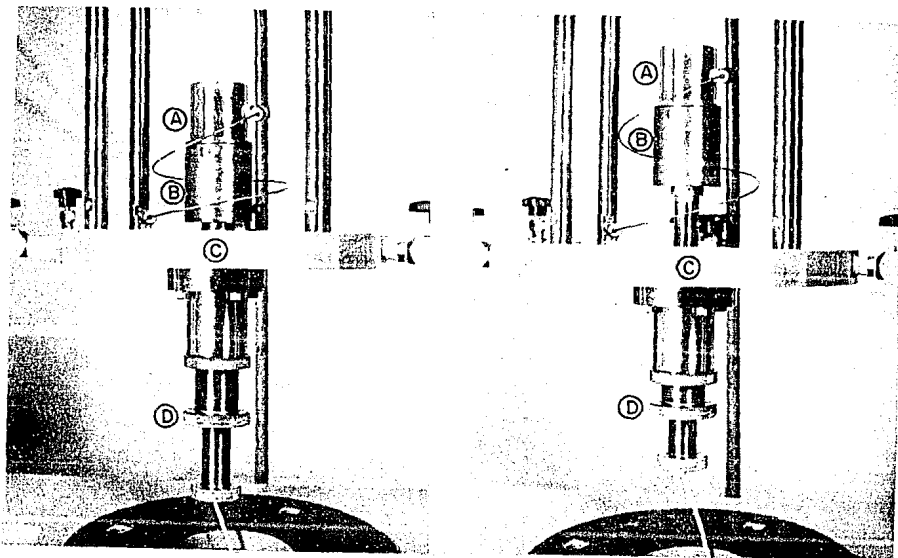


Fig 2.2 Esquema general del equipo triaxial automático



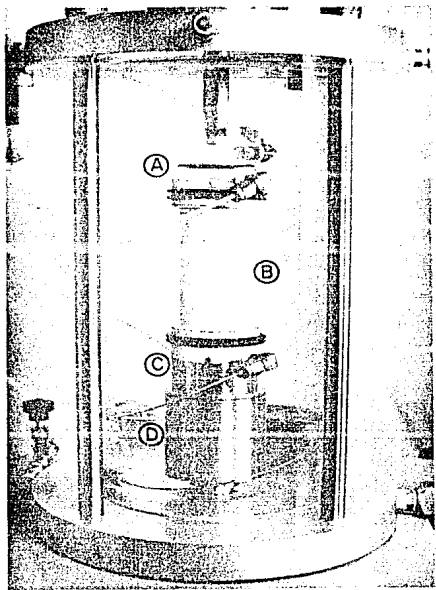
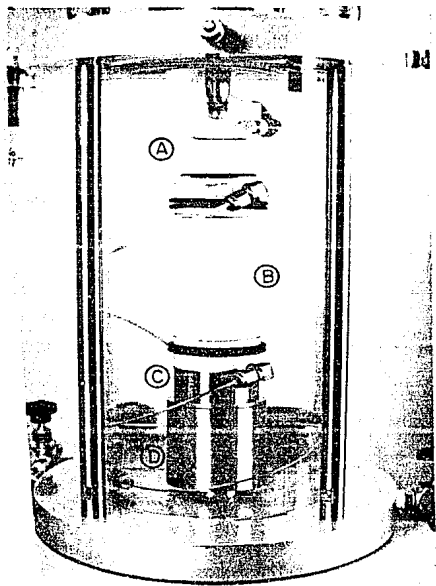
- A Transductor de desplazamiento
- B Pistón neumático
- C Cabezal de lucita
- D Espécimen de suelo
- E Base de acero inoxidable
- F Celda de carga

Fig 2.3 Cámara triaxial instrumentada



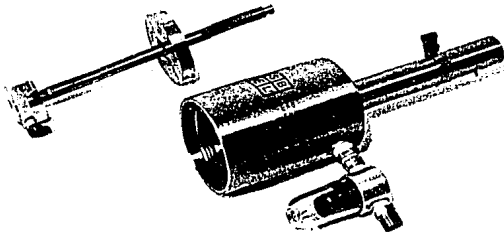
- A Base donde se apoya la probeta de suelo
- B Celda de carga
- C Base de la cámara triaxial
- D Doble tornillo

Fig 2.4 Sistema de doble tornillo que permite subir y bajar la celda de carga a la altura deseada

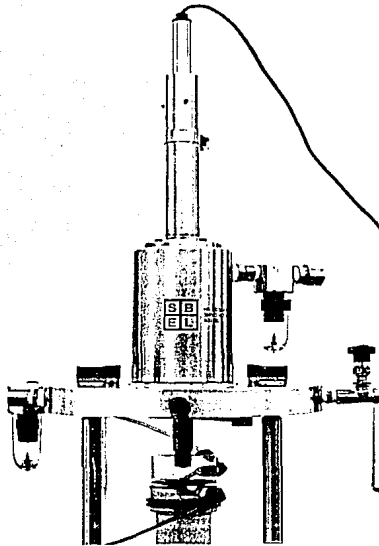


- A Cabezal de lucita
- B Espécimen de suelo
- C Base de acero inoxidable
- D Celda de carga

Fig 2.5 Contacto entre el cabezal de lucita y la probeta de suelo



a) Pistón desmontado



b) Pistón acoplado en la tapa de la cámara triaxial

Fig 2.6 Pistón neumático empleado en la aplicación de cargas verticales

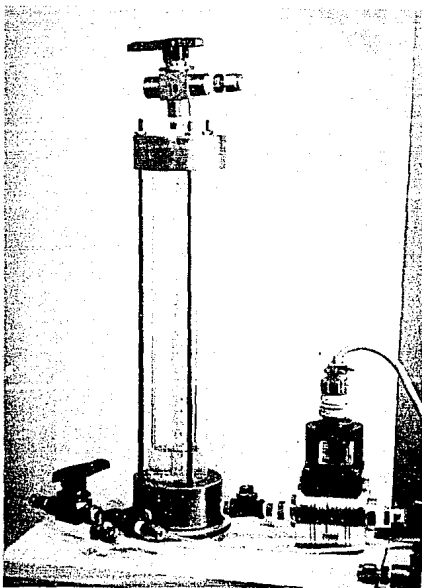


Fig 2.7 Doble bureta de lucita empleada en la medición de cambios volumétricos

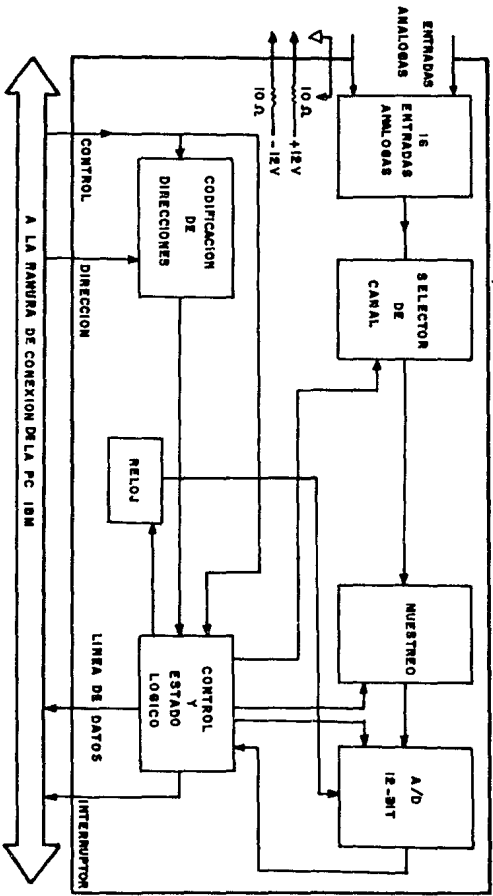


Fig 2.8 Diagrama de bloque de la tarjeta DT2814 (adquisición de datos)

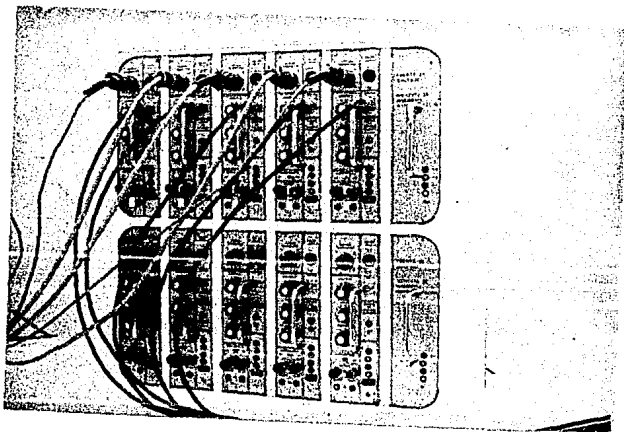
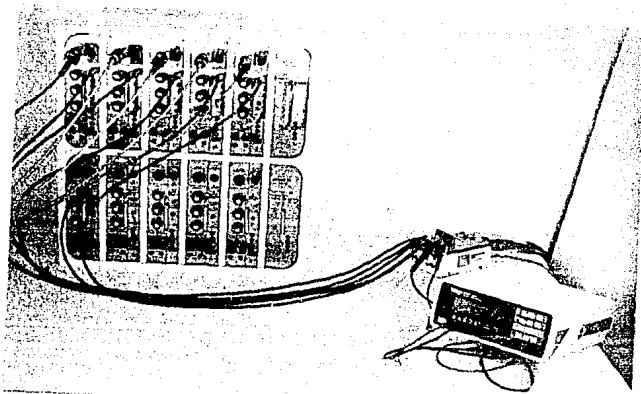
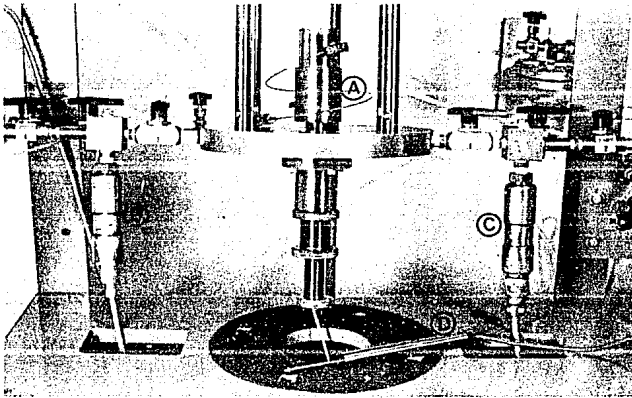
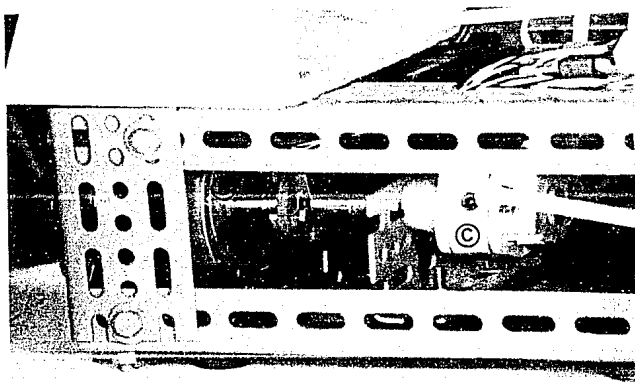
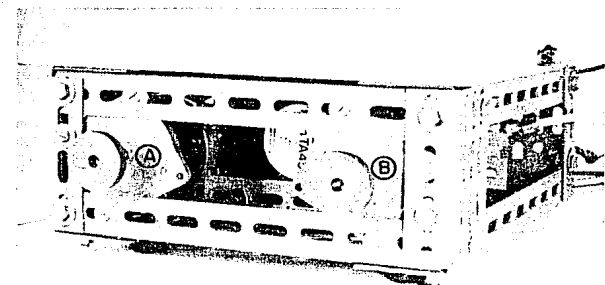


Fig 2.9 Equipo de acondicionamiento de señales



- A Celda de carga
- B Transductor de presión de poro
- C Transductor de presión confinante
- D Transductor de desplazamiento

Fig 2.10 Transductores eléctricos empleados en la cámara triaxial



- A Motor de paso 1. Aplicación de presión confinante
- B Motor de paso 2. Aplicación de fuerza axial
- C Regulador de presión

Fig 2.11 Motores de paso acoplados a reguladores de presión

A LA RAMURA
DE CONEXION
DE LA IBM/XT

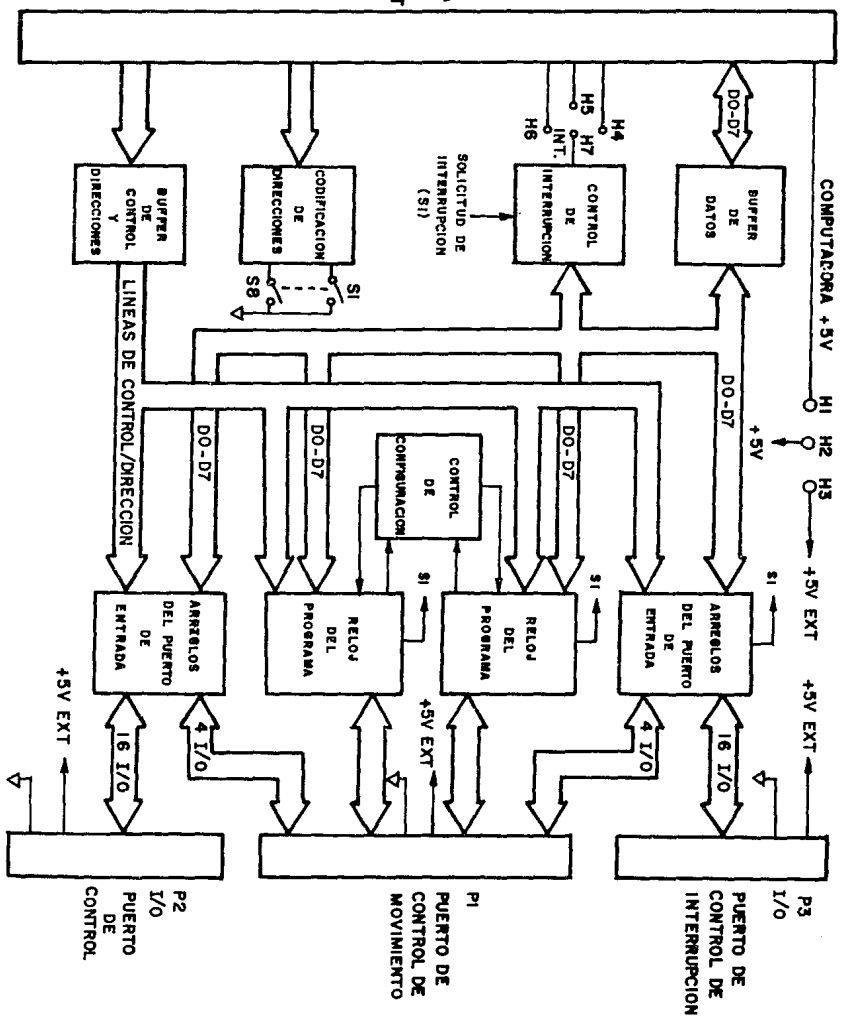


Fig 2.12 Diagrama de bloque de la tarjeta PCHotion (motores de paso)

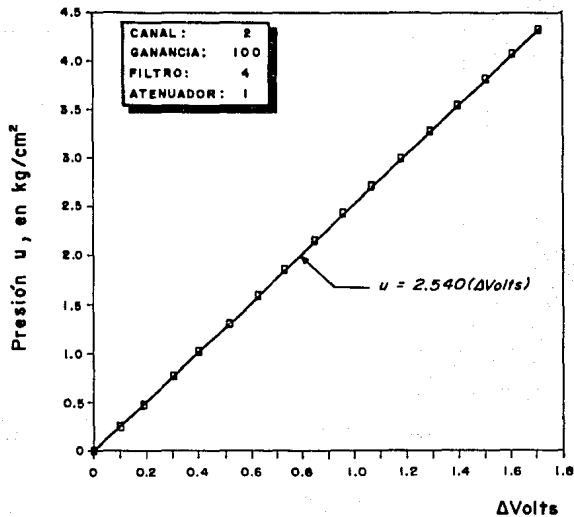


Fig 2.13 Calibración del transductor de presión de poro

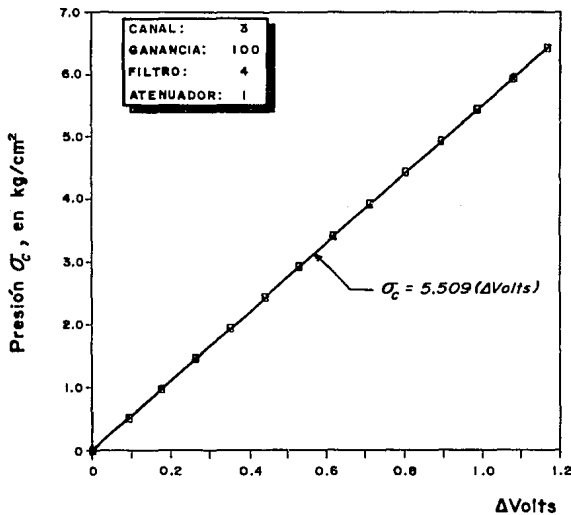


Fig 2.14 Calibración del transductor de presión confinante

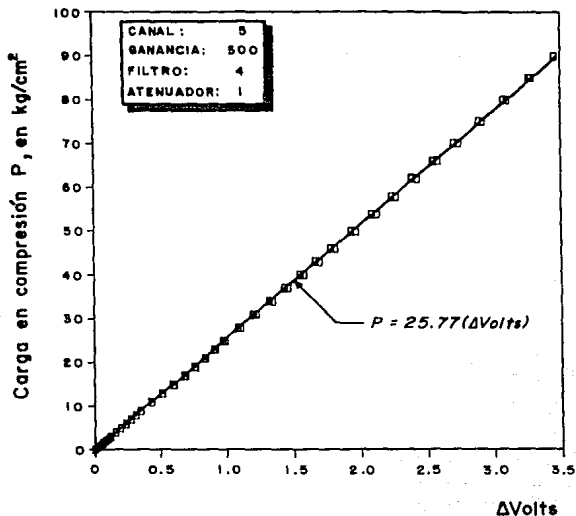


Fig 2.15 Calibración de la celda de carga en compresión

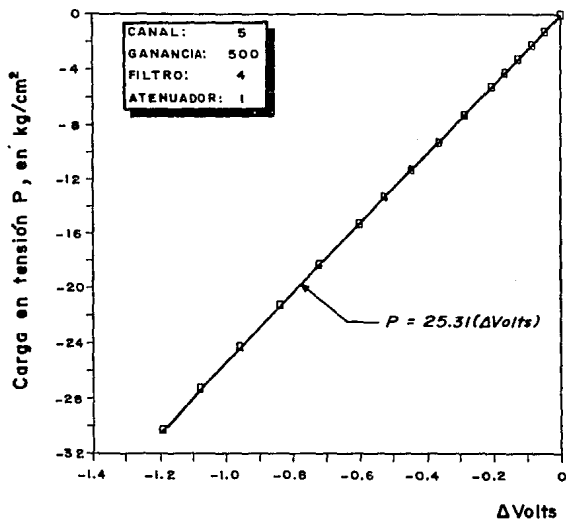


Fig 2.16 Calibración de la celda de carga en tensión

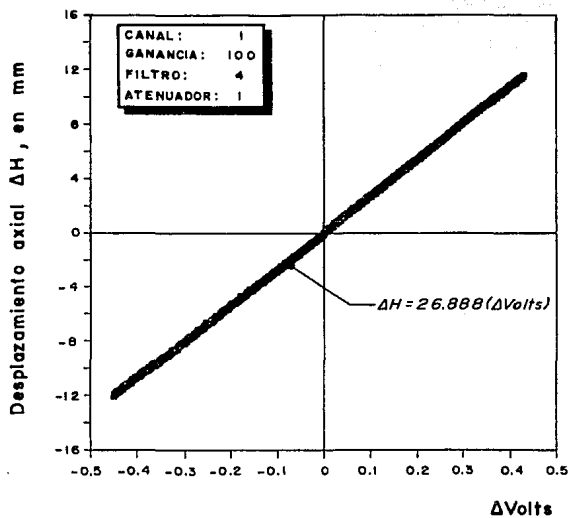


Fig 2.17 Calibración del transductor de desplazamiento axial

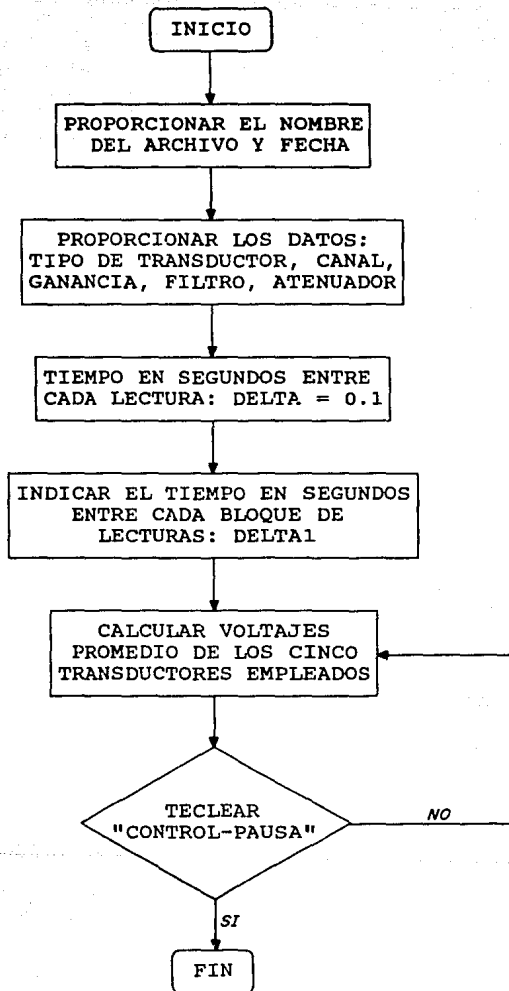


Fig 2.18 Diagrama de flujo simplificado para monitorear voltajes y ceros de los transductores

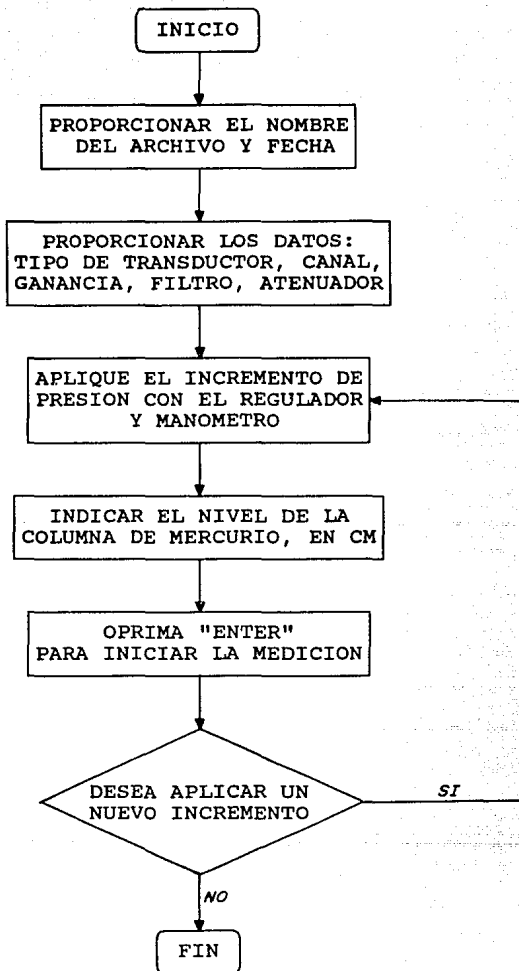


Fig 2.19 Diagrama de flujo simplificado para calibrar los transductores de presión

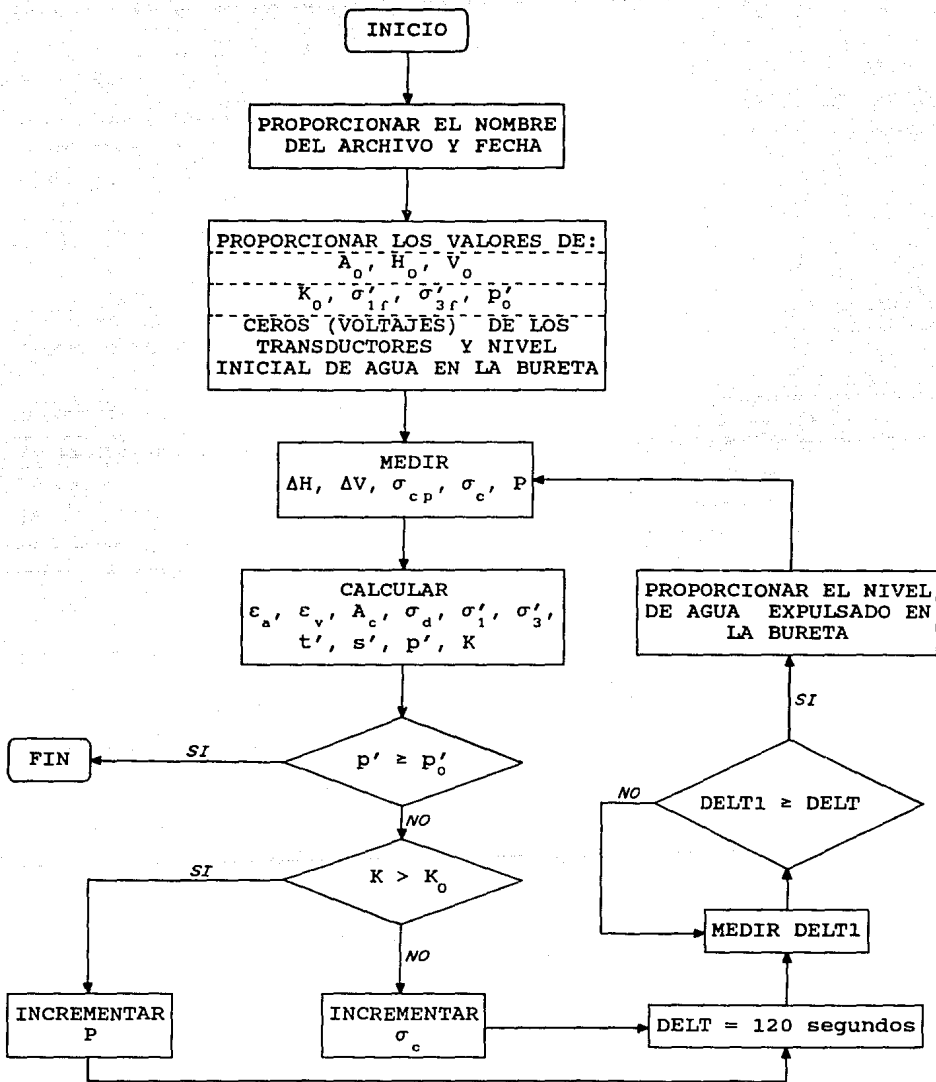
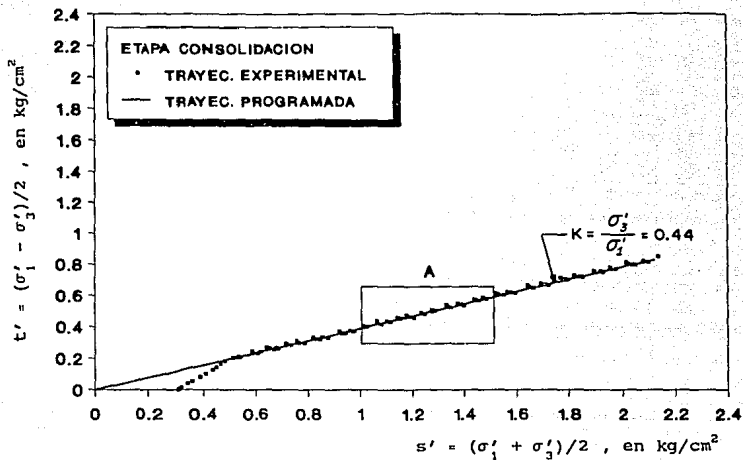


Fig 2.20 Diagrama de flujo simplificado para la etapa de consolidación anisotrópica

ENSAYE 27
ARENA FINA CON 10% DE CAOLIN



DETALLE A

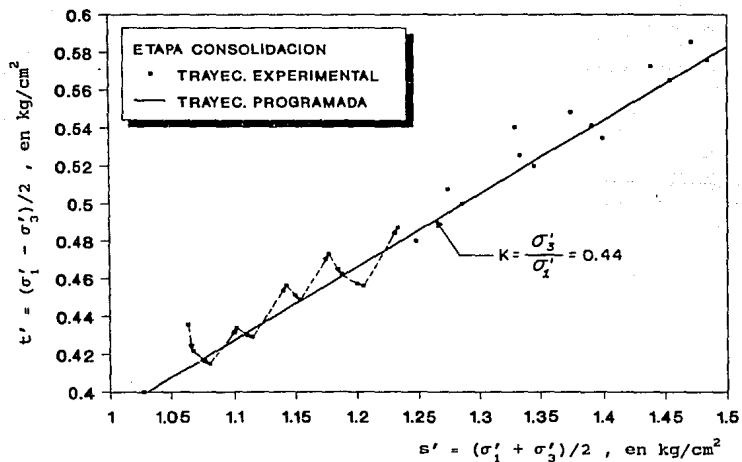


Fig 2.21 Historia de esfuerzos durante la etapa de consolidación anisotrópica

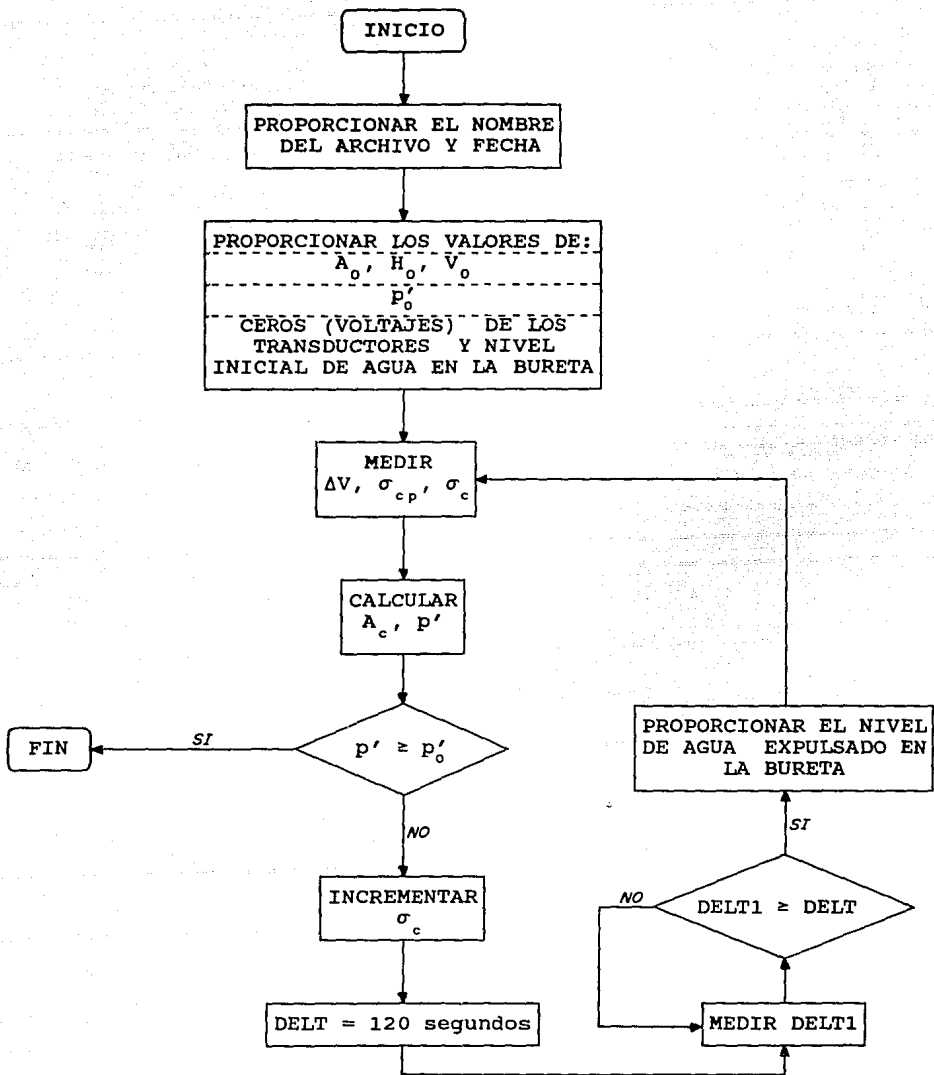


Fig 2.22 Diagrama de flujo simplificado para la etapa de consolidación isotrópica

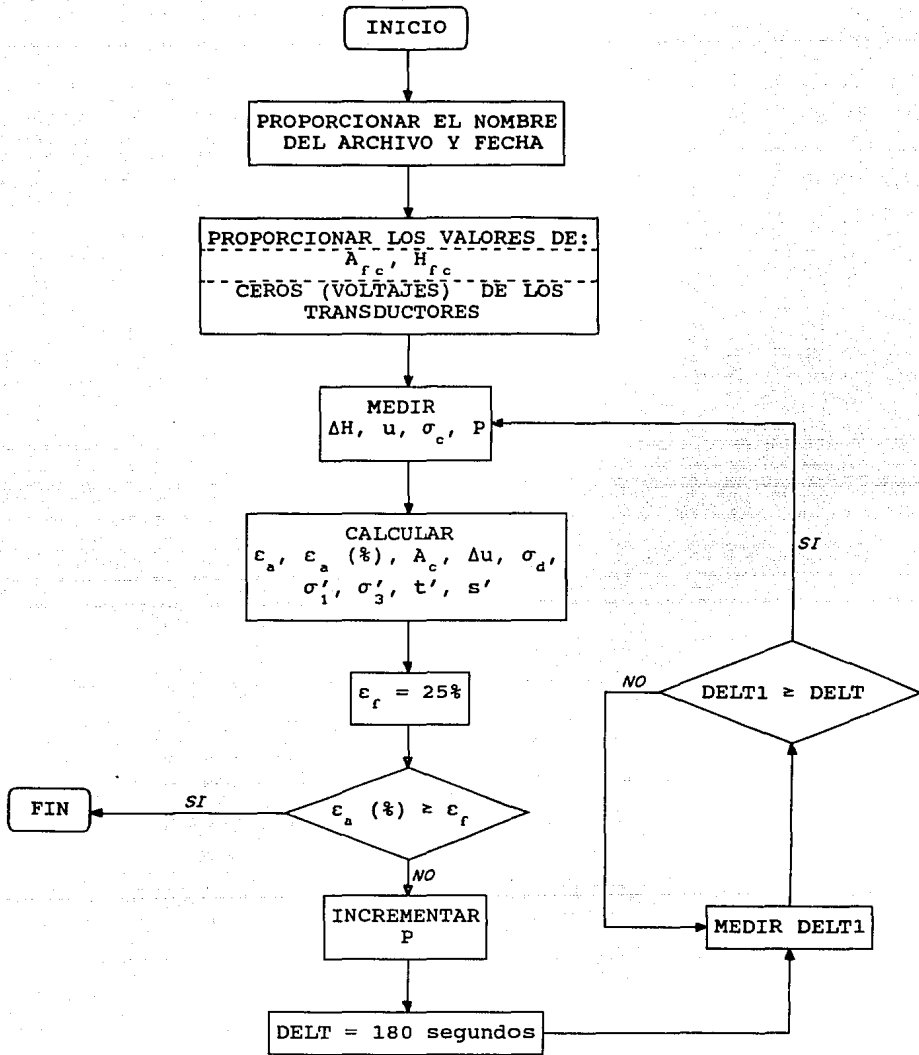


Fig 2.23 Diagrama de flujo simplificado para la etapa de falla en compresión

3. MATERIALES Y TECNICAS EXPERIMENTALES

En este capítulo se describen las características de los materiales utilizados así como las técnicas experimentales empleadas para la realización de los ensayos. También se presentan los resultados obtenidos en una serie de pruebas para verificar el funcionamiento adecuado de la cámara triaxial automática.

3.1 MATERIALES

3.1.1 Descripción y características de la arena

La arena utilizada proviene de Jáltipan, Veracruz. Se identifica como una arena fina uniforme de playa, cuarzosa, color blanco, granos aproximadamente equidimensionales y subangulosos con tamaño máximo de 0.25 mm. La granulometría empleada se obtuvo por cribado en seco y se muestra en la fig 3.1. Todo el material pasa

la malla No. 40 (0.420 mm) y sólo el 3.42% pasa la No. 200 (0.074 mm). Su coeficiente de uniformidad es 1.48, el de curvatura 1.31 y su densidad de sólidos 2.66. Las relaciones de vacíos máxima y mínima resultaron ser, respectivamente, 1.015 y 0.729 (Mesa, 1991). Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se clasifica como una arena mal graduada (SP). En la tabla 3.1 se presenta el resultado de su análisis granulométrico.

3.1.2 Descripción y características del caolín

El caolín utilizado es de color blanco y pasa la malla No. 200, con 24% de fragmentos angulosos de cuarzo cuyo tamaño máximo es 0.042 mm. La densidad de sólidos del caolín es 2.60, el límite líquido 44.5%, el límite plástico 34.20% y su índice de plasticidad 10.3%. Según el SUCS se clasifica como un limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). En la tabla 3.2 se resumen las características principales y las propiedades índice de este material.

3.2 TECNICAS EXPERIMENTALES

3.2.1 Formación de los especímenes de suelo

Antes de formar los especímenes, las mezclas homogéneas de arena con caolín se secan en un horno a una temperatura de 105°C durante 24 horas. Después de este tiempo se pulverizan los grumos que se encuentren en las mezclas. Posteriormente se pesa en un cilindro de lucita el material suficiente para formar una probeta y se procede a depositarlo mediante un embudo dentro de un molde metálico. Las dimensiones y características de este molde se muestran en la fig 3.2.

El molde se coloca sobre la base con extremo lubricado donde se apoya el espécimen de suelo. La membrana de látex, sellada

previamente a la base con dos arosellos, se hace pasar por el interior del molde y se ajusta a su pared mediante la aplicación de vacío. A continuación se sostiene el molde con un soporte de aluminio para evitar vibraciones y movimientos que pudieran alterar la formación de los especímenes (ver fig 3.3). Las probetas se forman minimizando la altura de caída del material mediante un embudo provisto de un deflector en su parte inferior. Después de llenar el molde, se enrasa, se pesa el material sobrante y se coloca el cabezal de lucita con su extremo lubricado. La instalación del cabezal se realiza con otro soporte de aluminio (fig 3.3). La membrana se sella ajustándola al cabezal con dos arosellos. Se aplica vacío (0.15 a 0.20 kg/cm²) a la probeta a través de una línea que conecta al drenaje inferior con la finalidad de mantenerla firme y se suspende el vacío conectado al molde. Se retiran los soportes y el molde, se toman las dimensiones del espécimen y se calcula la relación de vacíos inicial. Finalmente se llena la cámara triaxial con agua y se aplica presión confinante (0.20 a 0.25 kg/cm²), se suspende el vacío aplicado a la probeta y se procede a saturarla. En la fig 3.4 se muestra el equipo empleado para la formación y montaje de los especímenes de suelo.

Controlando el peso del suelo y la altura de caída de las partículas se obtiene la relación de vacíos deseada. Este procedimiento permite estandarizar fácilmente los pasos a seguir para la formación de especímenes sueltos, y a la vez hace posible, con una buena aproximación, la repetición de ensayos.

Se ha establecido que la fricción en las bases tiene una importante influencia en el comportamiento de la probeta de suelo, haciendo que la distribución de esfuerzos y deformaciones no sea uniforme (Bishop et al, 1960). Para disminuirla se utilizaron extremos lubricados en los contactos de la base y cabezal con la probeta por medio de un elemento de pequeño espesor (membrana de látex con cortes radiales), adicionándole una delgada capa de aceite de silicón (fig 3.5). Con esto se

anulan o cuando menos disminuyen considerablemente los esfuerzos tangenciales en los extremos de los especímenes (Roscoe, 1953; Rowe y Barden, 1964; Bishop y Green, 1965).

3.2.2 Método de saturación de los especímenes

Después de formar los especímenes se hace circular bióxido de carbono (CO_2) y posteriormente agua destilada y desaireada desde la base de la probeta. Esto tiene el propósito de desplazar y desalojar con mayor facilidad el aire atrapado en los conductos intersticiales del suelo. El CO_2 se aplica durante 25 minutos con una presión menor que la de confinamiento. Se emplea CO_2 por ser un gas muy soluble en agua, además de que ésta puede desplazarlo fácilmente. El agua desaireada circula bajo la acción de un esfuerzo efectivo de 0.2 kg/cm^2 y una pequeña carga hidráulica (2 ó 3 cm de columna de mercurio); la circulación finaliza hasta que se tenga una cantidad de agua igual a cinco veces el volumen del espécimen. Se utiliza un tanque de saturación especialmente diseñado para este fin (Ibarra, 1989). Posteriormente se incrementa la presión confinante y la contrapresión de manera simultánea y en la misma cantidad, de tal forma que los esfuerzos efectivos del material se mantengan constantes. Estos incrementos se aplican aproximadamente a cada 10 minutos, tiempo suficiente para que se redistribuya y uniformice el estado de esfuerzos del suelo. La contrapresión permite disolver el aire contenido en la probeta de suelo y cualquier burbuja de aire que se encuentre en las líneas de drenaje o entre las conexiones del sistema de saturación. Se emplearon contrapresiones al final de la etapa de saturación de 2.8 y 3.1 kg/cm^2 .

La saturación de los especímenes se verificó midiendo el coeficiente de presión de poro B de Skempton que en ningún caso fue menor de 0.98. Antes de la consolidación del espécimen y con el drenaje cerrado se aplica un incremento del esfuerzo de confinamiento, $\Delta\sigma_3$ y se mide la respuesta de la presión de poro,

Au, generada por dicho incremento. La relación entre los incrementos de presión de poro y presión confinante define al coeficiente B:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.1)$$

Si $B < 1$, entonces se aplica un incremento de contrapresión igual al incremento de presión confinante. Cuando el espécimen de suelo se encuentra totalmente saturado, $B \approx 1$, entonces se procede a consolidarlo hasta alcanzar el esfuerzo efectivo de consolidación deseado.

3.2.3 Etapa de consolidación

Los especímenes se consolidaron isotrópica y anisotrópicamente a presiones efectivas de 1 kg/cm^2 .

En esta etapa se mantiene abierta la válvula de drenaje para permitir la expulsión de agua y registrar los cambios volumétricos. En primer lugar se aproxima lo más cerca posible la parte superior del cabezal unida al vástago del pistón con la parte inferior del cabezal colocada en la probeta de suelo. A continuación se enciende el sistema de los motores de paso y se realiza el contacto entre las partes inferior y superior del cabezal. Esto último se hace subiendo la probeta mediante el sistema de doble tornillo acoplado en la base de la cámara triaxial. Finalmente se ejecuta el programa de computadora para el tipo de consolidación deseado. Los incrementos de presión se aplican a cada 2 minutos; cuando se alcanza el esfuerzo efectivo de consolidación programado, el espécimen de suelo se deja reposar una hora. Este tiempo resultó el necesario para la consolidación de las probetas y se utilizó para estandarizar los ensayos.

3.2.4 Etapa de falla

La etapa de falla se llevó a cabo con esfuerzo controlado bajo condiciones no drenadas, aplicando cargas verticales en compresión o extensión.

Al finalizar la consolidación del espécimen se cierra la válvula de drenaje con la finalidad de registrar el exceso de presión de poro generada durante la etapa de falla. El exceso de presión de poro es la diferencia entre la presión total intersticial y la contrapresión aplicada durante la consolidación. A continuación se ejecuta el programa de computadora para el tipo de falla deseado. Los incrementos de carga vertical se aplican a cada 3 minutos, tiempo suficiente para uniformizar la presión de poro en la probeta.

3.3 ENSAYES DE VERIFICACION

Con el objeto de verificar el funcionamiento adecuado y operación de la cámara triaxial automática se llevaron a cabo ensayos de compresión consolidados no drenados (pruebas CU) en materiales granulares y en arcillas de alta compresibilidad de la ciudad de México. Los resultados se compararon con los que se obtuvieron ensayando los mismos materiales en equipos convencionales.

Los resultados experimentales se analizan a través de curvas de esfuerzo desviador, σ_d y de exceso de presión de poro, Δu contra deformación axial, ϵ_a . También se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos en términos de s' como abscisas y t' como ordenadas:

$$s' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \quad (3.2)$$

$$t' = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} \quad (3.3)$$

en donde σ'_v y σ'_h son los esfuerzos efectivos vertical y horizontal, respectivamente.

A partir de las trayectorias de esfuerzos efectivos se puede obtener el ángulo de fricción interna, ϕ' , mediante la relación:

$$\tan \alpha' = \text{sen } \phi' \quad (3.4)$$

donde α' es el ángulo de la envolvente de falla definida por la trayectoria de esfuerzos efectivos. En la fig 3.6 se demuestra la relación entre los ángulos α' y ϕ' .

3.3.1 Ensayes en suelos granulares

Se ensayaron mezclas de arena con caolín consolidadas isotrópicamente a diferentes presiones. Los materiales empleados así como las técnicas experimentales son los que ya se describieron. El objetivo de estos ensayos fue reproducir los resultados de algunas de las pruebas llevadas a cabo por Ovando y Mesa (1991), en las que se utilizó una cámara triaxial con pistón y portapesas (fig 3.7) para ensayos de carga controlada; las cargas verticales, la presión confinante y la presión de poro se midieron con transductores eléctricos donde la señal de salida se registró gráficamente.

Los resultados experimentales se muestran en las figs 3.8 y 3.9. En cada figura se resume la información de los ensayos realizados, presentándose la relación de vacíos al inicio de la prueba, e_i , y al final de la consolidación, e_f ; la relación de

vacíos intergranular al inicio del ensaye, e_{q1} , y al final de la consolidación, e_{gr} ; el esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_c , y el ángulo de fricción interna, ϕ' .

Como se puede observar, las trayectorias de esfuerzos efectivos obtenidas con los dos equipos son prácticamente las mismas; sin embargo, las probetas ensayadas en el equipo convencional generaron mayor presión de poro y resultaron ser ligeramente más resistentes. Estas diferencias se pueden atribuir a lo siguiente:

- a) Variaciones en las condiciones iniciales durante la formación de las probetas y en la medición de sus dimensiones.
- b) El efecto de la fricción en el vástago del pistón de la cámara convencional, lo que resulta en una sobre-estimación de las fuerzas verticales aplicadas a los especímenes.
- c) Errores en las lecturas de la presión de poro y la fuerza axial en el equipo convencional debidos a las limitaciones en la resolución del sistema de registro.
- d) Falta de simultaneidad en las lecturas realizadas en la cámara convencional debido a que el registro de deformaciones axiales se llevó a cabo leyendo visualmente un micrómetro de carátula mientras que la presión de poro y la fuerza axial se registraron gráficamente.

La cámara triaxial automática evita los problemas de registro de la información mediante una tarjeta de adquisición de datos; el efecto de la fricción en el vástago del pistón se elimina pues la medición directa de las fuerzas axiales se realiza por medio de una celda de carga sumergible.

3.3.2 Ensayes en arcillas de alta compresibilidad

Se ensayaron especímenes de arcilla de la ciudad de México consolidados isotrópicamente a diferentes presiones. Las muestras de suelo, provenientes de las zonas lago centro y lago virgen, se obtuvieron mediante un muestreador de pared delgada a 28.4 y 12.3 metros de profundidad, respectivamente. En la tabla 3.3 se presentan las propiedades índice de estos materiales.

Se llevaron a cabo ensayos en la cámara triaxial automática y en una cámara triaxial de alambres diseñada por Santoyo y Reséndiz (1969), fig 3.10. En esta última, la fuerza axial total es la que se aplica en el portapesas transmitiéndose a la probeta de suelo mediante alambres, por lo que no es necesario corregir el efecto de la fricción en el sistema de aplicación de cargas pues su influencia es despreciable; la presión confinante y la presión de poro se midieron con un transductor eléctrico y un puente de Wheatstone y la deformación axial con un micrómetro de carátula. Los incrementos de carga en la etapa de falla se aplicaron a cada 30 minutos en las dos cámaras triaxiales. El tiempo a la falla fue de 5 a 7 horas.

Los resultados experimentales se ilustran en las figs 3.11 y 3.12. En cada figura se proporciona la información de estos ensayos, presentándose el contenido de agua al inicio de la prueba, w_1 , y al final de la consolidación, w_r , y los valores de e_1 , e_r , σ'_c y ϕ' .

Se puede observar que las curvas obtenidas con los dos equipos triaxiales concuerdan casi exactamente. Los especímenes de suelo alcanzaron prácticamente la misma resistencia y generaron igual presión de poro; las trayectorias de esfuerzos efectivos presentan un comportamiento idéntico. Por otra parte, en los resultados obtenidos con el sistema triaxial automático, se pueden observar los efectos de la velocidad de aplicación de carga y la relajación de la fuerza aplicada por el pistón

neumático. Esto causa una redistribución y uniformización de esfuerzos, involucrando una disminución del esfuerzo desviador, y esto, junto con los efectos de deformación diferida (creep), provocan cambios en la generación de presión de poro. Lo anterior ocasiona una disminución en la resistencia del suelo y modifica la trayectoria de esfuerzos efectivos (ver fig 3.13). La discusión de los efectos de creep se encuentra fuera de los alcances de esta tesis.

En la fig 3.14 se muestran los resultados obtenidos al ensayar dos especímenes de arcilla-limosa labrados de la misma muestra, consolidados a un esfuerzo efectivo de 1.8 kg/cm^2 y llevados a la falla a una velocidad de aplicación de carga diferente. En el ensaye 10 se aplicaron cargas a cada 2 horas y media, llegando a la falla a las 30 horas y media. En el ensaye 11 se aplicaron cargas a cada 30 minutos, ocurriendo la falla a las 6 horas y media. En estos resultados se puede observar la influencia de la velocidad de aplicación de carga en la resistencia alcanzada, en la generación de presión de poro, en la forma de la trayectoria de esfuerzos efectivos, en el valor del ángulo de fricción interna y en la rigidez del espécimen de suelo. La probeta del ensaye 10 resistió menos, con una rigidez menor y una generación de presión de poro casi igual a la del ensaye 11. En estos ensayes, la influencia de la velocidad de aplicación de carga resultó más notable en los ángulos de fricción interna obtenidos: $\phi' = 45.12^\circ$ para el ensaye con incrementos de carga lentos y $\phi' = 54.07^\circ$ para el ensaye con incrementos de carga a cada 30 minutos.

El análisis de estos resultados permite establecer la importancia de contar con un sistema triaxial automático pues facilita y mejora el estudio de este tipo de efectos que se presentan en los suelos.

Mediante los ensayes realizados en las arenas con caolín y en las arcillas compresibles se pudo comprobar el funcionamiento

adecuado del sistema triaxial automático, así como la confiabilidad en la operación del equipo y en el análisis de resultados.

Tabla 3.1 Análisis granulométrico de la arena

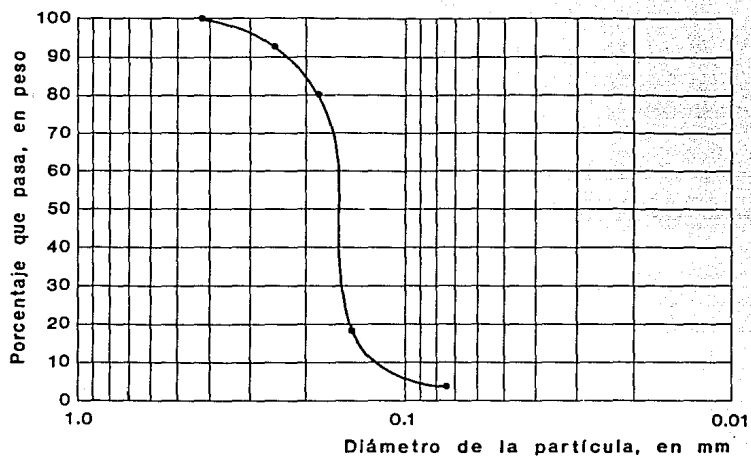
Malla No.	Abertura (mm)	Porcentaje que pasa
40	0.420	100.00
60	0.250	92.50
80	0.177	80.01
100	0.149	18.03
200	0.074	3.42
Color:		Blanco
Mineralogía:		Cuarzo
Forma de partículas:		Subangulosas
Densidad de Sólidos, G_s:		2.66
Relación de vacíos máxima, e_{max}:		1.015
Relación de vacíos mínima, e_{min}:		0.729
Coefficiente de uniformidad, C_u:		1.48
Coefficiente de curvatura, C_c:		1.31
Clasificación según el SUCS:		SP

Tabla 3.2 Características y propiedades índice del caolín

Color	Blanco
Densidad de sólidos	2.60
Límite líquido	44.50%
Límite plástico	34.20%
Índice de plasticidad	10.30%
Clasificación de acuerdo a la estructura	Caolinita
Clasificación según el SUCS	ML

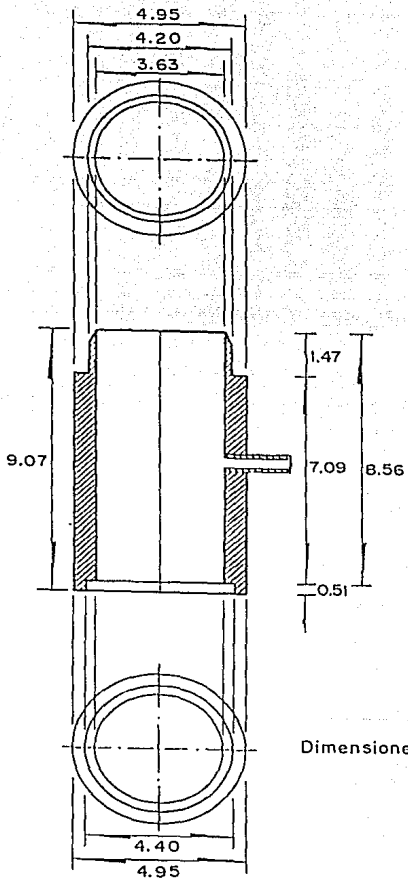
Tabla 3.3 Propiedades índice de las arcillas ensayadas

Sitio	Muestra	Prof. (m)	w (%)	v _L (%)	w _P (%)	PI (%)	G _s	Características	Clasificación SUCS
Brasil 75 (Zona Lago Centro)	5-5	28.4	267	370	123	247	2.486	Arcilla-limosa de alta plasticidad color café rojizo, con varios nódulos de carbonato	CH-MH
Aeropuerto (Zona Lago Virgen)	1-2	12.3	393	473	89	384	2.631	Arcilla de alta plasticidad color verde olivo, con bastantes nódulos de carbonato	CH



$D_{10} = 0.115 \text{ mm}$ $C_u = 1.48$
 $D_{30} = 0.160 \text{ mm}$ $C_c = 1.31$
 $D_{60} = 0.170 \text{ mm}$

Fig 3.1 Granulometría de la arena utilizada



Dimensiones en cm

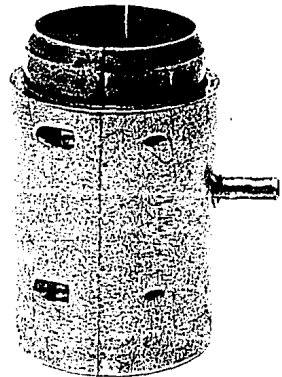
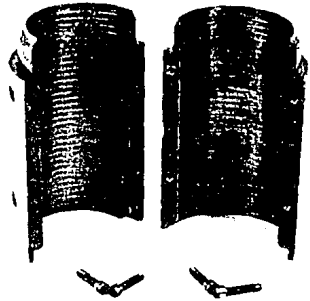
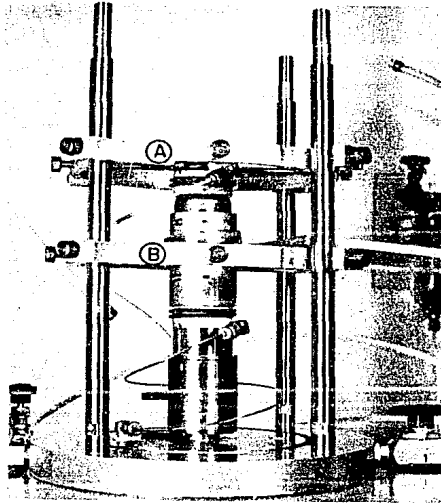
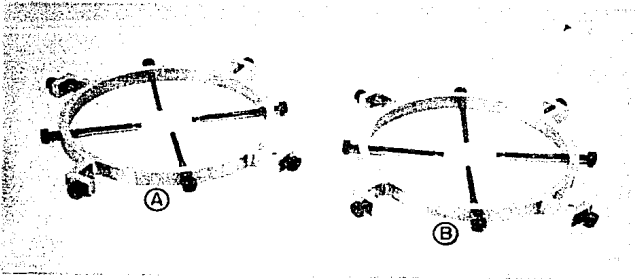


Fig 3.2 Molde empleado en la formación de los especímenes



- A Soporte para el cabezal de lucita
B Soporte para el molde

Fig 3.3 Soportes utilizados en el montaje de los especímenes

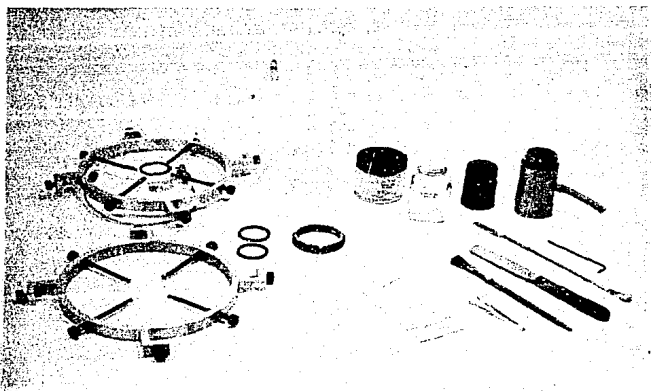


Fig 3.4 Equipo empleado para la formación y montaje de los especímenes de suelo

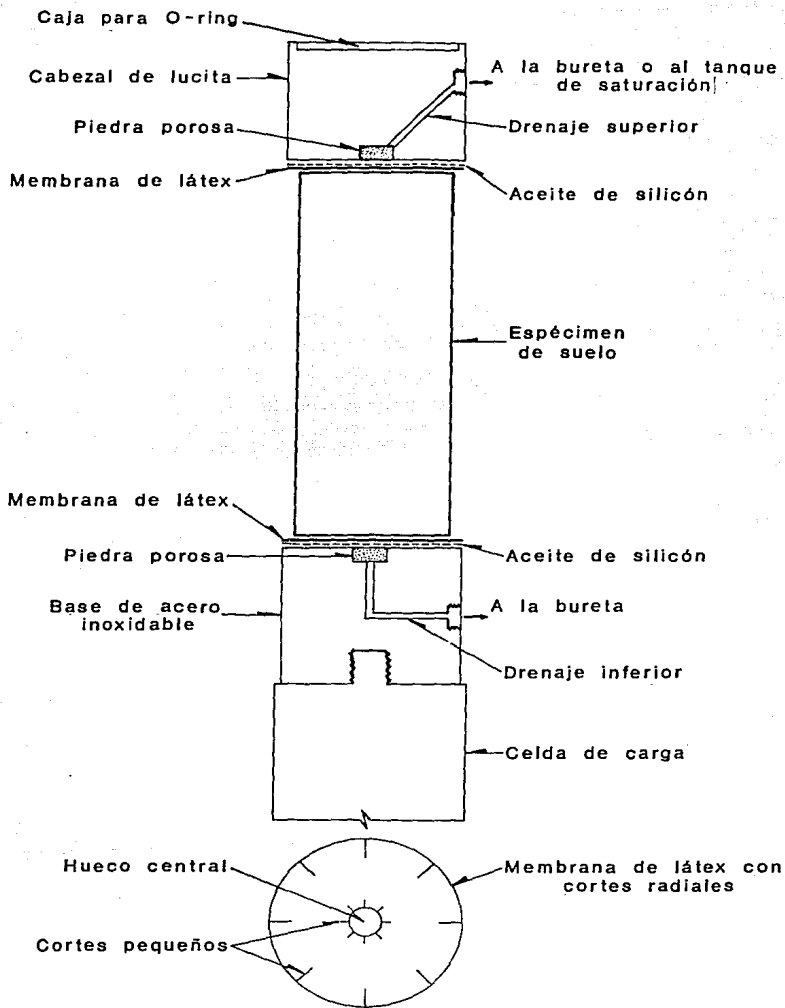
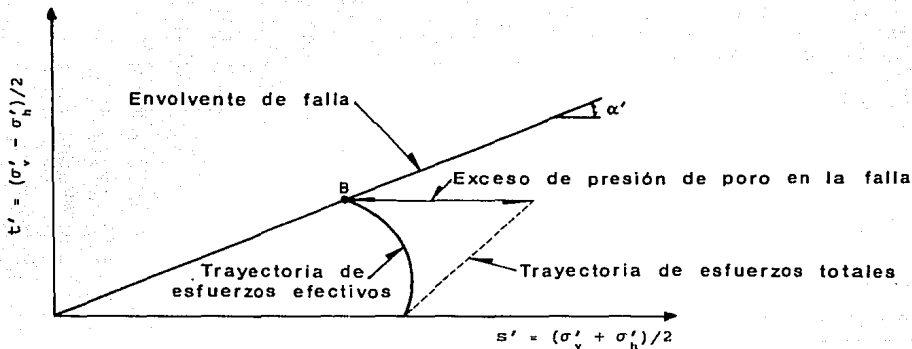
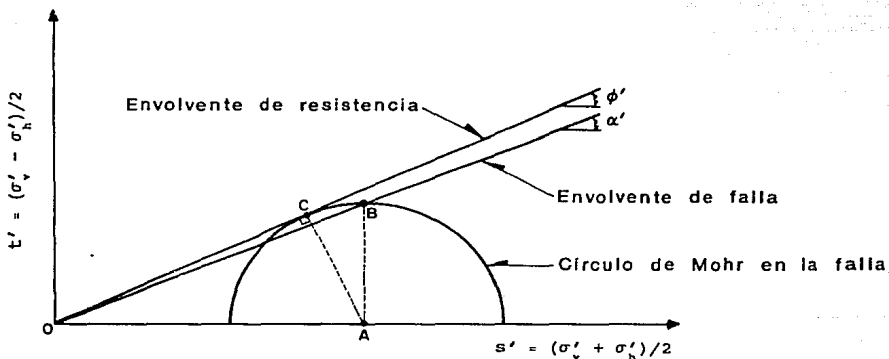


Fig 3.5 *Elementos principales en el sistema de extremos lubricados*



a) Envoltente de falla de la trayectoria de esfuerzos efectivos



b) Condición de falla

Del triángulo OAB: $\tan \alpha' = \frac{AB}{OA}$

Del triángulo OAC: $\sen \phi' = \frac{AC}{OA}$

Las distancias AB y AC son iguales debido a que ambas representan el radio del círculo. Por lo tanto:

$$\tan \alpha' = \sen \phi'$$

Fig 3.6 Relación entre los ángulos α' y ϕ'

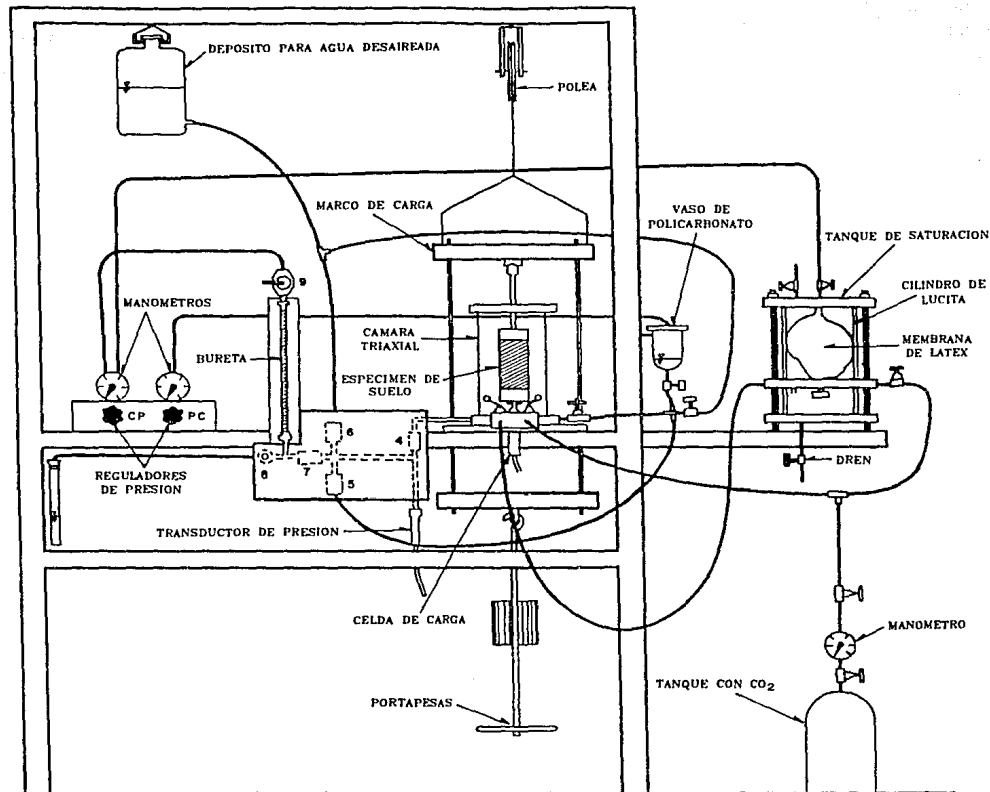
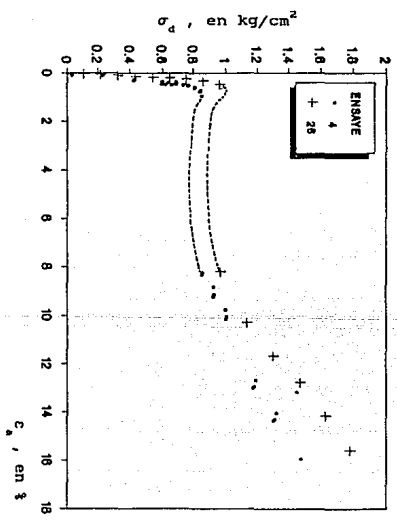
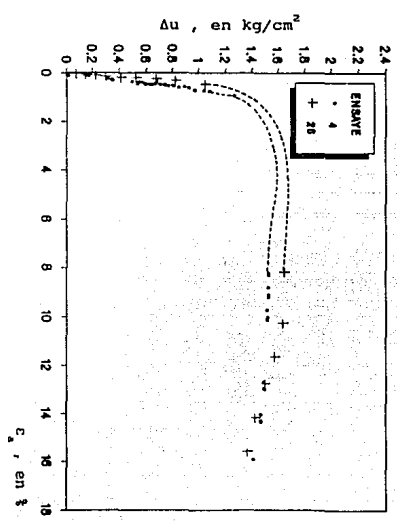


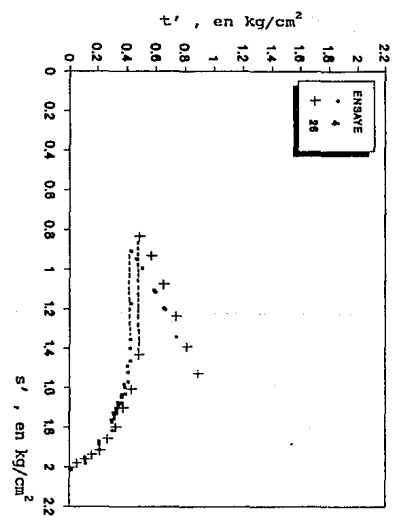
Fig 3.7 Sección transversal del equipo triaxial empleado por Mesa (1991)



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



b) Curvas exceso de presión de presión de poro-deformación

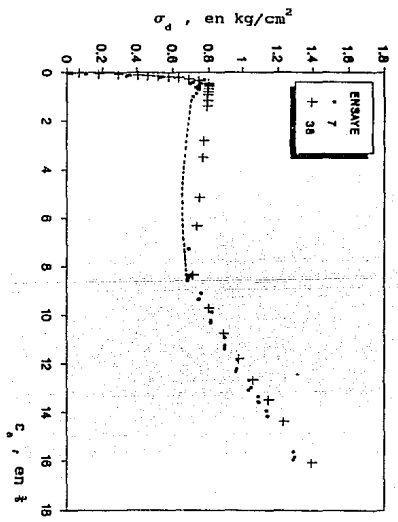


c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

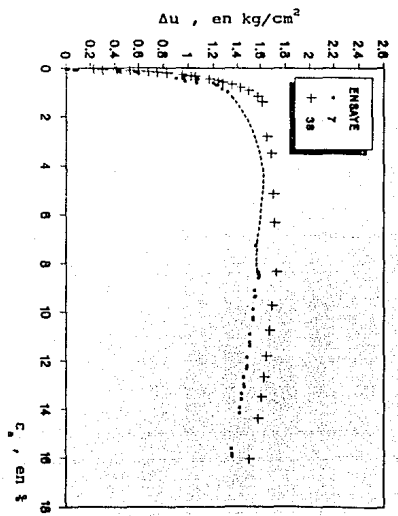
ENSAYE NUMERO	e_1	e_{p1}	e_f	e_{gr}	σ'_c kg/cm ²	ϕ' grados
• 4	0.920	1.020	0.884	0.983	2.00	33.66
+ 26	0.906	1.004	0.875	0.971	2.00	36.03

• Cámara triaxial automática
+ Cámara triaxial convencional

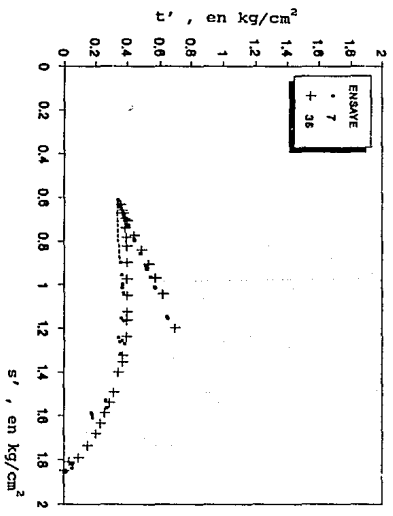
Fig 3. 8 Resultados obtenidos al ensayar arena con 5% de caolín en la cámara triaxial automática y en una cámara triaxial convencional



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAJE NUMERO	e_1	q_1	e_f	q_f	σ'_c kg/cm ²	ϕ' grados
7	0.896	1.107	0.861	1.068	1.85	33.90
+ 38	0.901	1.096	0.853	1.043	1.85	35.68

• Cámara triaxial automática
+ Cámara triaxial convencional

Fig 3.9 Resultados obtenidos al ensayar aren con 10% de caolín en la cámara triaxial automática y en una cámara triaxial convencional

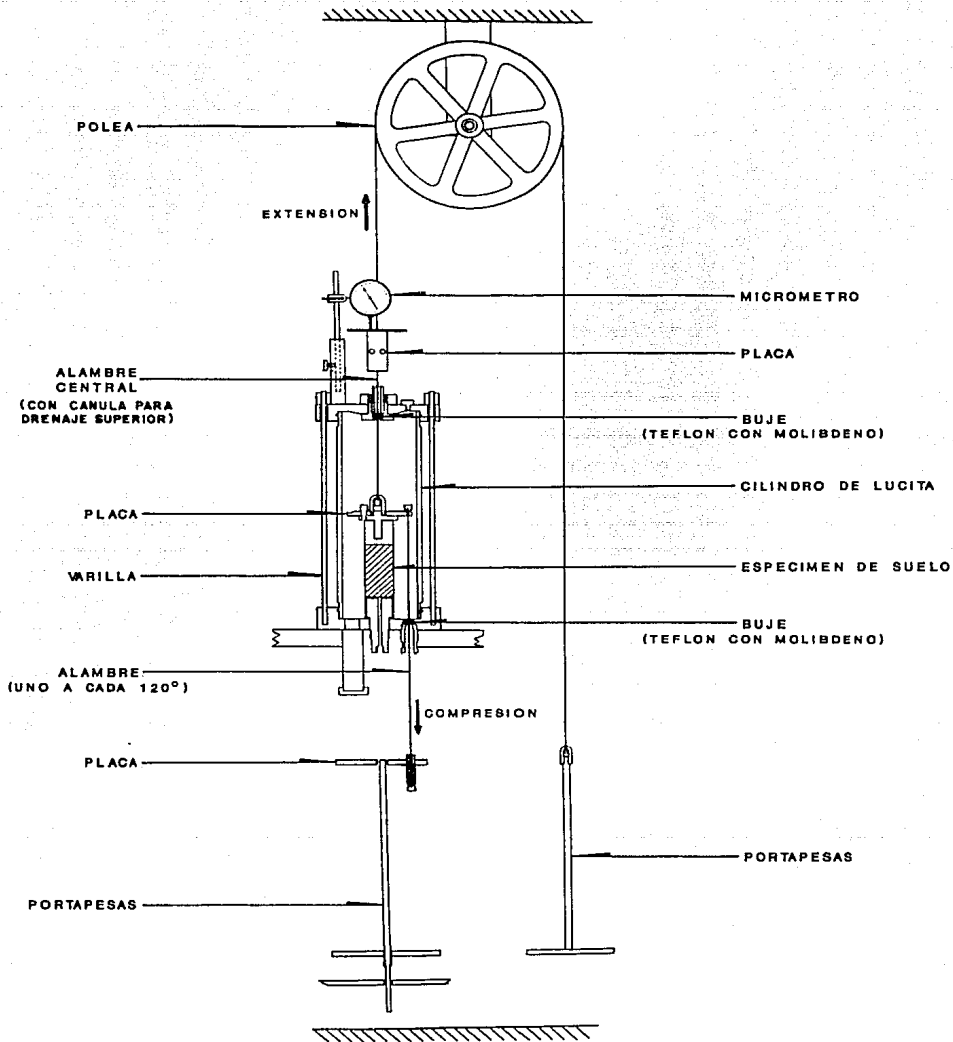
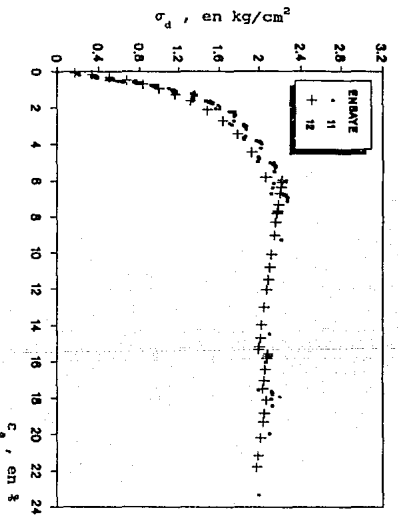
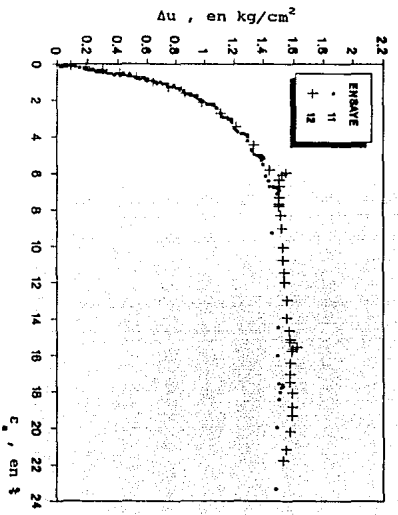


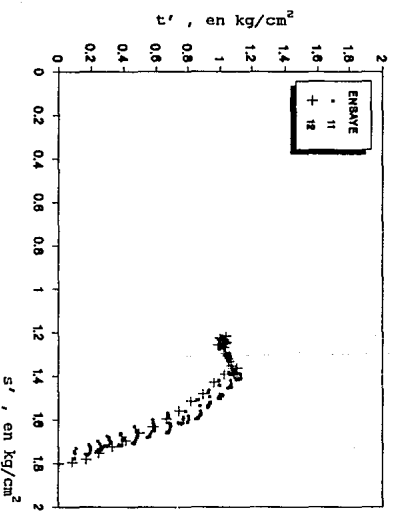
Fig 3.10 Cámara triaxial de alambres empleada en los ensayos con arcillas (Santoyo y Reséndiz, 1969)



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



b) Curvas exceso de presión de poro-deformación

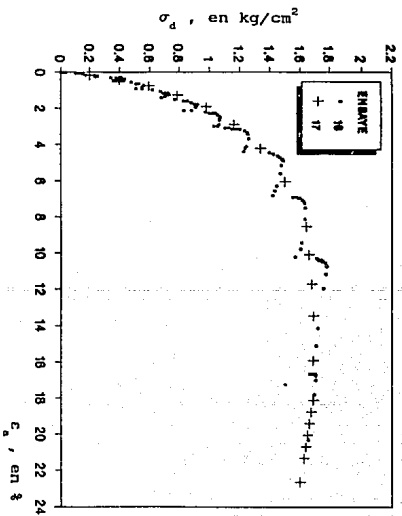


c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

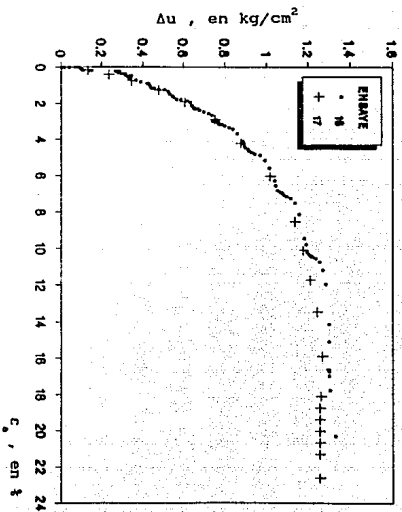
ENSAJE NUMERO	e_1	ω_1	e_f	ω_f	σ'_c	ϕ'
		%		%	kg/cm ²	grados
• 11	6.585	259	5.629	240	1.80	54.07
+ 12	6.770	261	6.110	238	1.80	53.91

• Cámara triaxial automática
+ Cámara triaxial de alambres

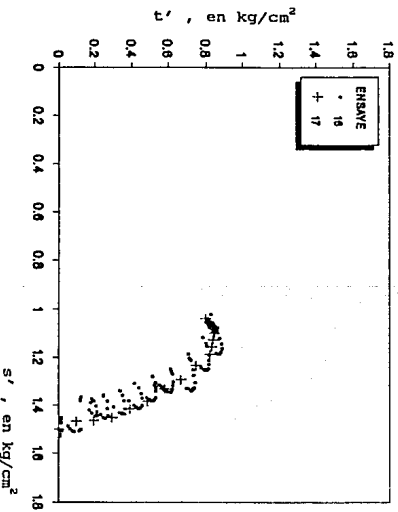
Fig 3.11 Resultados obtenidos al ensayar una arcilla-limosa en la cámara triaxial automática y en una cámara triaxial de alambres



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



b) Curvas exceso de presión de poro-deformación

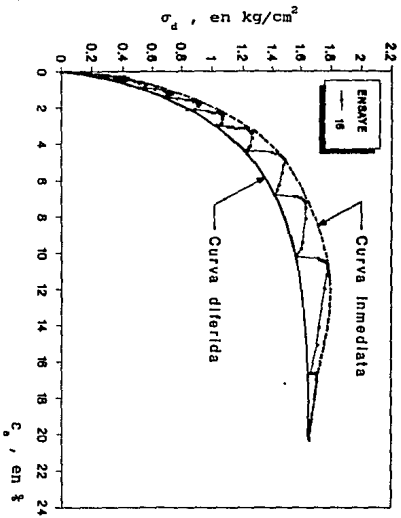


c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

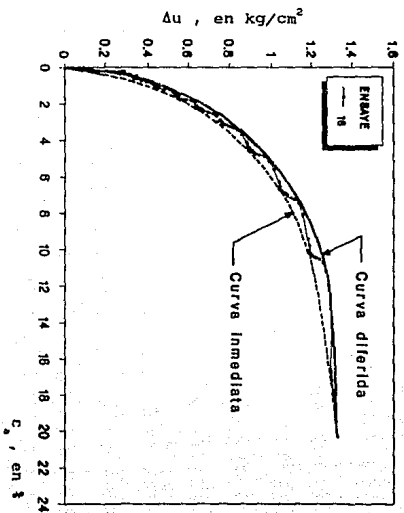
ENSAYE NÚMERO	e_1	ω_1 %	e_f	ω_f %	σ'_c kg/cm ²	ϕ' grados
16	10.75	393	6.616	274	1.50	50.96
17	11.03	400	7.038	269	1.50	50.35

- Cámara triaxial automática
- + Cámara triaxial de alambres

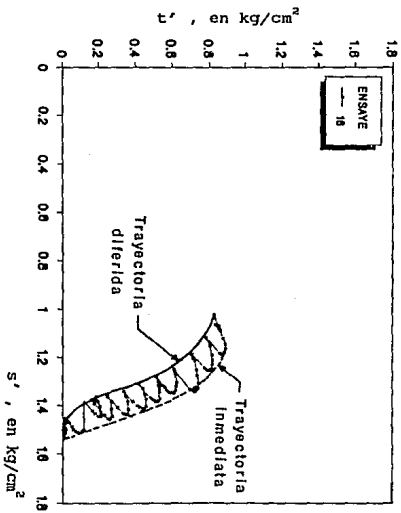
Fig. 3.12 Resultados obtenidos al ensayar una arcilla de alta compresibilidad en la cámara triaxial automática y en una cámara triaxial de alambres



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



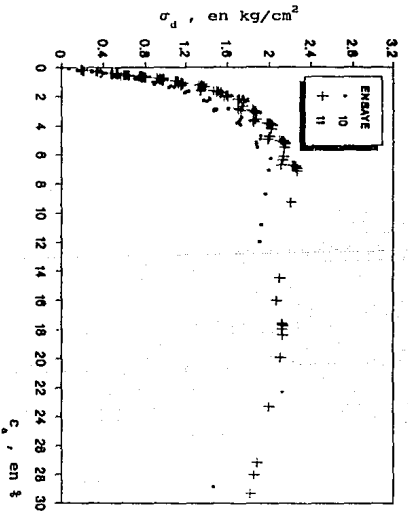
b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



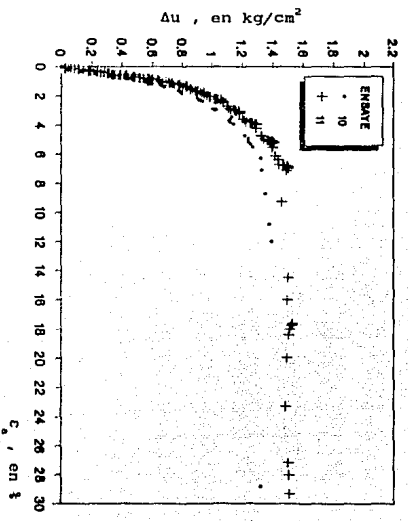
c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

Nota: Ensaye realizado en la cámara triaxial automática. Incrementos de carga en la etapa de falla a cada treinta minutos.

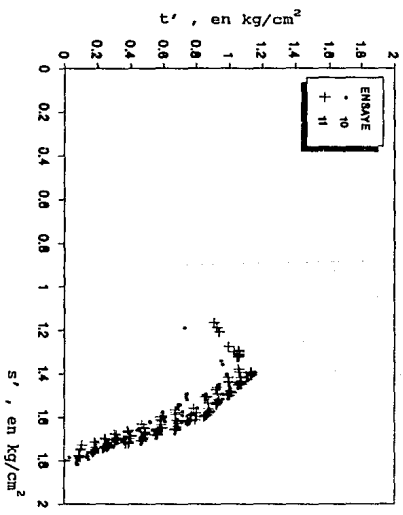
Fig 3.13 Efectos de la velocidad de aplicación de carga y la redistribución y uniformización de esfuerzos en un espécimen de arcilla



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAJE NUMERO	e_1	ω_1 %	e_f	ω_f %	σ'_c kg/cm ²	ϕ' grados
* 10	7.071	267	6.196	245	1.80	45.12
+ 11	6.585	259	5.629	240	1.80	54.07

- * Incrementos de carga en la etapa de falla a cada dos horas y media.
- + Incrementos de carga en la etapa de falla a cada treinta minutos.

Fig 3.14 Resultados obtenidos al ensayar dos especímenes de arcilla-limosa en la cámara triaxial automática a diferente velocidad de aplicación de carga

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se presentan los resultados de los ensayos realizados y se describe el comportamiento de las mezclas arena-caolín empleadas en este estudio.

4.1 CONDICIONES DE LOS ENSAYES

El comportamiento del material se estudió mediante ensayos triaxiales de compresión y extensión tipo \overline{CU} (consolidados no drenados con medición de presión de poro). Los especímenes se consolidaron isotrópicamente y anisotrópicamente a un esfuerzo efectivo octaédrico, p'_o ($= \sigma'_c$), de 1.0 kg/cm^2 . Las probetas de arena se formaron con diferentes contenidos de caolín (3, 5 y 7%), tratando de mantener constante la relación de vacíos al inicio de los ensayos (en promedio: $e_1 = 0.92$).

La trayectoria durante la consolidación anisotrópica siguió el

valor de $K = 0.44$, calculado con la fórmula propuesta por Jaky ($K_0 \approx 1 - \text{sen } \phi'$). El ángulo ϕ' ($= 34^\circ$) se definió a partir de los ensayos de verificación realizados en la cámara triaxial automatizada. Con esta fórmula se obtiene una aproximación al valor del coeficiente de presión lateral en reposo. Por otra parte, en tres ensayos se varió el cociente de esfuerzos K a 0.53, 0.62 y 0.82 con el objeto de observar el comportamiento del suelo sometido a diferentes trayectorias de consolidación.

La descripción del comportamiento de los especímenes se realiza empleando curvas de esfuerzo desviador, σ_d , y de exceso de presión de poro, Δu , contra deformación axial, ϵ_a . En las primeras, el esfuerzo desviador se corrige para tomar en cuenta el efecto de las fuerzas axiales en la membrana, siguiendo para ello el criterio de Bishop y Henkel (1962). También se emplean trayectorias de esfuerzos efectivos en términos de $s' = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ como abscisas y $t' = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$ como ordenadas; en donde σ'_v y σ'_h son los esfuerzos efectivos vertical y horizontal, respectivamente. De acuerdo con estas definiciones, t' es positiva cuando se trata de ensayos de compresión y negativa para ensayos de extensión. Asimismo, el esfuerzo desviador σ_d se da en estos mismos términos ($\sigma_d = \sigma'_v - \sigma'_h$) y por lo tanto también adoptan valores positivos y negativos. Para fines de descripción, la resistencia al esfuerzo cortante y el esfuerzo desviador se dan en términos de valores absolutos.

4.2 COMPORTAMIENTO DE ESPECIMENES CONSOLIDADOS ISOTROPICAMENTE

4.2.1 Ensayos de compresión

En la fig 4.1 se presentan los resultados obtenidos de estos ensayos.

Comportamiento esfuerzo-deformación y exceso de presión de poro.

En términos generales los especímenes mostraron al comienzo del

ensaye una gran rigidez, siendo mayor en el de arena con menor contenido de caolín. En las curvas de la fig 4.1a se observa que el esfuerzo desviador máximo (punto de quiebre), σ_{dq} , se presenta a deformaciones $\epsilon_q = 0.57$ a 0.84% . La resistencia al esfuerzo cortante de los especímenes en este punto disminuye conforme se incrementa el contenido de caolín. Tal disminución muestra muy poca variación (0.24 a 0.21 kg/cm^2). La presión de poro inducida en este punto de quiebre fue del orden de 58% del esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_c . El colapso estructural de los especímenes se presenta cuando estos alcanzan su esfuerzo desviador máximo. A partir de este punto ocurre una falla súbita a una gran velocidad de deformación. Por ejemplo, en el ensaye 40 (fig 4.2) se alcanzó el punto de quiebre a una deformación de 0.75% en 43 minutos; el tiempo en que se deformó el espécimen a partir de este punto hasta alcanzar el 7.5% de deformación fue de 4 segundos; posteriormente se llegó a una deformación del 17% en una hora con diez minutos.

Ante la gran velocidad de deformación, el pistón sigue el desplazamiento de la probeta de suelo y la fuerza axial es registrada directamente por la celda de carga.

Cuando el movimiento rápido se detiene, los especímenes alcanzan deformaciones de 6 a 13% , con esfuerzos desviadores mayores que los del punto de quiebre e inmediatamente ocurre una caída de estos esfuerzos, lo cual se puede deber al cambio en la fuerza inercial del sistema de carga, según lo observó Castro (1969).

La gran velocidad de deformación durante la falla se debe al incremento súbito y substancial de la presión de poro, lo cual influye en un cambio importante en el arreglo de los granos de la arena. La presión de poro inducida continuó incrementándose durante la falla, resultando mayor conforme se aumentó el contenido de caolín. La magnitud máxima de esta presión fue de 81 a 93% de σ'_c , a deformaciones de 3.6 a 5% . Posteriormente, el exceso de presión de poro disminuyó produciéndose en los

especímenes una tendencia a la dilatación.

La pérdida rápida de resistencia y las grandes deformaciones desarrolladas en estos ensayos son características básicas de fallas por licuación que se presentan en la naturaleza. Castro (1969) designa a este tipo de comportamiento esfuerzo-deformación como "licuación limitada".

Trayectorias de esfuerzos efectivos. En la fig 4.1c se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos de los tres especímenes ensayados. Se observa que su ángulo de fricción interna en la envolvente de falla, ϕ' , prácticamente es el mismo (34.3° y 34.6°). Por otra parte, el aumento en la magnitud de la presión de poro, provocado por la inclusión de caolín en proporciones crecientes, ocasiona que las trayectorias de esfuerzos se desplacen hacia la izquierda, aunque su forma es muy similar.

Los especímenes ensayados alcanzaron su máximo esfuerzo desviador antes de movilizar su ángulo ϕ' . Este último se presenta cuando la presión de poro es máxima y se inicia el comportamiento dilatante del suelo.

Mientras la trayectoria de esfuerzos efectivos no alcance el colapso del suelo, las deformaciones del espécimen se deben únicamente a deformaciones elasto-plásticas en los contactos intergranulares pero sin corrimientos de los mismos. Tales deformaciones son muy reducidas y la estructura del suelo no sufre modificación alguna (Alberro, 1991).

Al presentarse el colapso de la estructura se alcanzaron ángulos de fricción interna movilizados en el punto de quiebre, ϕ'_q , de 19.4° a 21° . Estos valores se encuentran en el rango de los predichos por Alberro (1991) para que se presente el colapso de la estructura granular en materiales anisótropos (18° a 22°). Cabe mencionar que los valores de ϕ'_q se obtuvieron a partir de la relación:

$$\tan \alpha'_q = \text{sen } \phi'_q \quad (4.1)$$

Esta relación es análoga a la de $\tan \alpha' = \text{sen } \phi'$ que se trató en la sección 3.3 y se demostró en la fig 3.6.

4.2.2 Ensayes de extensión

Los resultados experimentales se muestran en la fig 4.3.

Comportamiento esfuerzo-deformación y exceso de presión de poro.

Los especímenes mostraron una rigidez inicial mucho mayor que los que fueron ensayados en compresión; el esfuerzo desviador en el punto de quiebre se alcanzó a una deformación muy pequeña ($\epsilon_q = 0.15\%$). En los especímenes con 5 y 7% de caolín la resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la misma (0.16 kg/cm^2), resultando ligeramente menor en el de 3% de caolín (0.13 kg/cm^2). En la fig 4.3a se puede observar una disminución bastante considerable del esfuerzo desviador a una gran velocidad de deformación inmediatamente después del colapso estructural del suelo, siendo más notable en el espécimen con menor contenido de caolín. Esta deformación provoca una rápida reducción en el área de la probeta, lo cual se refleja en la disminución del esfuerzo desviador. A partir del colapso de la estructura se alcanzaron deformaciones mayores del 18% en aproximadamente 3 segundos (ver fig 4.4). El tiempo a partir del inicio de la etapa de falla hasta alcanzar el máximo esfuerzo desviador fue en promedio de 52 minutos, mientras que en los ensayos de compresión fue de 37 minutos.

La presión de poro inducida en el punto de quiebre fue del orden de 33 a 46% de σ'_c y continuó incrementándose durante la falla. La magnitud máxima de esta presión fue de 77 a 92% de σ'_c a deformaciones de 4.4 a 5.3%. En la fig 4.3b se observa que el exceso de presión de poro se incrementa a medida que se disminuye

el contenido de caolín, caso contrario de lo que sucede en los especímenes ensayados en compresión.

Trayectorias de esfuerzos efectivos. En la fig 4.3c se muestran las trayectorias de esfuerzos efectivos de los tres especímenes ensayados, las cuales siguieron una tendencia y forma muy parecidas. El ángulo de fricción interna, ϕ' , cuando se inicia el comportamiento dilatante del suelo varía entre 36° y 37° .

El colapso estructural ocurrió para un ángulo de fricción interna movilizado, ϕ'_q , de 17.8° a 19° .

4.2.3 Comparación entre ensayos de compresión y extensión

En las figs 4.5 a 4.7 se presentan los resultados de los ensayos triaxiales de compresión y extensión en especímenes consolidados isotrópicamente con diferentes contenidos de caolín. De estas figuras se observa lo siguiente:

- 1) Los especímenes ensayados en extensión mostraron una rigidez mucho mayor y una resistencia menor que los ensayados en compresión.
- 2) En las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos de compresión, la zona de alta velocidad de deformación (después del colapso estructural) termina cuando se alcanzan deformaciones entre 6 y 13%, mientras que en los especímenes ensayados en extensión esta zona alcanza deformaciones mayores de 15%.
- 3) El punto de quiebre en los ensayos de compresión se alcanza a deformaciones de 0.57 a 0.84%, mientras que en los de extensión se alcanza a una deformación de 0.15%.
- 4) Inmediatamente después del colapso del suelo, se aprecia

una mayor disminución del esfuerzo desviador en los especímenes ensayados en extensión (mayor fragilidad no drenada).

- 5) En los ensayos de compresión, la resistencia al esfuerzo cortante de los especímenes en el punto de quiebre disminuye conforme se incrementa el contenido de caolín. En el caso de los ensayos en extensión, esta resistencia aumenta conforme se incrementa el contenido de caolín. La resistencia para los diferentes porcentajes de caolín muestra muy poca variación (0.24 a 0.21 kg/cm² para los de compresión y 0.13 a 0.16 kg/cm² para los de extensión).
- 6) La presión de poro inducida en los dos tipos de ensayos no siguió una misma tendencia general, ya que en los especímenes con 3% de caolín generó mayor presión de poro el ensayado en extensión, mientras que en los de 7% de caolín esta presión fue mayor en el ensayado en compresión. Las probetas con 5% de caolín generaron casi la misma presión de poro.
- 7) En los especímenes ensayados en compresión, el exceso de presión de poro aumenta a medida que se incrementa el contenido de caolín. En los especímenes ensayados en extensión sucede lo contrario.
- 8) La magnitud máxima del exceso de presión de poro en los ensayos de compresión y extensión fue del orden de 77 a 93% de σ'_c ; la presión inducida en el punto de quiebre fue de 33 a 58% de σ'_c .
- 9) Las trayectorias de esfuerzos efectivos en ambos tipos de ensayos muestran una forma y tendencia diferentes. Las trayectorias de los ensayos en extensión llegan, en un determinado momento, casi al origen.

- 10) El ángulo de fricción interna movilizado en el punto de quiebre, ϕ'_{dq} , en los ensayos de compresión varía entre 19.4° y 21° , mientras que en los de extensión se encuentra entre 17.8° y 19° .
- 11) El ángulo de fricción interna en la envolvente de falla, ϕ' , para los especímenes ensayados en compresión prácticamente es el mismo (34.3° y 34.6°). En los ensayos de extensión el ángulo ϕ' , cuando se inicia el comportamiento dilatante del suelo, varía entre 36° y 37° .

4.3 COMPORTAMIENTO DE ESPECIMENES CONSOLIDADOS ANISOTROPICAMENTE

4.3.1 Ensayes de compresión

En la fig 4.8 se ilustran los resultados obtenidos de estos ensayos.

Comportamiento esfuerzo-deformación y exceso de presión de poro.

Todos los especímenes presentaron inicialmente una gran rigidez. En las curvas de la fig 4.8a se observa que el esfuerzo desviador en el punto de quiebre, σ_{dq} , se presenta a deformaciones muy pequeñas (0.16%). La resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la misma en las tres probetas (0.50 a 0.51 kg/cm^2).

A partir del colapso de los especímenes, se alcanzaron deformaciones del 6.5 al 12% en un tiempo de 3 a 6 segundos. En la fig 4.9 se presenta el caso del ensaye 36, donde el esfuerzo desviador máximo se alcanzó en 7 minutos para una deformación de 0.16%. Después de este punto el espécimen se deformó a una gran velocidad, alcanzando el 12% de deformación en 5 segundos; finalmente se llegó a una deformación del 17.5% en una hora con veinte minutos.

El exceso de presión de poro aumenta a medida que se incrementa

el contenido de caolín en los especímenes. La presión de poro inducida en el punto de quiebre fue del orden de 7 a 10% de σ'_c . La magnitud máxima de esta presión fue de 35 a 57% de σ'_c a deformaciones de 3.5 a 6.6%. El exceso de presión de poro disminuyó después de alcanzar su máximo valor, llegando, inclusive, a generar presión de poro negativa.

Trayectorias de esfuerzos efectivos. Las tres trayectorias alcanzaron prácticamente la misma envolvente de falla (fig 4.8c), con ángulos de fricción interna, ϕ' , de 33.8° y 34.3°. Las trayectorias de los especímenes con 5 y 7% de caolín se desplazaron más hacia la izquierda debido a que se generó mayor presión de poro.

Los ángulos de fricción interna movilizados en el punto de quiebre resultaron muy parecidos ($\phi'_q = 26.4^\circ$ y 26.8°).

4.3.2 Ensayes de extensión

Los resultados obtenidos de estas pruebas se presentan en la fig 4.10.

Comportamiento esfuerzo-deformación y exceso de presión de poro.

La rigidez de las probetas fue mayor que la que presentaron las ensayadas en compresión. El esfuerzo desviador en el punto de quiebre se alcanzó a deformaciones entre 0.16 y 0.40%. La resistencia al esfuerzo cortante fue la misma (0.03 kg/cm^2). En la fig 4.10a se observa que las curvas esfuerzo desviador contra deformación presentaron un comportamiento muy similar. A partir del punto de quiebre se llegaron a deformaciones mayores del 14% en 5 segundos (fig 4.11). El tiempo a partir del inicio de la etapa de falla hasta alcanzar el máximo esfuerzo desviador en estas pruebas de extensión fue, en promedio, de una hora con 45 minutos, en cambio en los ensayos de compresión fue aproximadamente de 6 minutos.

La presión de poro inducida en el punto de quiebre fue del orden de 38 a 46% de σ'_c . Esta presión continuó incrementándose durante la falla hasta alcanzar una magnitud máxima de 64 a 66% de σ'_c a deformaciones de 4.0 a 4.2%. En la fig 4.10b se puede observar que los tres especímenes generaron casi la misma presión de poro, disminuyendo muy poco después de haber alcanzado su máximo valor.

Trayectorias de esfuerzos efectivos. Las trayectorias de las tres probetas resultaron casi idénticas, con la misma forma y viajando para fines prácticos por el mismo lugar.

Al inicio del comportamiento dilatante de los especímenes se alcanzaron ángulos de fricción interna de 30° a 31.8° . Los ángulos de fricción interna movilizados en el punto de quiebre fueron de 6.9° a 7.8° .

4.3.3 Comparación entre ensayos de compresión y extensión

En las 4.12 a 4.14 se muestran los resultados de los ensayos triaxiales de compresión y extensión en especímenes con diferentes contenidos de caolín, consolidados anisotrópicamente bajo un cociente de esfuerzos $K = 0.44$. De estas figuras se pueden hacer las siguientes observaciones:

- 1) Los especímenes ensayados en extensión mostraron una resistencia menor y una rigidez mayor que los ensayados en compresión.
- 2) En las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos de compresión, la zona de alta velocidad de deformación se extiende hasta deformaciones entre 6.5 y 12%; en cambio, en los especímenes ensayados en extensión, esta zona alcanza deformaciones superiores a 14%.
- 3) El punto de quiebre en los ensayos de compresión se

alcanza a una deformación de 0.16%, mientras que en los de extensión se alcanza a deformaciones de 0.16 a 0.40%.

- 4) Inmediatamente después del colapso del suelo (punto de quiebre) hay una disminución mayor del esfuerzo desviador en los especímenes ensayados en compresión, siendo en algunos casos menor que el esfuerzo desviador al inicio de la etapa de falla.
- 5) La resistencia al esfuerzo cortante en los ensayos de compresión fue prácticamente la misma (0.50 a 0.51 kg/cm²). En el caso de los ensayos en extensión, los especímenes alcanzaron una resistencia de 0.03 kg/cm².
- 6) El exceso de presión de poro en los especímenes ensayados en compresión aumenta a medida que se incrementa el contenido de caolín. Los especímenes llevados a la falla en extensión generaron prácticamente la misma presión de poro.
- 7) Los especímenes ensayados en extensión generaron mayor presión de poro; su magnitud máxima fue de 64 a 66% de σ'_c , mientras que en los ensayos de compresión fue de 35 a 57% de σ'_c .
- 8) En los ensayos de compresión, la presión inducida en el punto de quiebre fue de 7 a 10% de σ'_c y en los ensayos de extensión fue del orden de 38 a 46% de σ'_c .
- 9) Las trayectorias de esfuerzos efectivos en ambos tipos de ensayos muestran una forma y tendencia diferentes. Las trayectorias de los ensayos en extensión llegan casi al origen cuando se presenta el efecto dilatante del suelo.
- 10) En los ensayos de compresión, los ángulos de fricción interna movilizados en el punto de quiebre, ϕ'_q , resultaron

muy parecidos (26.4° y 26.8°); en los ensayos de extensión se encuentran entre 6.9° y 7.8° .

- 11) El ángulo de fricción interna en la envolvente de falla, ϕ' , para las probetas ensayadas en compresión resultó de 33.8° a 34.3° . En los ensayos de extensión, el ángulo ϕ' cuando se inicia el comportamiento dilatante del suelo fue de 30° a 31.8° .

4.4 INFLUENCIA DEL TIPO DE CONSOLIDACION EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS MEZCLAS ARENA-CAOLIN

La influencia del tipo de consolidación se ilustra comparando el comportamiento de parejas de especímenes de arena formados con la misma relación de vacíos, el mismo contenido de caolín y consolidados isotrópica y anisotrópicamente a un esfuerzo efectivo de 1.0 kg/cm^2 .

4.4.1 Ensayes de compresión

En las figuras 4.15 a 4.17 se presentan los resultados de los ensayos triaxiales de compresión consolidados isotrópica y anisotrópicamente.

Los especímenes anisotrópicamente consolidados resultaron ser más rígidos que los consolidados isotrópicamente. Estos últimos alcanzaron su esfuerzo desviador máximo (punto de quiebre) en aproximadamente 40 minutos, mientras que los primeros lo alcanzaron en 6 minutos. En los dos tipos de ensayos, las probetas se deformaron a gran velocidad durante 3 a 6 segundos después del colapso estructural.

La resistencia al esfuerzo cortante en las probetas anisotrópicamente consolidadas fue mayor que la resistencia en

las consolidadas isotrópicamente. Cabe mencionar que inmediatamente después del punto de quiebre se presentó una disminución mayor del esfuerzo desviador en los especímenes consolidados anisotrópicamente, llegando a ser menor que el esfuerzo desviador al inicio de la etapa de falla. Este resultado muestra la importancia de reproducir las trayectorias de consolidación de campo, debido a que en situaciones reales los depósitos de suelo están sometidos, en general, a esfuerzos cortantes iniciales en cuyo caso el material puede perder capacidad para deformarse, como lo señalan los resultados de este estudio.

La historia de consolidación afecta el patrón de generación de presión de poro inducida durante la falla. Los especímenes consolidados isotrópicamente generaron mayor presión de poro que los anisotrópicamente consolidados.

La magnitud máxima del exceso de presión de poro en las probetas consolidadas isotrópicamente fue del orden de 81 a 93% de σ'_c ; en las consolidadas anisotrópicamente fue de 35 a 57% de σ'_c .

La trayectoria de consolidación, isotrópica o anisotrópica, no modifica la envolvente de falla. Esto se puede observar en las trayectorias de esfuerzos efectivos de cada serie presentada, en donde los especímenes alcanzaron ángulos de fricción interna, ϕ' , de 33.8° a 34.6°. También se aprecia que la envolvente de falla va al origen de coordenadas (s', t').

4.4.2 Ensayes de extensión

En las figuras 4.18 a 4.20 se muestran los resultados de los ensayos triaxiales de extensión consolidados isotrópica y anisotrópicamente.

En los dos tipos de consolidación, los especímenes mostraron una

gran rigidez. Las probetas consolidadas isotrópicamente tuvieron una resistencia al esfuerzo cortante mayor que las anisotrópicamente consolidadas, caso contrario de lo que sucedió en los ensayos de compresión.

Los especímenes consolidados isotrópicamente alcanzaron el punto de quiebre a partir del inicio de la etapa de falla aproximadamente en una hora; los consolidados anisotrópicamente lo hicieron en casi dos horas. A partir de este punto las probetas se deformaron a gran velocidad durante un tiempo que varió entre 1.5 y 5 segundos.

Los especímenes consolidados isotrópicamente muestran una disminución mayor del esfuerzo desviador después del punto de quiebre.

La presión de poro inducida resultó mayor en las probetas isotrópicamente consolidadas, disminuyendo poco en las probetas anisotrópicamente consolidadas después de alcanzar su máximo valor.

La magnitud máxima del exceso de presión de poro en los especímenes consolidados isotrópicamente fue del orden de 77 a 92% de σ'_c ; en los anisotrópicamente consolidados fue de 64 a 66% de σ'_c .

Las trayectorias de esfuerzos efectivos para los dos tipos de ensayos viajan hacia la izquierda, alcanzando casi el origen cuando se inicia el comportamiento dilatante del suelo. En este momento se obtuvieron ángulos de fricción interna, ϕ' , de 36° a 37° en los ensayos con consolidación isotrópica. Los especímenes consolidados anisotrópicamente alcanzaron ángulos ϕ' de 30° a 31.8°.

4.5 ENSAYES CON DIFERENTE COCIENTE DE ESFUERZOS EFECTIVOS DURANTE LA CONSOLIDACION

A continuación se examina el comportamiento de especímenes consolidados a un esfuerzo efectivo de 1.0 kg/cm^2 bajo diferentes cocientes de esfuerzos ($K = 1.0, 0.82, 0.62, 0.53$ y 0.44). Las probetas contienen 5% de caolín, con relaciones de vacíos iniciales, e_i , entre 0.916 y 0.923 .

En la fig 4.21 se muestran los resultados obtenidos de estos ensayos. Se puede observar que la resistencia de los especímenes aumenta conforme el cociente de esfuerzos K disminuye; esto se debe a que al final de la consolidación anisotrópica se tiene un esfuerzo cortante acumulado, el cual resulta mayor en los especímenes que siguen una trayectoria con un K menor. Por ejemplo, en el espécimen con $K = 0.82$ se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante en el punto de quiebre, t'_q , de 0.25 kg/cm^2 , mientras que para el espécimen con $K = 0.44$ se alcanzó el valor de $t'_q = 0.51 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo desviador en el punto de quiebre, σ_{dq} , se presenta a deformaciones ϵ_q entre 0.16 y 0.75% .

Después del punto de quiebre se presenta una disminución del esfuerzo desviador, donde las probetas con relaciones $K = 1.0, 0.82$ y 0.62 alcanzan aproximadamente el mismo esfuerzo cortante.

La generación de presión de poro fue prácticamente la misma en los especímenes con $K = 1.0, 0.82$ y 0.62 , incrementándose ligeramente conforme aumenta el valor de K . La presión de poro inducida en los especímenes consolidados bajo $K = 0.44$ y 0.53 fue menor. La magnitud máxima de esta presión en los tres primeros casos fue de 82 a 89% de σ'_c a deformaciones de 4.7 a 7.5% , mientras que para los dos últimos fue de 54 a 62% de σ'_c a deformaciones de 6.5% .

La presión de poro inducida en el punto de quiebre fue del orden de 8 a 57% de σ'_c .

En la fig 4.21c se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos de los cinco especímenes ensayados. El ángulo de fricción interna en la envolvente de falla fue prácticamente el mismo para los casos de $K = 0.44, 0.53, 0.62$ y 1.0 ($\phi' = 34^\circ$ a 34.6°). Para el caso de $K = 0.82$, el ángulo ϕ' resultó de 36.7° .

El ángulo de fricción interna movilizado en el punto de quiebre, ϕ'_q , varía entre 18.7° y 26.4° . En la fig 4.22 se puede observar que los especímenes movilizan ángulos ϕ'_q diferentes, el cual aumenta conforme disminuye el valor de K , aunque la variación de este ángulo es relativamente pequeña cuando K adopta valores comprendidos entre 1.0 y 0.62 .

En la tabla 4.1 se encuentra resumida la información de todos los ensayos realizados. En ella se presenta el tipo de ensaye y el porcentaje de finos; la relación de vacíos al inicio de la prueba, e_i , y al final de la consolidación, e_f ; la relación de vacíos intergranular al inicio del ensaye, e_{gi} , y al final de la consolidación, e_{gf} ; las compacidades relativas D_{rf} y D_{rgf} , obtenidas a partir de los valores de e_f y e_{gf} ; el esfuerzo desviador en el punto de quiebre, σ_{dq} , su correspondiente resistencia al esfuerzo cortante, t'_q , su esfuerzo normal efectivo promedio, s'_q , y su esfuerzo normal efectivo octaédrico, p'_q ; la presión de poro generada en el punto de quiebre, Δu_q , así como la deformación axial en este punto, ϵ_q ; el exceso de presión de poro máxima, Δu_{max} , y la deformación axial donde se presenta esta presión, ϵ_{max} , así como su esfuerzo normal efectivo octaédrico, p'_{max} . También se proporcionan los ángulos de fricción interna en el punto de quiebre, ϕ'_q , y en la envolvente de falla, ϕ' .

Con base en esta información, en el siguiente capítulo se llevará a cabo el análisis y la interpretación de los resultados experimentales.

Tabla 4.1 Resumen de resultados experimentales

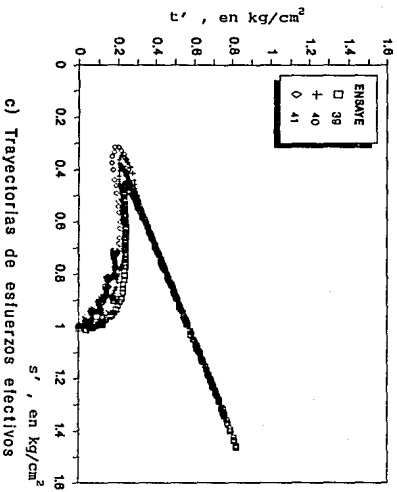
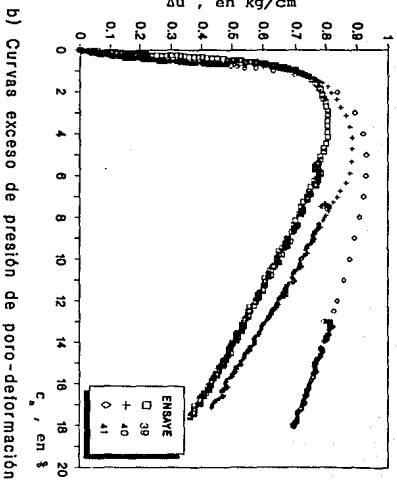
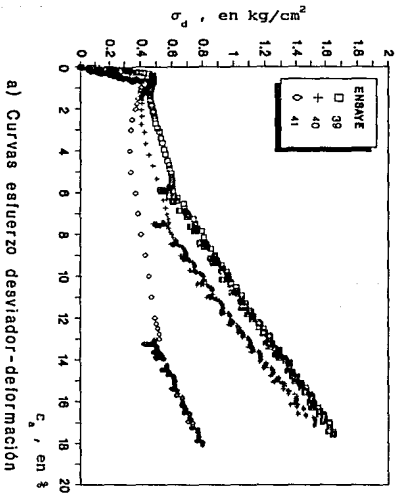
Ensaye numero	% de caolín	Tipo de ensaye	e_1	e_r	e_{1r}	e_{r1}	D_{rf} %	D_{rr} %	σ_{dq} kg/cm ²	t'_q kg/cm ²	s'_q kg/cm ²	p'_q kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	e_q %	Δu_{max} kg/cm ²	e_{max} %	p'_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ''_q grados
39	3		0.928	0.918	0.988	0.977	48.77	32.70	0.481	0.240	0.669	0.588	0.580	0.57	0.810	3.60	0.379	21.00	34.30
40	5	C.I.C.	0.923	0.914	1.024	1.015	51.84	25.26	0.455	0.228	0.666	0.591	0.570	0.75	0.890	4.70	0.281	20.00	34.60
41	7		0.927	0.916	1.072	1.061	56.04	18.77	0.414	0.207	0.624	0.555	0.580	0.84	0.930	5.00	0.255	19.40	34.30
38	3		0.919	0.900	0.978	0.966	53.68	35.61	1.014	0.507	1.139	0.971	0.070	0.16	0.350	3.50	0.712	26.40	33.80
36	5	C.A.C. (1)	0.916	0.887	1.017	0.987	58.95	32.63	1.011	0.506	1.140	0.971	0.080	0.16	0.540	6.60	0.456	26.40	34.30
50	7		0.920	0.890	1.065	1.032	62.72	26.22	1.000	0.500	1.110	0.943	0.100	0.16	0.570	5.50	0.562	26.80	33.80
51	3		0.912	0.895	0.971	0.954	55.04	38.96	0.261	0.131	0.414	0.455	0.460	0.15	0.920	5.20	0.052	18.50	36.70
42	5	C.I.E.	0.917	0.898	1.019	0.998	56.05	29.74	0.322	0.161	0.495	0.549	0.360	0.15	0.860	4.40	0.115	19.00	37.00
47	7		0.920	0.890	1.066	1.032	62.72	26.22	0.314	0.157	0.515	0.566	0.330	0.15	0.770	5.30	0.292	17.80	36.00
45	3		0.918	0.899	0.978	0.958	53.95	37.87	0.064	0.032	0.266	0.276	0.380	0.40	0.640	4.00	0.039	6.90	30.90
43	5	C.A.E. (1)	0.914	0.884	1.014	0.983	59.74	33.68	0.062	0.031	0.239	0.249	0.450	0.16	0.660	4.10	0.051	7.50	31.80
46	7		0.919	0.890	1.064	1.033	62.72	25.96	0.058	0.029	0.215	0.225	0.460	0.40	0.640	4.20	0.059	7.80	30.00
52	5	C.A.C. (2)	0.919	0.883	1.020	0.983	60.00	33.68	0.830	0.415	1.084	0.946	0.100	0.16	0.620	6.40	0.382	22.50	34.60
48	5	C.A.C. (3)	0.918	0.894	1.019	0.994	57.11	30.79	0.658	0.329	0.935	0.825	0.240	0.16	0.820	7.50	0.180	20.60	34.00
49	5	C.A.C. (4)	0.917	0.903	1.018	1.004	54.74	28.16	0.489	0.245	0.764	0.682	0.420	0.31	0.870	6.50	0.226	18.70	36.70

Notas:

- C.I.C. : Consolidación isotrópica, falla en compresión.
 C.A.C. (1) : Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en compresión.
 C.I.E. : Consolidación isotrópica, falla en extensión.
 C.A.E. (1) : Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en extensión.
 C.A.C. (2) : Consolidación anisotrópica (K = 0.53), falla en compresión.
 C.A.C. (3) : Consolidación anisotrópica (K = 0.62), falla en compresión.
 C.A.C. (4) : Consolidación anisotrópica (K = 0.82), falla en compresión.

Todos los especímenes se consolidaron a un esfuerzo efectivo de 1.0 kg/cm²

TIPO DE MEZCLA	DENSIDAD DE SÓLIDOS (S)
Arena limpia	2.660
Arena con 3% de caolín	2.658
Arena con 5% de caolín	2.657
Arena con 7% de caolín	2.656



ENSAYE NUMERO	% DE CAOLIN	e_1	e_{q1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
39	3	0.928	0.988	0.481	0.580	0.810	21.00	34.30
+40	5	0.923	1.024	0.455	0.570	0.890	20.00	34.60
41	7	0.927	1.072	0.414	0.580	0.930	19.40	34.30

Fig 4.1 Comportamiento de especimenes consolidados isotrópicamente ensayados en compresión

ENSAYE 40

ARENA FINA CON 5% DE CAOLIN

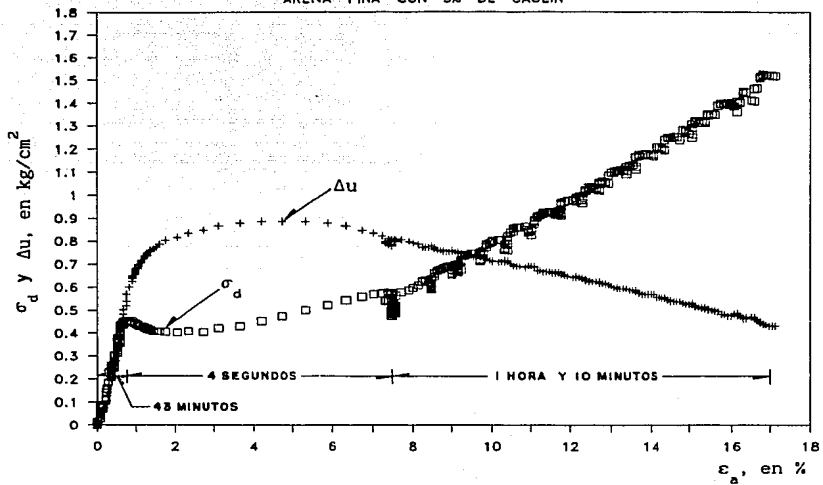
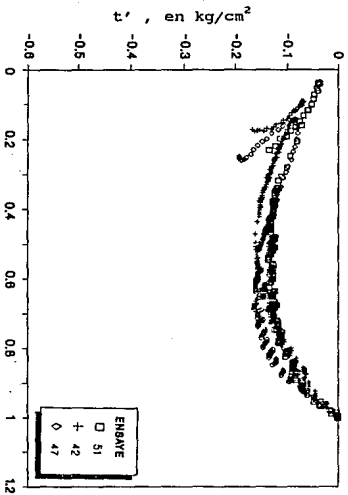
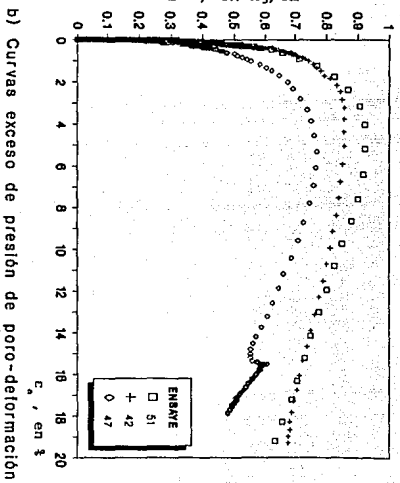
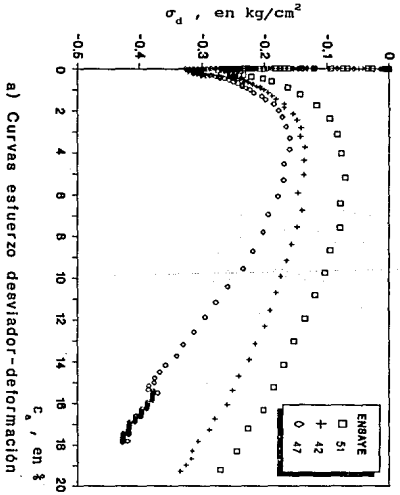


Fig 4.2 Comportamiento esfuerzo-deformación y generación de presión de poro con el tiempo en una probeta consolidada isotrópicamente ensayada en compresión



ENSAJE NUMERO	X DE CAOLIN	e ₁	e ₁ _g	σ _{dq} kg/cm ²	Δu _q kg/cm ²	Δu _{max} kg/cm ²	φ' _q grados	φ' _g grados
51	3	0.912	0.971	0.261	0.460	0.920	18.50	36.70
+ 42	5	0.917	1.019	0.322	0.360	0.860	19.00	37.00
47	7	0.920	1.066	0.314	0.330	0.770	17.80	36.00

c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

Fig 4.3 Comportamiento de especímenes consolidados isotrópicamente ensayados en extensión

ENSAYE 51

ARENA FINA CON 3% DE CAOLIN

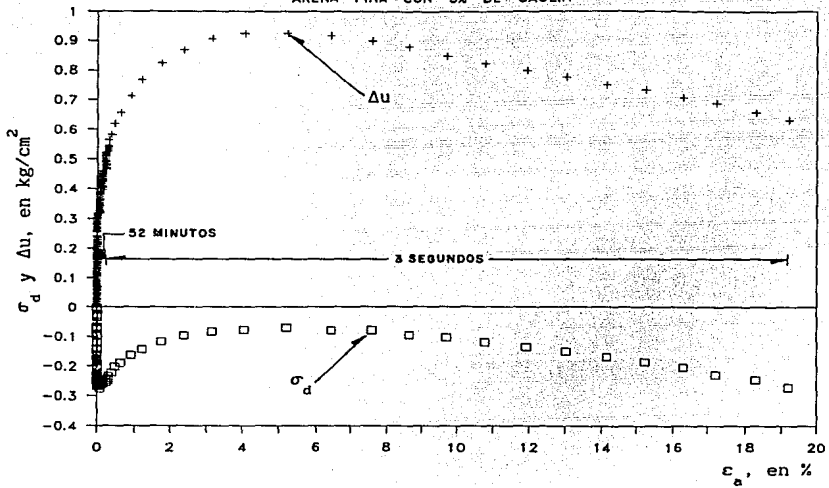
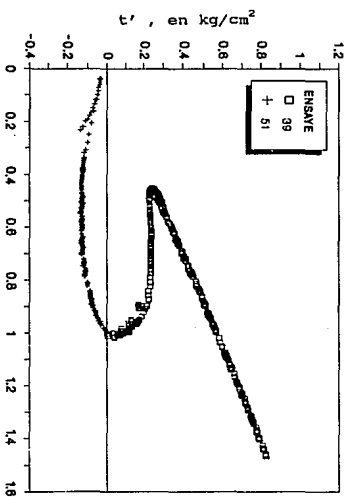
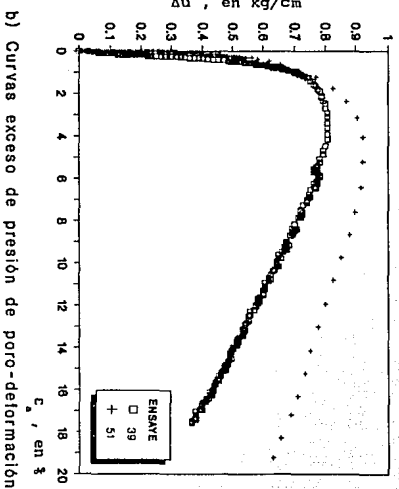
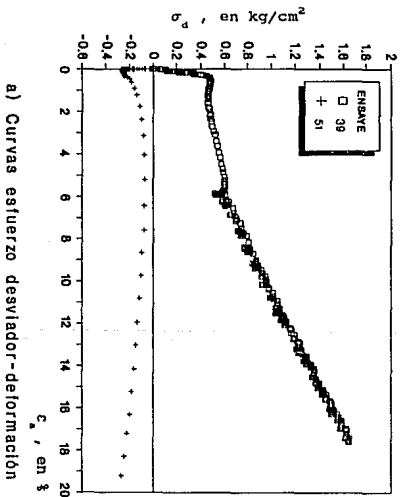


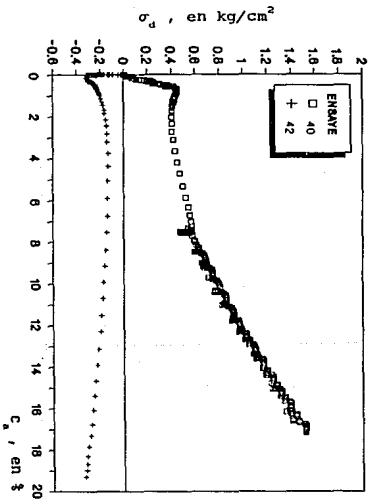
Fig 4.4 Comportamiento esfuerzo-deformación y generación de presión de poro con el tiempo en una probeta consolidada isotrópicamente ensayada en extensión



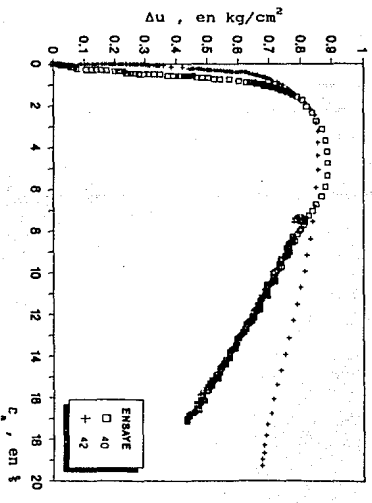
ENSAJE NÚMERO	% DE CAOLÍN	e_1	e_{g1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
39	3	0.928	0.988	0.481	0.580	0.810	21.00	34.30
51	3	0.912	0.971	0.261	0.460	0.920	18.50	36.70

c) Trayectorias de esfuerzos efectivos.

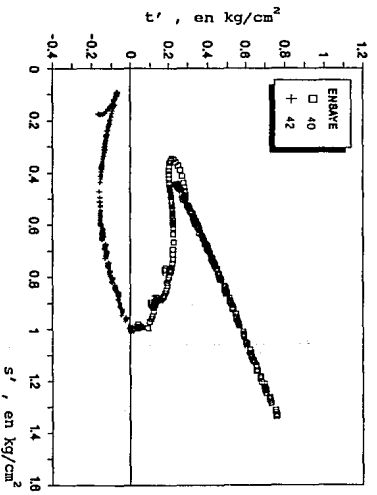
Fig 4.5 Resultados obtenidos de ensayos de compresión y extensión en especímenes con 3% de caolín consolidados isotrópicamente



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



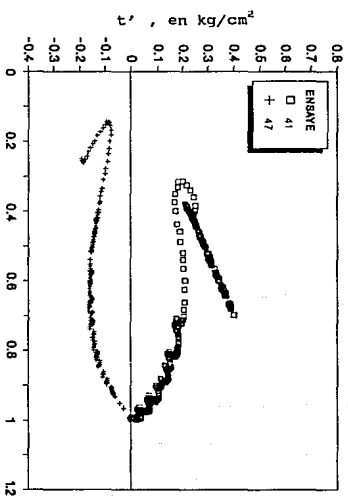
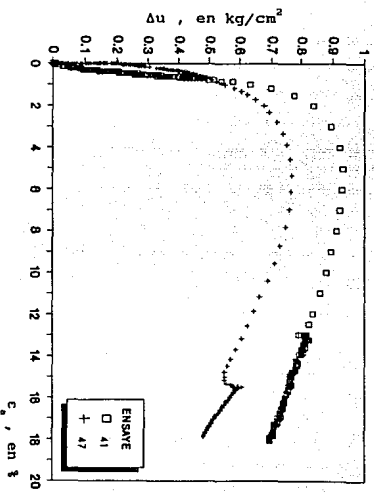
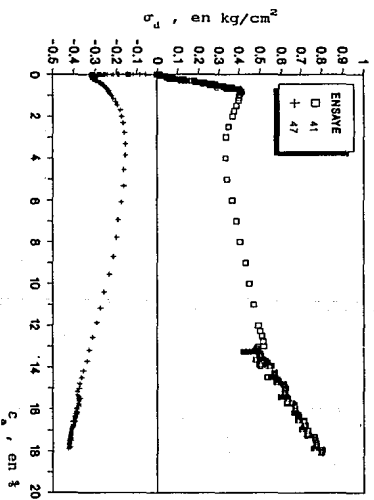
b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

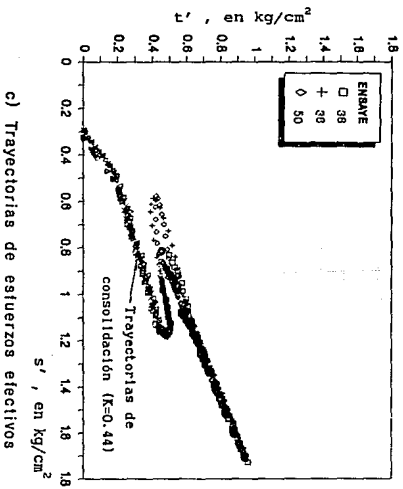
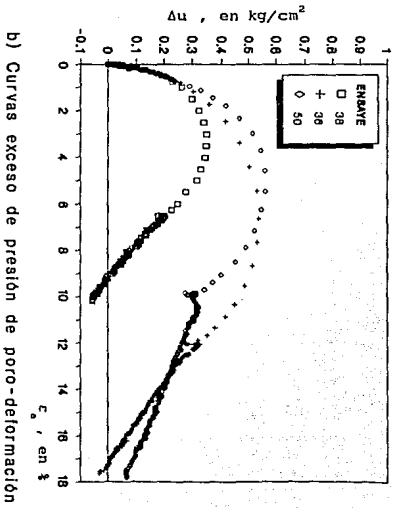
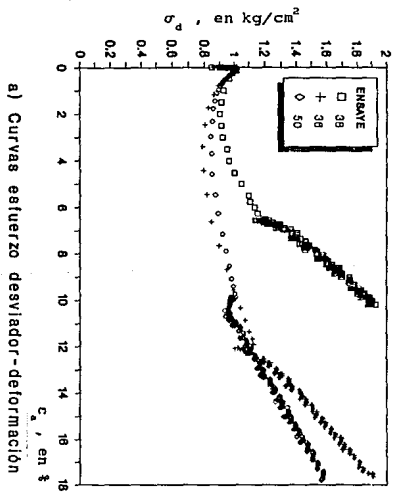
ENSAJE NUMERO	% DE CAOLIN	e ₁	e ₉₁	σ _{dq} kg/cm ²	Δu _q kg/cm ²	Δu _{max} kg/cm ²	φ' _q grados	φ' grados
40	5	0.923	1.024	0.455	0.570	0.890	20.00	34.60
42	5	0.917	1.019	0.322	0.360	0.860	19.00	37.00

Fig 4. 6 Resultados obtenidos de ensayos de compresión y extensión en especímenes con 5% de caolín consolidados isotrópicamente



ENSAYE NÚMERO	% DE CAOLÍN	e_1	e_{p1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ'_p grados
41	7	0.927	1.072	0.414	0.580	0.930	19.40	34.30
47	7	0.920	1.066	0.314	0.330	0.770	17.80	36.00

Fig 4.7 Resultados obtenidos de ensayos de compresión y extensión en especímenes con 7% de caolín consolidados isotrópicamente



ENSAYE NUMERO	% DE CAOLIN	e_1	e_{p1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
38	3	0.919	0.978	1.014	0.070	0.350	26.40	33.80
+ 36	5	0.916	1.017	1.011	0.080	0.540	26.40	34.30
50	7	0.920	1.065	1.000	0.100	0.570	26.80	33.80

Fig 4. 8 Comportamiento de especimenes consolidados anisotrópicamente ensayados en compresión

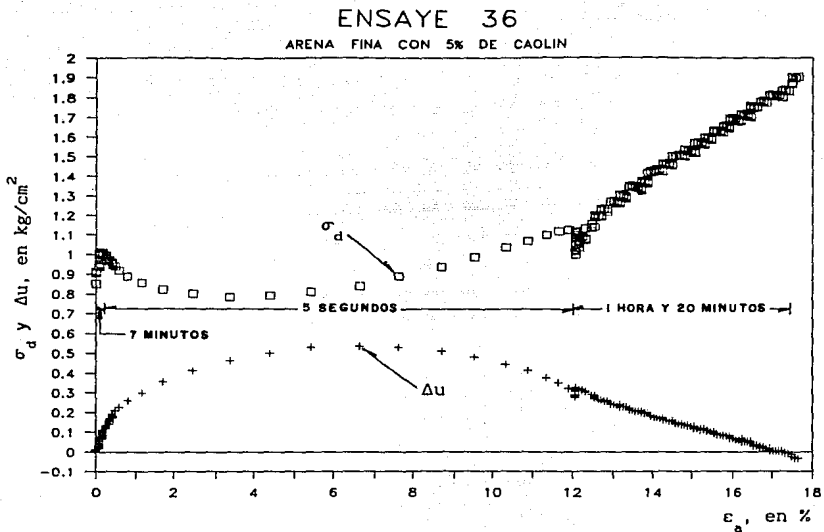
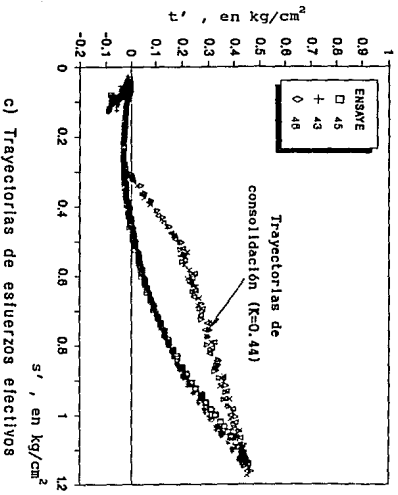
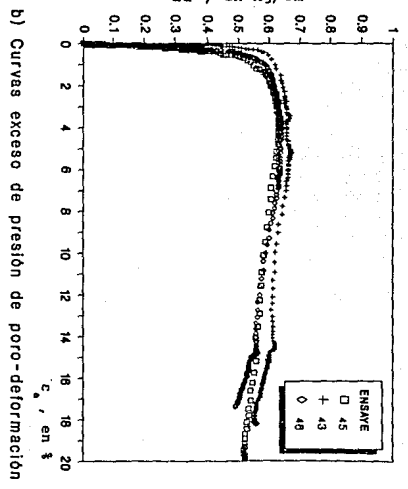
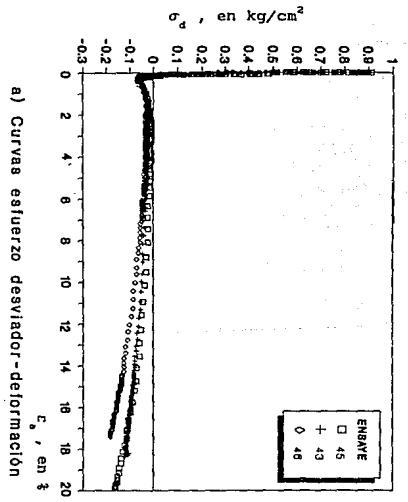


Fig 4.9 Comportamiento esfuerzo-deformación y generación de presión de poro con el tiempo en una probeta consolidada anisotrópicamente ensayada en compresión



ENSAJE NUMERO	% DE CAOLIN	e_1	e_{q1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
45	3	0.918	0.978	0.064	0.380	0.640	6.90	30.90
+ 43	5	0.914	1.014	0.062	0.450	0.660	7.50	31.80
46	7	0.919	1.064	0.058	0.460	0.640	7.80	30.00

Fig 4.10 Comportamiento de especímenes consolidados anisotrópicamente ensayados en extensión

ENSAYE 46

ARENA FINA CON 7% DE CAOLIN

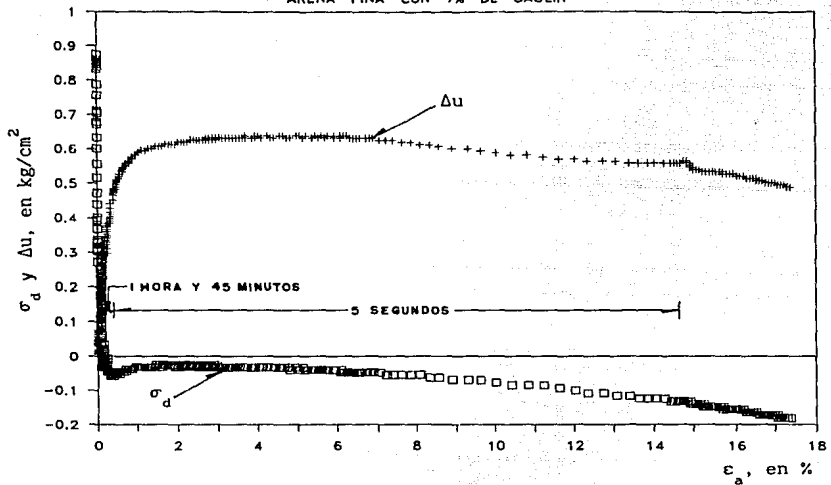
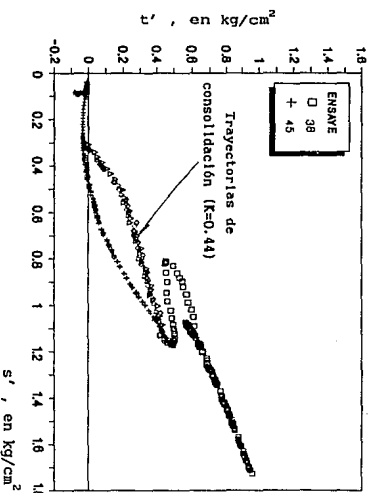
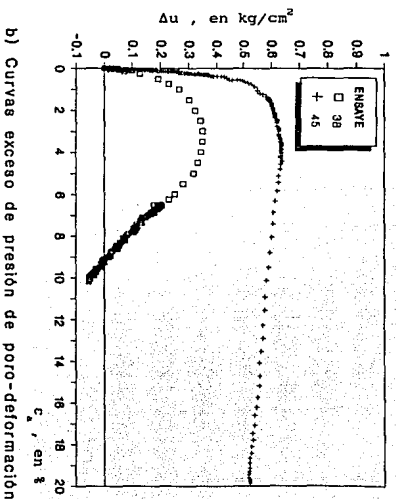
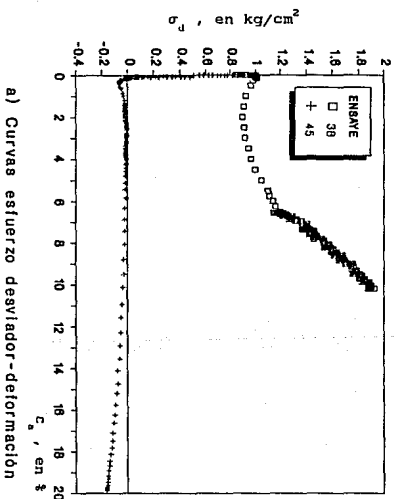
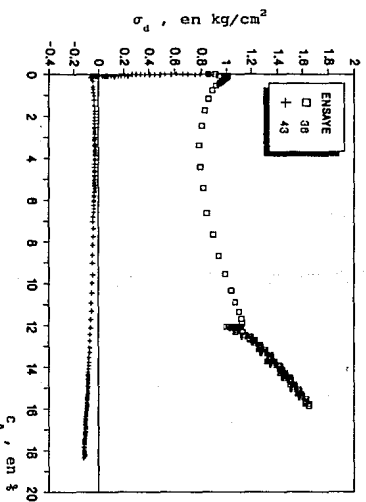


Fig 4.11 Comportamiento esfuerzo-deformación y generación de presión de poro con el tiempo en una probeta consolidada anisotrópicamente ensayada en extensión

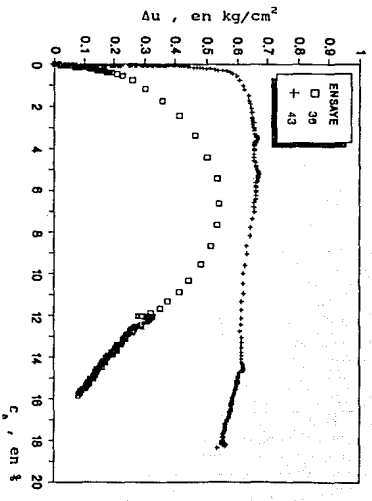


ENSAJE NÚMERO	X DE CAOLIN	e_1	e_{q1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
38	3	0.919	0.978	1.014	0.070	0.350	26.40	33.80
45	3	0.918	0.978	0.064	0.380	0.640	6.90	30.90

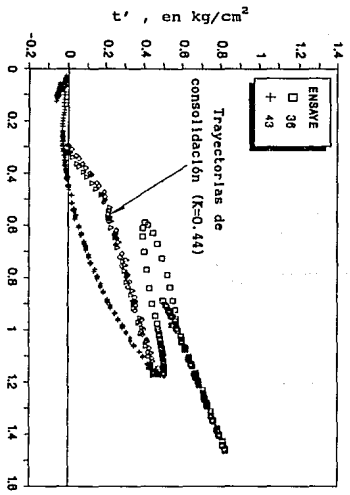
Fig 4.12 Resultados obtenidos de ensayos de compresión y extensión en especímenes con 3% de caolín consolidados anisotrópicamente



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



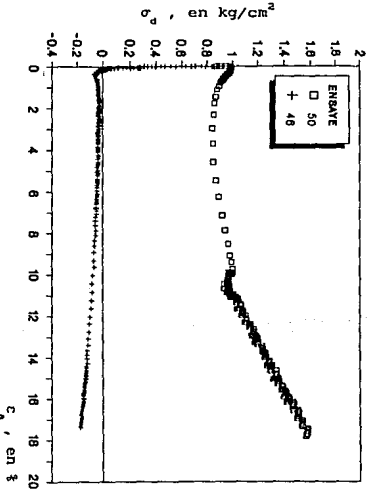
b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



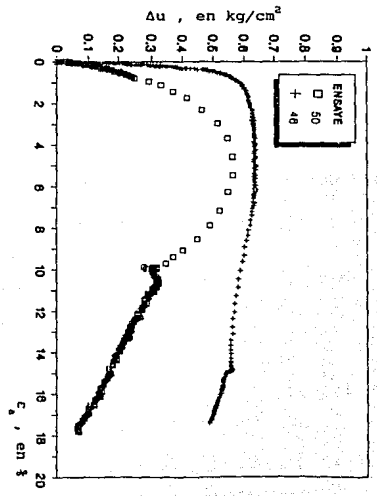
c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAJE NÚMERO	% DE CAOLÍN	e_1	e_{g1}	σ'_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ'_p grados
36	5	0.916	1.017	1.011	0.080	0.540	26.40	34.30
43	5	0.914	1.014	0.062	0.450	0.660	7.50	31.80

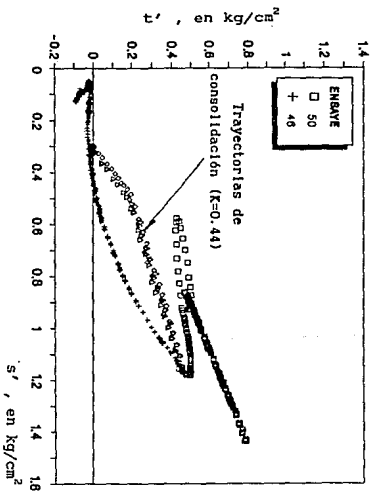
Fig 4.13 Resultados obtenidos de ensayos de compresión y extensión en especímenes con 5% de caolín consolidados anisotrópicamente



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



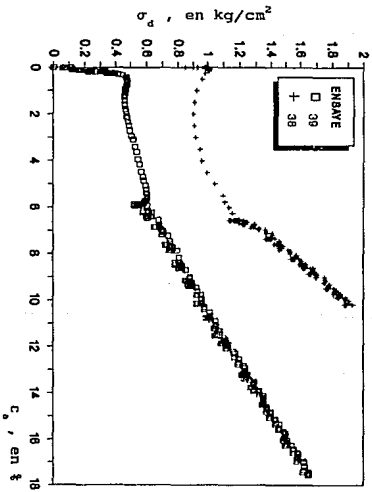
b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



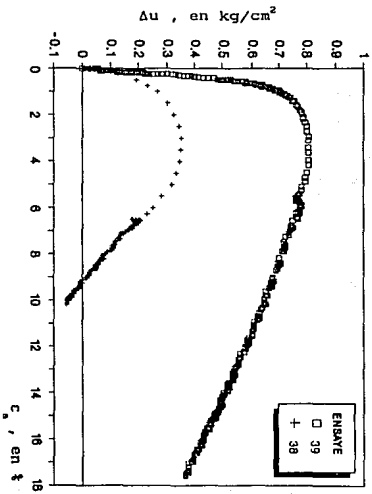
c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAJE NUMERO	% DE CAOLIN	e_1	e_{11}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
50	7	0.920	1.065	1.000	0.100	0.570	26.80	33.80
46	7	0.919	1.064	0.058	0.460	0.640	7.80	30.00

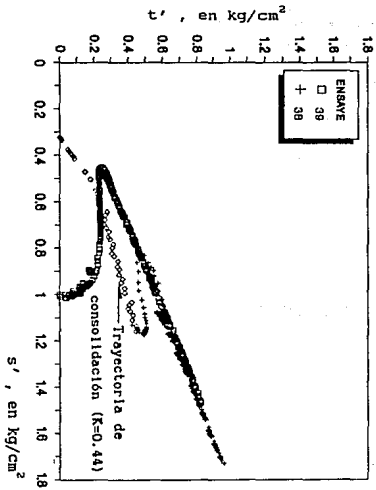
Fig. 4.14 Resultados obtenidos de ensayos de compresión y extensión en especímenes con 7% de caolín consolidados anisotrópicamente



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



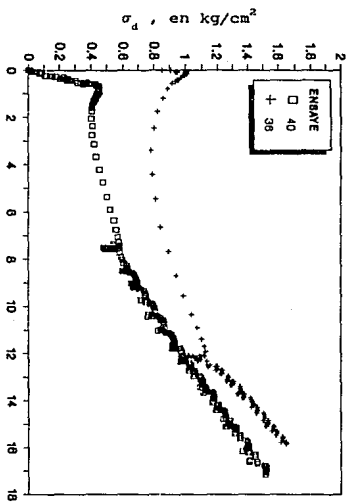
b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



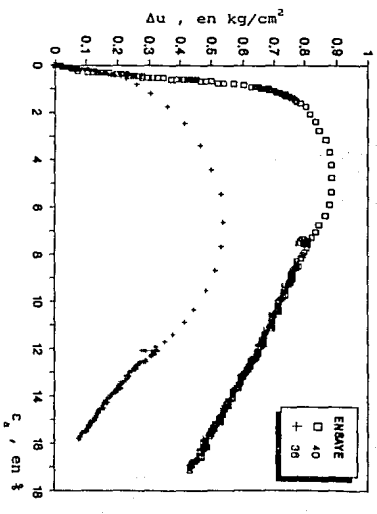
c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAJE NUMERO	% DE CAOLIN	e_1	e_{p1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ'_p grados
39	3	0,928	0,988	0,481	0,580	0,810	21,00	34,30
+ 38	3	0,919	0,978	1,014	0,070	0,350	26,40	33,80

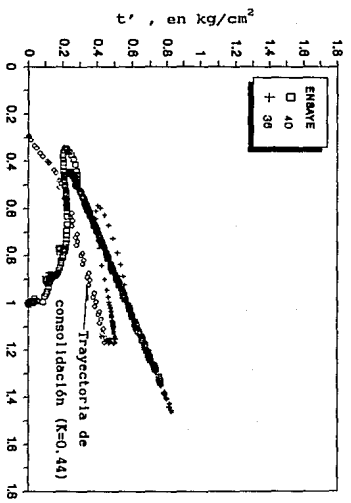
Fig 4.15 Comportamiento de especímenes con 3% de caolín consolidados isotrópica y anisotrópicamente ensayados en compresión



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



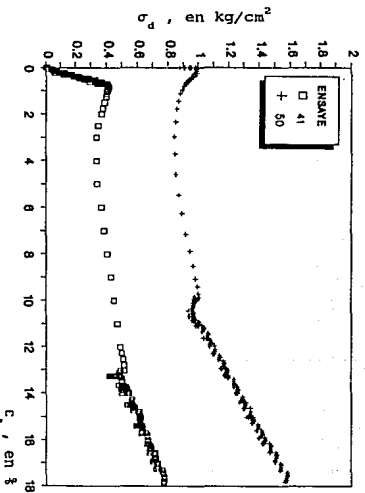
b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



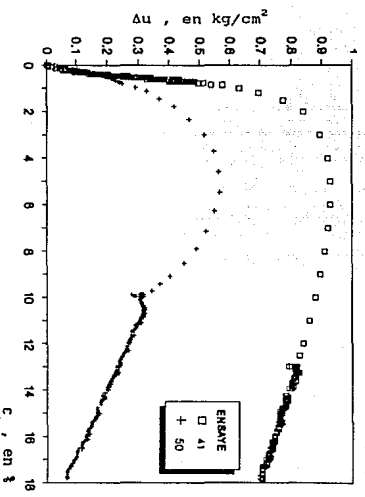
c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAJE NÚMERO	X DE CAOLÍN	e_1	e_{g1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
40	5	0.923	1.024	0.455	0.570	0.890	20.00	34.60
36	5	0.916	1.017	1.011	0.080	0.540	26.40	34.30

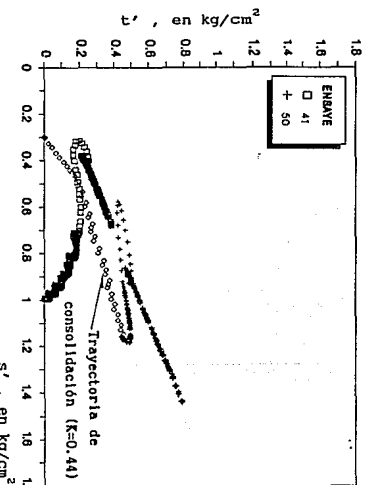
Fig 4.16 Comportamiento de especímenes con 5% de caolín consolidados isotrópicamente y anisotrópicamente ensayados en compresión



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



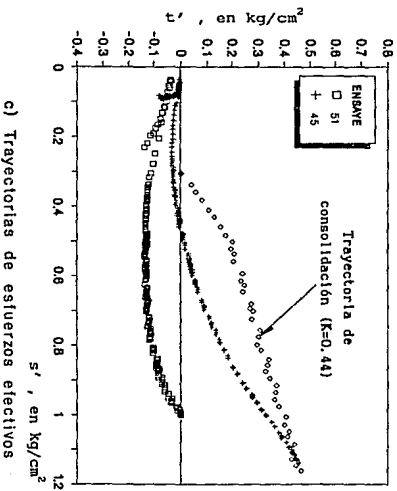
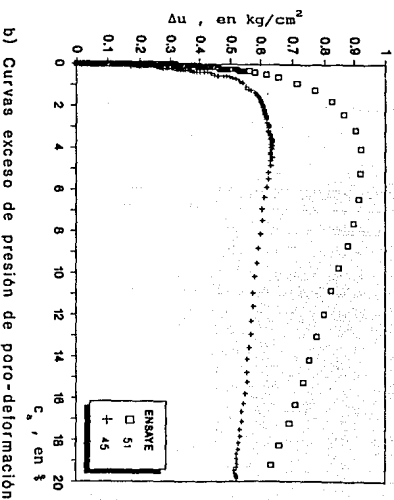
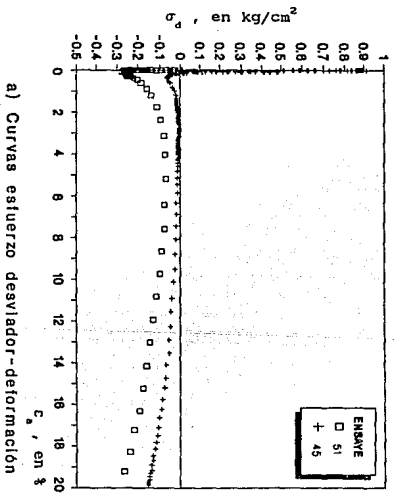
b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

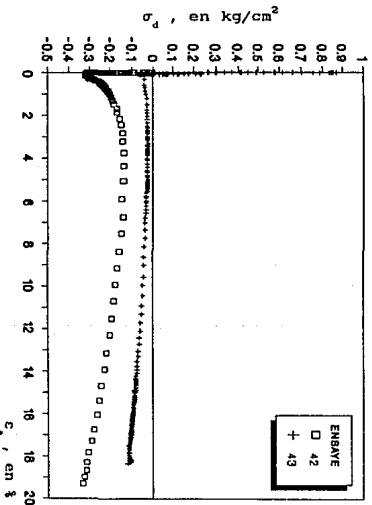
ENSAÏE NUMERO	X DE CAOLIN	e_1	e_{p1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
41	7	0,927	1,072	0,414	0,580	0,930	19,40	34,30
50	7	0,920	1,065	1,000	0,100	0,570	26,80	33,80

Fig 4.17 Comportamiento de especímenes con 7% de caolín consolidados isotrópicamente y anisotrópicamente ensayados en compresión

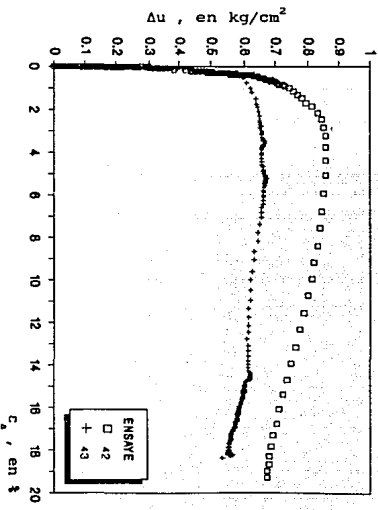


ENSAYE	% DE CAOLIN	e_1	e_{p1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
51	3	0.912	0.971	0.261	0.460	0.920	18.50	36.70
45	3	0.918	0.978	0.064	0.380	0.640	6.90	30.90

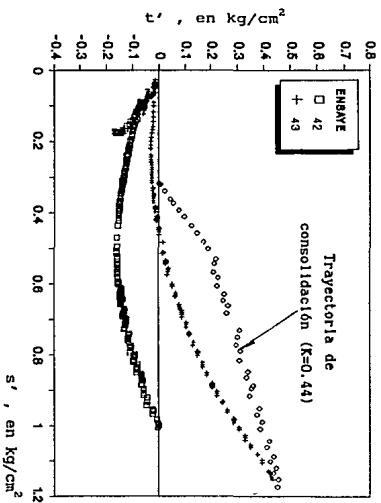
Fig 4.18 Comportamiento de especímenes con 3% de caolín consolidados isotrópica y anisotrópicamente ensayados en extensión



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



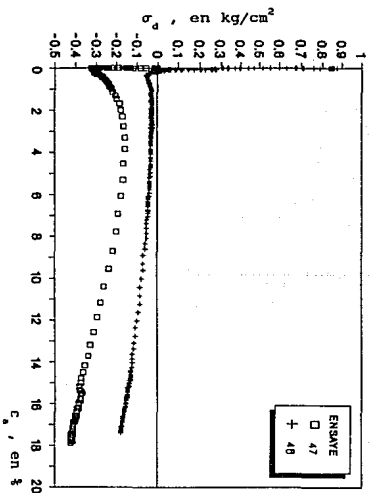
b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



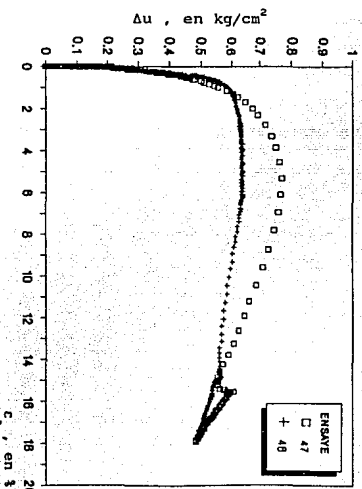
c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAJE NUMERO	% DE CAOLIN	e_1	e_{p1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
42	5	0.917	1.019	0.322	0.360	0.860	19.00	37.00
43	5	0.914	1.014	0.062	0.450	0.660	7.50	31.80

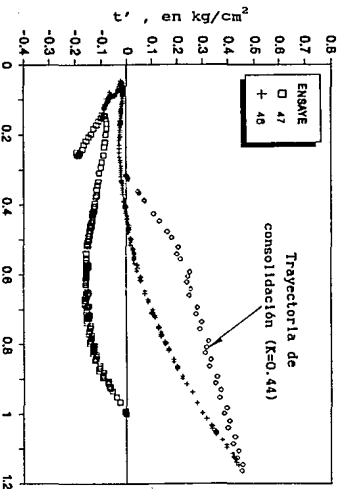
Fig 4. 19 Comportamiento de especímenes con 5% de caolín consolidados isotrópicamente y anisotrópicamente ensayados en extensión



a) Curvas esfuerzo desviador-delatoración



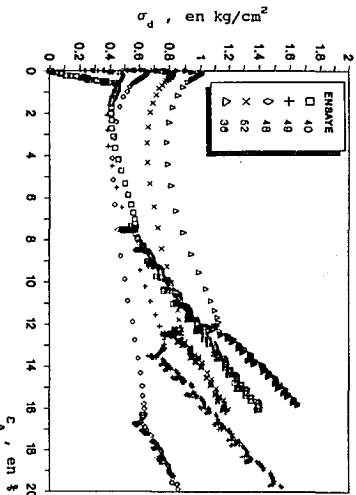
b) Curvas exceso de presión de poro-delatoración



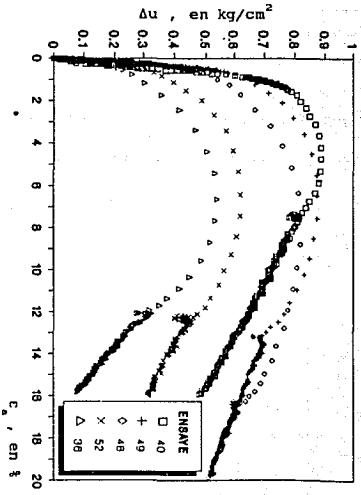
c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAYE NUMERO	% DE CAOLIN	e_1	e_{91}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
47	7	0.920	1.066	0.314	0.330	0.770	17.80	36.00
48	7	0.919	1.064	0.058	0.460	0.640	7.80	30.00

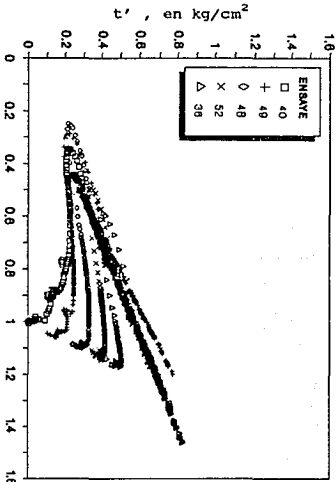
Fig 4.20 Comportamiento de especímenes con 7% de caolín consolidados isotrópica y anisotrópicamente ensayados en extensión



a) Curvas esfuerzo desviador-deformación



b) Curvas exceso de presión de poro-deformación



c) Trayectorias de esfuerzos efectivos

ENSAJE NÚMERO	% DE CAOLÍN	K	e_1	e_{q1}	σ_{dq} kg/cm ²	Δu_q kg/cm ²	Δu_{max} kg/cm ²	ϕ'_q grados	ϕ' grados
40	5	1.00	0.923	1.024	0.455	0.570	0.890	20.00	34.60
+ 49	5	0.82	0.917	1.018	0.489	0.420	0.870	18.70	36.70
48	5	0.62	0.918	1.019	0.658	0.240	0.820	20.60	34.00
x 52	5	0.53	0.919	1.020	0.830	0.100	0.620	22.50	34.60
36	5	0.44	0.916	1.017	1.011	0.080	0.540	26.40	34.30

Fig 4.21

Comportamiento de especímenes de arena con el mismo contenido de caolín consolidados bajo diferentes cocientes de esfuerzos efectivos

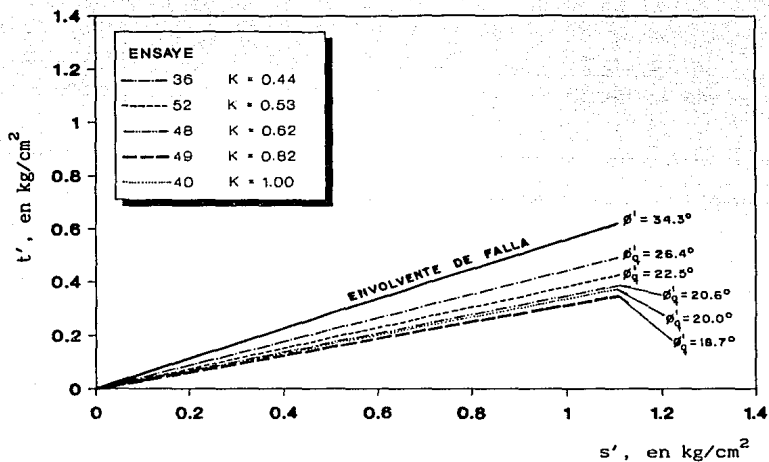


Fig 4.22 *Angulos de fricción interna movilizados en el punto de quiebre obtenidos al ensayar probetas de arena con el mismo contenido de caolín y diferente trayectoria de consolidación*

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

A continuación se interpretan los resultados experimentales presentados en el capítulo anterior con base en un modelo fenomenológico establecido por Ovando y Mesa (1991).

5.1 MARCO DE REFERENCIA DEL ESTADO ESTABLE

Casagrande (1936) analizó las consecuencias ingenieriles del comportamiento volumétrico de los suelos granulares cuando se someten a esfuerzos cortantes. Introdujo el concepto de relación de vacíos crítica, e_c , para la cual "un suelo no cohesivo puede sufrir deformación o flujo sin cambio de volumen". En la fig 5.1 se muestra la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación para dos especímenes de arena, uno denso y el otro suelto (pruebas consolidadas drenadas). En cada caso, las deformaciones por cortante aumentan y los cambios en la relación de vacíos alcanzan un valor constante (e_c). Según Casagrande, la

relación de vacíos crítica depende únicamente de la forma y tamaño de los granos y del esfuerzo efectivo; es independiente de la compacidad original. También señaló que si se impide la variación de volumen de una masa de suelo saturado con una relación de vacíos superior a la crítica, se presentará la "falla por licuación".

La idea de Casagrande condujo con el tiempo al concepto del "estado crítico" (Schofield y Wroth, 1968). Cuando se alcanza la relación de vacíos crítica, el suelo continúa deformándose a carga constante, sin cambios de volumen y de presión de poro (pruebas no drenadas); el suelo se encuentra entonces en el "estado crítico", definiendo de esta forma la "línea del estado crítico" en el plano e - $\log p'$ (fig 5.2), donde $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$.

Posteriormente, Poulos (1981) definió los conceptos de "estado estable de deformación" y "línea de estado estable" (fig 5.3). El estado estable de deformación es la condición en la cual una probeta de suelo presenta "deformaciones de flujo" bajo esfuerzos cortantes, presión de poro y velocidad de deformación constantes. Con base en este concepto se han desarrollado métodos muy difundidos para determinar en el laboratorio el potencial de licuación de arenas.

Existe otra interpretación del comportamiento de las arenas que supone que algunos materiales contractivo-dilatantes -los que sufren pérdida de resistencia después de haber rebasado el esfuerzo cortante máximo en la zona contractiva- pasan transitoriamente por el estado estable (Alarcón et al, 1988). A dicha condición transitoria la denominan "estado cuasi estable" (fig 5.4). Aceptando esta interpretación, se observa en los resultados del capítulo anterior que los especímenes consolidados isotrópica y anisotrópicamente ensayados en compresión pasan por un estado cuasi estable. En los ensayados en extensión también se presenta esta condición pero a mayores deformaciones.

Been y Jefferies (1985) han cuantificado el potencial de licuación en términos de parámetros de estado que dependen de la distancia vertical en el plano e -log p' , entre el estado del espécimen al final de la consolidación y la línea del estado estable (fig 5.5). Por otra parte, sus resultados experimentales muestran que las líneas de estado estable, obtenidas para una arena con diferentes contenidos de limo, no son paralelas y su pendiente se incrementa conforme aumenta el porcentaje de finos en los especímenes.

Konrad (1990a y 1990b) sugiere que las condiciones del estado estable se encuentran situadas dentro de una banda en el plano e -log p' , limitada por dos líneas relacionadas con diferentes comportamientos de flujo (fig 5.6). Esto le permite establecer que la línea de estado estable no es única y que no se relaciona únicamente con la relación de vacíos, sino que también influye la magnitud de la presión efectiva de consolidación y la historia de esfuerzos. Lo que propone Konrad se opone a los datos que han proporcionado recientemente otros investigadores y que han retomado la hipótesis de que la línea de estado estable es única (Castro et al, 1992). La interpretación hecha por Konrad aclara y coloca dentro de un contexto adecuado el comportamiento observado en las arenas sueltas saturadas, pero también introduce un mayor grado de complejidad en el análisis.

Un método simple para evaluar el potencial de licuación de las arenas ensayadas en el laboratorio se puede desarrollar fácilmente a partir de la normalización de diagramas de estado (Ovando, 1992). Los datos experimentales de Konrad (1990a y 1990b), obtenidos para analizarlos dentro del marco del estado estable, permitieron establecer un nuevo método para analizar el comportamiento de arenas saturadas. El método se basa en la normalización de diagramas de estado mediante la presión de consolidación equivalente, p'_e (fig 5.7), la cual se define en la teoría clásica del estado crítico como el valor de p' sobre la línea de consolidación virgen correspondiente a cualquier valor

de e. Empleando este tipo de diagramas normalizados se retoma la idea de que existe una línea de estado estable única, la "línea de estado estable normalizada" (NSSL).

Se ha demostrado que la normalización del comportamiento de arenas es adecuada dentro de rangos limitados de presiones (Ovando, 1986; Ovando y Hight, 1991), pero no es factible esperar que lo sea a muy altas o muy bajas presiones, pues en tales casos el aumento o supresión de las tendencias dilatantes modifica sustancialmente las formas de las curvas esfuerzo-deformación y de las trayectorias de esfuerzos efectivos.

5.2 MODELO CONCEPTUAL

De acuerdo con un estudio realizado por Alberro (1991), las características principales del comportamiento de arenas limpias se pueden explicar relacionando observaciones macroscópicas con el comportamiento de estructuras ideales de partículas redondas y con las propiedades mecánicas de sus contactos intergranulares. Esto permite establecer las envolventes de colapso en el espacio de esfuerzos de acuerdo con el nivel de esfuerzos aplicados. El concepto de envolvente de colapso se define como el lugar geométrico en el espacio de esfuerzos donde se presenta el colapso estructural del suelo (fig 5.8). Este enfoque da cuenta cualitativamente y con mucha aproximación también cuantitativamente de las magnitudes de la resistencia y la presión de poro en el momento del colapso estructural del suelo.

El factor fundamental que rige el fenómeno es la distribución de contactos intergranulares; es decir, la microestructura de la masa arenosa. Las estructuras isótropas como las de los materiales bien graduados son mucho menos susceptibles de sufrir colapso que las de los materiales uniformes sueltos. En estos últimos la orientación de sus contactos intergranulares presenta anisotropía en direcciones que se acercan a las de los materiales

ideales. Los materiales bien graduados, isotrópos, generan presiones de poro negativas a grandes deformaciones mientras que los que son sueltos y anisótropos son contractivos durante toda la historia de cargas. Un material inicialmente anisótropo puede convertirse en otro isotrópico mediante compactación.

La influencia de los finos en el comportamiento microestructural de las mezclas arena-caolín puede explicarse con la ayuda del modelo idealizado de la fig 5.9, en donde se ilustran dos tipos de contacto entre granos de arena suponiendo que el material fino envuelve a las partículas más grandes. En el caso de que inicialmente los granos de arena estén separados por materia fina, el comportamiento de la probeta estará dominado por ella. Al avanzar el proceso de aplicación de cargas el material fino será desplazado hasta que los granos de arena entren en contacto. Desde luego que en una probeta habrá algunos granos que inicialmente estén en contacto y otros no. Si predominan los granos separados por materia fina, el material se comportará inicialmente como una arcilla. La presencia de los finos separa a los granos de arena y consecuentemente reduce el número de contactos entre ellos, lo que también induce anisotropía en su distribución. Cuando predominan los contactos grano-grano, la influencia de los finos se refleja en la mayor capacidad de las mezclas para generar presión de poro y tener menor resistencia provocadas por la anisotropía inducida y la disminución de contactos intergranulares (Ovando y Mesa, 1991).

5.3 MODELO FENOMENOLOGICO

De acuerdo con el modelo conceptual descrito antes, el comportamiento de las mezclas arena-finos está dominado por el de la estructura granular durante el proceso de carga. Simplificadamente puede decirse que los finos no contribuyen a tomar y transmitir cargas con excepción del caso de mezclas muy sueltas con porcentajes relativamente grandes de material fino.

La presencia de los finos también tiene el efecto de disminuir el número de contactos entre las partículas de arena y de inducir anisotropía en su distribución. Por consiguiente, Ovando y Mesa (1991) interpretaron unificadamente sus resultados experimentales empleando la relación de vacíos referida al esqueleto sólido arenoso:

$$e_g = \frac{V_v + V_f}{V_a} \quad (5.1)$$

donde:

e_g : relación de vacíos intergranular

V_v : volumen de vacíos

V_f : volumen de partículas finas

V_a : volumen de los granos de arena

El concepto de relación de vacíos intergranular, e_g , fue introducido previamente por Zeevaert (1962), Mitchell (1976) y Kenney (1977), entre otros.

Los resultados experimentales de ensayos en probetas de arena con 3, 5, 7 y 10% de caolín obtenidos por Ovando y Mesa (1991), permitieron establecer relaciones causales entre la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación, e_{gr} , y algunos parámetros significativos del comportamiento esfuerzo-deformación de las mezclas arena-finos estudiadas, como son: el esfuerzo cortante en el punto de quiebre, t'_q , el exceso de presión de poro máximo, Δu_{max} , y el ángulo de fricción interna movilizado en el punto de quiebre, ϕ'_q . También se interpretaron los resultados mediante diagramas de estado en términos del estado cuasi estable y la relación de vacíos intergranular, en donde se normalizó el esfuerzo efectivo medio, p' , con respecto al de consolidación, p'_o ($= \sigma'_c$).

Como ya se dijo, la normalización del comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas o cualquier otro material es válida para un limitado rango de presiones. En lo que concierne a sus ensayos, dicha normalización funcionó bien en el rango estudiado de las presiones de consolidación ($\sigma'_c = 1.0$ a 3.0 kg/cm^2), lo cual cubre muchos de los niveles de esfuerzos encontrados en la práctica. Así, demuestran que $\Delta u_{\text{max}}/\sigma'_c$, t'_q/σ'_c y ϕ'_q están relacionados con e_{gr} , independientemente del porcentaje y tipo de material fino. Es decir, llegaron a la conclusión de que e_{gr} es un parámetro adecuado para interpretar globalmente los resultados experimentales.

En vista de lo anterior, propusieron un diagrama normalizado de estado (fig 5.10) dibujado en el plano $e_{\text{gr}} - \log(p'/p'_0)$. En este diagrama se observa que los puntos en donde se genera la presión de poro máxima se alinean, con bastante aproximación, a la línea recta marcada como p'_{max} . La línea p'_q corresponde a los valores de p' donde se alcanza el punto de quiebre en las curvas esfuerzo-deformación y según se aprecia en la misma figura, p'_q/p'_0 tiende a ser constante para muestras muy sueltas. La línea p'_q se une con la de p'_{max} para valores de e_{gr} pequeños. En la zona predominantemente contractiva (valores de e_{gr} altos) las deformaciones ocurren antes de llegar a la línea p'_{max} ; en la zona dilatante sólo se tienen deformaciones grandes cuando $p'/p'_0 > 1.0$.

El diagrama de la fig 5.10 lo simplificaron suponiendo que la línea p'_{max} está constituida por tres segmentos rectos marcados respectivamente por 1, 2 y 3 (fig 5.11). Con base en lo anterior, obtuvieron parámetros de estado análogos al de Been y Jefferies (1985), con los cuales se puede predecir cualitativamente el comportamiento de las mezclas arena-finos en función del esfuerzo efectivo de consolidación y la relación de vacíos intergranular. Para hacerlo, se requirió de dos valores de referencia de la relación de vacíos intergranular, e_{gc} y e_{gd} . El primero es la ordenada de la intersección entre las líneas p'_{max} y p'_q ; el

segundo es la ordenada de la intersección de la línea p'_{\max} con la recta vertical $p'/p'_0 = 1.0$. De esta forma definieron dos parámetros de estado para la contracción (ψ_c) y dilatación (ψ_d) en función de cualquier valor de e_{gr} :

$$\psi_c = e_{gr} - e_{gc} \quad (5.2)$$

$$\psi_d = e_{gr} - e_{gd} \quad (5.3)$$

Las condiciones para tener el comportamiento puramente contractivo son: $\psi_c > 0$ y $\psi_d > 0$. Cuando $\psi_c < 0$ y $\psi_d > 0$ se tiene contracción seguida de dilatación. Finalmente, si ψ_c y ψ_d son negativos se obtienen comportamientos puramente dilatantes.

5.4 DISCUSION DE RESULTADOS

Los resultados experimentales obtenidos en este estudio se interpretan a continuación con base en las relaciones causales y diagramas normalizados de estado descritas en el inciso anterior. Estos resultados servirán entonces para verificar la aplicabilidad de dicho modelo fenomenológico al comportamiento de especímenes ensayados bajo otras condiciones de esfuerzos.

En la fig 5.12 se grafica el exceso de presión de poro máximo normalizado por el esfuerzo efectivo de confinamiento, $\Delta u_{\max}/\sigma'_c$, contra la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación, e_{gr} . En esta figura se distingue lo siguiente:

- 1) Los resultados de los ensayos de compresión consolidados isotrópicamente se alinean a la curva A; la generación de presión de poro aumenta conforme se incrementa el contenido de finos. Con esto se confirman los resultados obtenidos por Ovando y Mesa (1991).

- 2) Los especímenes consolidados anisotrópicamente bajo un cociente de esfuerzos $K = 0.44$ ensayados en compresión, son los que generaron menor presión de poro, aumentando conforme se incrementó el contenido de caolín. Los resultados de estos ensayos se alejan considerablemente de la curva A.
- 3) Los resultados obtenidos de ensayos de compresión en probetas con 5% de caolín, consolidados anisotrópicamente bajo cocientes de esfuerzos $K = 0.44$ y 0.53 , se alejan de la curva A. Los obtenidos bajo las mismas condiciones pero con $K = 0.62$ y 0.82 se encuentran más cercanos a dicha curva.
- 4) El exceso de presión de poro en los especímenes consolidados isotrópicamente ensayados en extensión, se incrementa a medida que se disminuye el contenido de caolín. Los resultados de estos ensayos muestran cierta dispersión, apartándose de la curva A.
- 5) Las probetas consolidadas anisotrópicamente bajo un cociente de esfuerzos $K = 0.44$ ensayadas en extensión, generaron aproximadamente la misma presión de poro, pero no siguieron la tendencia de la curva A.

En resumen, se puede decir que los resultados que siguen la tendencia de la relación causal establecida entre $\Delta u_{\max}/\sigma'_c$ y e_{gr} , son los que se obtuvieron de los ensayos de compresión en especímenes consolidados isotrópicamente y en los consolidados anisotrópicamente con $K = 0.62$ y 0.82 . En los otros tipos de ensayos, los resultados experimentales se alejan de la curva A. Los especímenes que generaron menor presión de poro fueron los consolidados anisotrópicamente con $K = 0.44$ ensayados en compresión. La generación de presión de poro en los especímenes con 5% de caolín aumenta a medida que se incrementa el valor de K .

En la fig 5.13 se grafica el esfuerzo cortante en el punto de quiebre normalizado por el esfuerzo efectivo de confinamiento, t'_q/σ'_c , contra la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación, e_{gr} . De esta figura se pueden hacer las siguientes observaciones:

- 1) El esfuerzo cortante en el punto de quiebre, t'_q , para los especímenes consolidados isotrópicamente ensayados en compresión, disminuye conforme se incrementa el contenido de caolín, pero muestra muy poca variación. Estos resultados se alinean a la curva B, confirmando los obtenidos por Ovando y Mesa (1991).
- 2) Los especímenes consolidados anisotrópicamente bajo un cociente de esfuerzos $K = 0.44$ ensayados en compresión, alcanzaron casi la misma resistencia en el punto de quiebre, pero los resultados se encuentran alejados de la curva B.
- 3) Los resultados de los especímenes con 5% de caolín, consolidados anisotrópicamente bajo cocientes de esfuerzos $K = 0.44$ y 0.53 ensayados en compresión, se alejan de la curva B, mientras que los de especímenes con $K = 0.62$ y 0.82 se aproximan a esta curva.
- 4) Los valores de t'_q para los especímenes consolidados isotrópicamente ensayados en extensión resultaron prácticamente los mismos, independientemente del contenido de caolín. Estos valores quedan lejos de la curva B.
- 5) Las probetas consolidadas anisotrópicamente bajo un cociente de esfuerzos $K = 0.44$ ensayadas en extensión, alcanzaron la misma resistencia, con valores de t'_q alejados considerablemente de la curva B.

De lo anterior se puede mencionar que los resultados que tienden

hacia la relación causal establecida entre t'_q/σ'_c y e_{gr} , son los que se obtuvieron de los ensayos de compresión en especímenes consolidados isotrópicamente y en los consolidados anisotrópicamente con $K = 0.62$ y 0.82 . La dispersión en los resultados experimentales de los otros tipos de ensayos es considerable. Los especímenes que presentaron una menor resistencia en el punto de quiebre fueron los ensayados en extensión consolidados isotrópicamente y anisotrópicamente; los valores más altos de t'_q se obtuvieron en las probetas consolidadas anisotrópicamente con $K = 0.44$ ensayadas en compresión. La resistencia de las probetas con 5% de caolín aumenta a medida que disminuye el valor de K .

El ángulo de fricción interna movilizado en el punto de quiebre, ϕ'_q , mantiene una relación causal con la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación, fig 5.14. En esta figura se puede apreciar lo siguiente:

- 1) Todos los resultados se encuentran dentro de la zona delimitada por las curvas C y D, con excepción de los obtenidos en los especímenes consolidados anisotrópicamente ensayados en extensión y que se encuentran lejos de dicha zona.
- 2) Para los especímenes sueltos, los valores de ϕ'_q para que se presente el colapso de la estructura granular en materiales anisótropos se encuentran en el rango de los predichos por Alberro (1991), de 18° a 22° . Esto no se cumple para los especímenes consolidados anisotrópicamente ensayados en compresión y extensión. En los primeros se alcanzaron valores de ϕ'_q altos (26.5°), mientras que en los segundos resultaron muy bajos (7.5°).

Resumiendo, se observa que la relación causal establecida entre ϕ'_q y e_{gr} , en la zona delimitada por las curvas C y D se adapta para todos los resultados experimentales, exceptuando los

obtenidos en los especímenes consolidados anisotrópicamente ensayados en extensión. El ángulo de fricción interna en el punto de quiebre, ϕ'_q , para las probetas con 5% de caolín disminuye conforme se incrementa el cociente de esfuerzos K.

La fig 5.15 ilustra el diagrama normalizado de estado dibujado en el plano $e_{qr} - \log(p'/p'_0)$. Para los resultados experimentales obtenidos se puede apreciar lo siguiente:

- 1) Los resultados de los ensayos de compresión consolidados isotrópicamente tienden, con bastante aproximación, hacia las correspondientes líneas p'_q y p'_{max} obtenidas en la fig 5.10. Eso confirma los resultados anteriores.
- 2) Los especímenes consolidados anisotrópicamente bajo un cociente de esfuerzos $K = 0.44$ ensayados en compresión, muestran un comportamiento diferente, que podrían sugerir que existen otras líneas normalizadas de estado. En el caso de la probeta consolidada con $K = 0.53$, los resultados experimentales se encuentran sobre la línea p'_{max} , aunque esto no ocurre para la línea p'_q .
- 3) Los especímenes consolidados anisotrópicamente bajo cocientes de esfuerzos $K = 0.62$ y 0.82 ensayados en compresión, no siguen las tendencias de las líneas p'_q y p'_{max} .
- 4) En los ensayos de extensión consolidados isotrópicamente y anisotrópicamente, los resultados muestran una tendencia inversa a las líneas p'_q y p'_{max} .

El comportamiento descrito para los especímenes de arena con 5% de caolín, consolidados bajo diferente cociente de esfuerzos K, se ilustra en la fig 5.16. Aquí se observa la variación de $\Delta u_{max}/\sigma'_c$, t'_q/σ'_c y ϕ'_q en función de K, confirmando lo mencionado anteriormente.

Los resultados experimentales discutidos en este inciso sugieren que el modelo fenomenológico de Ovando y Mesa (1991) no se puede generalizar para las distintas condiciones de ensaye que se manejaron en este estudio. Cabe mencionar que las líneas normalizadas p'_q y p'_{max} , las obtuvieron para especímenes consolidados isotrópicamente ensayados en compresión. Aparentemente existen otras líneas normalizadas de estado que dependen de la historia de esfuerzos de consolidación y de la dirección de aplicación de cargas durante la falla. Para confirmar esta hipótesis se requiere llevar a cabo una serie de ensayos de compresión y extensión en especímenes con distintas compacidades, consolidados isotrópica y anisotrópicamente variando la magnitud de la presión efectiva de consolidación. En los ensayos anisotrópicamente consolidados se recomienda seguir diferentes trayectorias de consolidación, variando para ello el cociente de esfuerzos efectivos K . Con base en esto, se podrá contar con un rango mayor de resultados experimentales que permitan ampliar el marco de las relaciones causales y diagramas de estado normalizados aquí tratado.

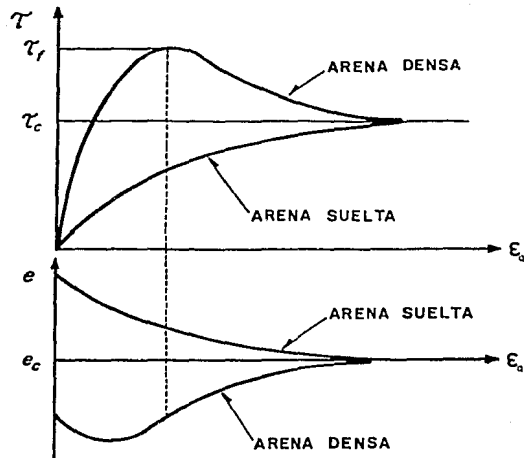


Fig 5.1 Comportamiento esfuerzo-deformación y relación de vacíos crítica en pruebas consolidadas drenadas

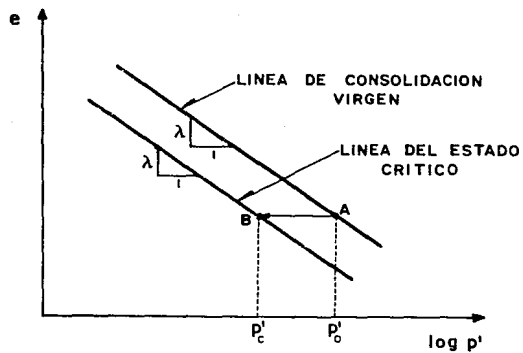


Fig 5.2 Línea del estado crítico en el plano $e-\log p'$

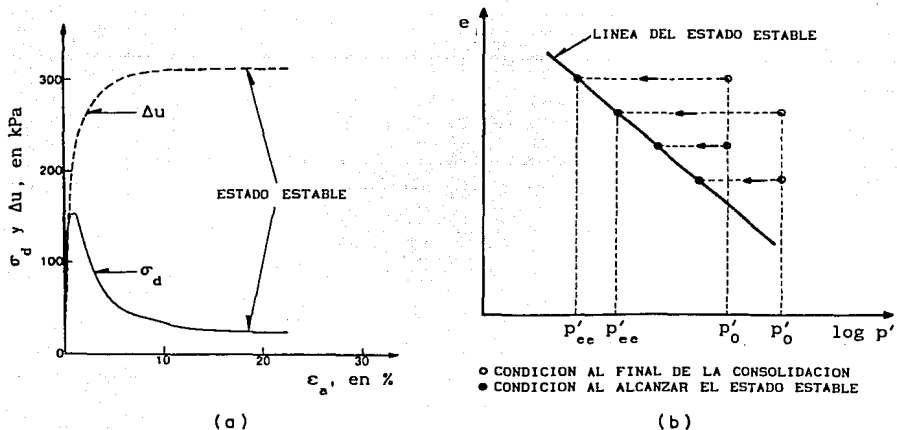


Fig 5.3 Estado estable y línea del estado estable

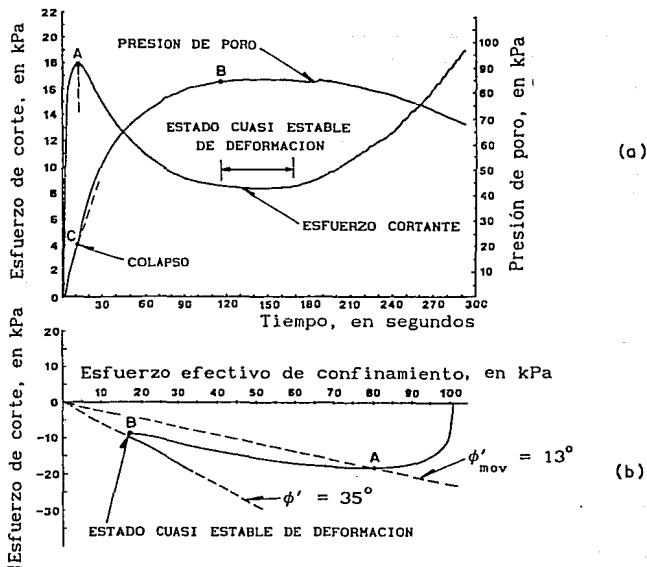
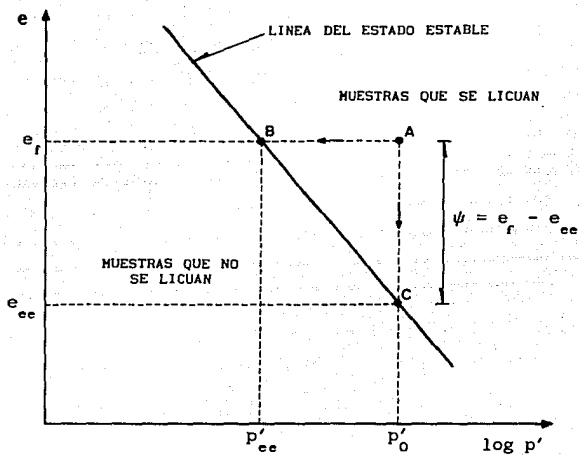


Fig 5.4 Ensayes monotónicos de torsión no drenados en especímenes consolidados isotrópicamente (Alarcón, 1988)
a) esfuerzo cortante y presión de poro contra tiempo
b) trayectoria de esfuerzos



ψ = PARÁMETRO DE ESTADO

$\psi > 0$: COMPORTAMIENTO CONTRACTIVO

$\psi < 0$: COMPORTAMIENTO DILATANTE

$\psi = 0$: ESTADO ESTABLE

Fig 5.5 Definición del parámetro de estado empleado por Been y Jefferies (1985)

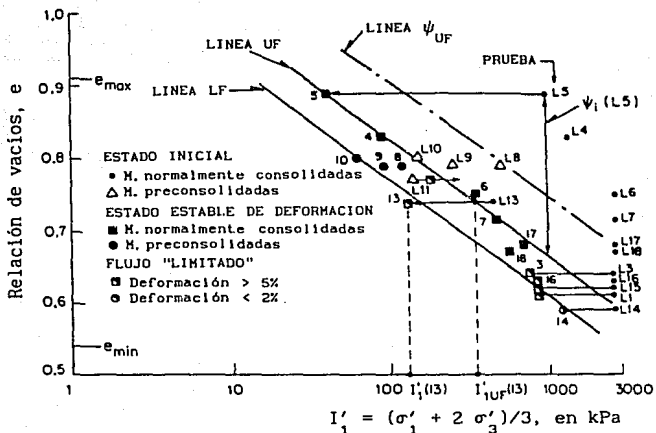


Fig 5.6 Diagrama de estado obtenido para la arena Dune (Konrad, 1990a)

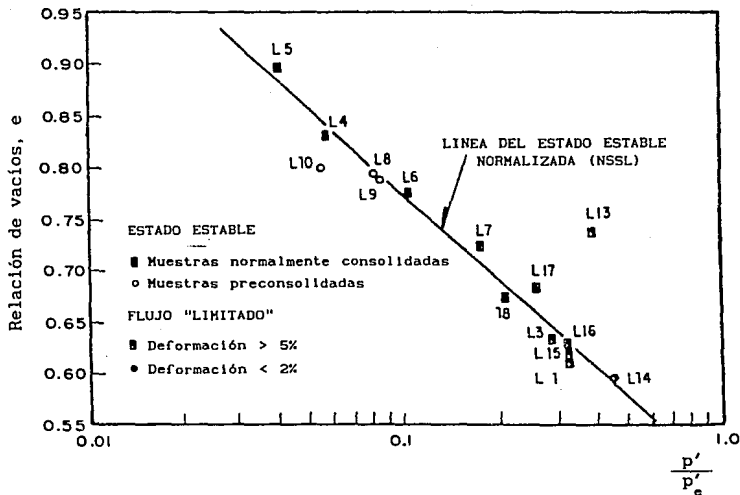


Fig 5.7 Diagrama de estado normalizado para la arena Dune (Ovando, 1992)

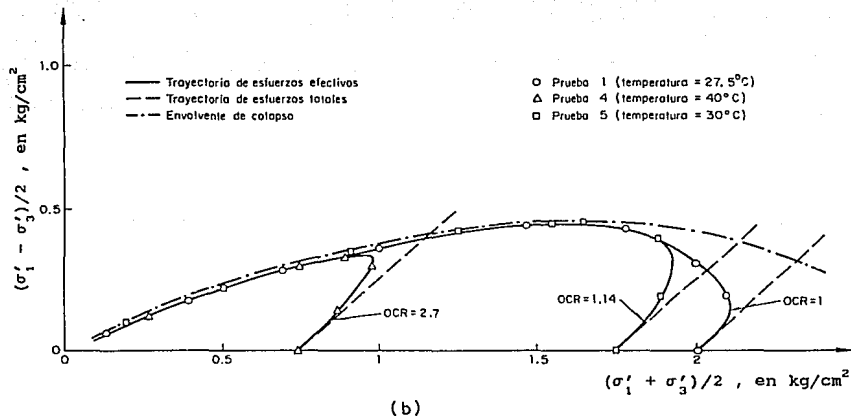
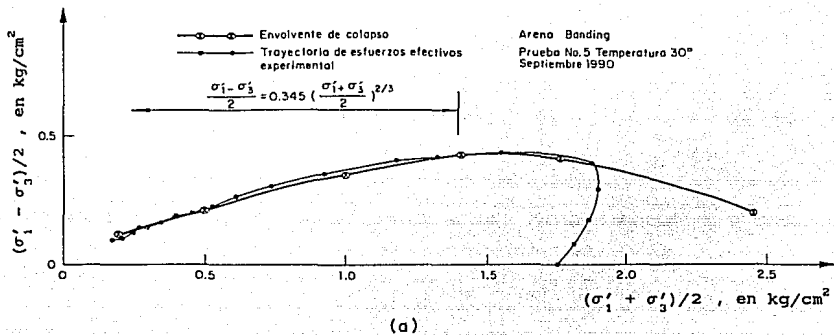


Fig 5.8 Envolvertes de colapso y trayectorias de esfuerzos efectivos (Alberro, 1991)

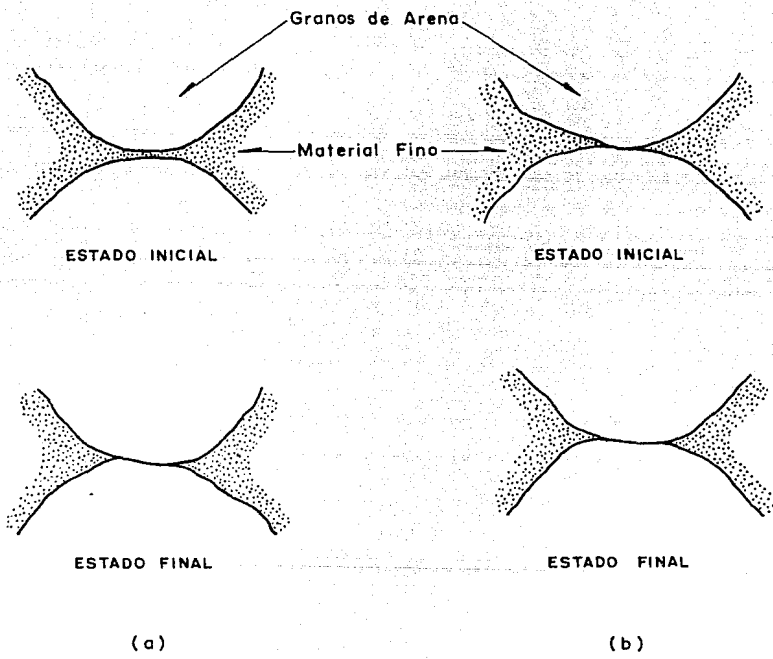


Fig 5.9 *Contacto interparticular entre granos de arena y material fino*

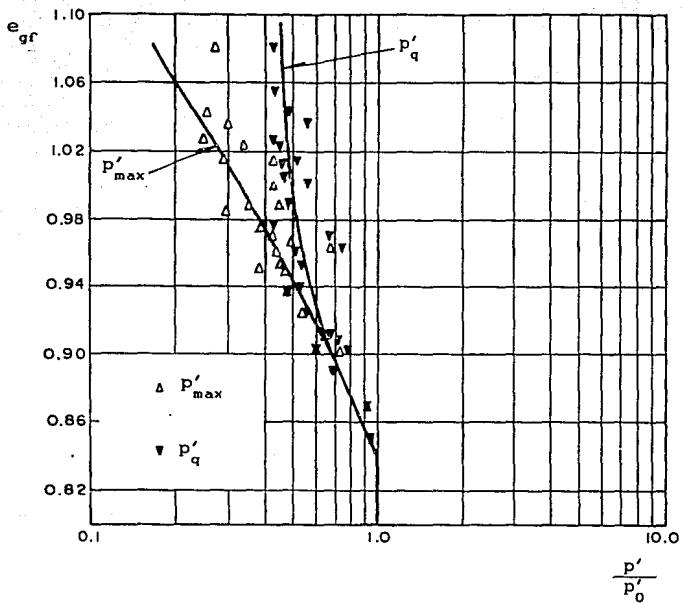


Fig 5.10 Diagrama normalizado de estado en términos de la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación (Ovando y Mesa, 1991)

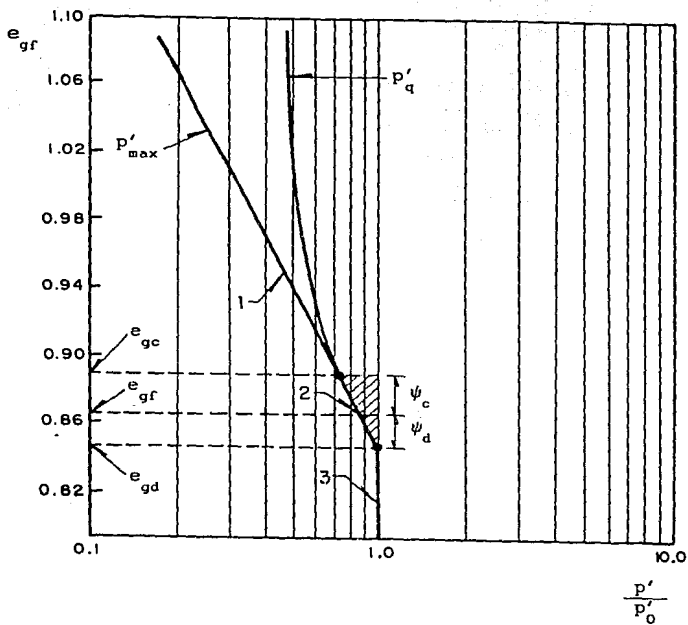
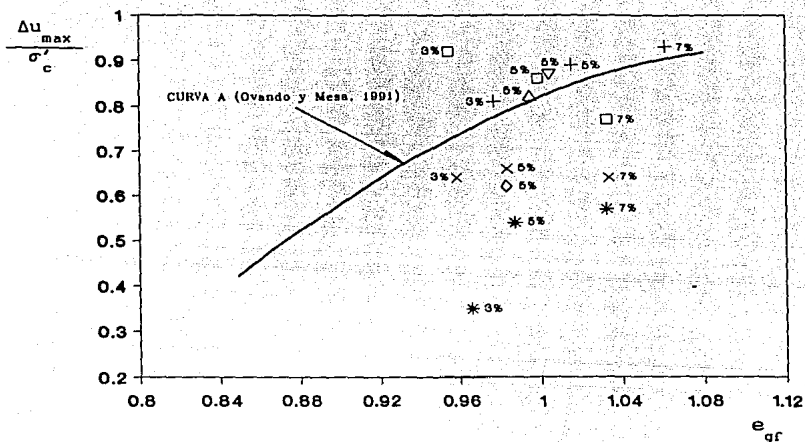
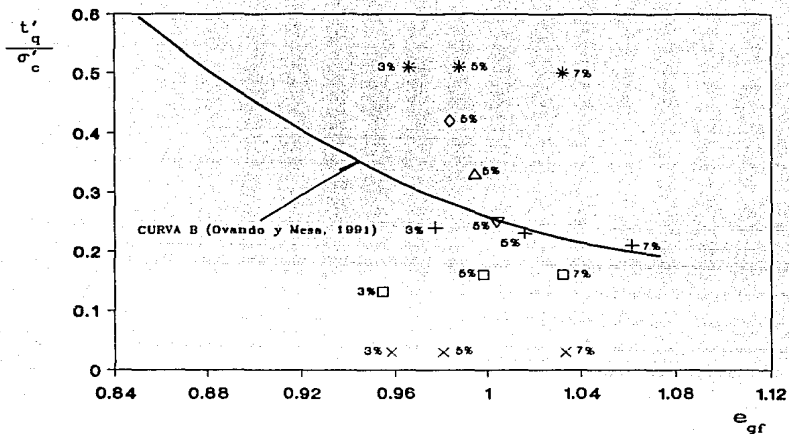


Fig 5.11 Representación esquemática del diagrama normalizado de estado de la fig 5.10 (Ovando y Mesa, 1991)



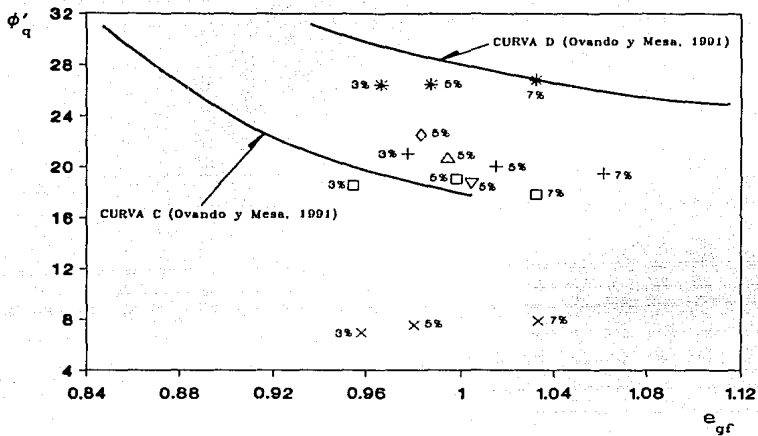
- + Consolidación isotrópica, falla en compresión.
- * Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en compresión.
- Consolidación isotrópica, falla en extensión.
- × Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en extensión.
- ◇ Consolidación anisotrópica (K = 0.53), falla en compresión.
- △ Consolidación anisotrópica (K = 0.62), falla en compresión.
- ▽ Consolidación anisotrópica (K = 0.82), falla en compresión.

Fig 5.12 Exceso de presión de poro máximo normalizado contra relación de vacíos intergranular al final de la consolidación



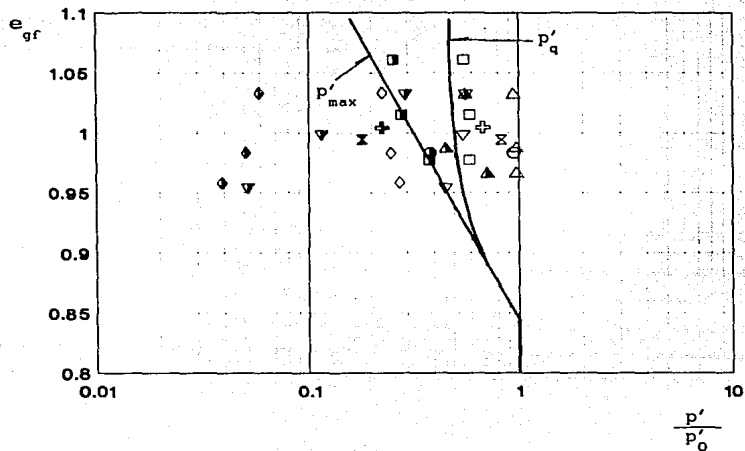
- + Consolidación isométrica, falla en compresión.
- * Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en compresión.
- Consolidación isométrica, falla en extensión.
- × Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en extensión.
- ◇ Consolidación anisotrópica (K = 0.53), falla en compresión.
- △ Consolidación anisotrópica (K = 0.62), falla en compresión.
- ▽ Consolidación anisotrópica (K = 0.82), falla en compresión.

Fig 5.13 Esfuerzo cortante en el punto de quiebre normalizado contra relación de vacíos intergranular al final de la consolidación



- + Consolidación isotrópica, falla en compresión.
- * Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en compresión.
- Consolidación isotrópica, falla en extensión.
- × Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en extensión.
- ◇ Consolidación anisotrópica (K = 0.53), falla en compresión.
- △ Consolidación anisotrópica (K = 0.62), falla en compresión.
- ▽ Consolidación anisotrópica (K = 0.82), falla en compresión.

Fig 5.14 Angulo de fricción interna movilizado en el punto de quiebre contra relación de vacíos intergranular al final de la consolidación



$P'_{q_}$ P'_{max}

- | | | |
|---|---|---|
| □ | ■ | Consolidación isotrópica, falla en compresión. |
| △ | ▲ | Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en compresión. |
| ▽ | ▼ | Consolidación isotrópica, falla en extensión. |
| ◇ | ◆ | Consolidación anisotrópica (K = 0.44), falla en extensión. |
| ○ | ⊙ | Consolidación anisotrópica (K = 0.53), falla en compresión. |
| ⊗ | ⊗ | Consolidación anisotrópica (K = 0.62), falla en compresión. |
| ⊕ | ⊕ | Consolidación anisotrópica (K = 0.82), falla en compresión. |

Fig 5.15 Diagrama normalizado de estado en términos de la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación

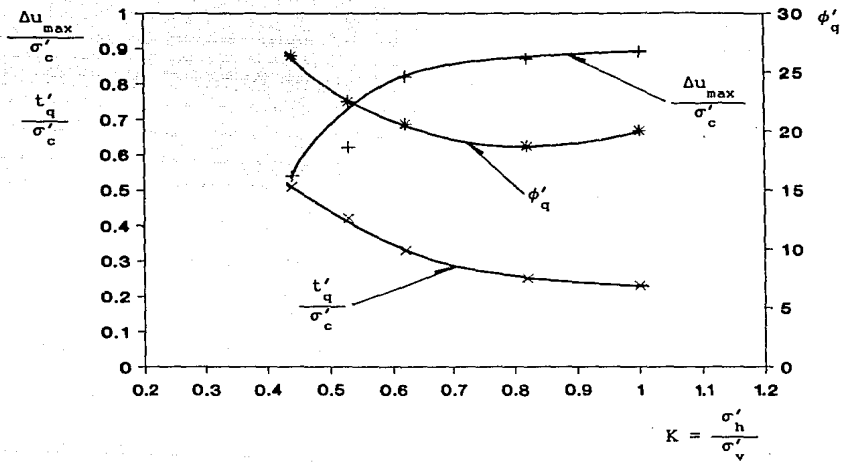


Fig 5.16 Variación de $\Delta u_{\max}/\sigma'_c$, t'_q/σ'_c y ϕ'_q en función de K

6. CONCLUSIONES

Se señalaron algunas de las situaciones en donde resulta conveniente disponer de cámaras triaxiales automáticas: ensayos dinámicos y ensayos con control de trayectorias de esfuerzos. Se mencionaron los principios de operación de los componentes principales de un sistema triaxial automático y se describió el equipo triaxial desarrollado en esta investigación.

El uso de sistemas automáticos para ensayos de suelos tenderá a extenderse en el futuro. En nuestro medio esta tendencia debería reforzarse para incrementar la productividad de laboratorios comerciales y para ampliar el alcance de los estudios de Mecánica de Suelos que ofrecen. El desarrollo del equipo triaxial empleado demuestra que es posible adaptar la tecnología de vanguardia en adquisición y digitalización de señales, así como en automatización de sistemas a costos comparativamente bajos.

Se describieron los programas de computadora realizados para

controlar las etapas experimentales de los ensayos. Dichos programas pueden ser modificados de acuerdo a las variables deseadas para las pruebas triaxiales y a las necesidades del usuario.

El funcionamiento y operación adecuados de la cámara triaxial automatizada se verificaron con una serie de ensayos de compresión consolidados no drenados en materiales granulares y en arcillas de alta compresibilidad. Los resultados experimentales se compararon con los que se obtuvieron ensayando los mismos materiales en equipos convencionales.

Se llevó a cabo un programa experimental para estudiar la influencia de pequeños porcentajes de caolín en el comportamiento no drenado de una arena fina saturada. Se hicieron ensayos triaxiales estáticos de compresión y extensión. Los especímenes se consolidaron isotrópica y anisotrópicamente a una presión efectiva de 1.0 kg/cm^2 , manteniendo aproximadamente constante la relación de vacíos al inicio de los ensayos ($e_1 \approx 0.92$).

A partir de los resultados experimentales se demostró que la resistencia, la rigidez y la capacidad para generar presión de poro de las probetas dependen del porcentaje de finos, del tipo de consolidación y de la dirección de aplicación de cargas en la etapa de falla. Se observó que la trayectoria de consolidación, isotrópica o anisotrópica, no modifica la envolvente de falla alcanzada, pero sí modifica la forma de la trayectoria de esfuerzos efectivos.

También se estudió el comportamiento de probetas arena-caolín consolidadas bajo diferentes cocientes de esfuerzos ($K = 1.0, 0.82, 0.62, 0.53$ y 0.44). En los resultados de estos ensayos se observó que el potencial para generar presión de poro aumenta conforme se incrementa el valor de K , pero que tanto la rigidez como la resistencia disminuyen. Las trayectorias de esfuerzos efectivos alcanzaron prácticamente la misma envolvente de falla,

aunque los especímenes movilizaron ángulos de fricción interna en el punto de quiebre diferentes, aumentando conforme disminuye el valor de K.

De acuerdo con la interpretación del comportamiento de las arenas hecha por Alarcón et al (1988), se pudo observar en los resultados experimentales que los especímenes consolidados isotrópica y anisotrópicamente ensayados en compresión, pasan por un estado cuasi estable. En los ensayos de extensión también se presenta esta condición pero a mayores deformaciones.

Los resultados obtenidos en este estudio se interpretaron con base en el modelo fenomenológico establecido por Ovando y Mesa (1991). Estos resultados sugieren que dicho modelo no se puede generalizar para las distintas condiciones de ensaye que se manejaron en esta investigación. Aparentemente existen otras líneas normalizadas de estado que dependen de la historia de esfuerzos de consolidación y de la dirección de aplicación de cargas durante la falla. Para confirmar esta hipótesis se requiere llevar a cabo otra serie de ensayos de compresión y extensión variando la compacidad de las probetas y la magnitud de la presión de consolidación; en especímenes consolidados anisotrópicamente se recomienda seguir diferentes trayectorias de consolidación. Con base en esto, se podrá contar con un rango mayor de resultados experimentales que permitan ampliar el marco de las relaciones causales y diagramas de estado normalizados aquí tratado.

En investigaciones futuras sería conveniente estudiar el comportamiento de arenas "contaminadas" con finos bajo diferentes grados de preconsolidación. También se sugiere realizar ensayos dinámicos en este tipo de suelos.

7. RECONOCIMIENTOS

Al Dr. Efraín Ovando Shelley, por su valiosa dirección durante el desarrollo de este trabajo y por su decidido apoyo académico manifestado en todo momento.

A los Drs. Miguel P. Romo Organista y Gabriel Auvinet Guichard, al M. en I. Manuel J. Mendoza López y al Ing. Sergio Herrera Castañeda, por sus atinados comentarios y sugerencias al contenido de la tesis.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el apoyo brindado durante mis estudios de maestría, así como para la elaboración de esta tesis.

Expreso mi agradecimiento a todas las personas que de alguna forma contribuyeron a la realización de este trabajo.

A mis amigos, por la satisfacción de contar con su amistad.

8. REFERENCIAS

- Alarcón-Guzmán A, Leonards G A y Chameau J L (1988), "Undrained monotonic and cyclic strength of sands", *Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, 114, 10, 1089-1109.
- Alberro J (1991), *La licuación de las arenas*, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Been K y Jefferies M G (1985), "A state parameter for sands", *Geotechnique*, 35, 2, 99-112.
- Bishop A W, Alpan I, Blight G E y Donald I B (1960), "Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils", *Proc ASCE, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, 503-532.
- Bishop A W y Green G E (1965), "The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil", *Geotechnique*,

15, 3, 243-266.

- Bishop A W y Henkel D J (1962), *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Cell*, Londres: Edward Arnold.
- Burland J B y Symes M (1982), "A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus", *Geotechnique*, 32, 1, 62-65.
- Casagrande A (1936), "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Jan, En: *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, 1940, Boston Society of Civil Engineers, 257-276.
- Castro G (1969), *Liquefaction of sands*, Harvard Soil Mechanics Series, No. 81.
- Castro G, Seed R, Keller T O y Seed H B (1992), "Steady-state strength analysis of lower San Fernando Dam slide", *Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, 118, 3, 406-427.
- De Alba P (1969), *Determination of soil liquefaction by a large-scale laboratory test*, University of California, Berkeley.
- Ford C J (1985), *The behaviour of clayey sands with low clay contents*, M Sc Report, Imperial College of Science and Technology, Londres.
- Georgiannou V N, Burland J B y Hight D W (1990), "The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension", *Geotechnique*, 40, 3, 431-449.
- Harris C M y Crede C E (1961), *Shock and Vibration Handbook*, New York: McGraw-Hill.

- Head K H (1986), *Manual of Soil Laboratory Testing*, 3, Londres: Pentech Press.
- Hight D W (1982), "A simple piezometer probe for the routine measurement of pore pressure in triaxial tests on saturated soils", *Geotechnique*, 32, 4, 396-401.
- Ibarra J (1989), *Comportamiento de arenas*, Tesis de Maestría (en preparación), DEFFI, UNAM, México.
- Ishibashi I, Kawamura M y Bhatia S K (1985), "Torsional simple shear apparatus for drained and undrained cyclic testing", Proc ASCE, *Tech Session on Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Detroit, 51-73.
- Ishihara K, Sodekawa M y Tanaka Y (1978), "Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines", En: *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM, Special Tech Pub, 654.
- Jamiolkowski M, Ladd C C, Germaine J T y Lancellotta R (1985), "New developments in field and laboratory testing of soils", Proc 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1, 57-153.
- Kenney T C (1977), "Residual strengths of mineral mixtures", Proc 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1, 155-160.
- Konrad J M (1990a), "Minimum undrained strength of two sands", Proc ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, 116, 6, 932-947.
- Konrad J M (1990b), "Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands", Proc ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, 116, 6, 948-963.

- Lambe T W (1967), "Stress path method", *Proc ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93, SM6, 309-331.
- Lambe T W y Marr W A (1979), "Stress path method: Second edition", *Proc ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105, GT6, 727-738.
- Lambe T W y Whitman R V (1984), *Soil Mechanics*, New York: John Wiley & Sons.
- Mesa C M (1991), *Comportamiento no drenado de arenas con bajo contenido de caolín o bentonita*, Tesis de Maestría, DEFFI, UNAM, México.
- Mitchell J K (1976), *Fundamentals of Soil Behaviour*, New York: John Wiley & Sons.
- Ovando-Shelley E (1986), *Stress-strain of granular soils tested in the triaxial cell*, Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, Londres.
- Ovando-Shelley E (1988), "Rigidez y anisotropía no drenada en una arena saturada", *Memorias, XIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Monterrey, México, 57-64.
- Ovando-Shelley E (1992), "Bounding surfaces and steady-state for sands", *Volumen Raúl J Marsal*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, D F, México, 193-204.
- Ovando-Shelley E y High D W (1991), "Stress history effect on the behaviour of a sedimented sand" (en preparación).
- Ovando-Shelley E, Lagunas A I y Sámano A (1990), "INING-90. Una cámara triaxial automática", *Memorias, Primer Simposio de Informática Aplicada a la Ingeniería Civil* (en impresión),

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, D F, México.

Ovando-Shelley E y Mesa C M (1991), *Comportamiento no drenado de una arena con bajos contenidos de materia fina*, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Poulos S J (1981), "The steady-state of deformation", *Proc ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107, GT5, 553-562.

Roscoe K H (1953), "An apparatus for the application of simple shear to soil samples", *Proc 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, 1, 186-191.

Rowe P W y Barden L (1964), "Importance of free ends in triaxial testing", *Proc ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90, SM1, 1-27.

Sámamo A (1990), *Asesoría de la campaña de medición al circuito de enfriamiento de la central termoeléctrica de Tuxpan, Ver. Manual de operación de los acondicionadores de señal*, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Santoyo E y Reséndiz D (1969), *Una cámara triaxial de precisión*, Publicación 235, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Schofield A N y Wroth C P (1968), *Critical State Soil Mechanics*, Londres: McGraw-Hill.

Seed H B e Idriss I M (1982), *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley.

Shen C K, Li X S, Chan C K y Wang Z (1989), "Microcomputer-based laboratory apparatus for soil testing", *Proc 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de

Janeiro, 1, 119-122.

Shibuya S (1985), *Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotation*, Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, Londres.

Shibuya S (1988), "A servo system for hollow cylinder testing of soils", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 11, 2, 109-118.

Zeevaert L (1962), "Compresibilidad de sedimentos eólicos finos", *Memorias, Primera Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Puebla, México.

APENDICE A LISTADOS DE PROGRAMAS

```

10 CLS
20 NET OFF
30 PRINT " "
40 PRINT " "
50 PRINT " "
60 PRINT " "
70 PRINT " "
80 PRINT " "
90 PRINT " "
100 PRINT " "
110 PRINT " "
120 PRINT " "
130 REM
140 PRINT:PRINT:PRINT
150 REM
160 PRINT " "
170 PRINT " "
180 PRINT " "
190 PRINT " "
200 PRINT " "
210 REM
220 PRINT:PRINT:PRINT:PRINT
230 INPUT "INDIQUE EL NOMBRE DEL ARCHIVO _____,PRM 'AS
240 PRINT " "
250 PRINT "FECHA";:INPUT FE$
260 REM
270 ARCHIVOS = AS
280 REM
290 OPEN ARCHIVOS FOR OUTPUT AS #1
300 REM
310 WRITE #1, " "
320 WRITE #1, " "
330 WRITE #1, "FECHA: "FE$
340 WRITE #1, " "
350 REM
360 REM SUBROUTINA LP,ADC,VALUE
370 LP,ADC,VALUE = 27
380 DEF SEG = 190
390 LPLSEG = PEEK(19A0F) + 256*PEEK(19A0F)
400 DEF SEG = LPLSEG
410 DEFINT C,I,V,G
420 PASADAS = 10
430 MUESTRAS = 10
440 GAM = 1
450 NMAX = 5
460 REM
470 REM DECLARA EL TAMAÑO DE LOS ARREGLOS
480 DIM VALOR(PASADAS)
490 DIM RELOJ(PASADAS)
500 DIM CANAL(NMAX)
510 DIM F$(NMAX)
520 DIM US(NMAX)
530 DIM GS(NMAX)
540 DIM F$(NMAX)
550 DIM ATE$(NMAX)
560 PRINT:PRINT:PRINT
570 PRINT "-----"
580 WRITE #1, "-----"
590 FOR J=1 TO NMAX
600 REM
610 PRINT "TIPO DE TRANSDUCCION";:INPUT T$(J)
620 PRINT " "
630 PRINT "CANAL";:INPUT CANAL(J)
640 PRINT " "
650 PRINT "GANANCIA";:INPUT G$(J)
660 PRINT " "
670 PRINT "FILTRO";:INPUT F$(J)
680 PRINT " "
690 PRINT "ATENUADOR";:INPUT ATE$(J)
700 PRINT " "
710 PRINT "-----"
720 WRITE #1, "TIPO DE TRANSDUCCION: "T$(J)
730 WRITE #1, "CANAL: "CANAL(J)
740 WRITE #1, "GANANCIA: "G$(J)
750 WRITE #1, "FILTRO: "F$(J)
760 WRITE #1, "ATENUADOR: "ATE$(J)
770 WRITE #1, "-----"
780 NEXT J
790 REM
800 DELTA = .1
810 PRINT " "
820 PRINT "TIEMPO EN SEGUNDOS ENTRE CADA CICLO DE LECTURAS";:INPUT DELTA;
830 PRINT:PRINT
840 WRITE #1, " "
850 WRITE #1, " "
860 WRITE #1, "HORA","CANAL 1","CANAL 2","CANAL 3","CANAL 4","CANAL 5"
870 WRITE #1, " "
880 WRITE #1, "-----"
890 REM
900 PRINT "OPRIMA ENTER PARA INICIAR LA MEDICION";:INPUT RE$
910 REM
920 TIEMPOX = TIMER
930 FOR J=1 TO NMAX
940 SUMA = 0
950 FOR I=1 TO PASADAS
960 TEMPOR = TIMER
970 IF (TEMPOR-DELTA) > TIMER AND TIMER < 0 THEN :GOTO 970 : ELSE
980 IF TIMER = 0 THEN TIEMPOX = TIMER
990 CALL LP,ADC,VALUE(CANAL(J),GAM,VALOR(I))
1000 RELOJ(I) = TIMER
1010 PRINT:PRINT
1020 REM
1030 FVOLTS = (VALOR(I)*10/4096)-5
1040 SUMA = SUMA+FVOLTS
1050 PROMEDIO(I) = SUMA/PASADAS
1060 NEXT I
1070 NEXT J
1080 WRITE #1,RELOJ$(5),PROMEDIO(1),PROMEDIO(2),PROMEDIO(3),PROMEDIO(4),PROMEDIO
(5)
1090 PRINT "-----"
1100 PRINT "CANAL", "VOLTAJE"
1110 PRINT "-----"
1120 FOR J=1 TO NMAX
1130 PRINT CANAL(J),PROMEDIO(J)
1140 NEXT J
1150 PRINT "-----"
1160 PRINT:PRINT
1170 PRINT "-----"
1180 PRINT "HORA", RELOJ$(5)
1190 PRINT "-----"
1200 TEMPORX = TIMER-TIEMPOX
1210 IF TEMPORX > 0 THEN GOTO 1240
1220 TIMX = TIMER+84000
1230 TEMPORX = TIMX-TIEMPOX
1240 IF TEMPORX <= DELTA THEN GOTO 1200
1250 GOTO 920
1260 CLOSE #1
1270 END

```

```

10 CLS
20 KEY OFF
30 PRINT " "
40 PRINT " "
50 PRINT " "
60 PRINT " "
70 PRINT " "
80 PRINT " "
90 PRINT " "
100 PRINT " "
110 PRINT " "
120 PRINT " "
130 REM
140 PRINT:PRINT:PRINT
150 REM
160 PRINT " "
170 PRINT " "
180 PRINT " "
190 PRINT " "
200 PRINT " "
210 REM
220 PRINT:PRINT:PRINT:PRINT
230 INPUT "INDIQUE EL NOMBRE DEL ARCHIVO _ _ _ _ _PRN "JA$
240 PRINT " "
250 PRINT "FECHA":INPUT FE$
260 REM
270 ARCHIVOS = AS
280 REM
290 OPEN ARCHIVOS FOR OUTPUT AS #1
300 REM
310 WRITE #1, " "
320 WRITE #1, " "
330 WRITE #1, "FECHA: "FE$
340 WRITE #1, " "
350 REM
360 REM SUBROUTINA LP,ADC,VALUE
370 LP,ADC,VALUE = 27
380 DEF SEG = 180
390 LPCLSEG = PEEK(18AFE) + 256*PEEK(18AFF)
400 DEF SEG = LPCLSEG
410 DEFINT C,1,4,5
420 PASADAS = 10
430 MUESTRAS = 10
440 GM = 1
450 REM
460 REM DECLARA EL TAMAÑO DE LOS ARREGLOS
470 DIM VALOR(PASADAS)
480 DIM RELOJ(PASADAS)
490 PRINT:PRINT:PRINT
500 PRINT "TIPO DE TRANSDUCTOR":INPUT T$
510 PRINT " "
520 PRINT "CANAL":INPUT CANAL
530 PRINT " "
540 PRINT "GANANCIA":INPUT G$
550 PRINT " "
560 PRINT "FILTRO":INPUT F$
570 PRINT " "
580 PRINT "ATEMUADOR":INPUT ATE$
590 REM
600 DELTA = .1 "Tiempo en segundos entre cada lectura
610 PRINT " "
620 WRITE #1,"TRANSDUCTOR: "T$
630 WRITE #1,"CANAL: "CANAL
640 WRITE #1,"GANANCIA: "G$
650 WRITE #1,"FILTRO: "F$
660 WRITE #1,"ATEMUADOR: "ATE$
670 WRITE #1, " "
680 WRITE #1, " "
690 WRITE #1, " "
700 WRITE #1,"HORA","VOLTAJE","H MERCURIO"
710 WRITE #1, " "
720 WRITE #1, " "
730 REM
740 REM PRESION QUE SE DESEA APLICAR
750 PRINT:PRINT
760 PRINT "APLIQUE EL INCREMENTO DE PRESION DESEADO CON REGULADOR Y MANOMETRO"
770 PRINT:PRINT:PRINT
780 PRINT "NIVEL DE LA COLUMNA DE MERCURIO EN CM":INPUT XNIV
790 PRINT:PRINT
800 INPUT "OFICINA ENTER PARA INICIAR LA MEDICION "RET$
810 REM
820 FOR I=1 TO PASADAS
830 TEMPOR = TIMER
840 IF (TEMPOR/DELTA) > TIMER THEN GOTO 840
850 CALL LP,ADC,VALUE(CANAL,GAN,VALOR(I))
860 RELOJ(I) = TIME$
870 PRINT I
880 NEXT I
890 PRINT:PRINT
900 PRINT " "
910 PRINT "HORA","VOLTAJE","NIVEL Hg EN CM"
920 PRINT " "
930 REM
940 SUMA = 0
950 FOR I=1 TO PASADAS
960 FVOLTS = (VALOR(I)*10/4096)-5 "Convierte los datos a volts.
970 PRINT RELOJ(I),FVOLTS,XNIV
980 SUMA = SUMA+FVOLTS
990 NEXT I
1000 PROMEDIO = SUMA/PASADAS
1010 REM
1020 PRINT " "
1030 PRINT:PRINT
1040 PRINT " "
1050 PRINT "HORA MEDIA","VOLTAJE PROMEDIO"
1060 PRINT RELOJ(5),PROMEDIO
1070 PRINT " "
1080 WRITE #1,RELOJ(5),PROMEDIO,XNIV
1090 PRINT " "
1100 INPUT "DESEA APLICAR UN NUEVO INCREMENTO (S/N)?: NUE$
1110 PRINT " "
1120 IF NUE$="S" OR NUE$="s" THEN GOTO 760
1130 CLOSE #1
1140 END

```

```

10 CLS
20 KEY OFF
30 PRINT " *
40 PRINT " *
50 PRINT " *
60 PRINT " * UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
70 PRINT " * INSTITUTO DE INGENIERIA
80 PRINT " * LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
90 PRINT " * PROGRAMA COMPUTA.DAS
100 PRINT " * ELABORADO POR ALBERTO ISAAC LANGUAS TORRES
110 PRINT " *
120 PRINT " *
130 REM
140 PRINT:PRINT:PRINT
150 REM
160 PRINT " *
170 PRINT " *
180 PRINT " * PROGRAMA PARA ETAPA DE CONSOLIDACION ANISOTROPICA
190 PRINT " * ENSAYES EN ESPECIMENES DE ARENA
200 PRINT " *
210 PRINT " *
220 REM
230 JJ = 1
240 PRINT:PRINT:PRINT:PRINT
250 INPUT 'INDIQUE EL NOMBRE DEL ARCHIVO. _ _ _ .PRN 'JA$
260 PRINT " *
270 OPEN 'NOMBRE' FOR OUTPUT AS I2
280 PRINT 'FECHA':PRINT FE$
290 PRINT:PRINT:PRINT
300 PRINT 'DATOS DEL ESPECIMEN AL INICIAR LA ETAPA DE CONSOLIDACION:'
310 PRINT " *
320 PRINT 'AREA, EN CM^2':INPUT A0
330 PRINT 'ALTURA, EN CM':INPUT H0
340 PRINT 'VOLUMEN, EN CM^3':INPUT B0
350 PRINT:PRINT:PRINT
360 PRINT 'RELACION Y ESTADO FINAL DE ESFUERZOS EFECTIVOS:'
370 PRINT " *
380 PRINT 'RELACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES, K0':INPUT K0
390 PRINT 'ESFUERZO PRINCIPAL MAIOR, SIG1F':INPUT SIG1F
400 PRINT 'ESFUERZO PRINCIPAL MENOR, SIG3F':INPUT SIG3F
410 PRINT 'ESFUERZO EFECTIVO OCTAEDRICO FINAL DE CONSOLIDACION, PF':INPUT PF
420 PRINT:PRINT:PRINT
430 PRINT 'CERO DE TRANSDUCTORES: '
440 PRINT " *
450 PRINT 'CERO TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO AXIAL':INPUT ERI
460 PRINT 'CERO TRANSDUCTOR DE PRESION DE PORO':INPUT ER2
470 PRINT 'CERO TRANSDUCTOR DE PRESION CONFINANTE':INPUT ER3
480 PRINT 'CERO CELDA DE CARGA':INPUT ER5
490 PRINT 'NIVEL INICIAL DE AGUA EN LA BURETA, EN CM':INPUT ER6
500 PRINT:PRINT:PRINT
510 INPUT 'OPRIMA ENTER PARA INICIAR LA ETAPA DE CONSOLIDACION':RETI
520 REM
530 ARCHIVO$ = A$
540 WRITE I2:ARCHIVO$
550 WRITE I2,A0,H0,B0
560 WRITE I2,K0,SIG1F,SIG3F,PF
570 WRITE I2,ERI,ER2,ER3,ER5,ER6
580 CLOSE I2
590 REM
600 OPEN ARCHIVO$ FOR OUTPUT AS I1
610 REM
620 WRITE I1," "
630 WRITE I1," "
640 WRITE I1,'FECHA: 'FE$
650 WRITE I1," "
660 WRITE I1," "
670 WRITE I1," "
680 WRITE I1," "
690 WRITE I1,'MORA',TIEMPO,'C1','C2','C3','C5','FA','FA','PC','CP','NIV.BURETA',DH
,'DV','EA','EV','AC','FAVC','SIG3','SIG1','L','S','P','K'
700 WRITE I1," "
710 WRITE I1," "
720 CLOSE I1
730 GOTO 880
740 REM
750 REM TIEMPO DE ESPERA ENTRE INCREMENTOS DE FUERZA AXIAL O PRESION CONFINANTE
760 JJ = 0
770 DELT = 120 'Tiempo en segundos
780 TO = TIMER
790 T = TIMER
800 IF ABS (T-TO) >= DELT THEN GOTO 820
810 GOTO 790
820 KEEP=KEEP
830 REM
840 REM LECTURAS EN BURETA PARA EL CALCULO DE CAMBIOS VOLUMETRICOS
850 PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT
860 PRINT 'NIVEL DE AGUA EN LA BURETA, EN CM':INPUT ER6
870 REM
880 OPEN 'NOMBRE' FOR INPUT AS I1
890 INPUT I1,ARCHIVO$
900 INPUT I1,A0,H0,B0
910 INPUT I1,K0,SIG1F,SIG3F,PF
920 INPUT I1,ERI,ER2,ER3,ER5,ER6
930 CLOSE I1
940 REM
950 OPEN ARCHIVO$ FOR APPEND AS J3
960 REM
970 REM SUBROUTINA LP.ADC.VALUE
980 LP.ADC.VALUE = 27
990 DEF SEG = 480
1000 LPSLSEG = PEEK(IHAF) + 256PEEK(IHAF)
1010 DEF SEG = LPSLSEG
1020 RFFINT C,I,V,G
1030 PASADAS = 10
1040 MUESTRAS = 10
1050 GAM = 1
1060 MMX = 4
1070 REM
1080 REM DECLARA EL TAMAÑO DE LOS ARREGLOS
1090 DIM VALOR(PASADAS)
1100 DIM RELJ(PASADAS)
1110 DIM CAML(MMX)
1120 DIM PROMEDIO(MMX)
1130 PRINT:PRINT:PRINT
1140 REM IDENTIFICACION DE CANALES QUE SE UTILIZAN EN LA ETAPA DE CONSOLIDACION
1150 CANAL (1) = 1
1160 CANAL (2) = 2
1170 CANAL (3) = 3
1180 CANAL (4) = 5
1190 REM
1200 REM CONSTANTES DE CALIBRACION
1210 MFC = 5.509
1220 BCPP = 2.54
1230 OCDA = 26.882
1240 ECFA = 25.77
1250 FCDV = .432
1260 REM
1270 DELTA = .05 'Tiempo en segundos entre cada lectura
1280 PRINT " *
1290 FOR J=1 TO MMX
1300 SUMA = 0
1310 FOR I=1 TO PASADAS
1320 TEMPOR = TIMER
1330 IF (TEMPOR-DELTA) >= TIMER THEN GOTO 1330
1340 CALL LP.ADC.VALUE(CANAL(J),GAM,VALOR(I))
1350 RELJ(I) = TIME$
1360 PRINT:PRINT
1370 FVOLT$ = (VALOR(I)-40/406)-5 'Convierte los datos a volts
1380 SUMA = SUMA+FVOLT$
1390 PROMEDIO (J) = SUMA/PASADAS
1400 NEXT I
1410 NEXT J
1420 REM
1430 REM CALCULO DE PRESIONES, ESFUERZOS, DEFORMACIONES, Y CAMBIOS VOLUMETRICOS
1440 EN = (ERI - PROMEDIO(1)+PROMEDIO(10))/10
1450 PP = (PROMEDIO(2)-ER2)*BCPP
1460 PC = (PROMEDIO(3)-ER3)*ECFA
1470 PV = (PROMEDIO(4)-ER5)*FCDV
1480 IF JJ = 1 THEN ER6=ERSI
1490 DV = (ER6-ER6I)*FCCV
1500 EA = DV/H0
1510 EV = DV/B0
1520 AC = A0*(1-EV)/(1-EA)
1530 DESV = FA/AC
1540 SIG3 = PC-PP
1550 SIG1 = SIG3/DESV
1560 T = (SIG1-SIG3)/2
1570 S = (SIG1+SIG3)/2

```

```

1580 P = (SIG1**2)*SIG3**3
1590 N = SIG3/SIG1
1600 REM
1610 WRITE #3,RELUS(5),TIMER,PRONEDIO(1),FCHMEDIO(2),PHCPLEIU(3),PRONEDIO(4),FA
,PC,PP,ER6,IN,IV,EA,EV,AC,DESV,SIG3,SIG1,"S.",X.
1620 CLOSE #3
1630 IF JJK<1 THEN GOTO 1700
1640 OPEN "NOHEE" FOR OUTPUT AS #1
1650 WRITE #1,ARCHIVOS
1660 WRITE #1,A0,HC,B0
1670 WRITE #1,K0,SIG1F,SIG3F,FF
1680 WRITE #1,ER1,ER2,ER3,ER5,ER6I
1690 CLOSE #1
1700 PRINT "-----"
1710 PRINT "CANAL", " VOLTAJE"
1720 PRINT "-----"
1730 FOR J=1 TO NNAV
1740 PRINT CANAL(J),PRONEDIO(J)
1750 NEXT J
1760 PRINT "-----"
1770 PRINT "HORA:", RELUS(5)
1780 PRINT "-----"
1790 PRINT " "
1800 PRINT "-----"
1810 PRINT "FUER.AXIAL","PRES.CONFIN.", " CONTRAFRES.", " p"
1820 PRINT FA,PC,PP,P
1830 PRINT "-----"
1840 PRINT " "
1850 PRINT "-----"
1860 PRINT " SIG1", " SIG3", " L", " s", " K"
1870 PRINT SIG1,SIG3,T,S,A
1880 PRINT "-----"
1890 PRINT " "
1900 IF PC >= 6.5 THEN GOTO 1960
1910 IF P >= PP THEN GOTO 1960
1920 IF A > K0 THEN GOTO 1940
1930 IF K <= K0 THEN GOTO 1950
1940 CHAIN "FUERZAL.BAS",ALL
1950 CHAIN "PRESION1.BAS",ALL
1960 CLOSE #3
1970 BEEP:BEEP:BEEP:BEEP:BEEP:BEEP
1980 PRINT " "
1990 PRINT "***** LA ETAPA DE CONSOLIDACION HA FINALIZADO *****"
2000 PRINT " "
2010 PRINT "EFECTUE LOS PASOS CORRESPONDIENTES PARA INICIAR LA ETAPA DE FALDA"
2020 END

```



```

10 CLS
20 KEY OFF
30 PRINT " *
40 PRINT " * * * * *
50 PRINT " *
60 PRINT " * UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
70 PRINT " * INSTITUTO DE INGENIERIA
80 PRINT " * LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
90 PRINT " * PROGRAMA CONDISO.BAS
100 PRINT " * ELABORADO POR ALBERTO ISAAC LAGUNAS TORRES
110 PRINT " *
120 PRINT " * * * * *
130 REM
140 PRINT:PRINT:PRINT
150 REM
160 PRINT " * * * * *
170 PRINT " *
180 PRINT " * PROGRAMA PARA ETAPA DE CONSOLIDACION ISOTROPICA
190 PRINT " * ENSAYES EN ESPECIMENES DE ARENA
200 PRINT " *
210 PRINT " * * * * *
220 REM
230 JJ = 1
240 PRINT:PRINT:PRINT:PRINT
250 INPUT "INDIQUE EL NOMBRE DEL ARCHIVO _ _ _ _ _PRN " :I$A$
260 PRINT " *
270 OPEN "NOMBRE" FOR OUTPUT AS #2
280 PRINT "FECHA";INPUT FE$
290 PRINT:PRINT:PRINT
300 PRINT "DATOS DEL ESPECIMEN AL INICIAR LA ETAPA DE CONSOLIDACION:"
310 PRINT " *
320 PRINT "AREA, EN CM^2";INPUT A0
330 PRINT "ALTURA, EN CM";INPUT H0
340 PRINT "VOLUMEN, EN CM^3";INPUT B0
350 PRINT:PRINT:PRINT
360 PRINT "ESFUERZO EFECTIVO FINAL DE CONSOLIDACION, PF";INPUT PF
370 PRINT:PRINT:PRINT
380 PRINT "CEROS DE TRANSDUCTORES:"
390 PRINT " *
400 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DE PRESION DE PORO";INPUT ER2
410 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DE PRESION CONFINANTE";INPUT ER3
420 PRINT "NIVEL INICIAL DE AGUA EN LA BURETA, EN CM";INPUT ER61
430 PRINT:PRINT:PRINT
440 INPUT "OPRIMA ENTER PARA INICIAR LA ETAPA DE CONSOLIDACION:PRET$
450 REM
460 ARCHIVO$ = A$
470 WRITE #2,ARCHIVO$
480 WRITE #2,A0,H0,B0
490 WRITE #2,PF
500 WRITE #2,ER2,ER3,ER61
510 CLOSE #2
520 REM
520 OPEN ARCHIVO$ FOR OUTPUT AS #1
540 REM
550 WRITE #1, " *
560 WRITE #1, " *
570 WRITE #1,"FECHA: ",FE$
580 WRITE #1, " *
590 WRITE #1,"-----"
600 WRITE #1, " * VOLT.A.E
610 WRITE #1, " *
620 WRITE #1,"HORA",TIEMPO,"C2","C3","PC","CP","NIV.BURETA","DV","p"
630 WRITE #1, " *
640 WRITE #1,"-----"
650 CLOSE #1
660 GOTO B10
670 REM
680 REM TIEMPO DE ESPERA ENTRE INCREMENTOS DE PRESION CONFINANTE
690 JJ = 0
700 DELT = 120 'Tiempo en segundos
710 TO = TIMER
720 T = TIMER
730 IF ABS(T-T0) >= DELT THEN GOTO 750
740 GOTO 720
750 BEEP:BECP
760 REM
770 REM LECTURAS EN BURETA PARA EL CALCULO DE CAMBIOS VOLUMETRICOS
780 PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT
790 PRINT "NIVEL DE AGUA EN LA BURETA, EN CM";INPUT ER6
800 REM
810 OPEN "NOMBRE" FOR INPUT AS #1
820 INPUT #1,ARCHIVO$
830 INPUT #1,A0,H0,B0
840 INPUT #1,PF
850 INPUT #1,ER2,ER3,ER61
860 CLOSE #1
870 REM
880 OPEN ARCHIVO$ FOR APPEND AS #3
890 REM
900 REM SUBROUTINA LP.ADC.VOLUE
910 LP.ADC.VOLUE = 27
920 DEF SEG = #HO
930 LPLCSEG = PEEN(IHFE) + 256*PEEN(IHAF)
940 DEF SEG = LPLCSEG
950 DEFINIT C,I,V,G
960 PASADAS = 10
970 MUESTRAS = 10
980 GAN = 1
990 MAX = 2
1000 REM
1010 REM DECLARA EL TAMAÑO DE LOS ARREGLOS
1020 DIM VALOR(PASADAS)
1030 DIM RELOJ(PASADAS)
1040 DIM CANAL(MAX)
1050 DIM PRONEDIO(MAX)
1060 PRINT:PRINT:PRINT
1070 REM IDENTIFICACION DE CANALES QUE SE UTILIZAN EN LA ETAPA DE CONSOLIDACION
1080 CANAL(1) = 2
1090 CANAL(2) = 3
1100 REM
1110 REM CONSTANTES DE CALIBRACION
1120 AECF = 5.505
1130 BECP = 2.54
1140 FECDV = .432
1150 REM
1160 DELTA = .05 'Tiempo en segundos entre cada lectura
1170 PRINT " *
1180 FOR JJ = 1 TO MAX
1190 SUM = 0
1200 FOR I = 1 TO PASADAS
1210 TIEMO$ = TIMER
1220 IF (TIEMO$-TIEMO) > TIMER THEN GOTO 1220
1230 CALL LP.ADC.VOLUE(CANAL(I),GAN,VALOR(I))
1240 RELOJ(I) = TIEMO$
1250 PRINT:PRINT
1260 VOLTS = (VALOR(I)*10/4096)-5 'Convierte los dots a volts
1270 SUM = SUM+VOLTS
1280 PRONEDIO(I) = SUM/PASADAS
1290 NEXT I
1300 NEXT J
1310 REM
1320 REM CALCULO DE PRESIONES Y ESFUERZOS
1330 PP = (PRONEDIO(1)-ECS)/BECP
1340 PC = (PRONEDIO(2)-ER3)/KPCF
1350 IF JJ = 1 THEN ER6=ER61
1360 DV = (ER6-ER2)/FECDV
1370 P = PC-PP
1380 REM
1390 WRITE #3,RELOJ(S),TIMER,PRONEDIO(1),PRONEDIO(2),PC,PP,ER6,DV,P
1400 CLOSE #3
1410 IF JJ<1 THEN GOTO 1410
1420 OPEN "NOMBRE" FOR OUTPUT AS #1
1430 WRITE #1,ARCHIVO$
1440 WRITE #1,A0,H0,B0
1450 WRITE #1,PF
1460 WRITE #1,ER2,ER3,ER61
1470 CLOSE #1
1480 PRINT "-----"
1490 PRINT "CANAL", " VOLT.A.E"
1500 PRINT "-----"
1510 FOR J = 1 TO MAX
1520 PRINT CANAL(J),PRONEDIO(J)
1530 NEXT J
1540 PRINT "-----"
1550 PRINT "HORA", RELOJ(S)
1560 PRINT "-----"

```

```
1570 PRINT:PRINT
1580 PRINT "-----"
1590 PRINT "PRES. CONFIN.", "CONTAPRES.", " p"
1600 PRINT "-----"
1610 PRINT PC, PP, P
1620 PRINT "-----"
1630 PRINT " "
1640 IF PC >= 5.5 THEN GOTO 1670
1650 IF P >= PF THEN GOTO 1670
1660 CHAIN "FRILBAN.BAS",,ALL
1670 CLGSE VS
1680 BEEP:BEEP:BEEP:BEEP:BEEP:BEEP
1690 PRINT " "
1700 PRINT "*****LA ETAPA DE CONSOLIDACION HA FINALIZADO*****"
1710 PRINT " "
1720 PRINT "REFECTUE LOS FASOS CORRESPUNDIENTES PARA INICIAR LA ETAPA DE FALLAS"
1730 END
```

```

10 CLS
20 KEY OFF
30 PRINT " "
40 PRINT " "
50 PRINT " "
60 PRINT " "
70 PRINT " "
80 PRINT " "
90 PRINT " "
100 PRINT " "
110 PRINT " "
120 REM
130 PRINT:PRINT:PRINT
140 REM
150 PRINT " "
160 PRINT " "
170 PRINT " "
180 PRINT " "
190 PRINT " "
200 PRINT " "
210 REM
220 PPI=0
230 PCl=0
240 ADMT = 0
250 N = 1
260 JJ = 1
270 PRINT:PRINT:PRINT
280 INPUT "INDIQUE EL NOMBRE DEL ARCHIVO _ _ _ _ _PRN 'A#":
290 PRINT " "
300 OPEN "NOMBRE" FOR OUTPUT AS #2
310 PRINT "FECHA":INPUT FE#
320 PRINT:PRINT:PRINT
330 PRINT "DATOS DEL ESPECIMEN AL INICIAR LA ETAPA DE FALLA"
340 PRINT " "
350 PRINT "AREA, EN CM^2":INPUT AO
360 PRINT "ALTURA, EN CM":INPUT HO
370 PRINT:PRINT:PRINT
380 PRINT "CEROS DE TRANSDUCTORES"
370 PRINT " "
400 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO AXIAL":INPUT ER1
410 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DE PRESION DE PORO":INPUT ER2
420 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DE PRESION CONFINANTE":INPUT ER3
430 PRINT "CERO CELDA DE CARGA":INPUT ER5
440 PRINT:PRINT:PRINT
450 INPUT "OPRIMA RETURN PARA INICIAR LA ETAPA DE FALLA":RET#
460 REM
470 ARCHIVO# = A#
480 WRITE #2,ARCHIVO#
490 WRITE #2,AO,HO
500 WRITE #2,ER1,ER2,ER3,ER5
510 WRITE #2,PPI,PCl
520 CLOSE #2
530 REM
540 OPEN ARCHIVO# FOR OUTPUT AS #1
550 REM
560 WRITE #1," "
570 WRITE #1," "
580 WRITE #1,"FECHA: ",FE#
590 WRITE #1," "
600 WRITE #1," "
610 WRITE #1," "
620 WRITE #1," "
630 WRITE #1,"MODA",TIEMPO,"C1","C2","C3","C5","FA","PC","u","Du","DM","E","E2
,"AC","FA/AC","L","s","SIG3","SIG1"
640 WRITE #1," "
650 WRITE #1," "
660 CLOSE #1
670 GOTO #10
680 REM
690 REN TIEMPO DE ESPERA ENTRE CADA INCREMENTO DE FUERZA AXIAL
700 ADMT = 1
710 N = 0
720 JJ = 0
730 DELT = 180
740 T = TIMER
750 T = TIMER
760 IF ABS(TO) >= DELT THEN GOTO 780
770 GOTO 750
780 BEEP:KEEP
790 CLOSE #3
800 REM
810 OPEN "NOMBRE" FOR INPUT AS #1
820 INPUT #1,ARCHIVO#
830 INPUT #1,AO,HO
840 INPUT #1,ER1,ER2,ER3,ER5
850 INPUT #1,PPI,PCl
860 CLOSE #1
870 REM
880 OPEN ARCHIVO# FOR APPEND AS #3
890 REM
900 REM SUBROUTINA LP.ADC.VALUE
910 LP.ADC.VALUE = 27
920 DEF SEG = #HO
930 LPCLSEG = PEEK(8HAF) + 256*PEEK(8HAF)
940 DEF SEG = LPCLSEG
950 DEFINIT C1,V,G
960 PASADAS = 1
970 MUESTRAS = 1
980 GAH = 1
990 NMAX = 4
1000 REM
1010 REN DECLARA EL TAMAÑO DE LOS ARREGLOS
1020 DIM VALOR(PASADAS)
1030 DIM RELOJ(M) (PASADAS)
1040 DIM CANAL(NMAX)
1050 DIM PROMEDIO(NMAX)
1060 PRINT:PRINT:PRINT
1070 REN IDENTIFICACION DE CANALES QUE SE UTILIZAN EN LA ETAPA DE FALLA
1080 CANAL(1) = 1
1090 CANAL(2) = 2
1100 CANAL(3) = 3
1110 CANAL(4) = 5
1120 REM
1130 REN CONSTANTES DE CALIBRACION
1140 ACPC = 5.509
1150 BCFP = 2.54
1160 DCMA = 26.888
1170 ECFM = 25.77
1180 REM
1190 DELTA = .05 "Tiempo en segundos entre cada lectura"
1200 PRINT " "
1210 FOR J=1 TO NMAX
1220 SUMA = 0
1230 FOR I=1 TO PASADAS
1240 TEMPOR = TIMER
1250 IF (TEMPOR-DELTA) > TIMER THEN GOTO 1250
1260 CALL LP.ADC.VALUE (CANAL(J),GAH,VALOR(I))
1270 RELOJ(J) = TIMES
1280 PRINT:PRINT
1290 FVOLTIS = (VALOR(I)*10/4096)-5 "Convierte las cosas a volts"
1300 SUMA = SUMA+FVOLTIS
1310 PROMEDIO(J) = SUMA/PASADAS
1320 NEXT I
1330 NEXT J
1340 REM
1350 REN CALCULO DE PRESIONES, FUERZAS, ESFUERZOS Y DEFORMACIONES
1360 IH = ((ER1-PROMEDIO(1))*DCMA)/10
1370 PP = (PROMEDIO(2)-ER2)*BCFP
1380 PC = (PROMEDIO(3)-ER3)*ACPC
1390 EA = (PROMEDIO(4)-ER5)*ECFMA
1400 EA = EA/NO
1410 AC = AO/(1-EA)
1420 DESU = FA/AC
1430 ECIEEM = EAX(100)
1440 IF JJ=1 THEN PPI=PP
1450 IF JJ=1 THEN PCl=PC
1460 DPP = PP-PPI
1470 T = DESU/2
1480 S = (PCl-PPI)*T-DPP
1490 SIG3 = PCl-PP
1500 SIG1 = SIG3+DESU
1510 REM
1520 WRITE #3,RELOJ(J),TIMER,PROMEDIO(1),PROMEDIO(2),PROMEDIO(3),PROMEDIO(4),
P,PC,PP,DPP,DM,EA,ECIEEM,AC,DESU,T,S,SIG3,SIG1
1530 IF JJ <= 1 GOTO 1600
1540 OPEN "NOMBRE" FOR OUTPUT AS #1
1550 WRITE #1,ARCHIVO#
1560 WRITE #1,AO,HO

```

```

1570 WRITE #1,ER1,ER2,LR3,ER5
1580 WRITE #1,PP1,PC1
1590 CLOSE #1
1600 PRINT "-----"
1610 PRINT "CAMAL", " VOLTAJE"
1620 PRINT "-----"
1630 FOR J=1 TO NMAX
1640 PRINT CAMAL(J),PROMEDIO(J)
1650 NEXT J
1660 PRINT "-----"
1670 PRINT "HORA:", RELOJ9(1)
1680 PRINT "-----"
1690 PRINT " "
1700 PRINT "-----"
1710 PRINT "FUER AXIAL", " ESF.DESV.", " u", " Du"
1720 PRINT FA,DESU,PP,UPP
1730 PRINT "-----"
1740 PRINT " "
1750 PRINT " "
1760 PRINT "-----"
1770 PRINT "DEF AXIAL Z", " SIG1", " SIG3", " s", " s"
1780 PRINT ECIEH,SIG1,SIG3,T,S
1790 PRINT "-----"
1800 PRINT " "
1810 IF FA >= 80 THEN GOTO 1880
1820 IF ECIEH >= 25 THEN GOTO 1880
1830 REA
1840 IF N = 1 THEN GOTO 1870
1850 KORT = ADMT#1
1860 REA
1870 CHAIN "PRUBA.PAS",,ALL
1880 CLOSE #3
1890 BEEP:BEEP:BEEP:BEEP:BEEP
1900 PRINT " "
1910 PRINT "*****EL ENSAYE HA FINALIZADO*****"
1920 PRINT " "
1930 PRINT "*****DESCONECTE EL SISTEMA DE LOS MOTORES Y DESMONTE LA PROBETA*****"
1940 END

```