

01163
2
2ej

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO NO DRENADO DE ARENAS CON BAJO CONTENIDO DE
CAOLIN O BENTONITA

T E S I S

que presenta

CARLOS MARIO MESA JARAMILLO

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(Mecanica de Suelos)

U.N.A.M

MEXICO, D.F.

1991

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

C O N T E N I D O

LISTA DE TABLAS	pag.
LISTA DE FIGURAS	
NOTACIÓN	
1. INTRODUCCIÓN	
1.1 Estudios Anteriores	2
1.2 Propósito de la Investigación	3
2. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ENSAYADO	
2.1 Descripción de la Arena Utilizada	5
2.2 Descripción de los Finos Utilizados (Caolín, Bentonita)	5
2.3 Formación de las Probetas	6
2.4 Método de Saturación y Consolidación de los Especímenes	9
2.5 Aplicación del Esfuerzo Desviador	12
Figuras	13
Tablas	18
3. EQUIPO	
3.1 Cámara Triaxial	20
3.2 Calibración del Equipo	23
Figuras	24
Tablas	30
4. RESULTADOS EXPERIMENTALES	
4.1 Presiones de Consolidación Utilizadas	31
4.2 Cálculo y Correcciones	31
4.3 Comportamiento Esfuerzo-Deformación y Exceso de presión de poro Poro-Deformación	34
4.4 Trayectorias de Esfuerzos Efectivos	36
4.5 Influencia del tipo de Finos	36

4.6	Resumen de Características Esfuerzos-Deformación y Exceso de Presión de poro-deformación	39
	Figuras	42
	Tablas	60
5.	INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	
5.1	Modelo Conceptual	62
5.2	Líneas de Estado Crítico	64
5.3	Relaciones Causales	65
5.4	Diagramas Normalizados de Estado	68
	Figuras	71
6.	CONCLUSIONES	80
7.	RECONOCIMIENTO	84
8.	REFERENCIAS	85
APENDICE A.	DETERMINACIÓN DE RELACIÓN DE VACIOS MÁXIMA Y MÍNIMA	91
APENDICE B.	FÓRMULAS EMPLEADAS	96
APENDICE C.	COMPORTAMIENTO DE ESPECÍMENES CON LA MISMA RELACIÓN DE VACÍOS	111

DEDICATORIA

A mi madre y hermanos de quien he recibido amor y apoyo moral.

a la memoria de:

Gustavo Adolfo Mesa Jaramillo

Julio César Londoño Velásquez

Hermanos que perdieron la vida inocentemente por manos criminales de nuestro país hermano Colombia.

LISTA DE TABLAS

- Tabla 2.1 Análisis granulométrico
- Tabla 2.2 Propiedades índice de los finos utilizados
- Tabla 2.3 Análisis fisicoquímicos de los finos utilizados
- Tabla 3.1 Características del equipo de instrumentación
- Tabla 4.1 Hoja de cálculos
- Tabla 4.2 Valores de esfuerzo desviador y presión de poro generada en el punto de inflexión de muestras en estado suelto y denso
- Tabla 4.3 Valores de esfuerzo cortante normalizado en el punto de inflexión, para diferentes rangos de relación de vacíos
- Tabla 4.4 Resumen de las pruebas CU
- Tabla A.1 Relación de vacíos máximas y mínimas
- Tabla B.1 Gravedad específica calculada y experimental para diferentes mezclas de arena-finos
- Tabla C.1 Coeficiente de solubilidad de gases en el agua

LISTA DE FIGURAS

- Fig 2.1 Microfotografía de las partículas de arena
- Fig 2.2 Granulometría de la arena utilizada
- Fig 2.3 Espectro de elementos químicos de los materiales utilizados
- Fig 2.4 Molde utilizado en la fabricación de los especímenes
- Fig 2.5 Soporte utilizado en la formación de especímenes
- Fig 2.6 Comportamiento de un suelo totalmente saturado y un suelo parcialmente saturado
- Fig 3.1 Sección transversal de la cámara triaxial
- Fig 3.2 Sistema de confinamiento del espécimen
- Fig 3.3 Sistema de saturación de la probeta de suelo
- Fig 3.4 Sistema de carga vertical
- Fig 3.5 Sección transversal del equipo triaxial utilizado
- Fig 3.6 Curvas de calibración de la celda de presión
- Fig 3.7 Curvas de calibración de la celda de carga
- Fig 4.1 Esquemas ilustrativos de la penetración de la membrana en la superficie lateral del espécimen

- Fig 4.2 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 3% de caolín
- Fig 4.3 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 5% de caolín
- Fig 4.4 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 7% de caolín
- Fig 4.5 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 10% de caolín
- Fig 4.6 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes porcentajes de caolín, igual presión de consolidación y relación de vacíos
- Fig 4.7 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 1% de bentonita
- Fig 4.8 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 3% de bentonita
- Fig 4.9 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 5% de bentonita
- Fig 4.10 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 7% de bentonita
- Fig 4.11 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferente porcentaje de bentonita, igual relación de vacíos y presión de consolidación

Fig 4.12 Presión de poro normalizada vs relación de vacios inicial

Fig 4.13 Trayectoria de esfuerzos efectivos para especimen en estado suelto, diferentes contenidos de finos y presiones de consolidación

Fig 4.14 Curvas de esfuerzos-deformación axial y trayectoria de esfuerzo efectivo, para arena sin finos en estado suelto y denso

Fig 4.15 Curvas de esfuerzos-deformación axial y trayectoria de esfuerzo efectivo, para arena con 5% de caolín en estado suelto y denso

Fig 4.16 Curvas de esfuerzos-deformación axial y trayectoria de esfuerzo efectivo, para arena con 5% de bentonita en estado suelto y denso

Fig 4.17 Esfuerzo cortante normalizado en el punto de quiebre vs relación de vacios inicial

Fig 4.18 Ángulo de fricción movilizado en el punto de quiebre vs relación de vacios inicial

Fig 5.1 Envoltentes y trayectorias de esfuerzos efectivos para estructuras isótropa y anisótropa (Alberro 1990)

Fig 5.2 Contacto interparticular

Fig 5.3 Líneas de estado cuasi estable para arenas contaminadas con caolín

Fig 5.4 Líneas de estado cuasi estable para arenas contami-

nadas con bentonita

Fig 5.5 Relación de vacíos inicial vs esfuerzo normal octahédrico

Fig 5.6 Presión de poro normalizada vs relación de vacíos intergranular

Fig 5.7 Esfuerzo cortante normalizado en el punto de quiebre vs relación de vacíos intergranular

Fig 5.8 Ángulo de fricción movilizado en el punto de quiebre vs relación de vacíos intergranular

Fig 5.9 Diagramas normalizados de estado asociados a la curva A

Fig 5.10 Diagramas normalizados de estado asociados a la curva B

Fig 5.11 Representación esquemática de los diagramas normalizados de estado

Fig A.1 Dispositivo experimental para la obtención de relaciones de vacíos

Fig A.2 Efecto del contenido de finos en la relación de vacíos

Fig B.1 Corrección del esfuerzo desviador por efecto de la membrana

Fig B.2 Trayectoria de esfuerzo a) Puntos de máximo esfuerzo cortante. b) Representación en el espacio $t'-s'$

(Lambe y Whitman, 1984)

Fig B.3 Prueba de compresión triaxial CU

Fig B.4 Representación de un punto (s', t') en el diagrama de Mohr

Fig C.1 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.88$)

Fig C.2 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.89$)

Fig C.3 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.90$)

Fig C.4 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.91$)

Fig C.5 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.92$)

Fig D.1 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes

contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.89$)

Fig D.2 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.91$)

Fig D.3 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.92$)

Fig D.4 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.93$)

Fig D.5 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.94$)

NOTACIÓN

- A** Coeficiente de presión de poro de Skempton, definido como el cociente entre el incremento de presión de poro y el incremento de esfuerzo desviador aplicado
- A_c** Área de la sección transversal de la muestra después de la consolidación
- A₁** Área de la sección transversal de la probeta en cualquier instante
- A_o** Área de la sección transversal de la probeta al inicio de la consolidación
- B** Coeficiente de presión de poro de Skempton, definido como el cociente entre el incremento de presión de poro generado y el incremento en la presión de confinamiento
- C_c** Coeficiente de curvatura = $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$
- C_u** Coeficiente de uniformidad = D_{60}/D_{10}
- CU** Prueba consolidada no drenada
- D** Diámetro del espécimen al comienzo de la aplicación del esfuerzo desviador
- D_o** Diámetro promedio del espécimen al inicio de la consolidación
- D₁₀** Tamaño efectivo = tamaño del grano, tal que el 10% en peso sea igual o menor

D_{30}	Tamaño del grano, tal que el 30% en peso sea igual o menor
D_{60}	Tamaño del grano, tal que el 60% en peso sea igual o menor
DV	Cambio volumétrico
e_f	Relación de vacíos después de la consolidación
e_{gc}	Relación de vacíos intergranular del comportamiento contractivo
e_{gd}	Relación de vacíos intergranular del comportamiento dilatante
e_{gf}	Relación de vacíos intergranular después de la consolidación
e_{g1}	Relación de vacíos intergranular al inicio de la prueba
e_1	Relación de vacíos al inicio de la prueba
e_{max}	Relación de vacíos máxima
e_{min}	Relación de vacíos mínima
E	Módulo de elasticidad de la membrana
H_0	Altura de la probeta al comienzo de la aplicación del esfuerzo desviador
h	Cambio de altura en la bureta

- L.g Lectura del graficador, en mm
- M Módulo de extensión de la membrana de látex
- P_m Carga vertical aplicada a la muestra
- P_{m1} Carga aplicada a la muestra, correspondiente al primer tramo de la curva de calibración
- P_{m2} Carga aplicada a la muestra, correspondiente al segundo tramo de la curva de calibración
- P_p Carga aplicada en el portapesas
- p' _{pico} Esfuerzo normal efectivo octahédrico donde la presión de poro es máxima
- p' Esfuerzo normal efectivo octahédrico =
$$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$$
- $\frac{p'}{p_0}$ Esfuerzo normal efectivo octahédrico normalizado
- S_{sf} Gravedad específica de finos (caolín o bentonita)
- S_{ss} Gravedad específica de los granos de arena
- S_{s(s + f)} Gravedad específica de la muestra, (granos de arena más finos)
- s' Esfuerzo normal efectivo =
$$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

$\left(\frac{s'}{\sigma'_c}\right)_{pl}$ Esfuerzo normal efectivo normalizado en el punto de inflexión

t' Esfuerzo cortante = $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ = $\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$

$\left(\frac{t'}{\sigma'_c}\right)_{pl}$ Esfuerzo cortante normalizado en el punto de inflexión

u Presión de poro generada durante la etapa de falla

u_{max} Presión de poro máxima generada durante la etapa de falla

V_f Volumen de finos (caolín o bentonita)

V'_f Volumen final de la muestra = $V_m - DV$

V_m Volumen inicial de la muestra = $V_v + V_s + V_f = V_o$

V_s Volumen de los granos de arena

$V_{(s + f)}$ Volumen de la muestra (finos + arena)

V_v Volumen de vacíos

W_f Peso de los finos (caolín o bentonita)

W_s Peso de los granos de arena

$W_{(s + f)}$ Peso de la muestra (granos de arena + finos)

e_z Deformación axial unitaria

ψ_c	Parámetro de estado contractivo
ψ_d	Parámetro de estado dilatante
ϕ'	Ángulo de fricción interna en la envolvente de falla
ϕ'_d	Ángulo de fricción interna movilizado al inicio de la dilatancia
ϕ'_{p1}	Ángulo de fricción interna movilizado en el punto de quiebre
σ'_1	Esfuerzo principal mayor efectivo
σ'_3	Esfuerzo principal menor efectivo
σ_c	Presión de confinamiento
σ'_c	Presión de consolidación efectiva
σ_{cp}	Contrapresión
σ_d	Esfuerzo desviador = $(\sigma_1 - \sigma_3)$
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{p1}$	Esfuerzo desviador en el punto de quiebre
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$	Esfuerzo desviador máximo
ΔH	Cambio de la altura de la probeta durante la aplicación del esfuerzo desviador
ΔL	Cambio de lectura de la columna de agua en la bureta

- Δu Exceso de presión de poro = $\Delta u_3 + \Delta u_d$
- Δu_3 Cambio de presión de poro, debido al esfuerzo de confinamiento
- Δu_d Cambio de presión de poro, debido al esfuerzo desviador
- Δu_{max} Exceso de presión de poro máxima
- Δu_{pl} Exceso de presión de poro en el punto de quiebre
- $\left(\frac{\Delta u}{\sigma_c}\right)_{pl}$ Exceso de presión de poro normalizada en el punto de inflexión
- ΔV Cambio de lectura del voltímetro
- $\Delta \sigma_d$ Corrección en el esfuerzo desviador por efecto de la fuerza axial en la membrana

1. INTRODUCCIÓN

En muchas ocasiones el ingeniero geotecnista se enfrenta a problemas que involucran la presencia de arenas ligeramente limosas o arcillosas. La práctica convencional trata a estos materiales como suelos granulares altamente permeables ignorando la presencia de los finos. En esta investigación se revisa la validez de este enfoque en particular en lo referente a la capacidad de estos suelos para generar presión de poro y a su resistencia no drenada, aspectos de relevancia en estudios de licuación bajo cargas cíclicas o monotónicas.

Algunos autores han definido La licuación de arenas como la pérdida parcial o total de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo al desarrollarse altas presiones de poro. Este fenómeno se produce por cargas inducidas por vibraciones, sismos, explosiones, etc; también puede producirse en arenas sueltas saturadas sometidas a cargas monotónicas cuando la tendencia a la compactación durante el proceso de corte provoca un aumento de la presión de poro. Otros autores como Seed y Kramer (1988), dicen que si la presión de poro aumenta hasta un valor igual a la presión de confinamiento efectivo la arena pierde su resistencia y ocurre la licuación. Conceptualmente, el fenómeno de la licuación que se presenta en la naturaleza queda perfectamente definido por Terzaghi (1950) cuando escribe:

"El arreglo de las partículas de arena fina o de un limo grueso puede ser tan inestable que una ligera perturbación del equilibrio de los granos ocasiona un rearreglo de las partículas; en consecuencia las partículas se asientan en posición más estable y la porosidad del suelo decrece.

Cuando este fenómeno ocurre arriba del nivel freático, no tiene más efecto notable que el de generar asentamientos en la superficie del terreno. Opuestamente, de ocurrir bajo el nivel freático sus consecuencias pueden ser catastróficas, ya que la viscosidad del agua que ocupa los vacíos de la arena, impide un decremento rápido de la porosidad".

A pesar de la gran cantidad de investigaciones efectuadas hasta la fecha, el concepto del fenómeno de licuación de arenas no se ha podido unificar.

El fenómeno se ha estudiado experimentalmente reproduciéndolo en el laboratorio para conocer los parámetros que intervienen en condiciones controlables y se ha hecho énfasis en las pruebas dinámicas, aunque algunos parámetros que intervienen en dicho fenómeno se pueden obtener en pruebas estáticas.

La investigación experimental sobre el comportamiento de arenas en condiciones no drenadas se ha concentrado en pruebas de arenas limpias pero los depósitos de arena naturales suelen contener pequeños porcentajes de finos. Los datos mostrados por De Alba (1969) indican que algunos de los depósitos de arenas naturales que se han licuado durante terremotos contienen 20% o más de partículas finas (menores de 200 micras).

La influencia de los finos (limos o arcillas) en el comportamiento no drenado de depósitos naturales arenosos ha sido poco estudiada. Este trabajo pretende completar algunos de los resultados de investigaciones anteriores, donde se ha buscado conocer la influencia de ciertos parámetros en la

susceptibilidad a licuación de arenas contaminadas con finos mediante pruebas triaxiales estáticas. Algunos de éstos son: relación de vacíos intergranular e_{q1} , relación de vacíos e_1 , porcentaje de finos y ángulo de fricción interna ϕ' .

1.1 Estudios Anteriores

Tradicionalmente se ha pensado que los finos disminuyen la susceptibilidad a licuación y de hecho los procedimientos empíricos de campo para estimarla así lo consideran (Seed et al, 1982). En ensayos de laboratorio de torsión cíclica se ha corroborado lo anterior cuando las arenas contienen porcentajes relativamente grandes (mayores de 10%) de limos (Ishihara et al, 1975). Algunos estudios recientes llevados a cabo ensayando arenas con porcentajes pequeños de finos (10% o menos) contradicen esta idea. En efecto, los resultados de los ensayos triaxiales de Ford (1985) y de Geogiannou et al (1990) indican que para la misma relación de vacíos se obtiene mayor presión de poro en aquellas muestras de arena "contaminadas" conforme se aumenta el porcentaje de caolín. Lo mismo puede concluirse al analizar los datos de Been y Jefferies (1985) quienes realizaron pruebas de compresión triaxial monotónicas en muestras de arenas ligeramente limosas. Podría deducirse que cuando la cantidad de finos es pequeña, la susceptibilidad a licuación aumenta y ocurre lo contrario cuando se tienen porcentajes mayores de ellos. Ford (1985) ha demostrado que cuando las arenas se mezclan con porcentajes más altos de finos, su respuesta no drenada se divide en dos partes. La primera está dominada por los finos que rodean a las partículas de arena. Cuando la resistencia de los finos se excede, el comportamiento pasa gradualmente a ser dominado por la arena.

Durante la transición ocurren deformaciones relativamente grandes y, aunque ya no se presenta el colapso estructural que da lugar a la licuación ante carga monotónica, se han observado incrementos considerables en la presión de poro. ¿Existe un porcentaje de umbral que marque el límite del efecto de los finos para promover o inhibir la generación de presiones de poro?. La existencia de este porcentaje de umbral podría marcar el límite entre dos tipos de comportamiento: uno "arcilloso" y otro "arenoso".

1.2 Propósito de la Investigación

En este trabajo se estudiará el comportamiento de arenas saturadas con bajos contenidos de caolín o bentonita sometidas a esfuerzos cortantes monotónicos compresivos en condiciones no drenadas, variando las densidades iniciales, la presión de consolidación y el contenido de finos. Algunos de los objetivos son:

- Investigar si tal porcentaje de umbral existe y bajo qué condiciones.
- Estudiar la influencia de la cantidad de finos en el comportamiento esfuerzo-deformación de las probetas poniendo énfasis en su capacidad para generar presión de poro. Puede decirse a priori que el tipo de finos también influye en el comportamiento de estos suelos. Por esta razón se estudian arenas mezcladas con dos finos de características muy diferentes: una bentonita muy plástica y un caolín de poca plasticidad.

2. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL UTILIZADO

2.1 Descripción de la Arena Utilizada

La arena utilizada proviene de Jáltipan, Veracruz. Se clasifica visualmente como una arena de río de grano uniforme, de forma equidimensional, sin reacción al ácido clorhídrico; el tamaño máximo de sus partículas es 0.25 mm. Contiene pocos finos (menos del 4% pasa la malla No.200), es sub-angulosa, de color blanco. En la fig 2.1 se muestra una microfotografía de las partículas de arena.

La granulometría utilizada se obtuvo por cribado en seco y se presenta en la fig 2.2. Todo el material pasa la malla No. 40 (0.420 mm) y sólo el 3.42% pasa la malla No.200 (0.074 mm). El coeficiente de uniformidad (C_u) es 1.48, la densidad de sólidos es de 2.66. En la tabla 2.1 se presenta el resultado del análisis granulométrico, y en la fig 2.3 se presenta un espectro de los elementos químicos, obtenidos a partir de un microscopio electrónico.

La obtención de las relaciones de vacíos máxima y mínima se describe en el apéndice A. La relación de vacíos máxima obtenida (e_{max}) fue de 1.015 y la mínima (e_{min}) 0.729.

2.2 Descripción de los Finos Utilizados

El caolín utilizado es de color blanco y pasa la malla No. 200 (0.074 mm), con 24% de fragmentos angulosos de cuarzo. El tamaño máximo de las partículas de cuarzo es 0.042 mm, la densidad de sólidos del caolín es 2.60, su límite líquido es 44.5% y su índice plástico de 10.3%.

La bentonita utilizada es de color café claro y pasa la malla No. 200 (0.074 mm) con un pequeño porcentaje (8%) de fragmentos angulosos de cuarzo. El tamaño máximo de las partículas de cuarzo es 0.0692 mm. La densidad de sólidos de la bentonita es 2.917, su límite líquido es 202% y su índice plástico 164.5%.

En la tabla 2.2 se presentan las propiedades índice de los finos utilizados. En la tabla 2.3 se presentan los análisis fisicoquímicos de ambos materiales, y en la fig 2.3 se presentan los espectros de los elementos químicos.

2.3 Formación de las Probetas

Kolbuszewski (1948a), demostró experimentalmente que es posible producir una amplia gama de porosidades en una arena seca con sólo dejarla caer a manera de lluvia para formar la muestra. En estos estudios encontró que las variables que controlan la porosidad son la intensidad de la lluvia, o sea el peso de la arena depositado por unidad de superficie en una unidad de tiempo, y la altura de caída de las partículas.

Cuando las partículas de arena caen en forma individual, es posible que la partícula se acomode y se logre un peso volumétrico máximo. Al incrementarse la intensidad de la lluvia de arena, es posible que dos o más partículas traten de ocupar un mismo hueco ocasionando arqueos, lo que da origen a muestras muy sueltas.

Varios autores como Ladd (1974) y Mulilis et al (1977) han

estudiado el efecto de preparación de la muestra en el comportamiento de arena y han encontrado que el procedimiento de formación de los especímenes influye en el comportamiento del material debido a que la estructura obtenida con los diferentes métodos de formación, para una misma relación de vacíos, no es la misma. La principal razón para que esto ocurra es que cada método da lugar a distribuciones de contactos intergranulares diferentes. Es decir, a estructuras diferentes no sólo en cuanto a su compacidad y al número de contactos sino también en cuanto a su grado de anisotropía.

A fin de estandarizar el proceso de formación de especímenes, se siguió el mismo procedimiento para obtener el e_{max} y e_{min} (Apéndice A), el cual permite controlar las variables que afectan el proceso de formación de especímenes para la prueba triaxial. Dicho procedimiento permite obtener especímenes similares al moldearlos sucesivamente. La evaluación de la calidad y representatividad de los mismos, se estimó midiendo las dimensiones finales y la relación de vacíos.

El proceso de formación de especímenes es el siguiente: Se prepara la cantidad de material (arena más finos) seco suficiente para formar una muestra; se mezcla hasta obtener un material homogéneo y luego se introduce al horno a una temperatura de 105°C durante 24 horas. Posteriormente se llena un tubo de lucita con material seco para ser pesado. El espécimen se forma tomando un molde metálico de 3.63 cm de diámetro interior y 9.07 cm de altura. El molde consta de dos piezas que se unen longitudinalmente ajustándolo con cuatro tornillos Allen, colocados dos en la parte superior y dos en la parte inferior. Así, el molde se desarma fácilmente sin alterar el espécimen. En la fig 2.4 se ilustra el molde

utilizado.

Se procede colocando el molde sobre la base de la cámara triaxial, directamente sobre el extremo lubricado (Rowe y Barden, 1964). La membrana se hace pasar por el interior del molde y se ajusta a las paredes de éste aplicando vacío (2 a 4 cm de altura de mercurio) por un pequeño hueco lateral dispuesto en el molde. A continuación se sostiene el molde con un soporte de aluminio, para disminuir las vibraciones y movimientos (ver fig 2.5a). En seguida se llena el molde con material, utilizando un embudo para depositarlo. Después de enrasar la parte superior, se coloca el cabezal de lucita con su respectiva piedra porosa y extremo lubricado. La instalación de este cabezal se hace también con soporte (fig 2.5b). La membrana se sella ajustándola con dos anillos de hule al cabezal. Se aplica un pequeño vacío (2 a 6 cm de altura de mercurio) al espécimen a través de la tubería de drenaje de la base. Finalmente, se retiran los soportes y molde, se toman las dimensiones del espécimen y se calcula la relación de vacíos inicial. Se llena la cámara triaxial con agua y se aplica presión de confinamiento y al mismo tiempo se suspende el vacío, y se procede a saturar la muestra.

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 repetibilidad de experimentos. La obtención de diferentes relaciones de vacíos para la arena densa se realiza en forma similar, excepto por la aplicación de vibraciones o golpeo en la periferia del molde. Controlando el peso unitario del suelo se obtiene la relación de vacíos deseada.

Se ha establecido que la fricción en las bases tiene mucha influencia en el comportamiento de la probeta, haciendo que la distribución de esfuerzos y deformaciones no sea uniforme. (Ellis y Holtz, 1959; Bishop et al 1960). Para disminuirla se utilizaron extremos lubricados en el contacto base-probeta por medio de un elemento de pequeño espesor (hule) adicionándole grasa de silicón (ver detalle A de la fig 3.1). Mediante tal lubricación se anulan o cuando menos disminuyen los esfuerzos tangenciales en los extremos de las probetas (Roscoe, 1953; Blight, 1963; Rowe y Barden, 1964 y Bishop y Green 1965). Las placas de apoyo de ambas bases son de lucita finamente pulida, a las que se aplica una delgada capa de grasa de silicón sobre la que se dispone una membrana de hule. La medición de presión de poro y/o el drenaje se realiza a través de una piedra porosa de 0.8 cm de diámetro colocada en el centro de las bases inferior y superior.

2.4 Método de Saturación y Consolidación de los Especímenes

Los pasos que se siguieron para saturar las probetas son:

-Aplicación de bióxido de carbono (CO_2)

Se hizo circular bióxido de carbono desde la base de la muestra durante 20 min aproximadamente y con una presión menor que la presión de confinamiento; como el CO_2 es un gas 1.52 veces más pesado que el aire, el agua puede desplazarlo fácilmente. Además, el CO_2 es muy soluble en agua (se sabe que un litro de agua disuelve aproximadamente 0.878 litros de CO_2 a 20 °C; Hillel, 1971). El CO_2 se desaloja haciendo circular agua desaireada a presión, para lo cual se permite la entrada del agua por la base de la muestra bajo la acción de una pequeña carga hidráulica (3 ó 4 cm de Hg), hasta que

circule una cantidad de agua igual a 3 a 5 veces el volumen de la muestra. Se utilizó un tanque de saturación especialmente diseñado para este fin (Ibarra, 1989).

-Contrapresión

Se incrementan simultáneamente y en la misma cantidad, la presión de confinamiento y la contrapresión, de tal forma que los esfuerzos efectivos del material se mantengan constantes. La contrapresión se aplica en incrementos pequeños permitiendo que transcurra el tiempo suficiente para que se redistribuya y uniformice el estado de esfuerzos del material, antes de aplicar el siguiente incremento.

La saturación de un material mediante contrapresión depende de:

-Disolución del aire en el agua (Ley de Henry)

-Compresión de las burbujas de aire y por lo tanto, de las superficies de contacto agua-aire (Ley de Boyle-Mariotte)

La magnitud de la contrapresión necesaria para lograr un determinado grado de saturación, se obtiene a partir de la Ley de Henry, la cual nos permite cuantificar el volumen de aire que se puede disolver en un volumen de agua dado, al hacer intervenir una presión. Para una presión determinada el volumen de aire que se puede disolver es constante y depende de los siguientes factores:

-Presión inicial del aire de la muestra

-Grado de saturación inicial

-Cantidad de aire disuelto en el agua inicialmente

La solubilidad de aire en el agua es un fenómeno de transferencia de masa, intervienen como variables algunos factores adicionales como la temperatura, magnitud de la superficie de contacto agua-aire, fuerzas de tensión superficial y el tiempo de contacto agua-aire. Por lo tanto, la función principal de la contrapresión es reducir el volumen de la burbuja, lo cual acelera la transferencia de las moléculas del aire al agua.

Debido a la naturaleza particular de los suelos, los conductos intersticiales presentan una gran irregularidad que afecta e impide conocer la magnitud de la superficie de contacto agua-aire. Esto implica que para cada suelo el tiempo para lograr la disolución completa del aire será diferente.

Para determinar si la muestra esta totalmente saturada se utiliza el coeficiente de presión de poro, B, de Skempton (1954). Antes de la consolidación del espécimen y con el drenaje cerrado basta aplicar un incremento del esfuerzo de confinamiento, $\Delta\sigma_3$ y medir la respuesta de la presión de poro, Δu . El cociente de la presión de poro entre el incremento de presión de confinamiento define al coeficiente B.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3}$$

Si $B < 1$, entonces se aplica un incremento de contrapresión igual al incremento de presión de confinamiento al mismo tiempo para no modificar los esfuerzos efectivos de la muestra.

Cuando la muestra se encuentra totalmente saturada, $B \cong 1$,

entonces se procede a consolidar la muestra hasta el esfuerzo de consolidación deseado. Lo anterior se hace aumentando la presión de cámara hasta alcanzar la presión confinante de prueba y luego se abre la válvula de drenaje, para permitir la salida del agua y registrar los cambios volumétricos.

Las propiedades de cambios volumétricos de un suelo parcialmente saturado y de otro cien por ciento saturado son significativamente diferentes. Esto se puede observar al someter dos muestras de suelo con distinto grado de saturación y misma relación de vacíos, a la acción de la misma carga. El por qué de esta diferencia está en que las burbujas de aire son altamente compresibles comparadas con la compresibilidad del agua intersticial, además de que su presencia limita el flujo libre del agua a través de los conductos intersticiales del material modificando su permeabilidad, lo cual resulta más marcado mientras más contenido de finos contenga el suelo. En la fig 2.6 se observa esta diferencia.

2.5 Aplicación del Esfuerzo Desviador

Al finalizar la etapa de consolidación se cierran las válvulas del drenaje para registrar el exceso de presión de poro generada durante la prueba. El exceso de presión de poro es la diferencia entre la presión total intersticial y la contrapresión aplicada durante la consolidación.

El esfuerzo desviador fue dado aplicando incrementos de carga vertical a cada 5 ó 10 minutos dependiendo de la cantidad de finos, tiempo suficiente para que la presión de poro dentro de la probeta sea uniforme (Bishop y Henkel, 1962).



Fig 2.1 Microfotografía de las partículas de arena

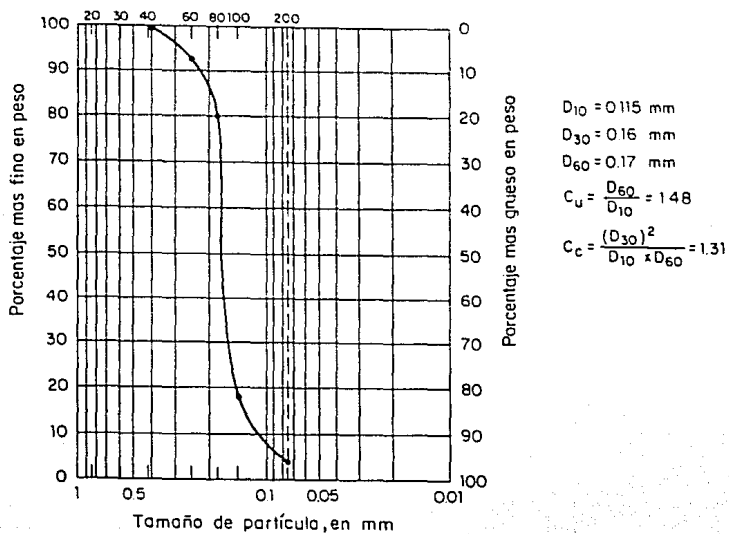
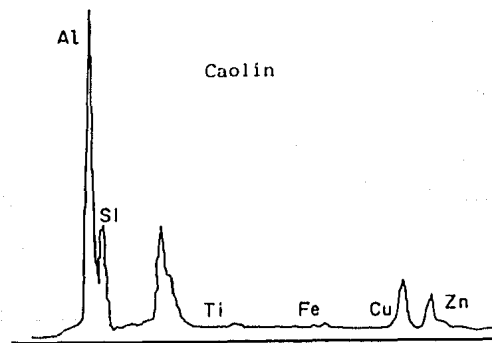
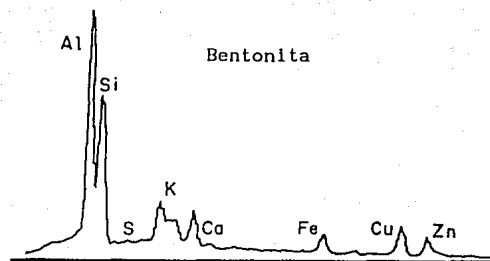
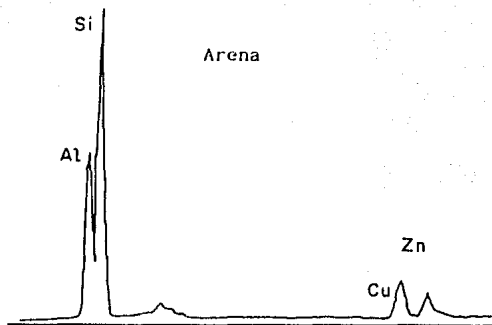
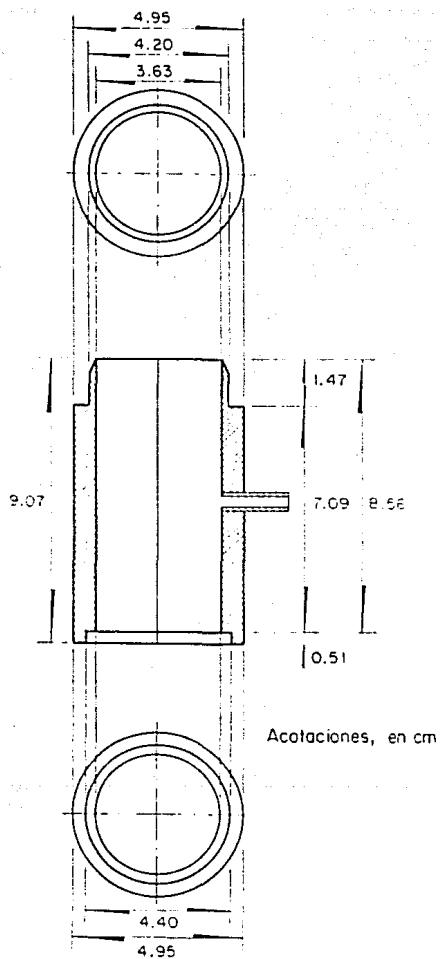


Fig 2.2 Granulometría de la arena utilizada



Al = Aluminio
 Ca = Calcio
 Cu = cobre
 Fe = Hierro
 K = Potasio
 S = Azufre
 Si = Silicio
 Ti = Titanio
 Zn = Zinc

Fig 2.3 Espectro de elementos químicos de los materiales utilizados



Acotaciones, en cm



Fig 2.4 Molde utilizado en la fabricación de los especímenes

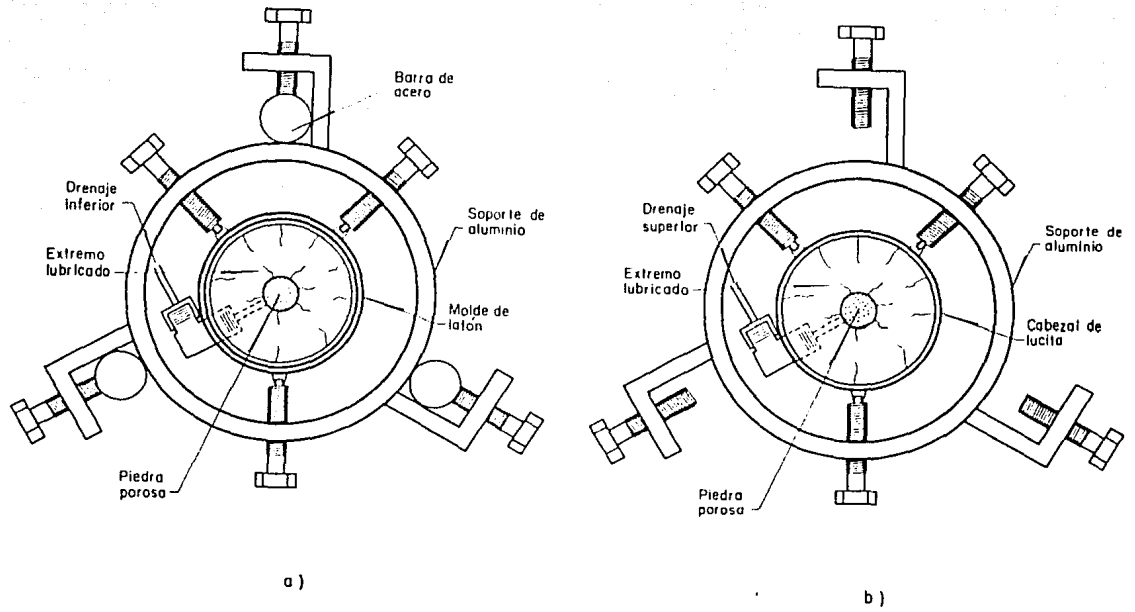


Fig 2.5 Soporte utilizado en la formación de especímenes

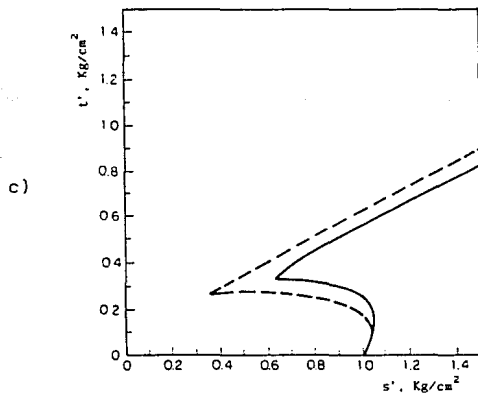
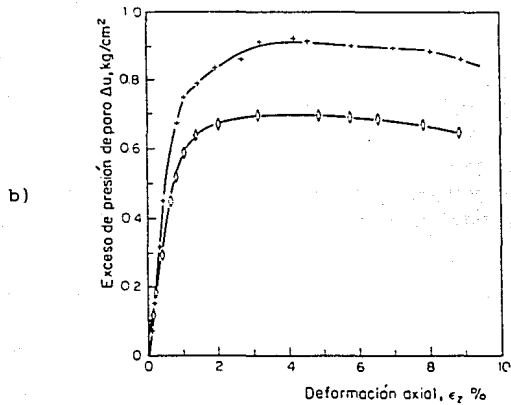
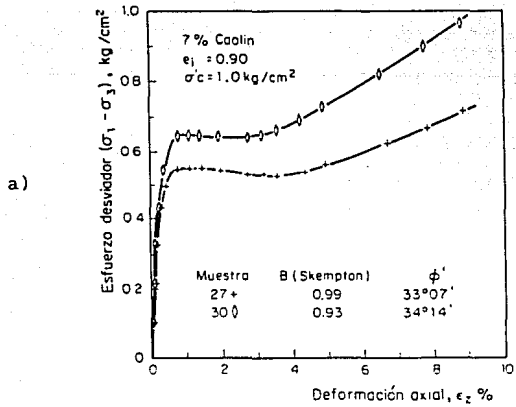


Fig 2.6 Comportamiento de un suelo totalmente saturado y un suelo parcialmente saturado

TABLA 2.1

Análisis granulométrico

MALLA No	ABERTURA mm	PORCIENTO 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

Mineralogía	Cuarzo
Forma de las partículas	Sub-angulosas
Gravedad específica, S_s	2.660
Relación de vacíos máxima, e_{max}	1.015
Relación de vacíos mínima, e_{min}	0.729
Coefficiente de uniformidad, C_u	1.480
Coefficiente de curvatura, C_c	1.310
Clasificación según SUCS	S.P

TABLA 2.2

Propiedades índices de los finos utilizados

PROPIEDADES INDICES	CAOLÍN	BENTONITA
Mineral Predominante	Cuarzo	Cuarzo y minerales ferromagnesianos
Clasificación de acuerdo a la estructura	Caolinita	Montmorilonita
Gravedad Específica	2.600	2.917
Límite líquido	44.50%	202.00%
Límite plástico	34.20%	37.50%
Índice de Plásticidad	10.30%	164.50%
Clasificación SUCS	M.L	C.H

TABLA 2.3

Análisis Físicoquímicos

DESCRIPCIÓN	CAOLÍN	BENTONITA
Color	Blanco	Café claro
Densidad de Sólidos	2.60	2.917
Clasificación por hidrómetro		
Arena	24%	8%
Limo	22%	12%
Arcilla	54%	80%
Materia Orgánica	—	—
Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC) meq/100g	5.82	85.1
Ca ⁺⁺	4.00	59.0
Mg ⁺⁺	1.00	16.0
Na ⁺	0.76	9.2
K ⁺	0.06	0.9

3. EQUIPO

3.1 Cámara Triaxial

El aparato consta de la cámara triaxial y del sistema de carga. Una sección transversal de la cámara triaxial empleada en este trabajo se muestra en la fig 3.1. Adicionalmente cuenta con los siguientes sistemas:

- Confinamiento para la probeta de suelo
- Saturación del espécimen
- Carga vertical
- Medición de cambios volumétricos
- Medición de deformación axial
- Instrumentación electrónica

El aparato fue diseñado para trabajar con suelos blandos y arenas sueltas a bajas presiones de consolidación. El tamaño de los especímenes de prueba es de 3.60 cm de diámetro y 8.60 cm de altura.

3.1.1 Sistema de Confinamiento del Especimen de Suelo.

Este sistema (fig 3.2) se controla por un regulador que aplica aire a presión a un vaso de policarbonato, el cual funciona como interfase entre el agua y el aire. Este vaso que contiene agua destilada y desaireada, se conecta a la cámara triaxial mediante una manguera. A la entrada de la cámara se tiene una válvula (válvula 11), que permite ajustar la presión confinante requerida sin alterar al espécimen. La válvula 5 conecta al vaso con el transductor, para que este último registre la presión confinante.

3.1.2 Sistema de Saturación de la Probeta de Suelo

Está compuesto por un regulador de presión de aire, una bureta, una cámara de saturación y un sistema de válvulas sin cambio de volumen, como se muestra en la fig 3.3.

3.1.3 Sistema de Carga Vertical

Es un dispositivo mecánico, que consiste en un marco de carga contrapesado y portapesas para aplicar cargas, fig 3.4. La carga se transmite por las barras hacia la parte superior del marco y se aplica a la muestra por medio del vástago. En la parte inferior de la cámara se encuentra el transductor de carga con el que se mide la carga aplicada a la muestra. Para reducir la fricción en el vástago, la cámara cuenta con rodamientos (ball bushings) en la parte superior. En la parte inferior tiene un buje de latón que también reduce la fricción.

3.1.4 Sistema de Medición de Cambios Volumétricos

Se utilizó una probeta graduada de 0.532 cm^2 de área transversal para medir los cambios de volumen de la muestra.

3.1.5 Sistema de Medición Axial

La medición de la deformación axial se realiza con la ayuda de un extensómetro (precisión 0.01mm), que se coloca en la parte superior de la cámara como puede observarse en la fig 3.4.

3.1.6 Sistema de Instrumentación Electrónica

La presión de confinamiento, la contrapresión y la presión de poro se miden con un transductor de presión localizado dentro de un sistema de válvulas de desplazamiento volumétrico nulo. La presión máxima que registra este dispositivo es de 7 kg/cm², aproximadamente. El sistema de válvulas donde se localiza este instrumento está constituido por las válvulas 4, 5, 6 y 7, (fig 3.5).

Para la medición de la carga axial se utilizó una celda de carga con capacidad máxima de 150 kg en compresión. Al colocar una carga en el portapesas, ésta se transmite a la muestra y mediante un vástago colocado en la parte inferior de la probeta transmite la carga al transductor.

Ambos transductores (presión y carga), se conectan a un acondicionador de señal que da un voltaje de salida y está equipado con circuitos para amplificar o atenuar la señal de salida. De esta manera se registran los cambios de presión y de carga. Estas señales se pueden leer en un voltímetro digital o un graficador.

Con las lecturas del voltímetro o graficador y por medio de una calibración se obtienen los valores reales de presión y de carga. En la fig 3.6 se muestran las curvas de calibración de estos transductores.

En la tabla 3.1, se presentan las características principales de los instrumentos antes mencionados, con sus respectivas constantes de calibración.

3.2 Calibración del Equipo

Para la medición de la presión de poro y carga aplicada a la muestra es necesario calibrar cada uno de los transductores con el voltímetro o graficador utilizado durante la prueba. La calibración de la presión de poro se hace comparando las lecturas del transductor registradas en el voltímetro o graficador, con las de la columna de mercurio, en un intervalo de presiones de 0 a 6 kg/cm² y en incrementos de 0.2 kg/cm²; dichas curvas se muestran en la fig 3.6.

La celda de carga se calibra utilizando un marco de carga, se aplican cargas de magnitud conocida en el portapesas, y en el voltímetro o graficador se registran las variaciones de las lecturas. Al igual que en el transductor de presión, se comparan las lecturas del voltímetro o graficador con los diferentes pesos. La curva de calibración se muestra en la fig 3.7.

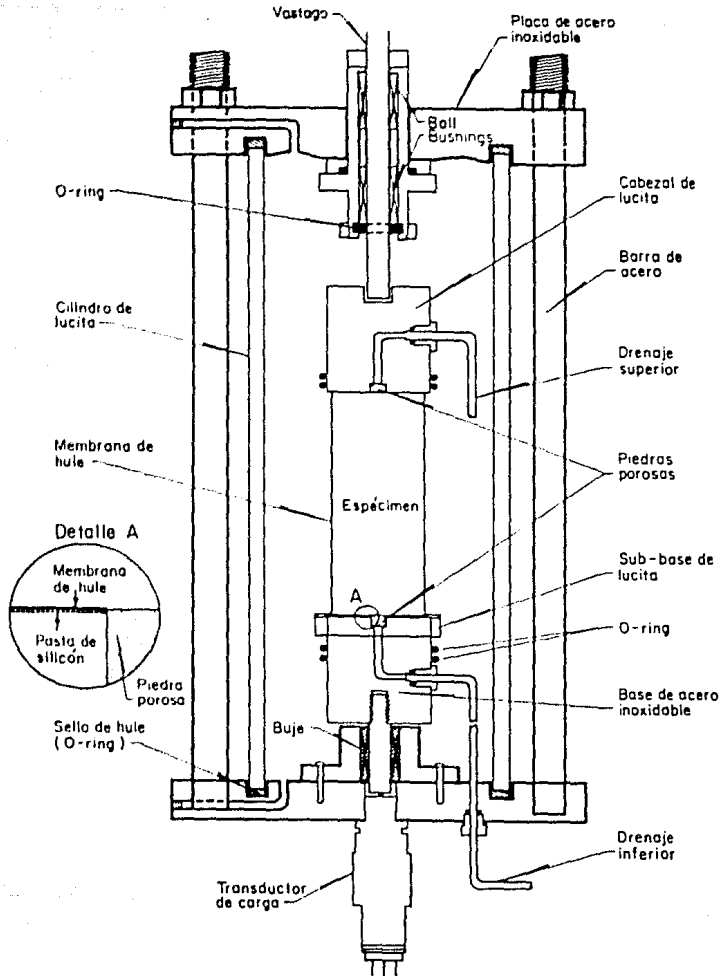


Fig 3.1 Sección transversal de la cámara triaxial

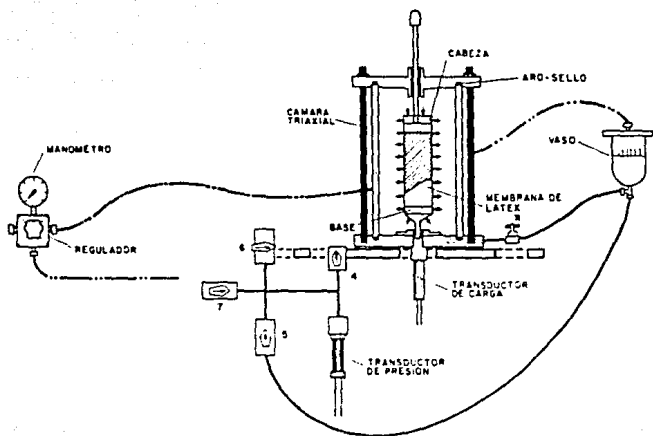


Fig 3.2 Sistema de confinamiento del espécimen

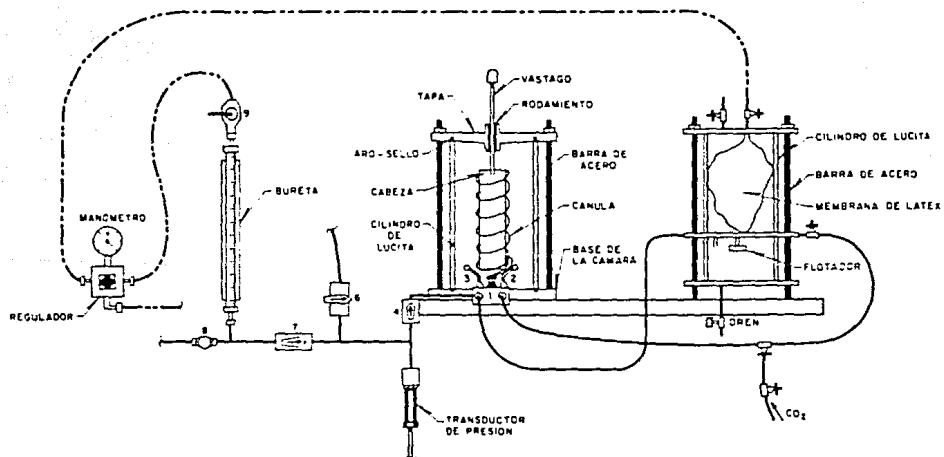


Fig 3.3 Sistema de saturación de la probeta de suelo

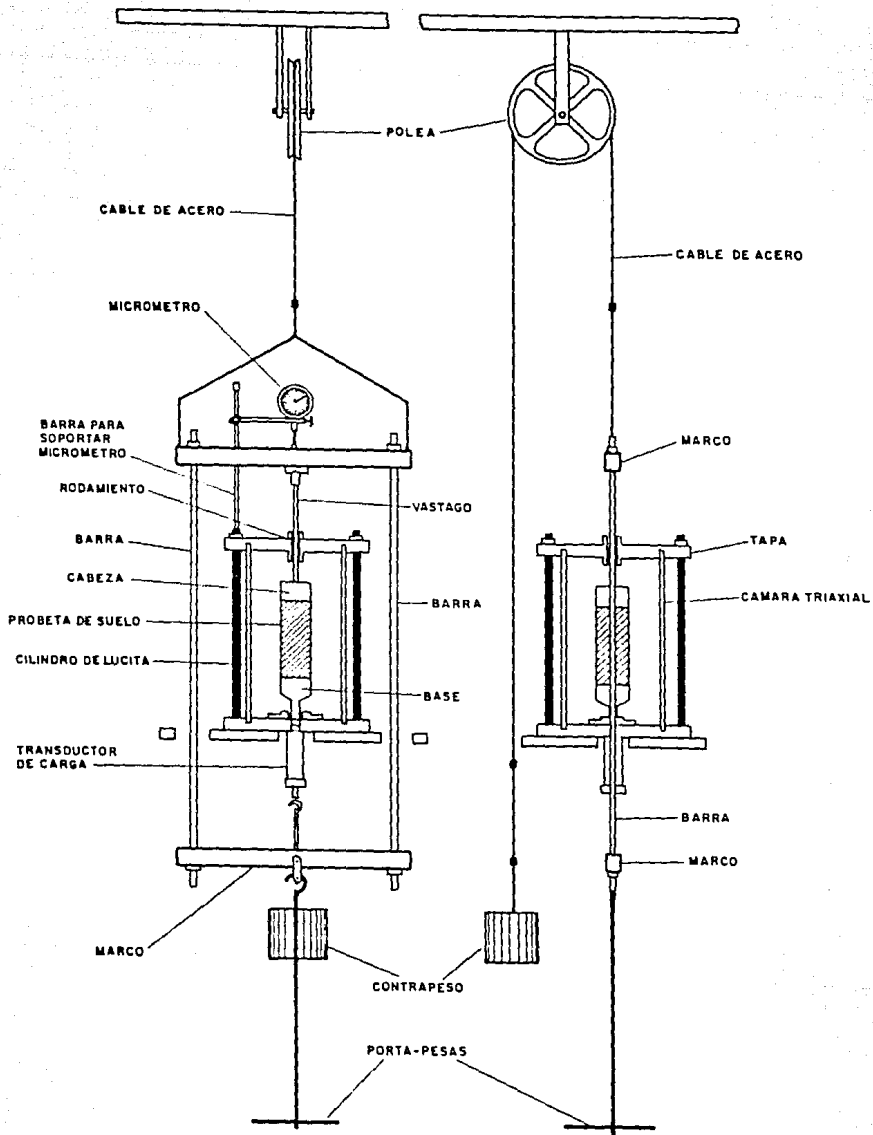


Fig 3.4 Sistema de carga vertical

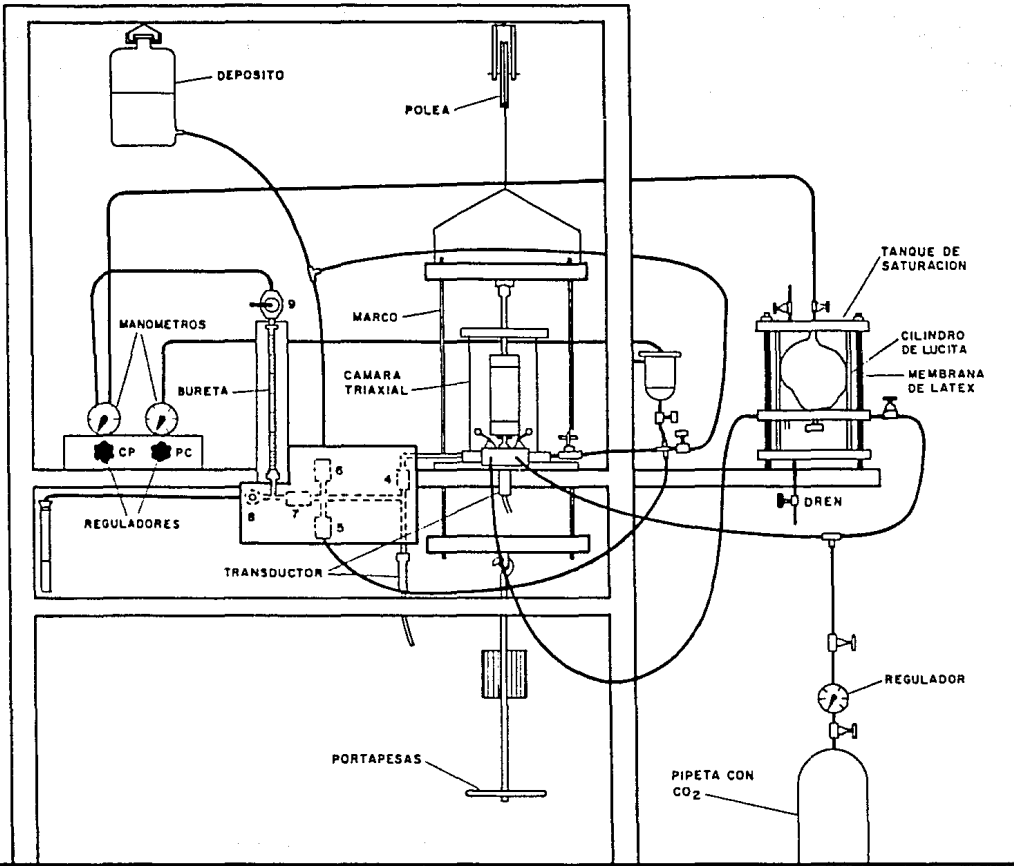


Fig 3.5 Sección transversal del equipo triaxial utilizado

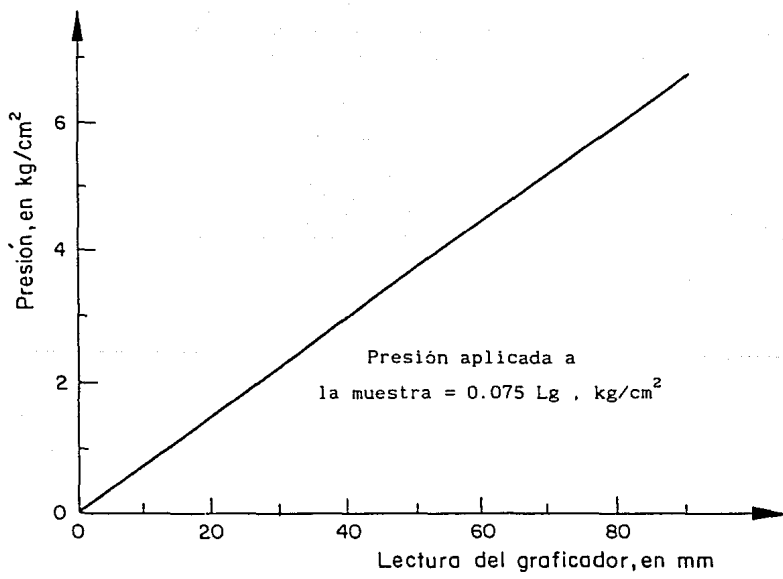
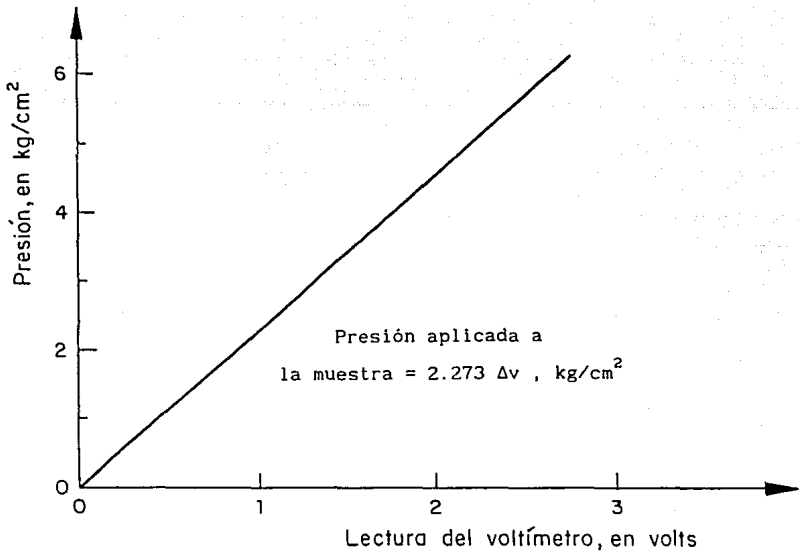


Fig 3.6 Curvas de calibración de la celda de presión

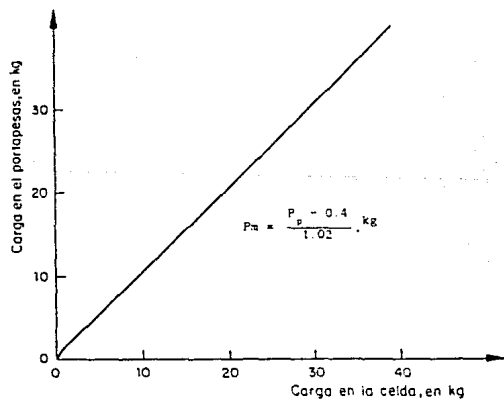
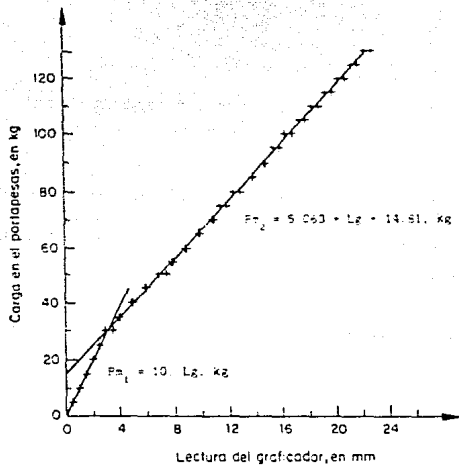
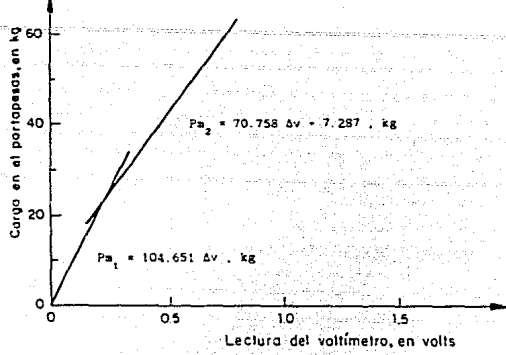


Fig 3.7 Curvas de calibración de la celda de carga

TABLA 3.1

Características del equipo de instrumentación

INSTRUMENTOS	METODO DE CALIBRACION	USO	CONSTANTE DE CALIBRACION	CARACTERIS-TICAS
Transductor de presión (celda de presión)	Manómetro de mercurio vs voltímetro o graficador	Medición de presión de poro, presión de confinamiento y contrapresión	Para el voltímetro presión = $2.273 \times \Delta v$ Para el graficador presión = $0.075 \times Lg$	Carga máxima en compresión, 7 kg/cm^2
Transductor de carga (celda de carga)	Carga directa en el portapesas vs voltímetro o graficador	Medición de carga vertical y fricción en el vástago	Voltímetro $Pm_1 = 104.651 \Delta v$ $Pm_2 = 70.758 \Delta v + 7.287$ Graficador $Pm_1 = 10 \times Lg$ $Pm_2 = 5.063 \times Lg + 14.81$ Carga directa $P = 0.4$ $Pm = \frac{P}{1.02}$	Carga en compresión 150 kg máximo
Bureta	Agua destilada, desaireada	Medir el cambio volumétrico	$DV = 0.532 \times \Delta L$	Cambio de volumen máximo 16 cm^3

DV : Cambio volumétrico

Lg : Lectura del graficador en mm

Pm : Carga aplicada a la muestra

Pm_1 : Carga aplicada a la muestra para la primera pendiente

Pm_2 : Carga aplicada a la muestra para la segunda pendiente

ΔL : Cambio de lectura de la columna de agua

Δv : Cambio de lectura del voltímetro

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1 Presiones de Consolidación Utilizadas

Para observar el comportamiento del material en condiciones no drenadas y en pruebas de compresión triaxial, se varió la presión de consolidación del espécimen, σ_c de 1 a 6 kg/cm² y la contrapresión, σ_{cp} de 1 a 3 kg/cm²; así se obtuvieron presiones de consolidación efectiva, σ'_c de 1 a 3 kg/cm².

La duración de las pruebas desde el montaje de las probetas hasta su ensaye a la falla fue de dos a tres días. En todas ellas se alcanzaron condiciones muy cercanas a la de saturación completa, $B \approx 0.98$.

4.2 Cálculos y Correcciones

Para el cálculo del esfuerzo desviador, durante la aplicación de carga vertical, se empleó la siguiente fórmula (Apéndice D).

$$\sigma_d = \frac{P_m}{A_1} - \Delta\sigma_d$$

A_1 : Área de la sección transversal en cualquier instante de la prueba

P_m : Carga vertical aplicada a la muestra

$\Delta\sigma_d$: Corrección en el esfuerzo desviador por efecto de la membrana.

σ_d : Esfuerzo desviador

La deformación axial unitaria se calculó de la siguiente forma:

$$\epsilon_z = \frac{\Delta H}{H_0}$$

ϵ_z : Deformación axial unitaria, en %

ΔH : Cambio de altura de la probeta durante la aplicación del esfuerzo desviador.

H_0 : Altura de la probeta al comienzo de la aplicación del esfuerzo desviador.

La presión de poro se calculó con las lecturas obtenidas en el voltímetro o graficador y utilizando las calibraciones de dichos instrumentos fig 3.6.

Para determinar la trayectoria de esfuerzos, durante la aplicación del esfuerzo desviador se empleó la siguiente fórmula (Apéndice B):

$$s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

$$t' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

σ_1' : Esfuerzo principal mayor efectivo

σ_3' : Esfuerzo principal menor efectivo

En la tabla 4.1 se presenta una hoja de cálculo típica

-Influencia de la Penetración de la Membrana

Cuando se forma la muestra, la membrana permanece sin deformarse, fig 4.1(a). Luego de aplicar una presión de consolidación al espécimen y permitir el drenaje, la membrana se deforma y penetra dentro de los huecos en la superficie lateral de la muestra, fig 4.1(b). Al aplicar el esfuerzo desviador con la válvula de drenaje cerrada, la presión de poro comienza a incrementarse reduciendo la presión media efectiva y disminuyendo la penetración de la membrana en el espécimen, fig 4.1(c); ésta tiende a recuperar su posición original cuando el exceso de presión de poro tiende a la presión de consolidación aplicada. Lo anterior produce pequeñas variaciones en el volumen de la muestra que ocasionan que la presión de poro generada durante esta etapa sea menor que la que se obtiene cuando el cambio de volumen es verdaderamente nulo. Varios autores han investigado la influencia de la penetración de la membrana. Mark y Seed (1987), Kiekbush y Schuppaner (1977), Lade y Hernández (1977), etc, han encontrado que la penetración de la membrana ocasiona cambios en la presión de poro desarrollada en pruebas no drenadas, haciendo que varíe la rigidez y la resistencia al cortante de los especímenes.

La influencia de la penetración de la membrana es despreciable para suelos granulares con tamaños de partículas promedio de 0.1 mm a 0.2 mm (Zeitlen y Alpan 1973) aunque los autores mencionados arriba han encontrado lo contrario. Para nuestro caso el promedio de las partículas (0.17 mm) cae dentro de este rango. En este trabajo se realizaron las pruebas en forma convencional sin tomar en cuenta este efecto. Cualitativamente la penetración de la membrana no modifica la

influencia de los finos en el comportamiento de los especímenes ensayados si, como aquí se hizo, se utilizan membranas con el mismo espesor y las mismas propiedades mecánicas.

4.3 Comportamiento Esfuerzo-Deformación y Exceso de Presión de Poro-Deformación

El estudio y observación del comportamiento esfuerzo deformación se basó en el análisis de los resultados de un conjunto de pruebas de compresión triaxial consolidadas no drenadas con medición de la presión de poro.

Para cada presión de consolidación se varió la relación de vacíos, obteniéndose especímenes desde estados muy sueltos ($e_1 = 0.94$) hasta estados densos ($e_1 = 0.82$). Es posible obtener muestras más densas, $e_1 < 0.82$, pero debido a dificultades en la saturación de éstas, no se trabajaron.

Las figuras 4.2 a 4.5 presentan los resultados obtenidos para arenas con diferentes contenidos de caolín (3, 5, 7, 10%), diferente relación de vacíos y diferentes presiones de consolidación efectiva. Se observa que a medida que aumenta el contenido de caolín y la relación de vacíos, la magnitud del exceso de presión de poro aumenta, ocasionando pérdida de resistencia.

En la fig 4.6, se observa el comportamiento de la arena para diferentes contenidos de caolín, manteniendo constantes la relación de vacíos (0.86), y la presión de consolidación efectiva (1.0 kg/cm^2). En términos generales, los especímenes mostraron al comienzo de la prueba una gran rigidez siendo

mayor en la de arena sin finos. En las curvas de esfuerzo desviador contra deformación axial se observa un quiebre a pequeñas deformaciones (0.6 a 1%); la presión de poro inducida en este punto fue del orden de 40 a 60% de σ'_c . El exceso de presión de poro aumenta a medida que aumenta el contenido de finos hasta 7% de caolín. Para muestras con 10% de caolín la magnitud de la máxima presión de poro empieza a descender lo cual puede observarse más claramente en la fig 4.12, (Presión de Poro normalizada vs Relación de vacíos inicial).

Las figuras 4.7 a 4.10 presentan los resultados obtenidos para arenas con diferentes contenidos de bentonita (1, 3, 5, 7%), relación de vacíos y presiones de consolidación. Se observa que a medida que aumentan el contenido de bentonita y la relación de vacíos, aumenta la presión de poro, ocasionando pérdida de resistencia. Comparando estos resultados con los de las muestras de caolín, el aumento en la presión de poro es menor. Por lo tanto, las muestras contaminadas con bentonita son más resistentes.

La fig 4.11, presenta los resultados para arenas con diferentes contenidos de bentonita, igual presión de consolidación y relación de vacíos. Los especímenes mostraron mayor rigidez al comienzo de la prueba que los que contienen caolín (fig 4.6), el esfuerzo desviador alcanza su quiebre a pequeñas deformaciones (0.6 a 1%). La magnitud del exceso de presión de poro también aumenta a medida que aumenta el porcentaje de bentonita, pero es menor que en las muestras con caolín (fig 4.12).

4.4 Trayectorias de Esfuerzos Efectivos

La forma de las trayectorias de esfuerzos depende de la relación de vacíos inicial e_1 , la presión de consolidación σ'_c , el contenido de finos y otros factores como el tiempo, la temperatura y factores químicos (Lambe, 1984). En las figs 4.6(c) y 4.11(c) se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos para un material denso, con diferentes contenidos de caolín y bentonita y la misma presión de consolidación ($\sigma'_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) y una relación de vacíos inicial de 0.86. Se observa que el ángulo de fricción en la envolvente de falla ϕ' , muestra muy poca variación. En las figs 4.13(a) y 4.13(b) se muestra la trayectoria para un espécimen en estado suelto con diferentes contenidos de caolín y bentonita y diferentes niveles de presiones de consolidación efectiva. Se observa que el ángulo de fricción interna en la envolvente de falla, ϕ' , no varía con el nivel de la presión de consolidación para grandes deformaciones ($\epsilon_z > 10\%$).

4.5 Influencia del Tipo de Finos

A continuación se describe el comportamiento de especímenes en estado suelto y denso de arena sin finos (fig 4.14), arena con 5% de caolín (fig 4.15) y arena con 5% de bentonita (fig 4.16) consolidados hasta 1 kg/cm^2

En las figs 4.14 a 4.16 se observa lo siguiente:

a) En las curvas esfuerzo-deformación, los especímenes mostraron al comienzo de la prueba una gran rigidez siendo mayor para especímenes densos y muestras con bentonita.

b) La magnitud de la presión de poro inducida depende del contenido de finos, la relación de vacíos y tipo de fino.

c) Cuando el exceso de presión de poro alcanza su máximo, la resistencia del material disminuye ligeramente y la muestra tiende a la dilatación. Esto ocurre para muestras muy sueltas y con alto porcentaje de finos.

En la tabla 4.2 se da la presión de poro y el esfuerzo desviador inducidos en el punto de quiebre para pruebas en arena sin finos y arenas con 5% de caolín y 5% de bentonita.

TABLA 4.2

MUESTRA	σ'_c kg/cm ²	MUESTRA No.	e_1	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{p1}$ kg/cm ²	Δu_{p1} kg/cm ²
Arena	1.0	44	0.86	1.24	0.45
		43	0.91	0.90	0.53
Arena + 5% Caolín	1.0	8	0.86	0.60	0.54
		24	0.92	0.56	0.48
Arena + 5% Bentonita	1.0	52	0.87	0.96	0.53
		49	0.94	0.60	0.68

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{p1}$: Esfuerzo desviador en el punto de quiebre

Δu_{p1} : Exceso de presión de poro en el punto de quiebre

Como se puede ver en esta tabla, el exceso de presión de poro en el punto de quiebre fue del orden de 0.45 a 0.68 del esfuerzo de confinamiento efectivo (σ'_c). También se observa

que la disminución de resistencia en el punto de quiebre es más pronunciada en las muestras que contienen caolín. Esta tendencia es más clara en las muestras inicialmente densas. (ver fig 4.17).

Las máximas presiones de poro se obtuvieron para arenas contaminadas con caolín y muestras sueltas (ver fig 4.12).

La tabla 4.3 presenta los rangos de valores t'/σ'_c en el punto de quiebre que se obtuvieron para diferentes rangos de e_1 .

TABLA 4.3

% FINOS	e_1	σ'_c kg/cm ²	$\left(\frac{t'}{\sigma'_c}\right)_{pl}$
3.c	0.86 a 0.93	1 a 3	0.26 a 0.42
5.c	0.86 a 0.92	1 a 3	0.22 a 0.30
7.c	0.82 a 0.90	1 a 3	0.25 a 0.32
10.c	0.86 a 0.91	1 a 3	0.22 a 0.26
1.b	0.86 a 0.93	1 a 2	0.22 a 0.41
3.b	0.92 a 0.94	1 a 2	0.29 a 0.31
5.b	0.86 a 0.94	1 a 3	0.30 a 0.48
7.b	0.86 a 0.91	1 a 2	0.25 a 0.39
Arena	0.86 a 0.91	1	0.45 a 0.62

donde c: caolín y b: bentonita

En esta tabla se observa que:

- 1) La resistencia al cortante en el punto de quiebre varía en función del contenido y tipo de finos y de la relación de vacíos inicial. Para una arena sin finos la resistencia al cortante varía entre $0.45 \sigma'_c$ y $0.62 \sigma'_c$ mientras que una arena con 10% de caolín tiene una resistencia que varía de $0.22 \sigma'_c$ a $0.26 \sigma'_c$ (ver fig 4.17).
- 2) El tipo de fino influye en la resistencia al cortante, fig 4.17. Para una arena con 5% de caolín la resistencia al cortante en el punto de quiebre varía entre $0.22 \sigma'_c$ a $0.30 \sigma'_c$ mientras que para una con 5% de bentonita, varía de $0.30 \sigma'_c$ a $0.48 \sigma'_c$. Lo anterior puede deberse a que las partículas de bentonita le proporcionan cierta cohesión lo cual hace que aumente notablemente la estabilidad de la estructura.

4.6 Resumen de Características Esfuerzo-Deformación y Exceso de Presión de Poro-Deformación.

En la tabla 4.4 se encuentra resumida la información de todas las pruebas CU. En ella se presenta el porcentaje de finos, la relación de vacíos, la presión de consolidación efectiva, resistencia al cortante en el punto de quiebre, esfuerzo normal efectivo y la presión de poro generada en el punto de quiebre; también se dan los ángulos de fricción en el punto de quiebre ϕ'_{p1} , y en la envolvente de falla ϕ' .

A partir del análisis de la información presentada en la Tabla 4.4 se observa lo siguiente:

- 1) La presión de poro $(\Delta u)_{p1}$ en el punto de quiebre de las curvas esfuerzo-deformación es tal que

$$0.45 \leq \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_c} \right)_{p1} \leq 0.68$$

- 2) En el punto de quiebre de las curvas esfuerzo-deformación, la presión de poro nunca alcanza el valor del esfuerzo total confinante, σ'_c .
- 3) Las curvas esfuerzo desviador vs deformación axial, indican que la resistencia al cortante en el punto de quiebre se alcanza con deformaciones axiales de 0.6 a 1% aproximadamente.
- 4) La resistencia al cortante en el punto de quiebre varía en función del porcentaje de finos, relación de vacíos, tipo de finos y esfuerzo de consolidación aplicado, σ'_c (ver fig 4.17).
- 5) Para relaciones de vacíos entre 0.82 y 0.94, la resistencia al cortante en el punto de quiebre varía entre $0.22 \sigma'_c$ y $0.62 \sigma'_c$ (ver fig 4.17).
- 6) El ángulo de fricción movilizado ϕ'_{p1} en el punto de quiebre varía entre 18.0 y 31.3 grados
- 7) El ángulo de fricción en el punto de quiebre ϕ'_{p1} , mantiene una relación causal con la relación de vacíos inicial así como con el tipo de finos; para muestras con porcentajes de bentonita el ángulo de fricción en el punto de quiebre ϕ'_{p1} , es menos sensible a la relación de vacíos inicial,

e_1 , que para muestras con porcentajes de caolín. Esto se puede ver con mayor claridad en la fig 4.18. Una disminución de e_1 genera un aumento del ángulo de fricción ϕ'_{pl} .

- 8) En la fig 4.18 una pendiente suave implica mayor sensibilidad a e_1 , mientras que una pendiente abrupta indica lo contrario. Para muestras con porcentajes de caolín la pendiente para 7% de contenido de caolín es mayor que las demás muestras de caolín, o sea $m_{7c} > m_{10c} > m_{5c} > m_{3c}$ (donde m_{7c} = pendiente para 7% de caolín). Las muestras con bentonita son menos sensibles a e_1 que las muestras de caolín. Las relaciones entre sus pendientes son: $m_{5b} > m_{1b} > m_{7b}$ (donde m_{5b} = pendiente para 5% de bentonita).

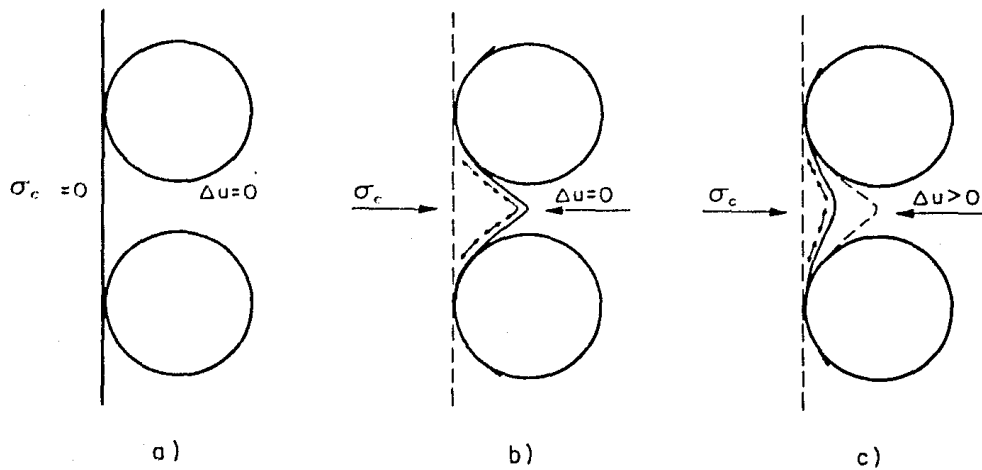


Fig 4.1 Esquemas ilustrativos de la penetración de la membrana en la superficie lateral del espécimen

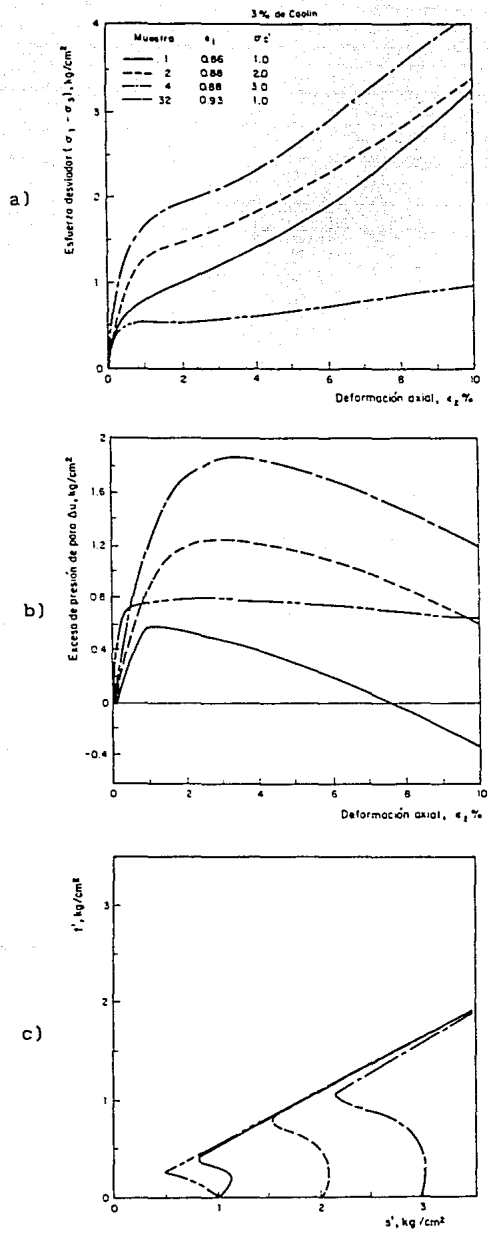


Fig 4.2 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 3% de caolín

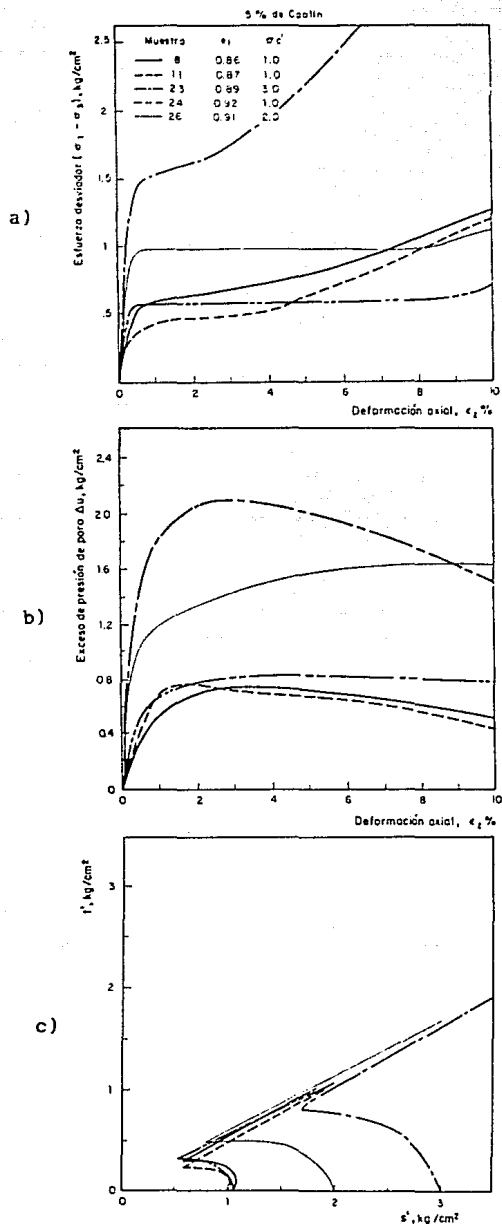


Fig 4.3 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 5% de caolín

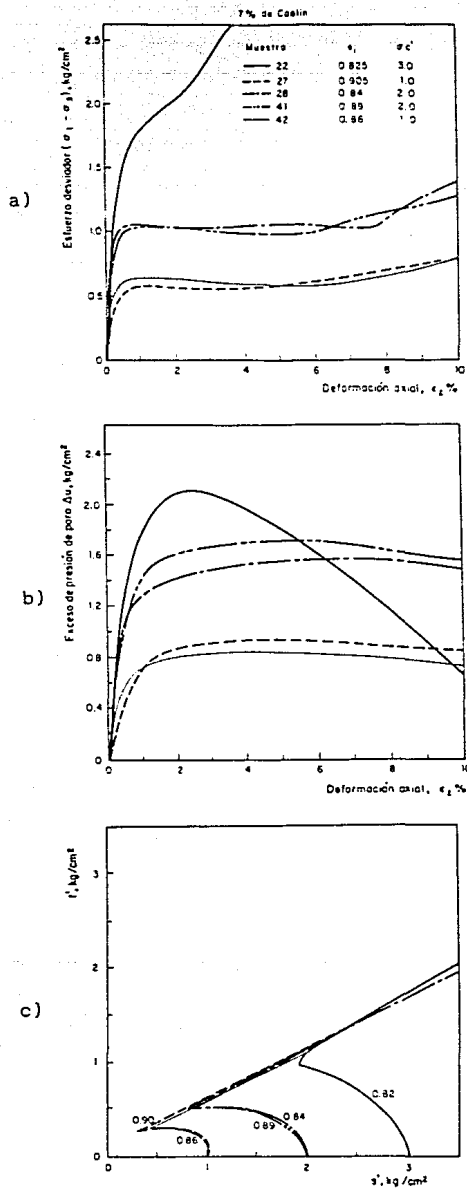


Fig 4.4 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 7% de caolin

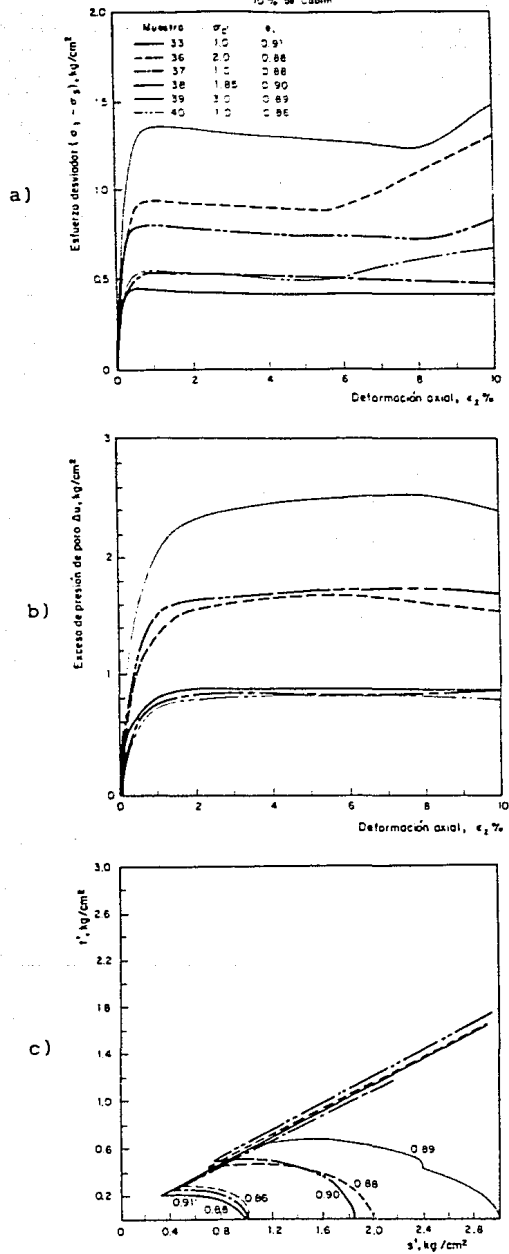


Fig 4.5 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 10% de caolin

$e_1 = 0.86$, $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

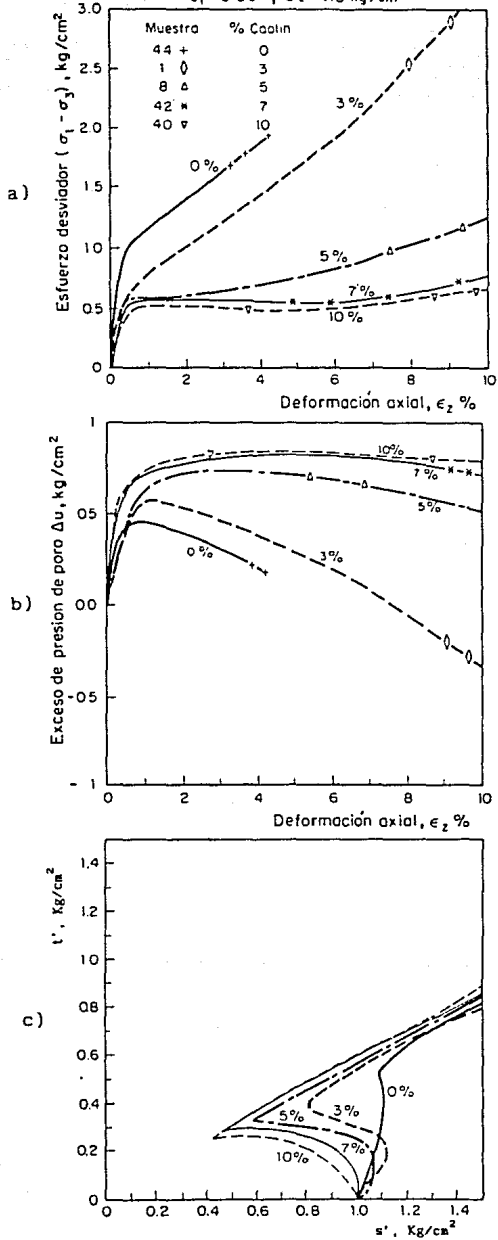


Fig 4.6 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes porcentajes de caolín, igual presión de consolidación y relación de vacíos

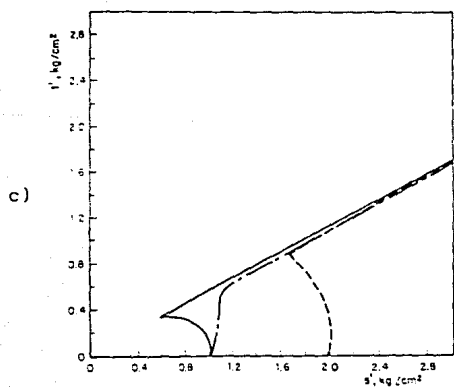
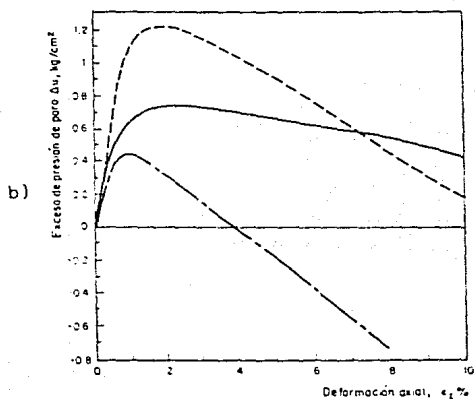
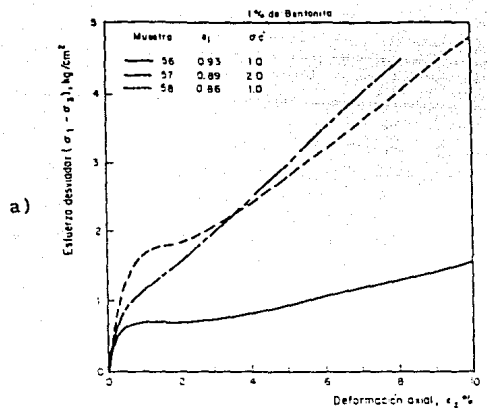


Fig 4.7 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 1% de bentonita

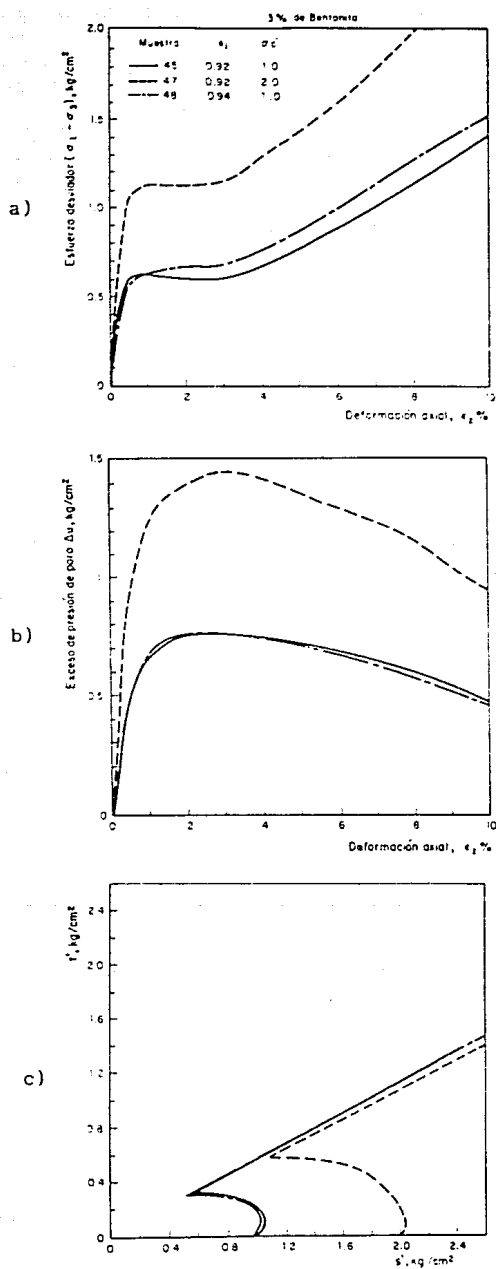


Fig 4.8 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 3% de bentonita

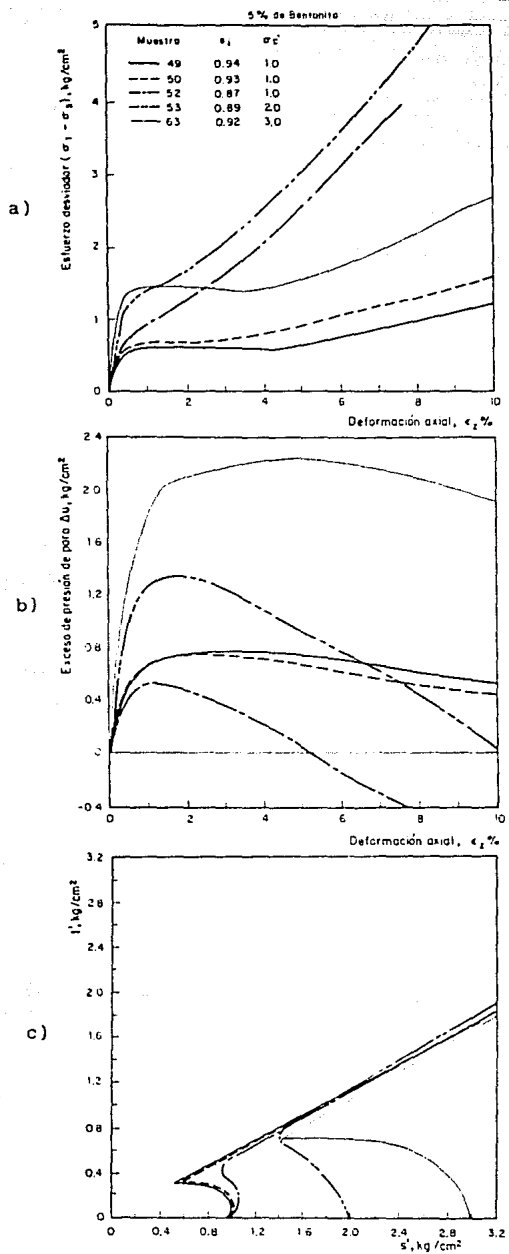


Fig 4.9 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 5% de bentonita

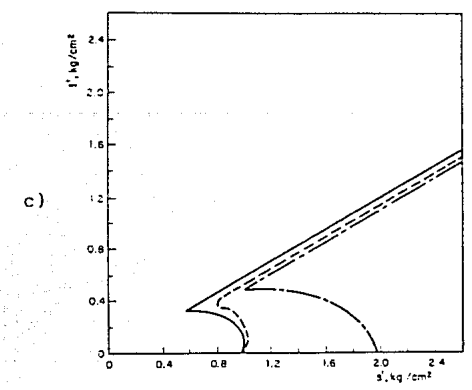
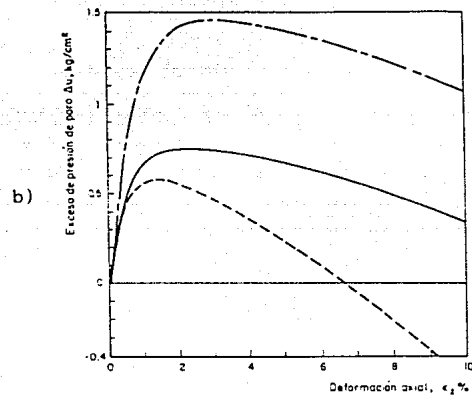
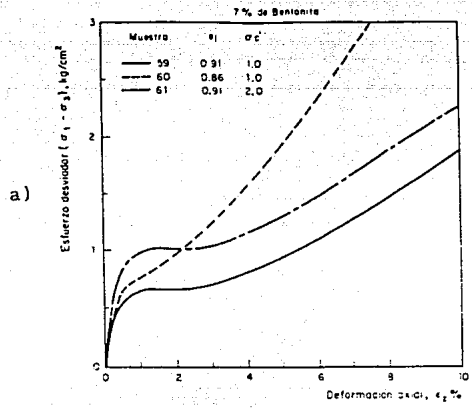


Fig 4.10 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para 7% de bentonita

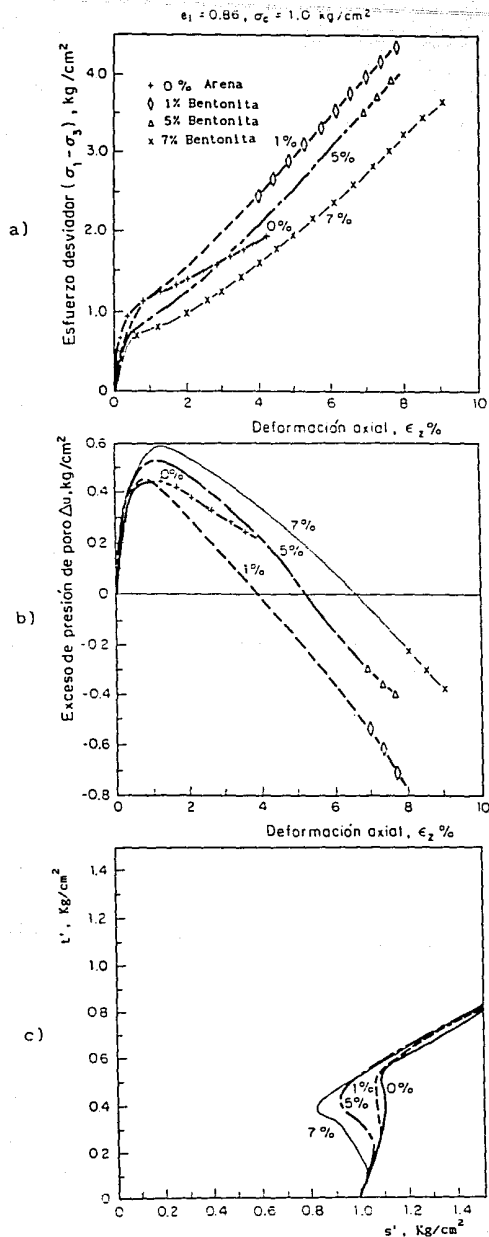


Fig 4.11 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferente porcentaje de bentonita, igual relación de vacíos y presión de consolidación

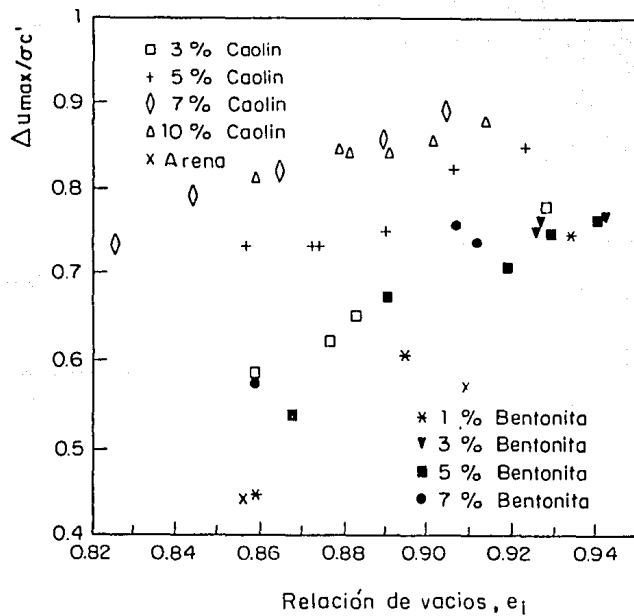


Fig 4.12 Presión de poro normalizada vs relación de vacíos inicial

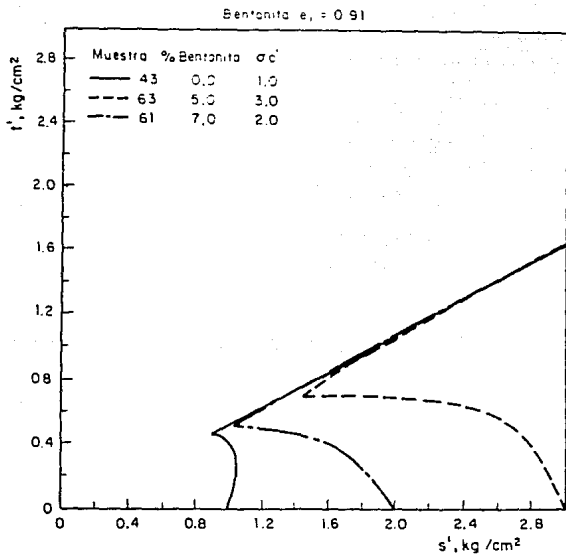
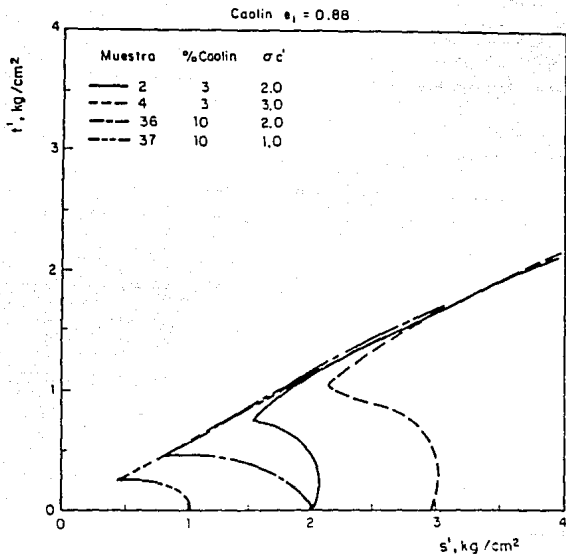


Fig 4.13 Trayectoria de esfuerzos efectivos para especimen en estado suelto, diferentes contenidos de finos y presiones de consolidación

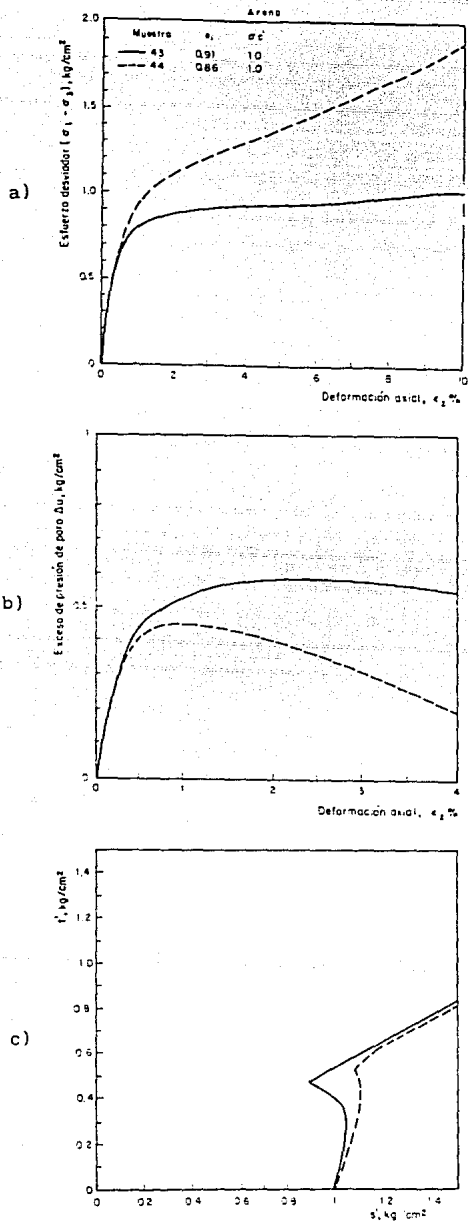


Fig 4.14 Curvas de esfuerzos-deformación axial y trayectoria de esfuerzo efectivo, para arena sin finos en estado suelto y denso

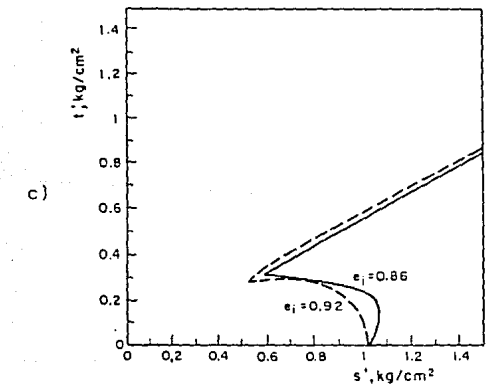
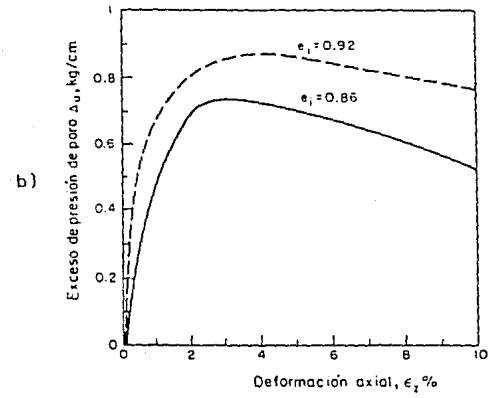
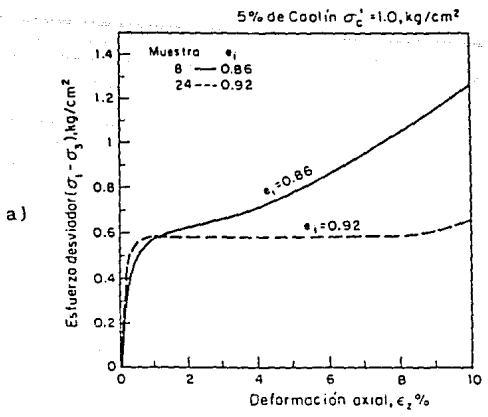


Fig 4.15 Curvas de esfuerzos-deformación axial y trayectoria de esfuerzo efectivo, para arena con 5% de caolín en estado suelto y denso

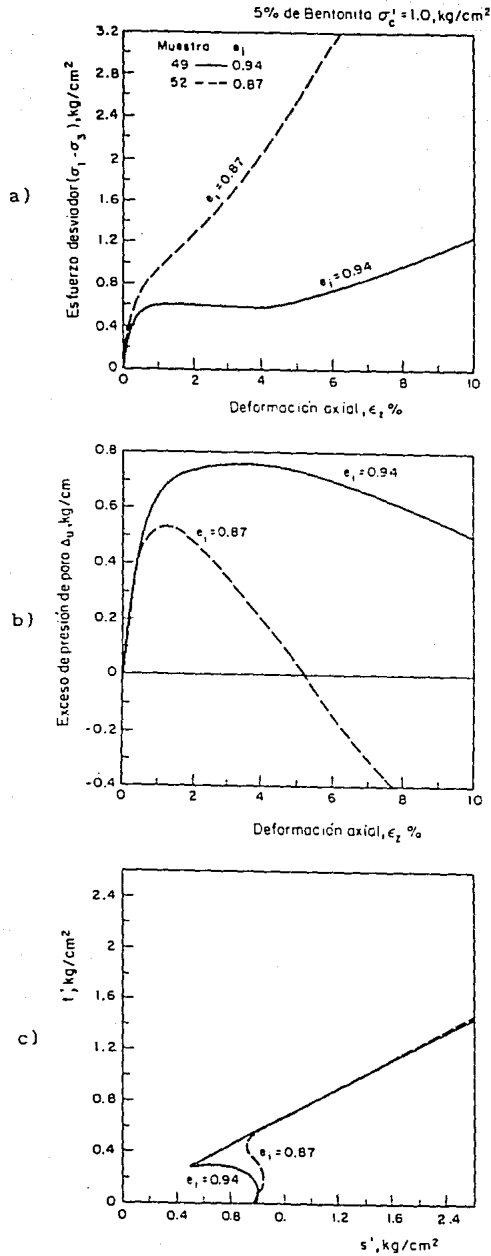


Fig 4.16 Curvas de esfuerzos-deformación axial y trayectoria de esfuerzo efectivo, para arena con 5% de bentonita en estado suelto y denso

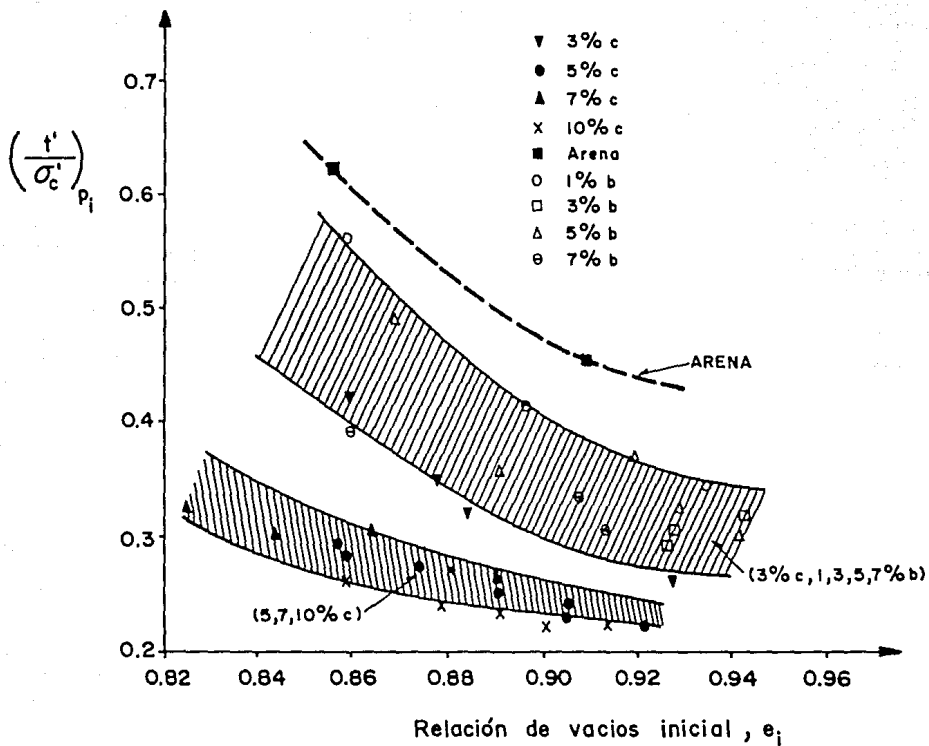


Fig 4.17 Esfuerzo cortante normalizado en el punto de quiebre vs relación de vacíos inicial

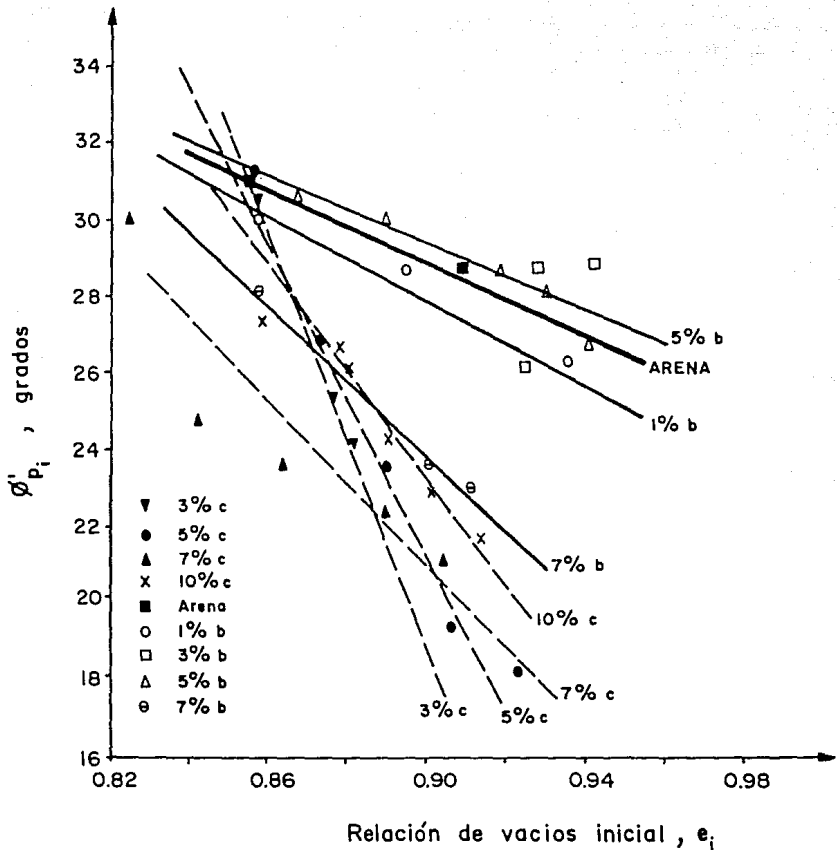


Fig 4.18 Ángulo de fricción movilizado en el punto de quiebre vs relación de vacíos inicial

TABLA 4.1

Hoja de Cálculo

Muestra: 37''

Descripción: Arena Fina, 10% de Caolín

$S_{B(s+f)} = 2.654$

Esfuerzo Efectivo: $1.01 \text{ kg/cm}^2 = \sigma'_c$

$H_o = 8.545 \text{ cm}$

$DV = (1.3 \times 0.532) = 0.692 \text{ cm}^3$

$A_o = 8.746 \text{ cm}^2$

$V_f = 74.041 \text{ cm}^3$

$V_o = 74.733 \text{ cm}^3$

$\lambda_c = 8.665 \text{ cm}^2$

$e_1 = 0.881$

$e_2 = 0.864$

09

CARGA P_f Kg	CARGA P_n Kg	LECTURA MICRO. $\text{cm} \times 10^{-1}$	DH $\text{cm} \times 10^{-1}$	ϵ_z DH/ H_o %	AREA CORREGIDA A_1 cm^2	$\Delta \sigma'_1$ CORREGIDA Kg/cm^2	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ $P_n/A_1 - \Delta \sigma'_1$ Kg/cm^2	Δu Kg/cm^2	σ'_1 $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ Kg/cm^2	σ'_3 $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ Kg/cm^2	p' $(\sigma'_2 + \sigma'_1 + \sigma'_3)/3$ Kg/cm^2
0.00	0.00	33.540	0.000	0.00	8.67	0.000	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01
1.00	0.59	33.510	0.030	0.04	8.67	0.000	0.07	0.02	0.03	1.02	1.01
2.00	1.57	33.480	0.060	0.07	8.67	0.000	0.18	0.09	0.09	1.01	0.98
2.50	2.06	33.450	0.090	0.11	8.67	0.000	0.24	0.14	0.12	0.99	0.95
3.00	2.55	33.420	0.120	0.14	8.68	0.001	0.29	0.19	0.15	0.97	0.92
3.50	3.04	33.385	0.155	0.18	8.68	0.001	0.35	0.25	0.17	0.93	0.87
4.00	3.53	33.330	0.210	0.25	8.69	0.001	0.41	0.36	0.20	0.85	0.79
4.50	4.02	33.240	0.300	0.35	8.70	0.001	0.46	0.45	0.23	0.79	0.71
4.75	4.26	33.200	0.340	0.40	8.70	0.001	0.49	0.51	0.24	0.74	0.66
4.75	4.26	33.140	0.400	0.47	8.71	0.002	0.49	0.55	0.24	0.71	0.63
5.00	4.51	33.000	0.540	0.63	8.72	0.002	0.51	0.65	0.26	0.62	0.54
5.25	4.75	32.900	0.640	0.75	8.73	0.003	0.54	0.68	0.27	0.61	0.52
5.25	4.75	32.600	0.940	1.10	8.76	0.004	0.54	0.75	0.27	0.53	0.44
5.25	4.75	32.400	1.140	1.33	8.78	0.005	0.54	0.78	0.27	0.50	0.41
5.25	4.75	32.200	1.340	1.57	8.80	0.006	0.53	0.80	0.27	0.48	0.39
5.25	4.75	32.000	1.540	1.80	8.82	0.006	0.53	0.81	0.27	0.47	0.38
5.25	4.75	31.000	2.540	2.97	8.93	0.010	0.52	0.82	0.26	0.45	0.37
5.25	4.75	28.600	4.940	5.78	9.20	0.019	0.50	0.83	0.25	0.43	0.35
5.25	4.75	25.400	8.140	9.53	9.58	0.030	0.47	0.85	0.23	0.40	0.32

TABLA 4.4
Resumen de las Pruebas CU

PRUEBA NUMERO	% FINOS	σ_1	σ_{y1}	σ'_c Kg/cm ²	$(\tau')_{p1}$ kg/cm ²	$\left(\frac{\tau'}{\sigma'_c}\right)_{p1}$	$(s)_{p1}$ Kg/cm ²	$(\Delta u)_{p1}$ Kg/cm ²	$\left(\frac{\Delta u}{\sigma'_c}\right)_{p1}$	$\left(\frac{\tau'}{s}\right)_{p1}$	ϕ'_{p1}	ϕ'
											GRADOS	
1	3.c	0.859	0.916	0.99	0.42	0.42	0.83	0.58	0.58	0.51	30.65	32.85
2	3.c	0.877	0.935	2.00	0.69	0.35	1.62	1.08	0.54	0.43	25.47	32.85
4	3.c	0.883	0.941	2.97	0.94	0.32	2.29	1.62	0.54	0.41	24.20	32.33
32	3.c	0.928	0.988	1.01	0.26	0.26	0.66	0.74	0.73	0.39	22.95	32.85
8	5.c	0.857	0.952	1.01	0.29	0.29	0.56	0.54	0.53	0.52	31.30	32.85
11	5.c	0.874	0.970	1.00	0.27	0.27	0.59	0.67	0.64	0.45	26.74	32.85
23	5.c	0.890	0.983	3.00	0.74	0.25	1.85	1.52	0.51	0.40	23.58	32.85
24	5.c	0.923	1.022	1.00	0.22	0.22	0.71	0.48	0.48	0.31	18.06	33.38
26	5.c	0.906	1.004	2.00	0.48	0.24	1.43	1.05	0.53	0.33	19.27	32.85
22	7.c	0.825	0.956	3.00	0.96	0.32	1.93	2.03	0.67	0.50	30.00	34.73
27	7.c	0.905	1.041	1.01	0.24	0.24	0.66	0.70	0.69	0.36	21.10	33.38
28	7.c	0.844	0.976	2.0	0.60	0.30	1.43	1.11	0.55	0.42	24.83	33.38
41	7.c	0.890	1.025	2.02	0.51	0.26	1.34	1.36	0.67	0.38	22.33	33.38
42	7.c	0.865	0.999	1.00	0.28	0.28	0.70	0.68	0.67	0.40	23.58	33.38
43	Arena	0.909	0.909	1.00	0.45	0.45	0.93	0.53	0.53	0.48	28.68	32.85
44	Arena	0.856	0.856	1.00	0.62	0.62	1.18	0.45	0.45	0.52	31.00	31.80
45	3.b	0.927	0.980	1.01	0.30	0.30	0.62	0.68	0.67	0.48	28.68	33.92
47	3.b	0.926	0.978	2.00	0.57	0.29	1.29	1.28	0.64	0.44	26.10	31.80
48	3.b	0.942	0.995	1.00	0.31	0.31	0.64	0.56	0.56	0.48	28.68	33.92
56	1.b	0.934	0.952	1.00	0.34	0.34	0.77	0.68	0.68	0.44	26.10	33.92
57	1.b	0.895	0.912	2.00	0.81	0.41	1.70	1.12	0.56	0.48	28.68	33.92
58	1.b	0.859	0.876	1.00	0.56	0.56	1.11	0.45	0.45	0.50	30.00	33.38
33	10.c	0.914	1.110	1.00	0.22	0.22	0.59	0.67	0.67	0.37	21.72	32.80
36	10.c	0.879	1.072	2.00	0.47	0.24	1.04	1.28	0.64	0.45	26.74	32.80
37	10.c	0.881	1.074	1.01	0.27	0.27	0.61	0.68	0.67	0.44	26.10	32.77
38	10.c	0.901	1.096	1.85	0.40	0.22	1.03	1.32	0.66	0.39	22.95	33.92
39	10.c	0.891	1.085	3.00	0.68	0.23	1.05	2.03	0.67	0.41	24.20	32.80
40	10.c	0.856	1.049	1.01	0.26	0.26	0.57	0.69	0.68	0.46	27.38	32.80
49	5.b	0.941	1.030	1.00	0.30	0.30	0.67	0.68	0.68	0.45	26.74	33.92
50	5.b	0.929	1.017	1.00	0.32	0.32	0.68	0.68	0.68	0.47	28.03	33.92
52	5.b	0.868	0.953	1.00	0.48	0.48	0.94	0.53	0.53	0.53	30.65	33.92
53	5.b	0.890	0.976	2.00	0.70	0.35	1.41	1.29	0.64	0.50	30.00	33.53
63	5.b	0.919	1.006	3.00	0.72	0.36	1.50	1.99	0.66	0.48	28.68	33.38
59	7.b	0.907	1.029	1.00	0.33	0.33	0.83	0.68	0.68	0.40	23.59	33.38
60	7.b	0.859	0.978	1.00	0.39	0.39	0.82	0.57	0.57	0.47	28.03	33.92
61	7.b	0.912	1.034	2.00	0.60	0.30	1.52	1.24	0.62	0.39	22.95	32.85

ϕ'_{p1} : Ángulo de fricción interna movilizado en el punto de quiebre

ϕ' : Ángulo de fricción en la envolvente de falla

5. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Modelo Conceptual

De acuerdo con un estudio reciente (Alberro, 1990), las características principales del comportamiento de arenas limpias se pueden explicar relacionando observaciones macroscópicas con el 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. 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. 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, isótropos, 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 isótropo mediante compactación.

De acuerdo con el modelo de Alberro se tiene lo siguiente:

- a) Cuando se presenta el quiebre en las curvas esfuerzo-presión de poro ocurre un colapso estructural y en este

punto la presión de poro varía de $0.44 \sigma'_c$ a 0.66 de σ'_c , Alberro (1990). En este punto se observa que el esfuerzo desviador cambia bruscamente de pendiente (punto de quiebre) en las curvas esfuerzo-deformación. Este resultado teórico coincide con mucha aproximación con los datos experimentales reportados en la Tabla 4.4.

- b) El ángulo de fricción movilizado en el punto donde se presenta el colapso de la estructura ϕ'_p es 18.6 grados para un material anisótropo y para uno isótropo cuyos contactos interparticulares están distribuidos al azar, es 30 grados, Alberro (1990), fig 5.1. El ángulo de fricción movilizado ϕ'_p en el punto de quiebre para los materiales probados varía entre 18 y 30 grados (Tabla 4.4).

De lo anterior se infiere que las probetas de arena ensayadas en esta investigación se comportaron, en general, como materiales isótropos con contactos plásticos según resulta de comparar las trayectorias de esfuerzos idealizadas de Alberro (1990), fig 5.1, con las que se presentaron en el capítulo anterior. Sin embargo, al agregar finos disminuye la resistencia y aumenta la magnitud de la presión de poro generada al aplicar cargas.

La influencia de los finos en el comportamiento microestructural de las mezclas se puede visualizar recurriendo al diagrama de la fig 5.2 en el que se ilustran dos tipos de contacto entre dos 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 (fig 5.2a), 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 entran en contacto. Desde luego que en una probeta habrá algunos granos que inicialmente estén en contacto y otros no. Si predominan los granos separados, el material tendrá inicialmente un comportamiento arcilloso como parece ser el caso de las muestras 33 y 39 con 10% de contenido de caolín (figs C.2. y C.4, Apendice C). La presencia de los finos separa a los granos de arena y consecuentemente reduce el número de contactos entre ellos y a la luz de los resultados experimentales, también induce anisotropía en su distribución, ya que al aumentar la cantidad de finos el comportamiento tiende a asemejarse al que presentan las arenas sueltas (anisótropas). 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 menor resistencia provocada por el aumento de la presión de poro.

5.2 Líneas de Estado Crítico

Casagrande (1936) definió la línea de relaciones de vacíos críticas en el espacio e , versus $\log p'$. Esta idea condujo con el tiempo a la de línea del estado crítico (Schofield y Wroth, 1968) y a los conceptos de estado estable de deformación (steady state of deformation) y al de la línea del estado estable (Poulos, 1981). De acuerdo con la definición de éste último, el estado estable de deformación se alcanza después del colapso estructural en las arenas contractivas y corresponde al punto en donde, a velocidad de deformación constante, la presión de poro se mantiene estable. En arenas contractivo-dilatantes o francamente dilatantes el estado

estable se alcanza después de que el material moviliza el ángulo de fricción de falla. las mezclas estudiadas en esta investigación se comportaron como materiales contractivo-dilatantes y debido a limitaciones en la capacidad del marco de carga empleado no fue posible llegar al estado estable.

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. Aceptando este enfoque se pueden dibujar líneas de estado cuasi estable para cada mezcla arena-finos (figs 5.3 y 5.4). En estas figuras se observa que las líneas de estado cuasi estable obtenidas experimentalmente no son paralelas lo cual coincide cualitativamente con los datos experimentales presentados por Been y Jefferies (1985). Ésto implica que los porcentajes de umbral dependen tanto de la relación de vacíos como del nivel de esfuerzos de consolidación, según se ilustra en los recuadros de las figs 5.3 y 5.4. Dentro del rango de presiones de consolidación estudiadas (1 a 3 kg/cm²) el porcentaje de umbral de las muestras con caolín fue de 7%; en las de bentonita no fue posible precisarlo pero la información de la fig 5.4 sugiere que no difiere significativamente del valor obtenido para las muestras con caolín.

5.3 Relaciones Causales

Los resultados del programa experimental permitieron establecer relaciones causales entre la relación de vacíos y algunos parámetros significativos del comportamiento

esfuerzo-deformación de las mezclas, para cada tipo de finos y para cada porcentaje de éstos. Los datos experimentales también pueden interpretarse mediante diagramas de estado aceptando la existencia de estados estables transitorios. Sin embargo, con este tipo de análisis no fue posible estudiar unificadamente el comportamiento a pequeñas ni grandes deformaciones a la luz de la teoría del estado establecido de deformación (ver fig 5.5).

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, para interpretar unificadamente los resultados experimentales deberán buscarse relaciones causales no con la relación de vacíos en el sentido usual sino con la relación de vacíos referida al esqueleto sólido arenoso.

$$e_g = \frac{V_v + V_f}{V_s} \quad (\text{Apéndice B})$$

V_v : volumen de vacíos

V_f : volumen de finos

V_s : 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 (1974), entre otros.

Usando los mismos datos de la fig 4.12, obtenemos dos curvas diferentes en el espacio relación de vacíos intergranular versus la presión de poro máxima normalizada, fig 5.6. La curva A define la relación entre la presión de poro máxima y la relación de vacíos intergranular de las muestras que contienen 3, 5 y 7% de caolín así como 1 y 3% de bentonita y muestras sin finos. Los datos obtenidos con las muestras con contenidos de 10% de caolín 5% y 7% de bentonita definen la curva B. Las muestras de la curva A generan mayor presión de poro y son menos resistentes.

Utilizando los mismos datos de la fig 4.17 obtenemos dos tipos de curvas en el espacio relación de vacíos intergranular versus esfuerzo cortante normalizado (fig 5.7). Estas dos curvas están formadas por las mismas muestras que definen las curvas A y B mencionadas anteriormente. Para una misma e_{g1} las muestras de la curva A tienen mayor pérdida de resistencia debido al aumento de presión de poro.

Si graficamos los mismos datos de la fig 4.18 en el espacio e_{g1} vs ϕ'_{p1} nuevamente obtenemos dos curvas (fig 5.8). En esta figura se observa que cuando $e_{g1} \geq 1$ el ángulo de fricción ϕ'_{p1} , es muy sensible a variaciones de la relación de vacíos intergranular independientemente del tipo y porcentaje de finos y además, se acerca a los valores que según Alberro (1990) adquiere el ángulo de fricción en materiales sueltos anisótropos en el momento del colapso estructural (de 18 a 22 grados). Revisando los resultados del programa experimental (Cap 4), se ve que estas son las muestras en las que se definió el estado cuasi estable. Debido a lo anterior las

arenas más propensas a sufrir licuación son las arenas uniformes y con un $e_{g1} \geq 1$.

5.4 Diagramas Normalizados de Estado

Para dibujar los diagramas de estado en términos del estado cuasi estable y la relación de vacíos intergranular se normalizó el esfuerzo efectivo medio, p' , con respecto al de consolidación, p'_c ($= \sigma'_c$). Por supuesto, la normalización del comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas o cualquier otro material granular únicamente es válida para un limitado rango de presiones. En lo que concierne a nuestros experimentos, la aproximación funciona bien en el rango de las presiones utilizadas (σ'_c entre 1 a 3 kg/cm²) lo cual cubre muchos de los niveles de esfuerzos encontrados en la práctica, según se ve en la figs 5.9 y 5.10. No puede esperarse que ésto sea aplicable a presiones de consolidación muy pequeñas o muy grandes donde el aumento o supresión de la dilatancia pueden modificar considerablemente la forma de las curvas de esfuerzo-deformación y las trayectorias de esfuerzo e incluso inducir cambios cualitativos en el comportamiento (Ovando, 1986; Ovando y Hight. 1991).

Las curvas A y B, marcadas como u_{max} en las figs 5.9 y 5.10, pueden ser aproximadas a hipérbolas que tienden asintóticamente hacia la "línea de contracción nula" (i.e, $p'/p'_c = 1.0$). En estos diagramas también se dibujó la línea marcada con p'_{plco} que corresponde aproximadamente a los valores de p' donde se alcanza el punto de quiebre en las curvas esfuerzo-deformación. La línea p'_{plco} se une con la línea u_{max} para valores de e_{g1} pequeños. Los puntos a lo largo de ésto pertenecen a las líneas de esfuerzo crítico

(Kramer y Seed, 1988) obtenidas para cada una de las mezclas de arenas contaminadas. En las figs 5.9 y 5.10 se señalan algunos contornos de igual deformación axial. Con base en diagramas normalizados como éstos podemos estimar rápidamente no sólo el potencial para generar grandes cantidades de presión de poro sino también la magnitud de las deformaciones que probablemente son inducidas en las muestras por cargas monotónicas. En la zona predominantemente contractiva (valores de e_{g1} altos) las deformaciones ocurren antes de llegar a la línea u_{max} ; en la zona dilatante sólo se tienen deformaciones grandes cuando $p'/p'_0 > 1.0$.

Las figs 5.9 y 5.10 pueden ser representadas esquemáticamente asumiendo que las curvas u_{max} pueden ser aproximadas por 3 segmentos rectos, fig 5.11. Estos segmentos definen los límites en el espacio e_{g1} vs $\log p'/p'_0$ de los posibles estados de muestras sujetas a cargas monotónicas. El primer segmento es vertical y coincide con los puntos en los cuales $p'/p'_0 = 1.0$. Las muestras que tienen estados iniciales a lo largo de ésta línea presentan tendencias dilatantes que únicamente moverán sus estados hacia la derecha; la falla se alcanza después de que desarrollan presión de poro negativa. El segundo segmento limita los posibles estados de los ensayos que mostraron algunas tendencias contractivas antes de la aparición de la dilatancia. Las muestras cuyas trayectorias cruzan la línea p'_{pic} mostraron pérdida de resistencia. Finalmente, el tercer segmento limita los estados de los ensayos que muestran principalmente tendencias contractivas. Todas las muestras en esta región desarrollan alta presión de poro y pierden resistencia.

Puede utilizarse un parámetro de estado análogo al introducido

por Been y Jefferies (1985) para establecer la clase de comportamiento cualitativo que puede esperarse para cualquier muestra usando dos relaciones de vacíos intergranular de referencia, e_{gc} y e_{gd} , las cuales marcan la intersección de las líneas 2 y 3 con la línea $p'/p'_0 = 1.0$ fig 5.11. La primera marca el límite inferior en términos de la relación de vacíos intergranular del comportamiento contractivo, la segunda marca el límite superior para la dilatancia. Asimismo, definimos dos parámetros de estado para la contracción y dilatancia en función de cualquier e_{g1} dado:

$$\psi_c = e_{g1} - e_{gc}$$

$$\psi_d = e_{g1} - e_{gd}$$

Las condiciones para tener el comportamiento puramente contractivo son: $\psi_c > 0$ y $\psi_d > 0$. Se tiene la contracción seguida por dilatación cuando $\psi_c < 0$ y $\psi_d > 0$. Finalmente, las trayectorias puramente dilatantes se obtienen cuando tanto ψ_c y ψ_d son negativas.

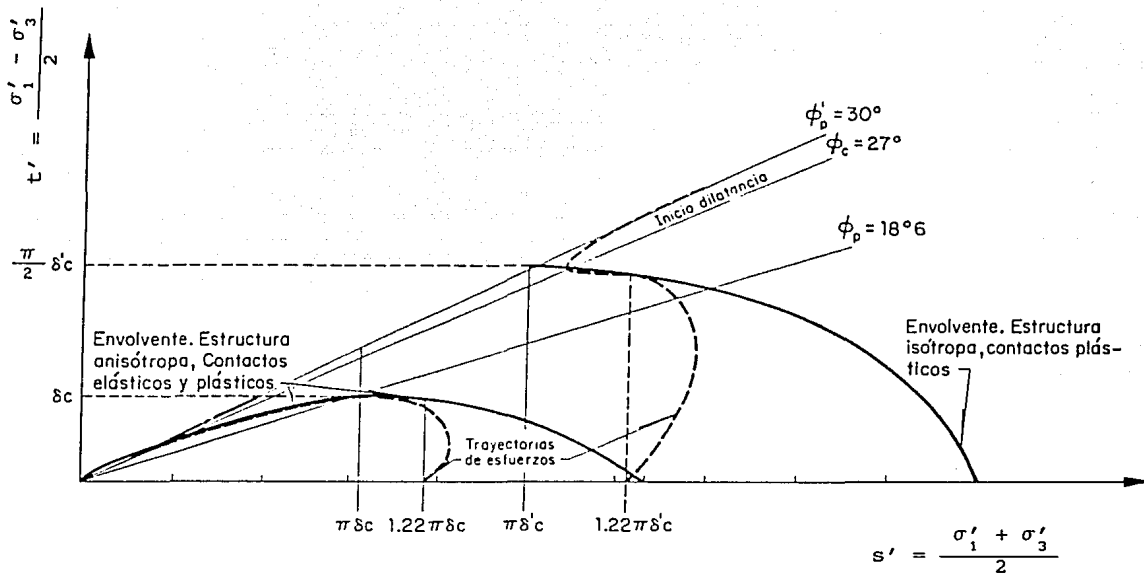


Fig 5.1 Envolventes y trayectorias de esfuerzos efectivos para estructuras isotrópica y anisótropa (Alberro, 1990)

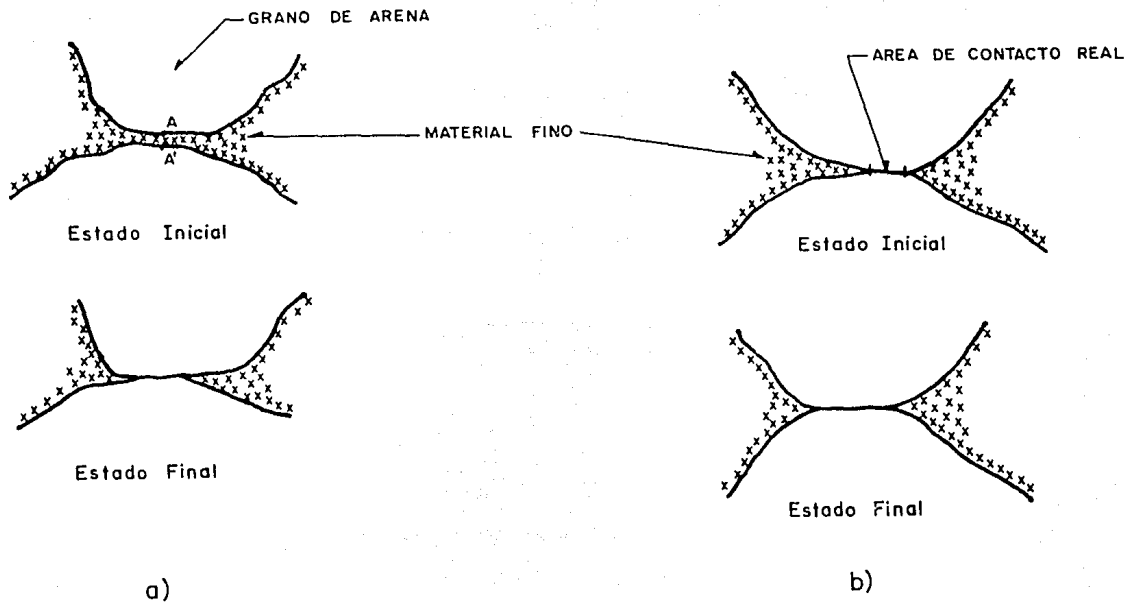


Fig 5.2 Contacto interparticular

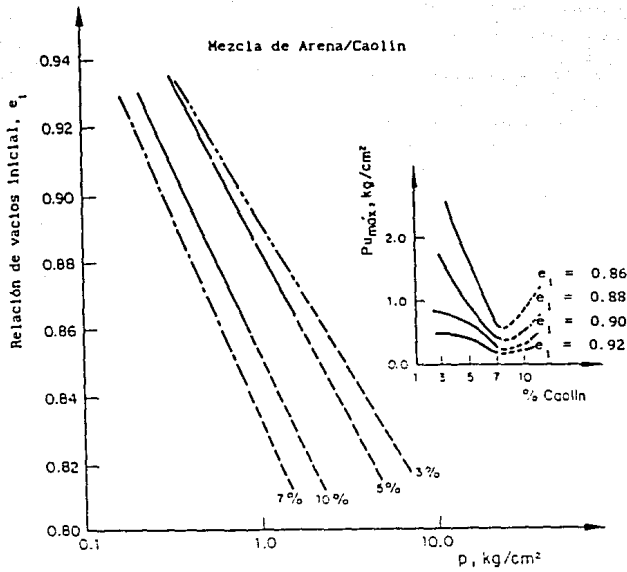


Fig 5.3 Líneas de estado cuasi estable para arenas contaminadas con caolín

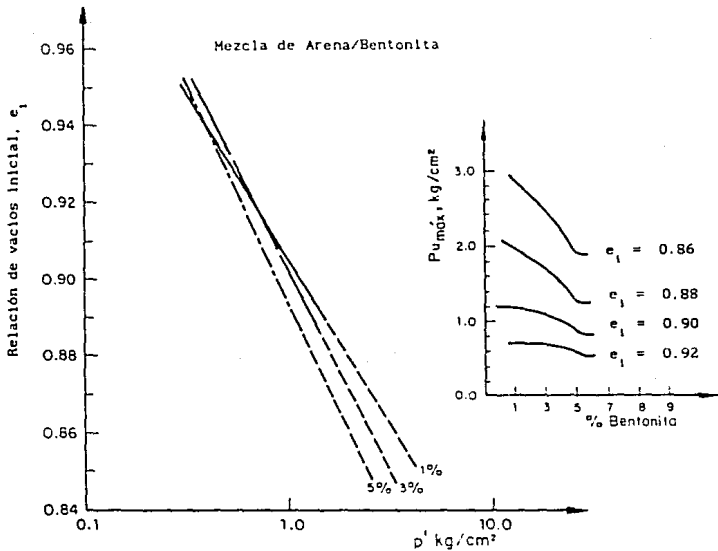


Fig 5.4 Líneas de estado cuasi estable para arenas contaminadas con bentonita

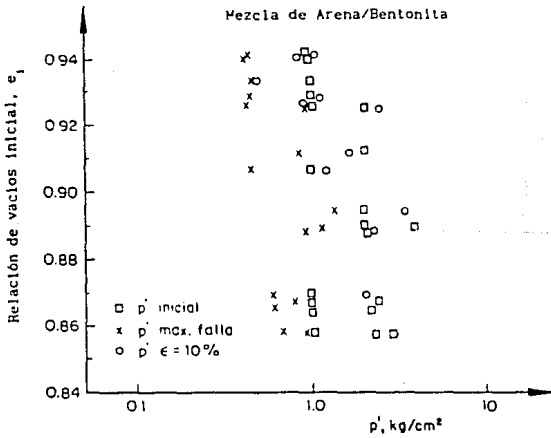
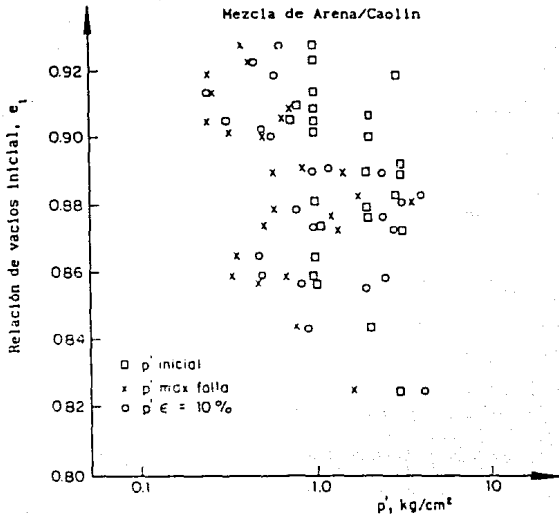


Fig 5.5 Relación de vacíos inicial vs esfuerzo normal octahédrico

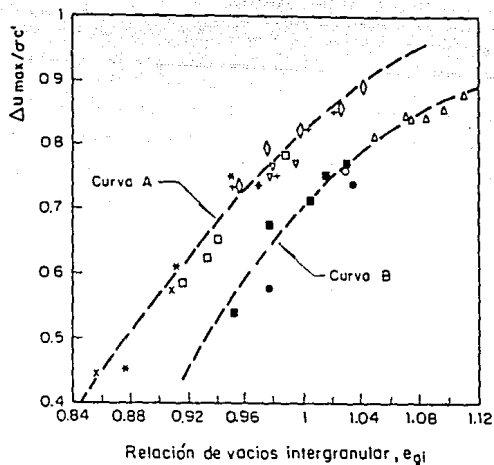


Fig 5.6 Presión de poro normalizada vs relación de vacíos intergranular

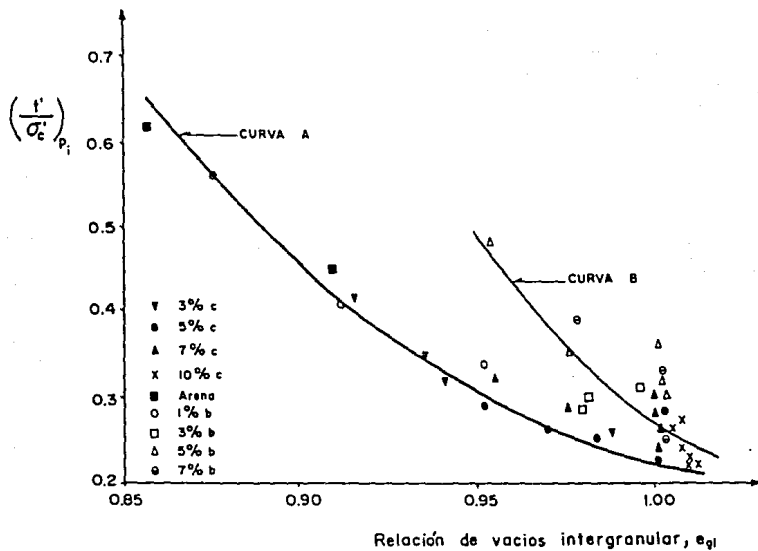


Fig 5.7 Esfuerzo cortante normalizado en el punto de quiebre vs relación de vacíos intergranular

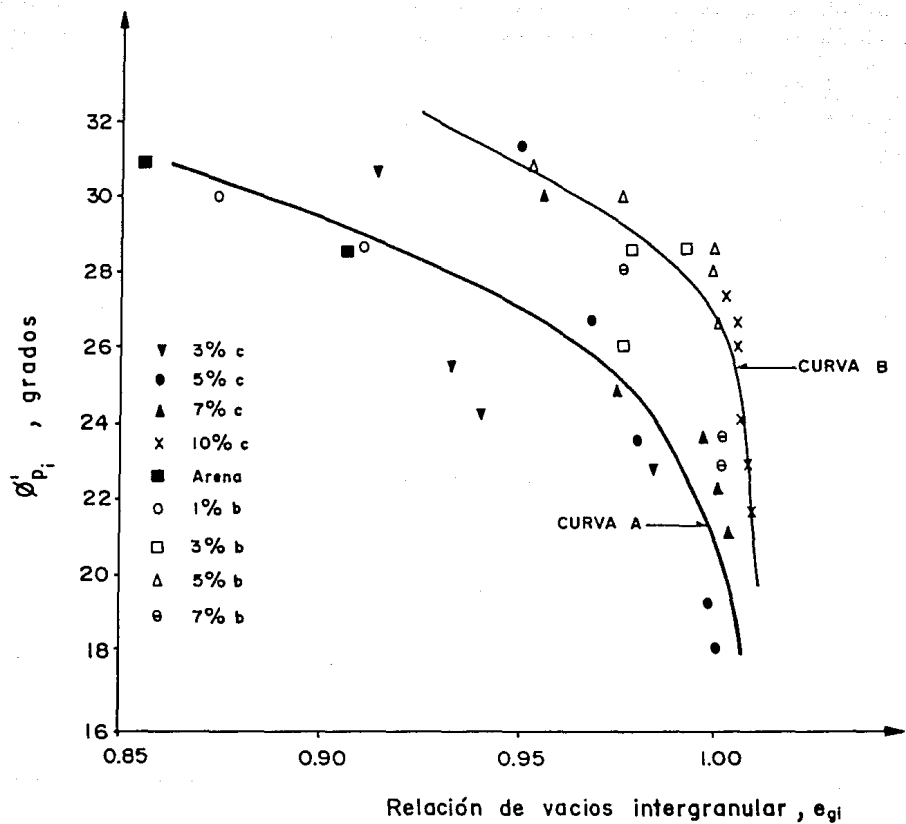


Fig 5.8 Ángulo de fricción movilizado en el punto de quiebre vs relación de vacíos intergranular

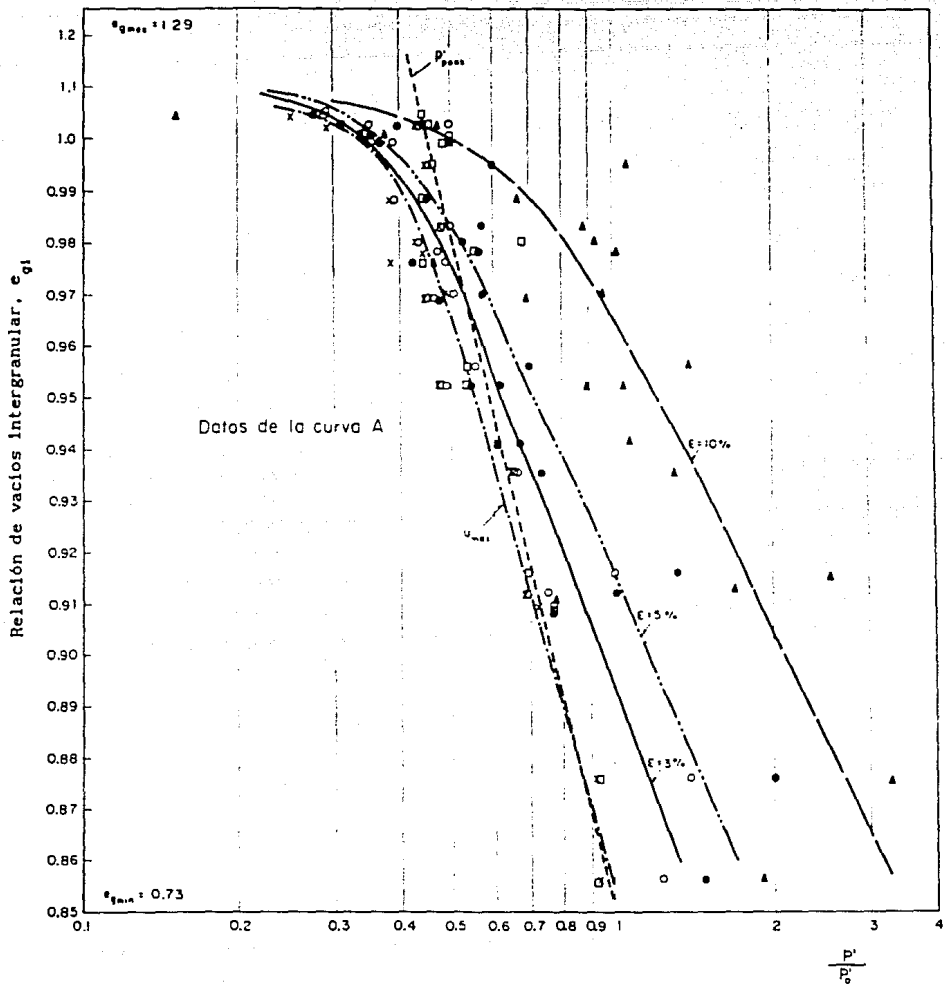


Fig 5.9 Diagramas normalizados de estado asociados a la curva A

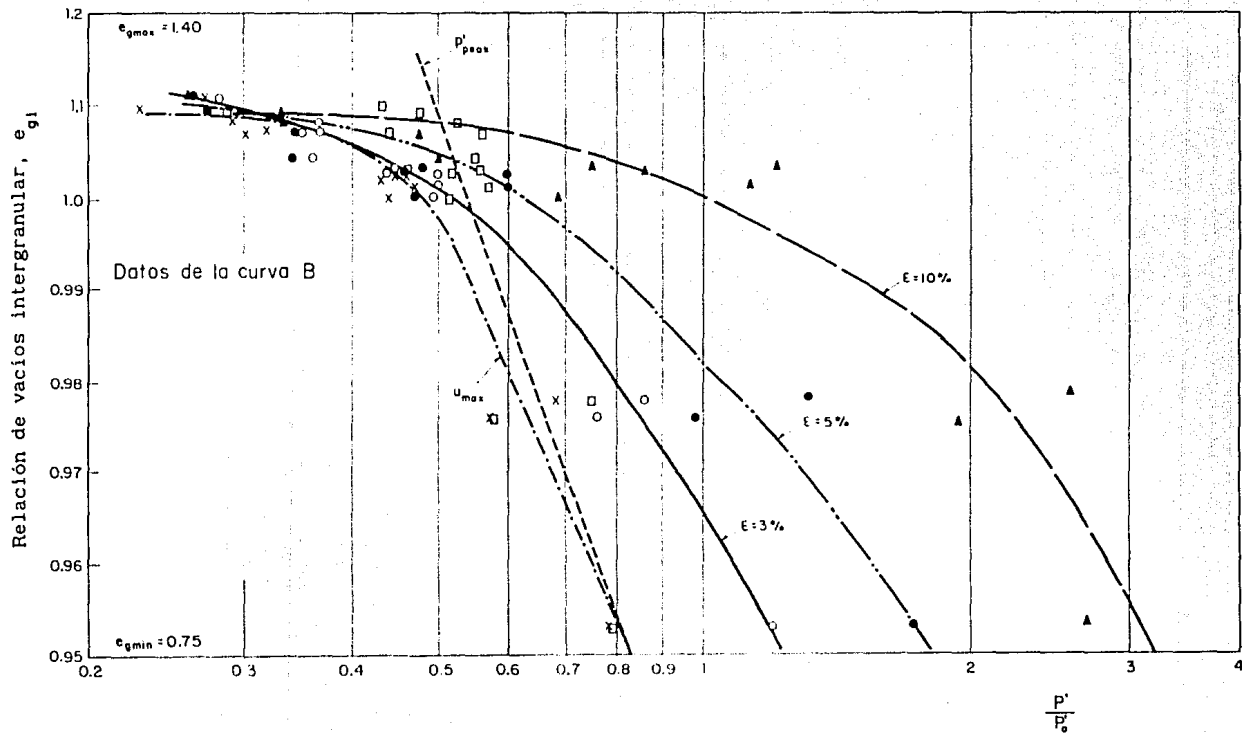


Fig 5.10 Diagramas normalizados de estado asociados a la curva

B

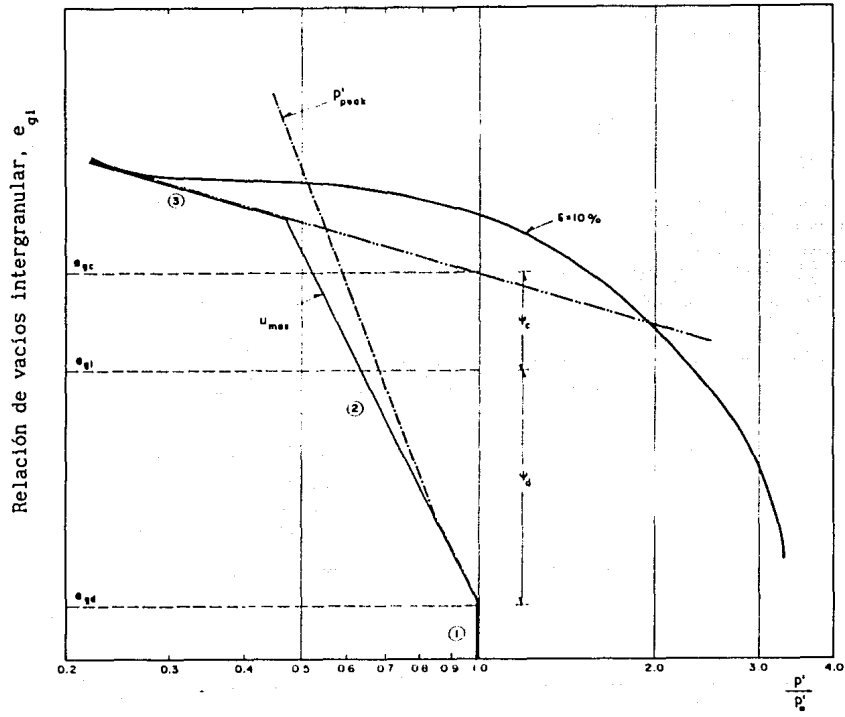


Fig 5.11 Representación esquemática de los diagramas normalizados de estado

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

6. CONCLUSIONES

Del programa experimental de pruebas realizadas, se observa que el comportamiento esfuerzo-deformación y la presión de poro generada durante las cargas sin drenar, dependen de un gran número de variables. La estructura del suelo, su granulometría, la mineralogía y la forma de los granos, tienen un papel importante en el comportamiento del material, pero es difícil incorporarlas en un análisis cuantitativo.

Los resultados experimentales demostraron que, para muestras formadas con una misma relación de vacíos, la presencia de los finos produce incrementos de presión de poro acompañados de disminuciones de rigidez y resistencia. El aumento del exceso de presión de poro está relacionado con el porcentaje de finos pero no crece indefinidamente al aumentar los agregados de limo o arcilla. En las muestras con caolín se notó una disminución en el incremento de presión de poro cuando el porcentaje de finos pasó de 7 a 10%. En los especímenes contaminados con bentonita no fue posible precisar el porcentaje de umbral pero se hizo evidente que el incremento del exceso de presión de poro fue menos significativo en las muestras con 7% de bentonita. Después de analizar las líneas de estado estable obtenidas de cada mezcla se llegó a la conclusión de que no existe un porcentaje umbral único, éste depende tanto de la relación de vacíos inicial como de la presión de consolidación.

Estudiando cada mezcla arena-finos separadamente se establecieron relaciones causales entre la relación de vacíos inicial y algunos parámetros significativos en su comportamiento esfuerzo-deformación. Tal enfoque no permite llevar a cabo el análisis unificado e integral de los resultados experimentales. No obstante, el análisis de estas relaciones

reveló diferencias notables entre las arenas contaminadas con caolín y con bentonita. Las arenas mezcladas con el primero generan más presión de poro y son menos resistentes que las que se mezclaron con la segunda.

Con base en el modelo conceptual del inciso 5.1 se concluye que la relación de vacíos intergranular es un mejor parámetro que la relación de vacíos convencional para establecer relaciones causales con los parámetros relevantes del comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas contaminadas con finos. Las relaciones obtenidas permitieron distinguir, independientemente del tipo de fino, dos grupos con diferentes características en lo que se refiere a resistencia, rigidez y capacidad para generar presión de poro. El primero corresponde al de arenas con pequeños porcentajes de finos que son menos rígidas y resistentes y tienen mayor capacidad para generar presión de poro que las del segundo grupo, las que contienen mayores porcentajes de finos. Los especímenes del segundo grupo contienen finos en porcentajes que se acercan al de umbral.

Utilizando diagramas normalizados de estado se propuso un marco de referencia que permite interpretar unificadamente el comportamiento de las arenas con finos. Con base en éste se obtuvieron parámetros de estado que permiten hacer predicciones cualitativas sobre el tipo de comportamiento de cada mezcla en términos de la relación de vacíos intergranular y de la presión de consolidación. La normalización de los diagramas de estado funciona bien dentro del rango de presiones de consolidación empleadas en este trabajo.

A continuación se mencionan otras observaciones, sobre el comportamiento de las muestras.

- Las probetas de arena contaminada se comportaron, en

general, como materiales isótopos con contactos plásticos según resulta de comparar las trayectorias de esfuerzos experimentales con las de materiales ideales publicadas por Alberro (1990). Sin embargo, al aumentar la cantidad de finos, las trayectorias de esfuerzos tienden a ser semejantes a las de materiales anisótopos.

- Un factor fundamental que rige el comportamiento de las arenas es la distribución de los contactos interparticulares.
- Los resultados de las pruebas de compresión triaxial en condiciones no drenadas mostraron que para muestras que tienen la misma relación de vacíos inicial, la resistencia al cortante y la presión de poro generada durante la aplicación de cargas dependen del porcentaje de partículas finas.
- Los experimentos demuestran que el potencial para generar presiones de poro aumenta cuando se incrementan los porcentajes de finos y la relación de vacíos, pero que tanto la rigidez como la resistencia disminuyen.
- Las muestras contaminadas con caolín o bentonita presentan pérdida de resistencia a medida que aumenta el porcentaje de finos, siendo menos marcado para arenas contaminadas con bentonita.
- Los experimentos demuestran que el ángulo de fricción en el punto de inflexión ϕ'_{p1} , depende del tipo de fino y la relación de vacíos inicial.

En investigaciones futuras sería conveniente estudiar:

- La posibilidad de hacer predicciones cuantitativas por medio

de los parámetros de estado derivados a partir de la relación de vacíos intergranular.

-La razón por la cual se distinguen dos tipos de comportamiento bien definido para las mezclas arena-finos.

-El comportamiento de arenas con finos en pruebas cíclicas y/o dinámicas.

7. RECONOCIMIENTO

Expreso mi agradecimiento a las personas que me brindaron su ayuda para la realización de este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por la beca otorgada para realizar dicha investigación.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley por su valiosa dirección durante el desarrollo de esta tesis. Al ingeniero Jesús Alberro Aramburu, por sus atinadas sugerencias y críticas.

A mi esposa Viviana, por el apoyo, cariño y valiosos consejos que me ha dado en todo momento.

8. REFERENCIAS

1. Alarcón-Guzmán A, Leonards G A and Chameau J L (1988), "Undrained monotonic and cyclic strength of sands", Proc ASCE, Jour Geotech Engrng Div, 114, 10, 1089-1109.
2. Alberro J (1990), La licuación de las arenas, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
3. Been K and Jefferies M G (1985), "A state parameter for sands", Geotechnique, 35, 2, 99-112.
4. Bishop A W and Henkel D J (1962), The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold, Londres
5. Bishop A W, Alpan I, Blight G E and Donald J B (1960), "Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils", Proc. ASCE Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colo. 503-532.
6. Bishop A W and Green G E (1965), "The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil", Geotechnique, 15, 3, 243-266.
7. Black D K and Lee K L (1973), "Saturating laboratory samples by back pressure", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, SMI, 75-93.

8. Blight G E (1963), discusión sobre: "Pore pressures within soil specimens in triaxial compression", por C. B. Crawford, ASTM Spec Tech Publ, 361, 199-204.
9. Casagrande A (1963). "Charac eristics of cohesionless soils affecting the stability o earth fills", Journal, Boston Soc of Civ Engrns, en: Contributions to soil mechanics 1925-1940, Boston Soc of Cil Engrns, 257-276.
10. Castro G (1969), Liquefaction of sands, Harvard Soil Mechanics Series, No. 81.
11. De Alba P (1969), Determination of soil liquefaction by a large-scale laboratory test, Univ de Calif, Berkeley.
12. Ellis W and Holtz W G (1959), "A method for adjusting strain rates to obtain pore pressure measurements in triaxial shear tests", ASTM Spec Tech Publ 254
13. Evans M and Seed H (1987), Undrained cyclic triaxial testing of gravels. The effect of membrane compliance", Earthquake Engineering Research Center, Report No 08, 25-39.
14. Ford J C (1985), The behaviour of clayey sands with low clay contents, M. Sc. Report, Imperial College of Science and Technology, Londres.
15. Frydman S, Zeitlen J G and Alpan I (1973), "The membrane effect in triaxial testing of granular soils", Journal of testing and evaluation, 1, 1, 37-41.

16. Georgiannou V, Burland J B and Hight D W (1990), "The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension", Geotechnique, XL, 3, 431-449.
17. Henkel D J and Gilbert G D (1952), "The effect of the rubber membrane on the measured triaxial compression strength of clay samples", Geotechnique, 3, 1, 20-29.
18. Hillel D (1971), Soil and water physical principles and processes, Universidad de Wisconsin.
19. Ibarra J (1989), Comportamiento de arenas, Tesis en Preparación, DEPMI, UNAM, México.
20. Ishihara K, Sodekawa M and Tanaka Y (1978), "Effects of overconsolidation in liquefaction characteristics of sands containing fines", in: Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP, 654
21. Ishihara K, Tatsuoka F and Yasuda S (1975), "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses", Soils and Found, 15, 1, 29-44.
22. Kenney T C (1977), "Residual strengths of mineral mixtures", Proc. 9th Int Conf Soil Mech, Tokyo, 1, 155-160.
23. Kiekbusch M and Schuppener B (1977), "Membrane penetration and its effect on pore pressure", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, GT 11, 1267-1279.

24. Kolbuszewski J J (1948a), "An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands", Proc Second ICSMFE, 1, 158-165.
25. Kolbuszewski J J (1948b), "General investigation of the fundamental factors controlling loose packing of sands", Proc Second ICSMFE, 7, 47-49.
26. Kramer S and Seed H B (1988), "Initiation of soil liquefaction under static loading conditions", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 114, 4, 412-429.
27. Ladd R S (1974), "Specimen preparation and liquefaction of sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 100, GT10, 1180-1184.
28. Lade P and Hernández S (1977), "Membrane penetration effects in undrained tests", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, GT2, 109-125.
29. Lambe T W and Whitman R V (1984), Soil Mechanics, Nueva York: John Wiley & Sons.
30. Lowe J and Johnson T C (1960), "Use of back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens", Proc ASCE, Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado.
31. Mitchell J K (1976), Fundamentals of soil behaviour, Nueva York: John Wiley & Sons.

32. Mulilis P, Seed H, Chan C K, Mitchell J, and Arulanandan K, (1977), "Effects of sample preparation on sand liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, GT2, 91-107.
33. Ovando-Shelley E (1986), Stress-strain behaviour of granular soils tested in the triaxial cell, tesis doctoral, Imperial College of Science and Technology, Londres.
34. Ovando-Shelley E and Hight D W (1991), "Stress history effect on the behaviour of a sediment sand", (en preparación).
35. Poulos S (1964), Control of leakage in the triaxial test, Harvard Soil Mechanics Series No. 71, Harvard University.
36. Poulos S (1981), "The steady state of deformation", Proc ASCE, Jour Geotech Engng Div, 107, GT5, 553-562.
37. Roscoe K H (1953), "An apparatus for the application of simple shear to soil samples", Proc 3rd Int Conf Soil Mech Found Eng, Zurich, 186-191.
38. Rowe P W and Barden L (1964), "Importance of free ends in triaxial testing", Proc ASCE Soil Mech Found Div, 90, SM1, 1-27.
39. Schofield A and Wroth C P (1968), Critical state soil mechanics, Mc Graw Hill Book Co., Nueva York.
40. Seed H B and Idriss I M (1982), Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, Earthquake Engineering

Research Institute (EERI), Universidad de California, Berkeley, Calif.

41. Skempton A W (1954), "The pore-pressure coefficients A and B", Geotechnique, IV, 4, 143-147.
42. Terzaghi K (1950), Mechanics of landslides en aplicaciones of geology to engineering practice, The Geological Society of American, Berkey volume, Nueva York.
43. Zeevaert L (1962), "Compresibilidad de sedimentos eólicos finos", Memorias, I Reunión Nacional de Mec de Suelos, Soc Mex de Mec de Suelos, Puebla.

APENDICE A

DETERMINACIÓN DE RELACIÓN DE VACÍOS MÁXIMA Y MÍNIMA

Las relaciones de vacíos máximas y mínimas se determinaron con un molde de lucita graduado que se llenó con material seco al ambiente hasta un volumen preestablecido. En el caso de la máxima relación de vacíos se depositó estandarizando la altura de caída y la salida del tubo surtidor (embudo), aislando el sistema de vibraciones. Cuando se alcanzó la marca del volumen preestablecido, se enrazó la superficie y mediante la siguiente expresión se calculó la relación de vacíos.

$$e_1 = \frac{V_m S_{s(s+f)}}{W_{(s+f)}} - 1$$

e_1 : Relación de vacíos al inicio de la prueba

V_m : Volumen de la muestra inicial (Volumen preestablecido)

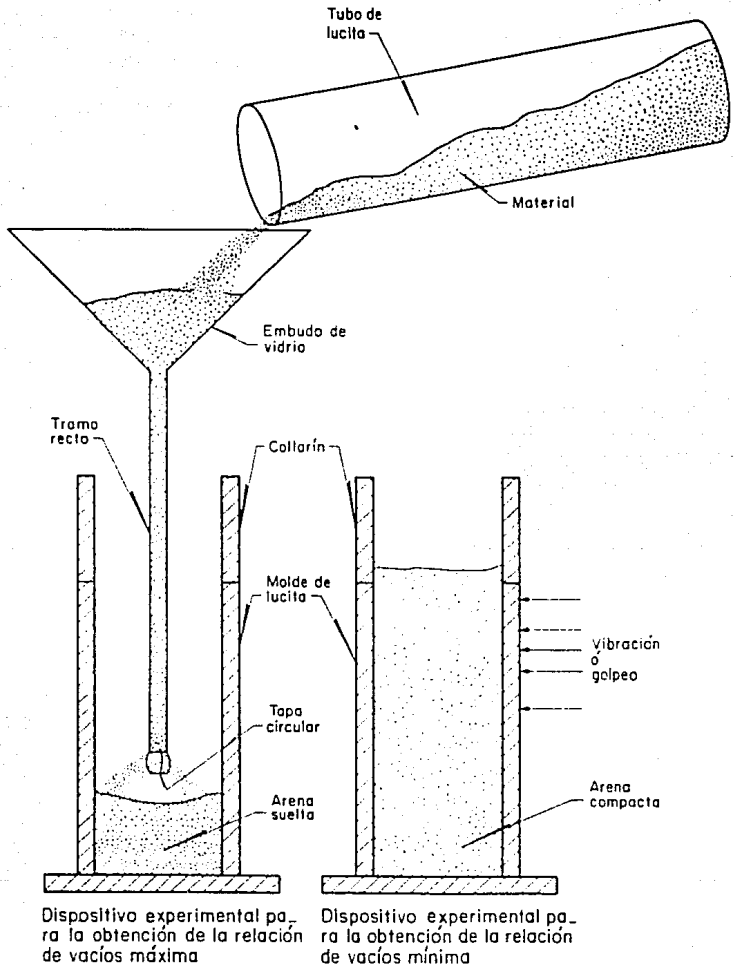
$S_{s(s+f)}$: Gravedad específica de la muestra

$W_{(s+f)}$: Peso de la muestra

Para obtener la mínima relación de vacíos se siguió el mismo procedimiento, pero aplicando vibración o golpeo en la periferia del molde hasta obtener la lectura del mínimo volumen. Estos procedimientos reproducen en gran parte, el sistema seguido para la formación de especímenes triaxiales. En las Figs A.1.a y A.1.b se muestran los dispositivos para la obtención de dichas relaciones de vacíos y en la tabla A.1 se muestra un resumen de estos resultados. En la Fig A.2 se observa el efecto de contenidos de finos en la relación de

vacíos máxima y mínima, obtenidas con este procedimiento. Las relaciones de vacíos máximas se obtuvieron para arenas con caolín, mientras que las relaciones de vacíos mínimas a partir de 5% de finos se obtienen para arenas con bentonita.

Las relaciones de vacíos máximas investigadas por este procedimiento, presentan variaciones de 8% con respecto a las relaciones de vacío máximas obtenidas en las muestras a ensayar, debido a que en el procedimiento anterior no se aplica vacío y este ocasiona disminución de vacíos.



a)

b)

Fig A.1 Dispositivo experimental para la obtención de relaciones de vacíos

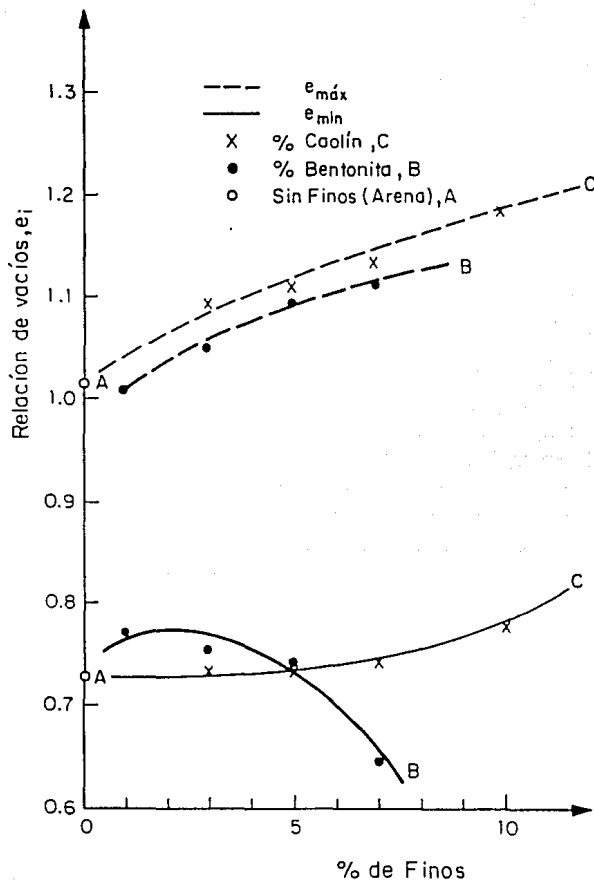


Fig A.2 Efecto del contenido de finos en la relación de vacíos

TABLA A.1

Relación de Vacíos Máxima y Mínima

DESCRIPCIÓN: Arena Fina

DENSIDAD DE ARENA, $S_s(s)$: 2.660

DENSIDAD DE CAOLÍN, $S_s(r)$: 2.600

DENSIDAD DE BENTONITA, $S_s(r)$: 2.917

DESCRIPCIÓN	e_1 Máximo	e_1 Mínimo
Arena	1.015	0.729
Arena + 3% c	1.097	0.730
Arena + 5% c	1.111	0.731
Arena + 7% c	1.134	0.745
Arena + 10% c	1.187	0.801
Arena + 1% b	1.009	0.770
Arena + 3% b	1.049	0.756
Arena + 5% b	1.096	0.742
Arena + 7% b	1.111	0.644

APENDICE B

FORMULAS EMPLEADAS

El cálculo del esfuerzo desviador durante la aplicación de la carga axial se basó en una área corregida de acuerdo con la fórmula

$$A_1 = \frac{A_c}{1 - \epsilon_z}$$

A_1 : Área de la sección transversal de la muestra en cualquier instante

A_c : Área de la sección transversal de la muestra después de la consolidación

ϵ_z : Deformación axial unitaria

La fórmula anterior es válida únicamente para pruebas a volumen constante en las que además las deformaciones laterales y axiales son uniformes.

$$\epsilon_z = \frac{\Delta H}{H_0}$$

ΔH : Cambio de la altura de la probeta durante la aplicación del esfuerzo desviador

H_0 : Altura de la probeta al comienzo de la aplicación del esfuerzo desviador

$$A_0 = \frac{\pi D_0^2}{4}$$

A_0 : Área de la sección transversal de la muestra al inicio de la consolidación

D_0 : Diámetro promedio del espécimen al inicio de la consolidación

$$V_o = A_o H_o = V_m$$

V_o : Volumen inicial de la muestra (inicio de la consolidación)

$$V'_f = V_o - DV$$

V'_f : Volumen final de la muestra (después de la consolidación)

DV: Cambio de altura de agua en la bureta (cambio volumétrico)

$$DV = h \times 0.532$$

h : Altura de cambio en la bureta (Área de la bureta: 0.532 cm^2)

$$A_c = \frac{V'_f}{H_o}$$

-Relación de vacíos inicial, e_1

$$e_1 = \frac{V_v}{V_s}$$

e_1 : Relación de vacíos al inicio de la prueba

V_v : Volumen de vacíos

$V_{(s + f)}$: Volumen de suelo (granos de arena más finos)

$$V_{(s + f)} = V_s + V_f$$

V_s : Volumen de los granos de arena

V_f : Volumen de finos (caolín o bentonita)

$$V_m = V_v + V_{(s + f)} = V_v + V_s + V_f$$

V_m : Volumen inicial de la muestra

$$e_1 = \frac{V_v}{V_{(s+f)}} = \frac{V_m - (V_s + V_f)}{V_s + V_f} = \frac{V_m}{V_s + V_f} - 1$$

Pero $S_{ss} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$ Y $S_{sf} = \frac{W_f}{V_f \gamma_o}$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{V_m}{V_s + V_f} - 1 = \frac{V_m}{\frac{W_s}{S_{ss}} + \frac{W_f}{S_{sf}}} - 1$$

$$e_1 = \frac{V_m S_{ss} S_{sf}}{W_s S_{sf} + W_f S_{ss}} - 1$$

- e_1 : Relación de vacíos al inicio de la prueba
- S_{sf} : Gravedad específica de finos (caolín o bentonita)
- S_{ss} : Gravedad específica de los gravos de arena
- V_m : Volumen de la muestra inicial
- W_f : Peso de los finos (caolín o bentonita)
- W_s : Peso de los granos de arena
- γ_o : Peso volumétrico del agua (aprox. a 1 grs/cm³)

También se puede obtener la relación de vacíos, e_1 de la siguiente forma:

$$e_1 = \frac{V_m}{V_s + V_f} - 1 = \frac{V_m}{V_{(s+f)}} - 1$$

$S_{s(s+f)}$: Gravedad específica de la muestra (granos de arena más finos)

$$S_{s(s+f)} = \frac{W_{(s+f)}}{V_{(s+f)} \gamma_o}$$

$W_{(s+f)}$: Peso de la muestra

$V_{(s+f)}$: Volumen de la muestra

γ_o : Peso volumétrico del agua (aprox. 1 gr/cm³)

$$e_1 = \frac{V_m S_{s(s+f)}}{W_{(s+f)}} - 1$$

En la tabla B.1, se observa que la relación de vacíos calculada por ambos términos es prácticamente igual ($e_{11} = e_{12}$); lo que implica que se puede calcular la densidad de la mezcla, $S_{s(s+f)}$ conocido S_{ss} , S_{sf} , $W_{(s+f)}$, W_s , W_f a partir de:

$$e_{11} = e_{12}$$

$$\frac{V_m S_{ss} S_{sf}}{W_s S_{sf} + W_f S_{ss}} - 1 = \frac{V_m S_{s(s+f)}}{W_{(s+f)}} - 1$$

$$\frac{S_{ss} S_{sf}}{W_s S_{sf} + W_f S_{ss}} = \frac{S_{s(s+f)}}{W_{(s+f)}}$$

$$S_{s(s+f)} = \frac{W_{(s+f)} S_{ss} S_{sf}}{W_s S_{sf} + W_f S_{ss}}$$

Se utiliza la relación de vacíos inicial, e_1 porque no se

TABLA B.1

Gravedad especifica calculada y experimental para diferentes mezclas de arena-finos

DESCRIPCION: Arena fina con pequeños porcentajes de finos

DENSIDAD DE ARENA, $S_{a(f)}$: 2.660

DENSIDAD DE CAOLIN, $S_{a(r)}$: 2.600

DENSIDAD DE BENTONITA, $S_{s(r)}$: 2.917

PRUEBA NUMERO	FINOS (F) %	VOLUMEN INICIAL cm ²	$W_{(s+f)}$ gr	W_f gr	W_s gr	e_{11} MINIMO	$S_{s(s+f)}$ EXPERIMENTAL	e_{12} MINIMO	$S_{s(s+f)}$ CALCULADO
1.a	0.0	87.855	135.16	0.000	135.160	0.729	2.660	0.729	2.660
2.c	3.0	87.656	134.68	3.923	130.757	0.730	2.660	0.731	2.658
3.c	5.0	87.656	134.54	6.407	128.133	0.731	2.660	0.733	2.657
4.c	7.0	87.656	133.44	8.730	124.710	0.745	2.650	0.741	2.656
5.c	10.0	87.656	129.18	11.744	117.436	0.801	2.650	0.798	2.654
6.b	1.0	87.418	131.47	1.302	130.168	0.770	2.661	0.769	2.662
7.b	3.0	87.418	132.76	3.867	128.893	0.756	2.663	0.753	2.667
8.b	5.0	87.418	134.08	6.385	127.695	0.742	2.665	0.738	2.671
9.b	7.0	87.855	142.97	9.353	133.617	0.644	2.670	0.641	2.675

donde a = arena
b = bentonita
c = caolín

puede determinar con precisión el cambio de volumen debido a la circulación de CO_2 y H_2O .

-Relación de vacíos intergranular

$$e_g = \frac{V_v + V_f}{V_s} \quad \text{Relación de vacíos del esqueleto granular}$$

Si no hay finos

$$e_g = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_{(s+f)}} = e_l$$

- e_g : Relación de vacíos intergranular
- V_f : Volumen de finos (caolín o bentonita)
- V_s : Volumen de los granos de arena
- $V_{(s+f)}$: Volumen de la muestra
- V_v : Volumen de vacíos

$$e_g = \frac{V_v + V_f}{V_s}$$

$$V_m = V_v + V_s + V_f$$

$$V_v = V_m - V_s - V_f$$

$$e_g = \frac{V_m - V_s - V_f + V_f}{V_s} = \frac{V_m}{V_s} - \frac{V_s}{V_s}$$

$$e_g = \frac{V_m}{V_s} - 1$$

Pero $S_{ss} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$ y $\gamma_o = 1 \text{ gr/cm}^3$

donde $V_s = \frac{W_s}{S_{ss}}$

$$\rightarrow e_g = \frac{V_m S_{ss}}{W_s} - 1$$

S_{ss} : Gravedad específica de los granos de arena

V_m : Volumen de la muestra, $V_{(s + r)} + V_v$

W_s : Peso de los granos de arena

-Corrección en el esfuerzo desviador debido al efecto de la membrana

La corrección se basa en la suposición de que la membrana de hule y el espécimen de prueba se deforman juntos. También se supone que la membrana actúa como un cascarón que confina al material, dándole al espécimen una resistencia mayor. Esta corrección supone además que el espécimen mantiene su forma cilíndrica, condición que se cumple durante la prueba, (Henkel y Gilbert, 1952).

En tales condiciones se resta del esfuerzo desviador calculado el término

$$\Delta\sigma_d = \frac{4 M \epsilon_z (1 - \epsilon_z)}{D}$$

D : Diámetro del espécimen al comienzo de la aplicación del esfuerzo desviador

ϵ_z : Deformación axial unitaria

M : Módulo de extensión de la membrana de hule por unidad de ancho

$\Delta\sigma_d$: Corrección en el esfuerzo desviador por efecto de la membrana

El módulo de elasticidad (E), usado en este trabajo, fue asumido (Steve, 1964).

$$E = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = E \times e \quad (\text{Castro, 1969})$$

e : Espesor de la membrana de hule

$$M = 15 \times 0.02 \text{ cm} = 0.3 \text{ kg/cm}$$

$$M = 0.3 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{\text{Carga por una pulg. de ancho}}{\text{Deformación en pulg.}} = 2 \text{ lbs/pulg} \quad (\text{Bishop, 1962})$$

$$M = 0.36 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta\sigma_d = \frac{4 \times 0.3 \times \epsilon_z (1 - \epsilon_z)}{D}, \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_d = \frac{1.2 \epsilon_z (1 - \epsilon_z)}{D}$$

En este trabajo se utilizó el módulo de extensión de la membrana de hule igual a 0.30 kg/cm, (Castro, 1969).

Para $D = 3.466$ y $M = 0.3$ kg/cm, la expresión anterior se encuentra graficada en la fig B.1; ahí se puede apreciar la magnitud de la corrección en función de la deformación axial.

-Esfuerzo desviador, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$

$$\sigma_d = \frac{P_m}{A_1} - \Delta\sigma_d$$

A_1 : Área de la sección transversal de la muestra en cualquier instante

P_m : Carga vertical aplicada a la muestra

$\Delta\sigma_d$: Corrección en el esfuerzo desviador por efecto de la membrana

σ_d : Esfuerzo desviador

-Esfuerzo desviador medio, ó resistencia al cortante, t'

$$t' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

t' : Esfuerzo desviador medio

σ_1' : Esfuerzo principal mayor efectivo

σ_3' : Esfuerzo principal menor efectivo

-esfuerzo normal efectivo, s'

$$s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

Al igual que un círculo de Mohr, un punto s' - t' representa un estado de esfuerzos y la unión de varios de ellos representa estado sucesivo de esfuerzos o trayectoria de esfuerzos. De esta manera una trayectoria de esfuerzos es el lugar geométrico de los puntos de máximo esfuerzo cortante experimentados por un elemento de suelo que va de un estado a otro. (fig B.2) (Lambe y Whitman, 1984).

Veamos como se determina s' , t' y p' , para una prueba triaxial consolidada no drenada, CU.

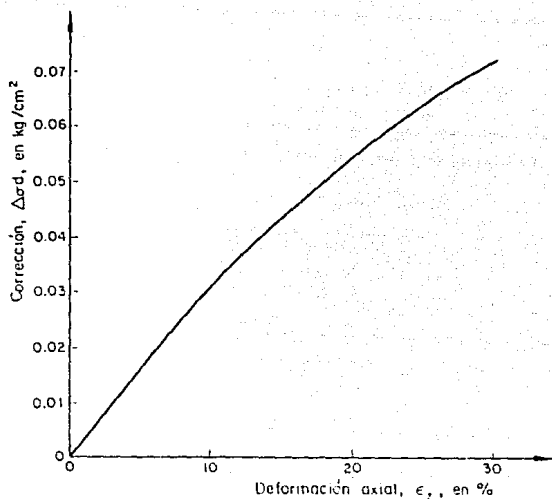


Fig B.1 Corrección del esfuerzo desviador por efecto de la membrana

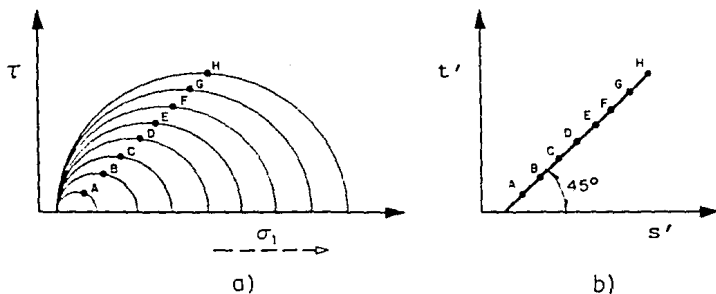
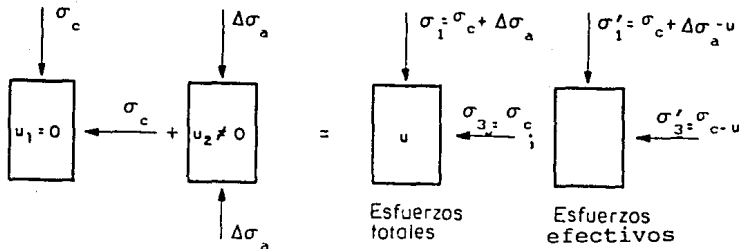


Fig B.2 Trayectoria de esfuerzo a) Puntos de máximo esfuerzo cortante. b) Representación en el espacio t' - s' (Lambe y Whitman, 1984)



donde $u =$ Presión de poro $= u_1 + u_2$
 $u = u_2$
 $\sigma_c =$ Presión de confinamiento
 $\Delta\sigma_a =$ Carga vertical aplicada a la muestra

Fig B.3 Prueba de compresión triaxial CU

De acuerdo a la fig B.3 tenemos que:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c + \Delta\sigma_a - \sigma_c = \Delta\sigma_a = \frac{P_m}{A_1} - \Delta\sigma_d \text{ (Esfuerzo desviador)}$$

$$\sigma_1' - \sigma_3' = \sigma_c + \Delta\sigma_a - u - \sigma_c + u = \Delta\sigma_a$$

$$\Rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3'$$

$$t' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_c + \Delta\sigma_a - u - \sigma_c + u}{2} = \frac{\Delta\sigma_a}{2}$$

$$s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_c + \Delta\sigma_a - u + \sigma_c - u}{2}$$

$$s' = \frac{2\sigma_c + \Delta\sigma_a - 2u}{2}$$

$$s' = \sigma_c + \frac{\Delta\sigma_a}{2} - u$$

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$$

(Esfuerzo normal efectivo octahédrico)

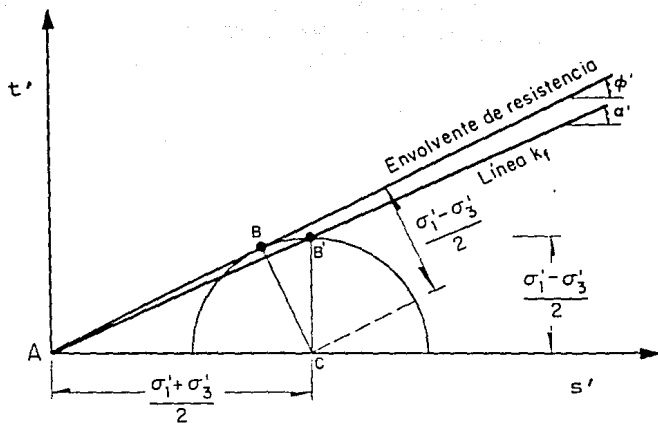
$$p' = \frac{1}{3} (\sigma_c + \Delta\sigma_a - u + 2\sigma_c - 2u)$$

$$p' = \frac{1}{3} (3\sigma_c + \Delta\sigma_a - 3u)$$

$$p' = \sigma_c + \frac{\Delta\sigma_a}{3} - u$$

-Determinación del ángulo de fricción efectivo, ϕ'

Sabemos que un punto (s', t') , representa un estado de esfuerzo al igual que el círculo de Mohr (fig B.4)



Donde línea k_1 : representa los puntos de estados sucesivos de esfuerzos al aumentar σ_1 manteniendo constante σ_3 (Traectoria de esfuerzos)

Fig B.4 Representación de un punto (s', t') en el diagrama de Mohr

De la figura anterior se observa que:

$$\text{Tan } \alpha' = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2}{(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2} \quad (\text{Triángulo A B'C})$$

$$\text{Tan } \alpha' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (1)$$

$$\text{Sen } \phi' = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2}{(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2} \quad (\text{Triángulo A B C})$$

$$\text{Sen } \phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (2)$$

$$\text{Tan } \alpha' = \text{Sen } \phi'$$

$$\phi' = \text{Sen}^{-1} (\text{Tan } \alpha)$$

Donde $\text{Tan } \alpha$ se determina de la trayectoria de esfuerzos efectivos s' vs t' .

APENDICE C

COMPORTAMIENTO DE ESPECÍMENES CON LA MISMA RELACIÓN DE VACÍOS

C.1 MEZCLAS ARENA-CAOLÍN

Las figuras C1 a C5, se obtuvieron al ensayar arenas con diferente contenido de caolín, presión de consolidación y con la misma relación de vacíos. De estas figuras se concluye que a medida que aumenta la relación de vacíos inicial y el contenido de caolín, se incrementa la magnitud de la presión de poro pero disminuye la resistencia.

C.2 MEZCLAS ARENA-BENTONITA

Las figuras D1 a D5, corresponden a arenas con diferente contenido de bentonita, presión de consolidación y con la misma relación de vacíos. En estas figuras se distinguen las mismas tendencias que en las probetas que contienen caolín; a medida que aumente la relación de vacíos, aumenta la magnitud de la presión de poro, ocasionando disminución en la resistencia.

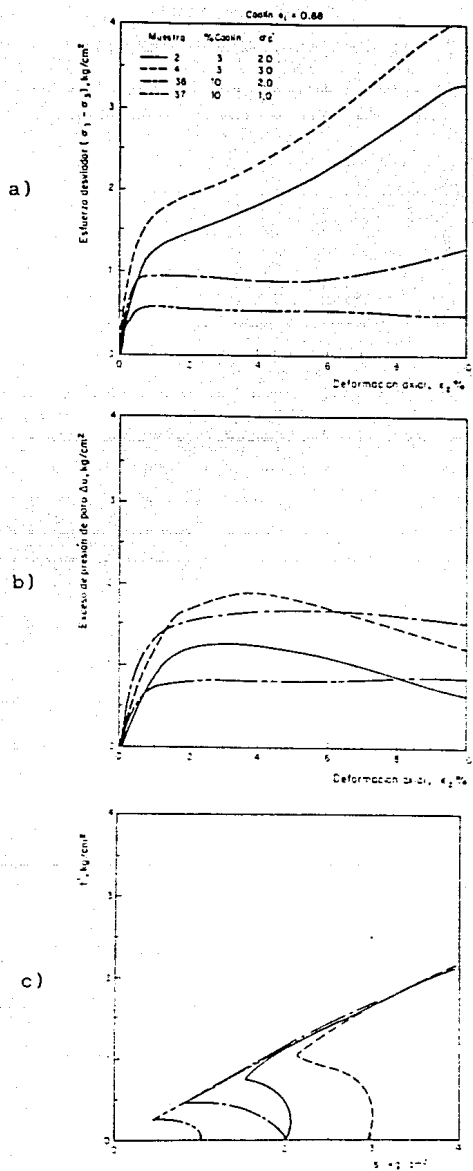


Fig C.1 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.88$)

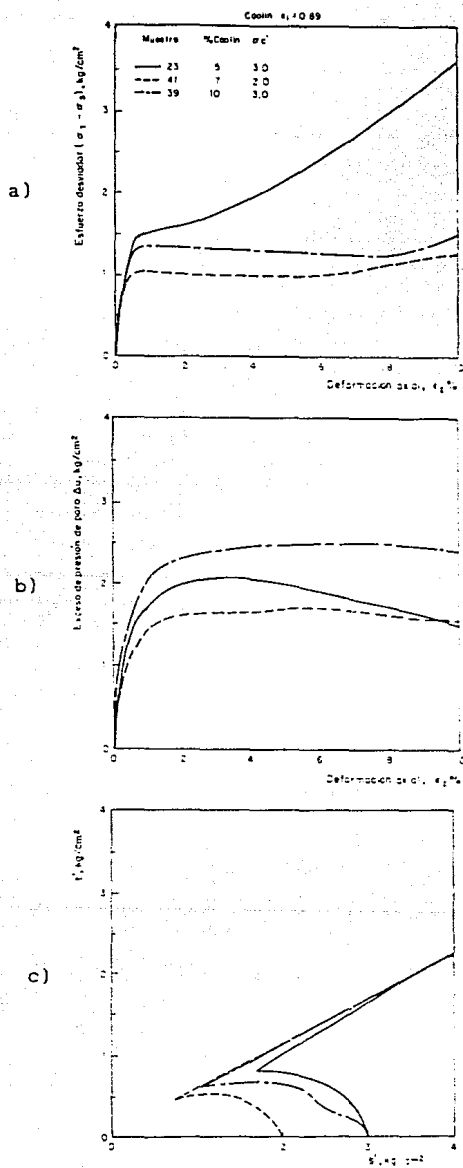


Fig C.2 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de coalín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.89$)

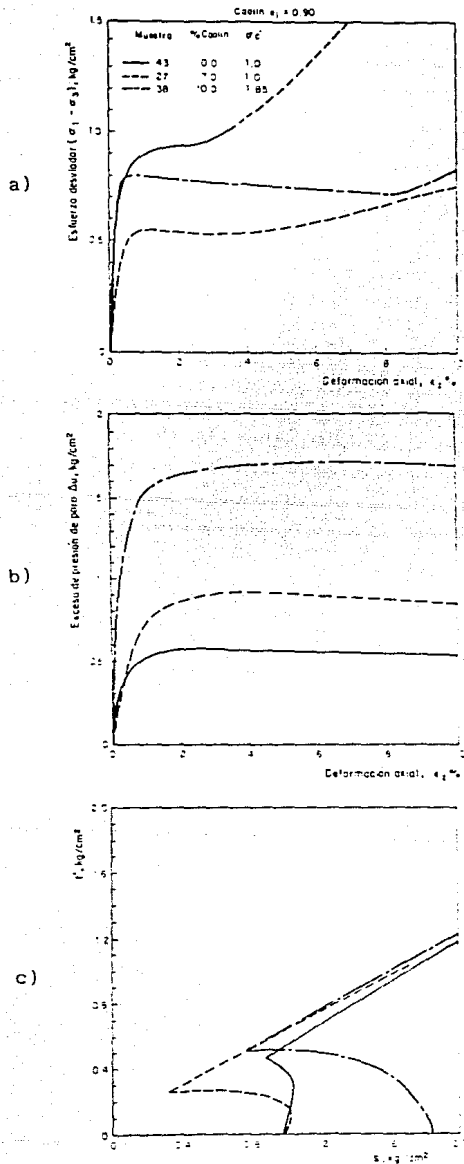


Fig C.3 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.90$)

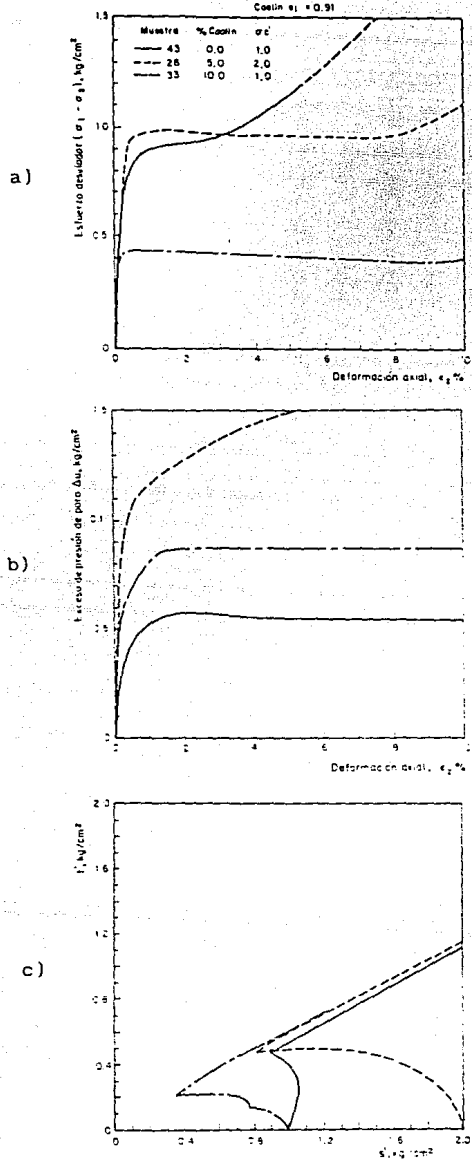


Fig C.4 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.91$)

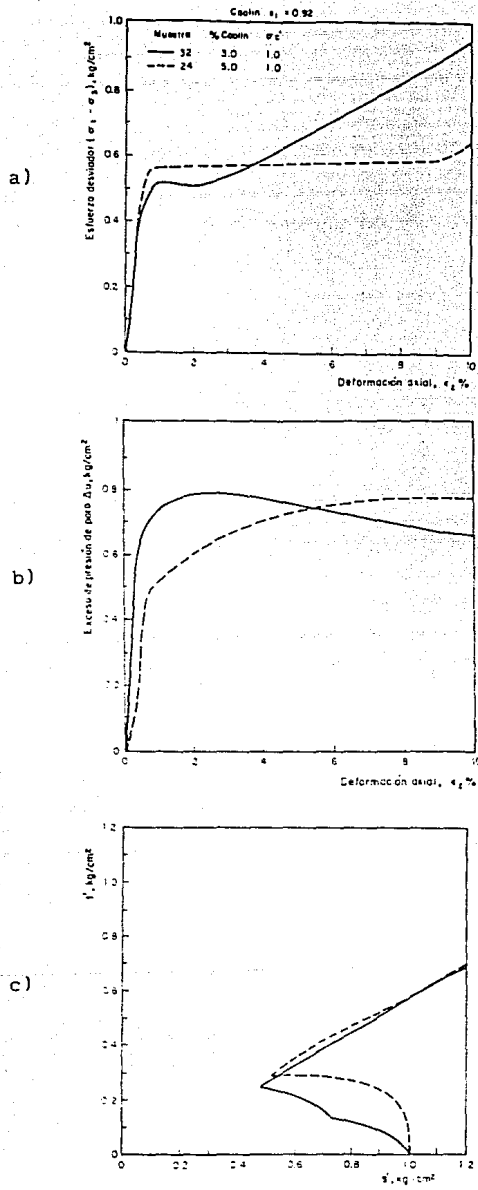


Fig C.5 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectoria de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenidos de caolín, diferentes presiones de consolidación y con la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.92$)

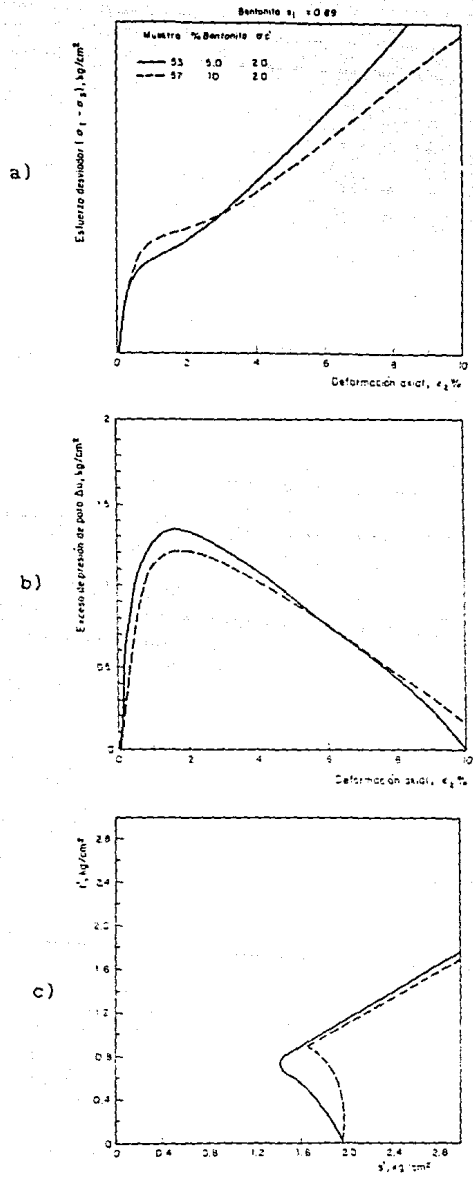


Fig D.1 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.89$)

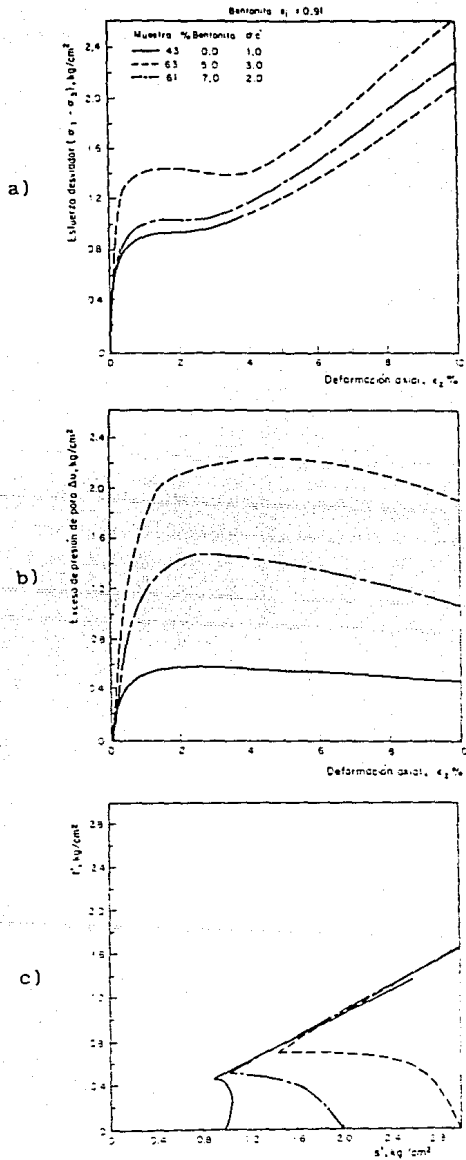


Fig D.2 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.91$)

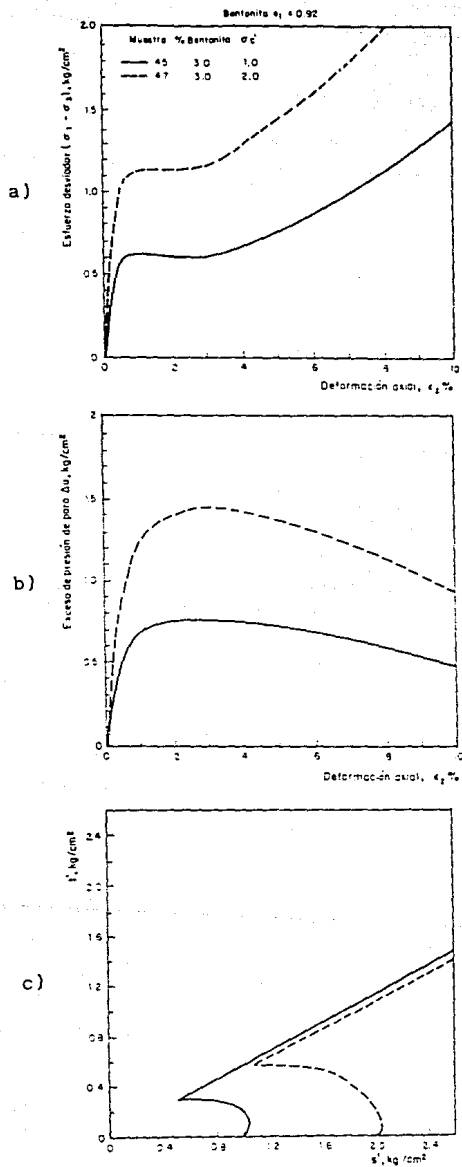


Fig D.3 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.92$)

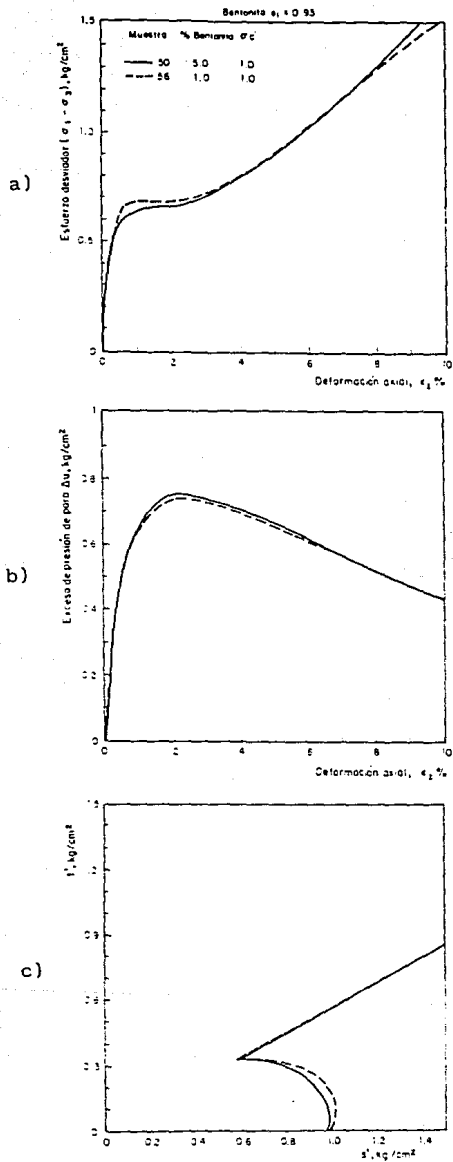


Fig D.4 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de bentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.93$)

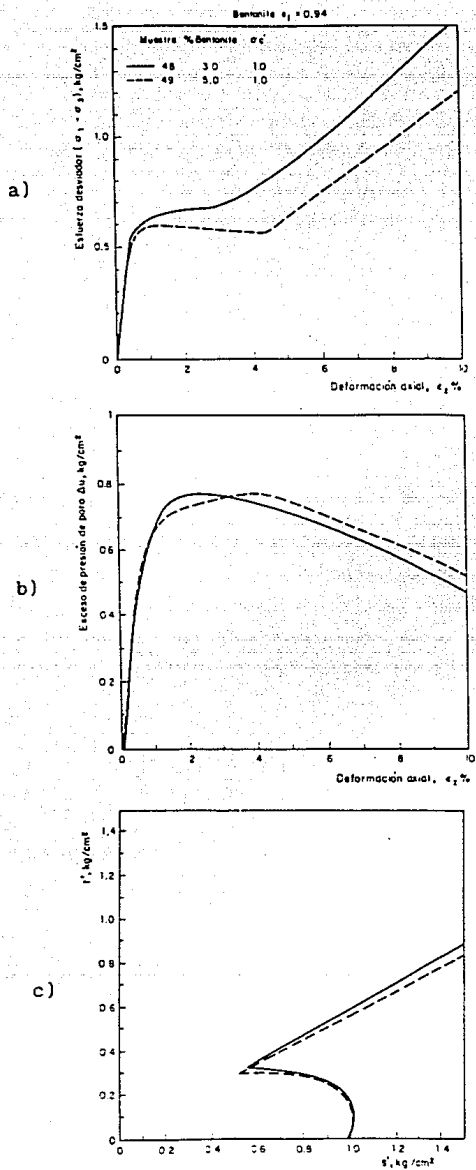


Fig D.5 Curvas esfuerzo-deformación axial y trayectorias de esfuerzos efectivos para arenas con diferentes contenido de hentonita, diferente presión de consolidación y la misma relación de vacíos ($e_1 = 0.94$)