

01163
6
29.

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**" COMPORTAMIENTO NO DRENADO CÍCLICO
Y MONOTÓNICO DE UNA ARENA GRUESA "**

SILVIA RAQUEL GARCIA BENITEZ

T E S I S

**PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE
ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**Como requisito para obtener el grado de:
MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

271236

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**Director de tesis:
DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA**

CIUDAD UNIVERSITARIA 1999



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PAGINACION

DISCONTINUA.

“... Mi propósito no es el de enseñar aquí el método que cada cual debe seguir para guiar acertadamente su razón sino solamente el de mostrar de qué manera he tratado de guiar la mía .”

Discurso del Método

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Miguel P. Romo O. por dirigir esta tesis, y confiar en mi trabajo

Al Dr. Victor M. Taboada U. por su valiosa colaboración y paciencia

A todos los que de una u otra forma siempre estan conmigo.

RESUMEN

Se realizó una investigación del comportamiento cíclico y monotónico de una arena gruesa utilizando la cámara triaxial cíclica. Se observó la influencia que sobre los resultados tiene el fenómeno de penetración de la membrana. Se propuso un método de corrección posterior al ensaye bajo condiciones drenadas y no drenadas (aplicable a carga monotónica y cíclica). Con los resultados de las pruebas monotónicas se propuso una línea de estado que ayudara a determinar el posible comportamiento (contractivo o dilatante) de la arena con un determinado estado inicial.

Se comprobó la existencia de una línea de estado única (en transformación de fase) para este material, aún si se modifica el modo de carga de monotónico a cíclico. Se elaboraron recomendaciones para determinar el nivel de resistencia, presión de poro y deformación axial, dependiendo de la aplicación de diferentes cortantes cíclicos referidos a la resistencia de la arena bajo condiciones monotónicas.

Se modeló el comportamiento de la arena (bajo aplicación de carga monotónica) con redes neuronales artificiales y se demostró el gran potencial que esta herramienta computacional tiene en el campo de la ingeniería.

NOMENCLATURA

<i>Símbolo</i>	<i>Definición</i>
σ_1	esfuerzo principal mayor
σ_2, σ_3	esfuerzos principales intermedio y menor respectivamente
σ_z	esfuerzo vertical
σ_θ	esfuerzo tangencial horizontal
σ_r	esfuerzo radial horizontal
σ_{3c}	esfuerzo de consolidación
ε_a	deformación axial unitaria
ε_v	deformación volumétrica unitaria
G_s	gravedad específica de los sólidos
D_{10}	diám. part. que el 10% en peso del suelo sea igual o menor
D_{50}	diám. part. que el 50% en peso del suelo sea igual o menor
D_{60}	diám. part. que el 60% en peso del suelo sea igual o menor
C_u	coeficiente de uniformidad
D_r	densidad relativa
u	presión de poro
ε_{vs}	deformación volumétrica unitaria debida al esqueleto de suelo
$V_T \varepsilon_{vs}$	cambio de volumen del esqueleto de suelo
δV_m	acoplamiento por unidad de área
A_m	área cubierta por la membrana
$\delta V_m A_m$	cambio de volumen debido a la penetración de la membrana
e	relación de vacíos
e_{ss}	relación de vacíos en el estado estable
S_u	resistencia residual
S_{TF}	resistencia en el estado de transformación de fase
σ_{cy}	esfuerzo desviador cíclico
τ_{cy}	esfuerzo cortante cíclico
τ_s	esfuerzo cortante estático

ÍNDICE

<i>Agradecimientos</i>	<i>i</i>
<i>Resumen</i>	<i>ii</i>
<i>1. Introducción</i>	<i>1-1</i>
<i>2. Equipo de prueba y procedimiento experimental</i>	<i>2-1</i>
2.1 Introducción	2-1
2.2 Esfuerzos y deformaciones en especímenes sólidos cilíndricos	2-1
2.3 Sistema de Medición y de carga	2-3
2.4 Tamaño de las probetas	2-5
2.5 Descripción del material utilizado	2-6
2.6 Preparación de las probetas	2-7
2.7 Programa de pruebas	2-9
<i>3. Corrección por penetración de la membrana</i>	<i>3-1</i>
3.1 Introducción	3-1
3.2 Medida y evaluación del efecto de penetración de la membrana para correcciones posteriores al ensaye	3-3
3.3 Penetración de la membrana durante una prueba drenada	3-11
3.4 Penetración de la membrana durante una prueba no drenada	3-17
<i>4. Comportamiento de los suelos granulares</i>	<i>4-1</i>
4.1 Introducción	4-1
4.2 Descripción del comportamiento	4-1
4.3 Estado crítico	4-4
4.4 Estado estable	4-5
4.5 Estado de transformación de fase y estado cuasi-estable	4-9

4.6 Diagramas de estado	4-10
4.7 Índices o parámetros de estado	4-13
4.8 Estados de colapso estructural	4-16
4.9 Interpretación y relación entre los estados de falla	4-17
4.10 Comportamiento durante la aplicación de carga cíclica	4-20
5. Resultados	5-1
5.1 Comportamiento bajo carga monotónica	5-1
5.2 Comportamiento bajo carga cíclica	5-22
6. Modelación del comportamiento no drenado de la arena con redes neuronales artificiales	6-1
7. Conclusiones y recomendaciones	7-1
8. Bibliografía	8-1
Nomenclatura	iii

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

En la literatura sobre el tema de licuación y fallas en materiales granulares, abunda la descripción de casos donde, por efecto de sismos (principalmente) o bien por carga estática, se han producido daños materiales y humanos de gran magnitud.

Los riesgos asociados con la licuación de suelos durante los sismos ha tomado mayor importancia en los años recientes. En el terremoto de San Fernando en 1971, con epicentro localizado a 40 km al norte de Los Ángeles, los daños debidos a la licuación se estiman en más de 30 millones de dólares, por citar sólo un ejemplo, pues desastres de magnitud similar se están reportando constantemente. En México se han documentado casos importantes de licuación, como el de Coatzacoalcos (Marsal, 1961), Lázaro Cárdenas y recientemente Manzanillo (Ovando et al. 1996). A causa del proceso de subducción de las placas de Rivera y de Cocos los movimientos telúricos afectan gran porción de las costas mexicanas del Pacífico exponiéndola a peligros sísmicos que incluyen la licuación de arenas.

En la mayoría de los casos de licuación de suelos inducida por la sacudida de un sismo, se ven involucrados materiales compuestos de arenas medias a finas, por lo que se han generado un considerable número de pruebas en dichos materiales. Ocasionalmente, sin embargo, se han reportado casos de licuación ocurrida en suelos gravosos, por ejemplo, el caso Valdez (terremoto en Alaska, 1964) aparece en la literatura como el mayor deslizamiento ocurrido en grava arenosa. Al mismo tiempo existe considerable evidencia de que en la misma área, los desplazamientos ocurridos en gravas saturadas son mucho más pequeños que los inducidos en materiales arenosos.

El potencial de licuación o el tipo de falla del material granular, bajo condiciones iniciales y de carga específicas, se puede determinar mediante pruebas de laboratorio o de campo. Con los ensayos de laboratorio se busca establecer las relaciones físicas que gobiernan la respuesta de la arena ante condiciones de trabajo normales y extraordinarias (sismos). Diversos conceptos y teorías desarrolladas hasta el momento serán detalladas en esta investigación, buscando aprovecharlas y complementar alguna de ellas para la calificación del material ensayado.

Uno de los primeros intentos para establecer un estado de falla en estos materiales es el concepto de relación de vacíos crítica de las arenas, la cual ha sido objeto de discusión desde el trabajo pionero de Casagrande (1936). Un paso adelante en el establecimiento del estado crítico en mecánica de suelos lo representa el trabajo de Roscoe, Schofield y Wroth (1958), enfocado principalmente al comportamiento de las arcillas. La aplicación del concepto de estado crítico a las arenas había sido menos exitoso, principalmente por que no se podía definir una línea de consolidación virgen y la medida del estado crítico en arenas era excesivamente problemático. En un tiempo técnicas especiales de laboratorio permitieron a Castro (1969) desarrollar pruebas triaxiales de esfuerzo controlado en arenas muy sueltas y definir la línea del estado estable, sin embargo otra discusión se generó respecto a si la línea del estado estable y el crítico son las mismas. Con la experiencia de estos problemas se comienzan a desarrollar algunas otras teorías acerca de los estados de falla que describan mejor el comportamiento de los suelos granulares, además para determinar si el estado crítico, estable o el que se elija, se ve afectado por el patrón de esfuerzos. Kuerbis et al. (1988) y Vaid et al. (1990) han sugerido que existen grandes diferencias en el comportamiento que

ocurre durante la extensión y compresión debida a la anisotropía inherente, lo que implica una diferencia entre el estado de falla en extensión y compresión, sin embargo, Been y Jefferies (1991) indican lo contrario, no existe aparente modificación de la forma ni la posición de la línea del estado crítico. Alarcón-Guzmán et al. (1988) argumenta que la anisotropía inicial tiene efectos en la localización de la línea del estado estable. La línea del estado crítico/estable se asumió como línea recta en el trabajo de Been y Jefferies (1985), pero evidencia acumulada hasta el momento ha demostrado que la línea es más bien curva en un espacio semilogarítmico. Algunos investigadores comentan que existen potenciales e importantes modificaciones en la forma y posición de la línea del estado estable debidos a aparentes pequeños cambios en la naturaleza del material.

En esta investigación se examina el concepto de estado crítico para suelos granulares y se compara éste con otros estados similares, como el estado de transformación de fase y el estado estable, se determina la relación entre ellos y se elige el que mejor representa el comportamiento de la arena gruesa ensayada.

El objetivo de este trabajo, además de generar una herramienta (línea de estado) que permita predecir el comportamiento del material ante carga estática y cíclica, es aclarar algunos de los inconvenientes de ensaye con materiales granulares gruesos, como el efecto de la penetración de la membrana.

Se busca contestar satisfactoriamente algunas preguntas básicas acerca del estado de falla de las arenas, tales como : i) desde un punto de vista práctico, son las líneas de estado crítico y estado estable la misma línea y la mejor manera de representar la falla de un material granular?, ii) es la línea de falla (o de algún estado último) única para un tipo de arena en particular, o depende de la fabricación de la probeta y patrón de esfuerzos de prueba ?, iii) cual es la forma general de la línea de estado sobre un amplio rango de esfuerzos ?, iv) con qué precisión y repetibilidad puede ser medido el estado de falla?, v) se pueden establecer relaciones entre el comportamiento no drenado cíclico y monotónico ?.

Las respuestas a estos cuestionamientos previenen de la re-evaluación de las técnicas comúnmente usadas en la práctica para cuantificar el potencial de licuación. En particular, la línea de relación de esfuerzos críticos (REC) no debería ser usada como un criterio para la iniciación del reblandecimiento por deformación durante carga cíclica no drenada y mucha precaución se debe tener antes de usar los resultados de una prueba triaxial cíclica para este propósito. Más aún, considerando la sensibilidad de la resistencia al corte cíclico no drenado a las condiciones iniciales de estado y a la amplitud de cortante cíclico, se deberían usar, siempre que fuera posible, investigaciones de sitio para evaluar e interpretar el potencial de licuación de acuerdo a las cargas actuantes y las condiciones de frontera del campo.

Se reconoce de antemano, que la información presentada aquí no es suficiente para proponer conclusiones incuestionables, pero los objetivos serán satisfechos si los aspectos importantes son aclarados e identificados para una mejor discusión.

Capítulo 2

EQUIPO DE PRUEBA Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1 Introducción

El objetivo de este trabajo experimental es investigar el comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro de materiales granulares, con especial énfasis en el efecto de la aplicación de carga cíclica en la respuesta del material.

El sistema de ensaye servo-hidráulico, HX - 100 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, fue usado en el desarrollo de todas las pruebas en especímenes sólidos cilíndricos requeridos en esta investigación. El HX - 100 es capaz de aplicar cargas en dirección axial en dos modalidades : *monotónica (incrementando carga)* y *cíclica*. La sofisticación del sistema de medición y carga permitió el desarrollo satisfactorio de las pruebas presentadas en este estudio.

2.2 Esfuerzos y Deformaciones en Especímenes Sólidos Cilíndricos.

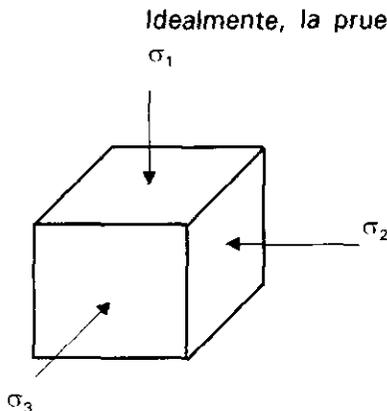


Figura 2.1.a Estado de esfuerzos principales

En la prueba, el espécimen cilíndrico es sellado con una membrana plástica y colocado en una cámara donde se le pueda aplicar presiones en las direcciones principales. Una carga es aplicada en dirección axial a través de un dispositivo mecánico y es usada para controlar el esfuerzo desviador. Bajo estas condiciones, el esfuerzo axial es el esfuerzo principal mayor σ_1 y los esfuerzos principales intermedio y menor (σ_2 y σ_3 respectivamente) son ambos iguales a la presión de cámara.

Trasladando lo anterior a las condiciones presentadas en la Figura 2.1.b los componentes de esfuerzo son :

- esfuerzo vertical, σ_z
- esfuerzo tangencial horizontal, σ_{θ}
- esfuerzo radial horizontal, σ_r

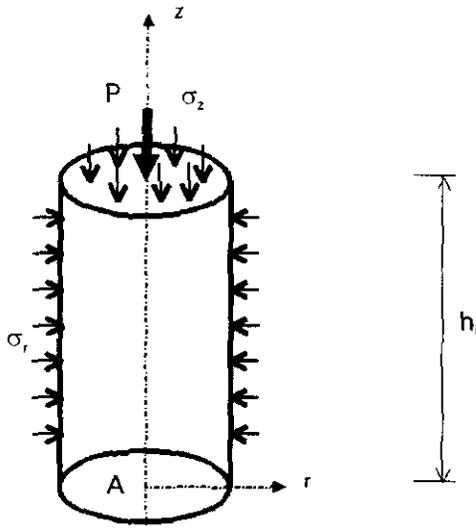


Figura 2.1.b Esfuerzos en un espécimen sólido cilíndrico

En una muestra cilíndrica la presión de confinamiento σ_c es aplicada a través de membranas flexibles por lo que no existen esfuerzos cortantes $\tau_{r\theta}$ en las fronteras verticales. Despreciando el efecto restrictivo en los extremos de las probetas, tampoco se presentan esfuerzos cortantes τ_{zr} en la superficie circunferencial.

Generalmente los esfuerzos no son del todo uniformes a lo largo de la probeta de suelo; para considerar al espécimen cilíndrico como un solo elemento es necesario trabajar en términos de esfuerzos promedio. La validez de esta hipótesis depende de la geometría de la probeta y se discutirá más ampliamente en una sección posterior.

Definición de los esfuerzos actuantes durante la prueba.

1) Esfuerzos Normales $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$

Considerando la situación mostrada en la Figura 2.1, el esfuerzo vertical en el espécimen es :

$$\sigma_z = \frac{P}{A} + \sigma_c$$

de la cual resulta : esfuerzo desviador $\sigma_z - \sigma_c = P/A$ donde P es la carga axial aplicada y A es el área de la sección transversal de la muestra para la carga correspondiente P . En mecánica de suelos es práctica convencional corregir el área sobre la cual actúa la carga P , el área original A_0 se corrige considerando que el volumen total de suelo permanece constante. El volumen total de la muestra es

$$V_T = A_0 h_i$$

h_i : longitud inicial de la probeta

pero después de algún cambio Δh en la longitud de la muestra

$$V_T = A'(h_i - \Delta h)$$

igualando el término de la izquierda de ambas ecuaciones y despejando el valor del área corregida se obtiene :

$$A' = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_a}$$

ε_a : deformación axial unitaria de la probeta

Las otras dos componentes de esfuerzo normal durante la prueba se definen como :

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_c$$

En cuanto a las deformaciones, durante el proceso de ensaye se calculará únicamente el valor de la deformación en dirección del eje z, por lo que definimos :

- Desplazamiento axial : $\Delta h = h_i - h_f$
- Cambio de volumen total : $\Delta V = V_i - V_f$

y se obtiene ,

$$\varepsilon_a = \frac{-\Delta h}{h_i}$$

$$\varepsilon_V = \frac{-\Delta V}{V_i}$$

*subíndice i.- condición inicial
f.- condición final

2.3 Sistema de Medición y de Carga

El equipo utilizado en las pruebas tanto cíclicas como monotónicas se localiza en el Laboratorio de Dinámica de Suelos del Instituto de Ingeniería UNAM. Este laboratorio cuenta con un sistema servo-hidráulico (HX- 100), tres cámaras triaxiales, y un sistema computacional SIVTRIAL-2 desarrollado en el mismo Instituto. En la Figura 2.2 se muestra el diagrama operacional del sistema de instrumentación.

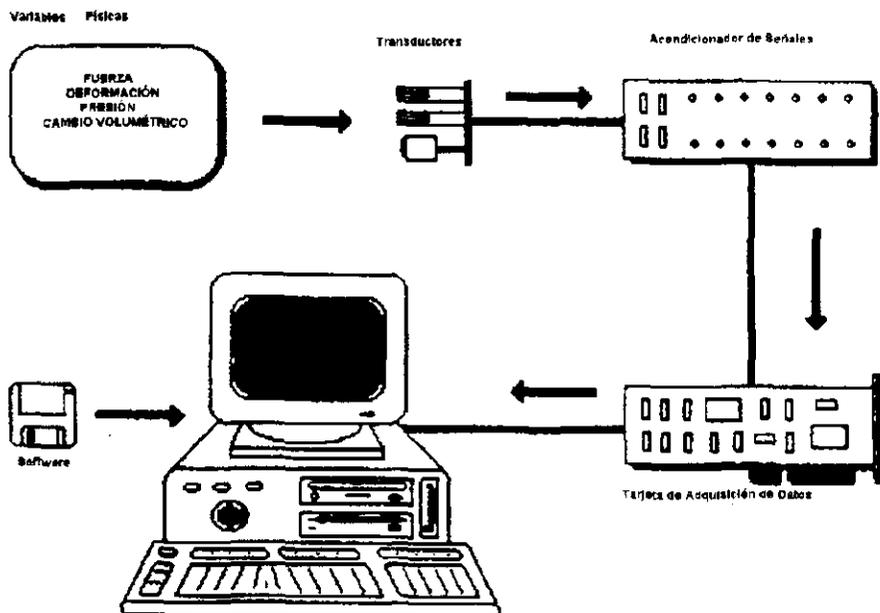


Figura 2.2 Diagrama de bloques de un sistema de instrumentación

HX- 100 Servo-Sistema.

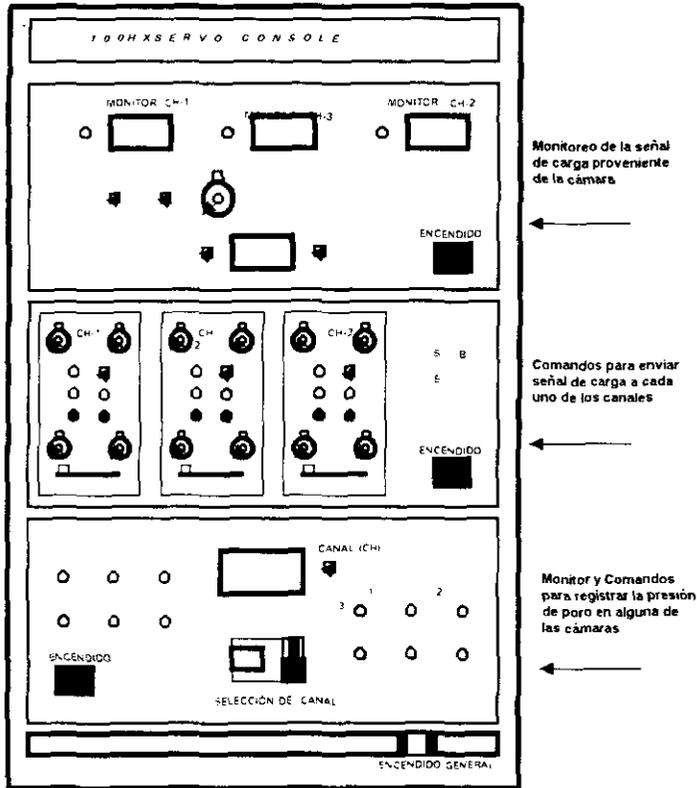


Figura 2.3 Equipo Servo-Hidráulico

La servo-consola es un sistema electrónico que funciona como interfaz entre un sistema electrónico digital y uno electro-mecánico (analógico). Esta interfaz se encarga de coordinar los órdenes provenientes del operador (computadora) para ser aplicados en los tiempos exactos, en los actuadores del sistema electro-mecánico (cámaras triaxiales). En la Figura 2.3 se muestra un diagrama esquemático de las partes que componen dicha consola.

La servo-consola es capaz de aplicar carga axial, en modalidad monotónica y cíclica.

La carga axial aplicada es monitoreada por una celda de carga cuya definición es de 4×10^{-3} kN. La deformación axial del espécimen es medida por un LVDT (Linear Variable Differential Transformer) localizado en la cabeza del pistón de carga. La resolución del LVDT es de $\pm 6 \times 10^{-5}$ m FSO (Full Scale Output) (Figura 2.4).

La cámara triaxial cuenta con drenaje superior e inferior conectados a una celda de presión con una resolución de ± 1 kPa FSO. Las señales de los aparatos descritos anteriormente son transmitidos usando cinco diferentes canales hacia la computadora a través de un convertidor A/D. El módulo de adquisición de datos es la tarjeta comercial PC-LAB 812 Advantech Co., el hardware de esta tarjeta incluye componentes de conversión analógica-digital, digital-analógica, entradas y salidas digitales, contadores y temporizadores, además de ser una tarjeta de alta velocidad, alto desarrollo y multifuncional.

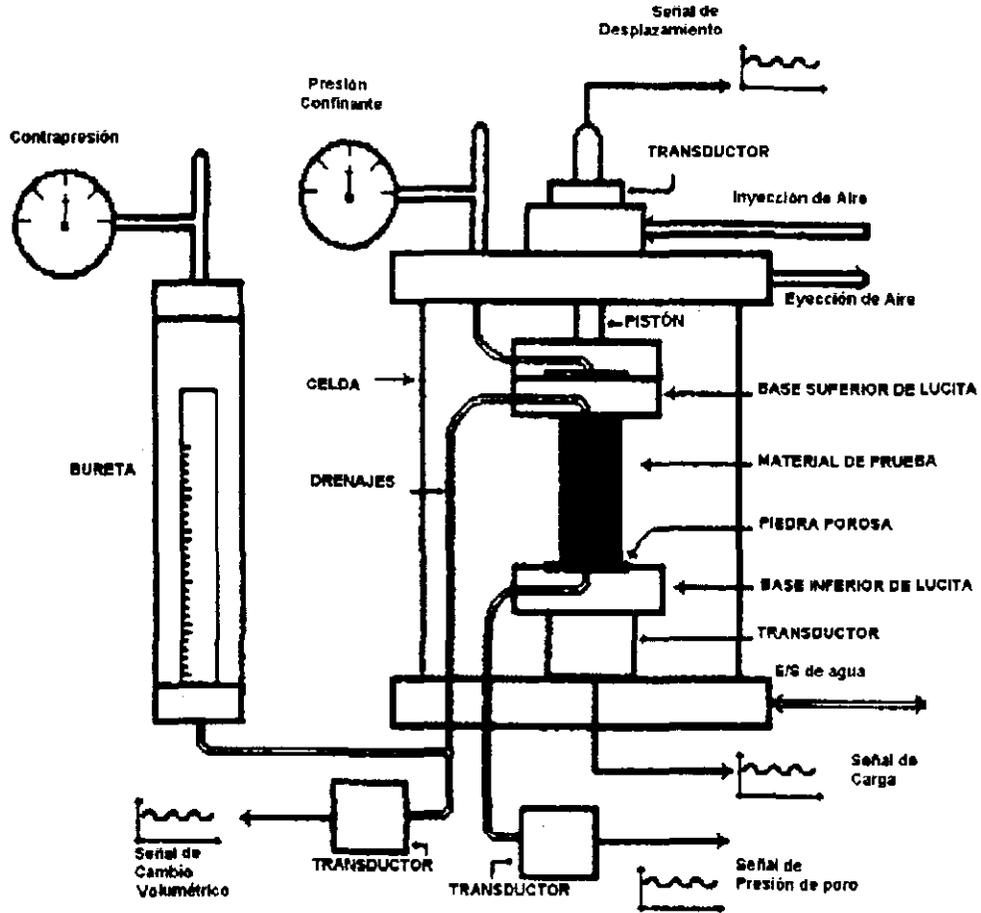


Figura 2.4 Componentes de la cámara triaxial

2.4 Tamaño de las probetas

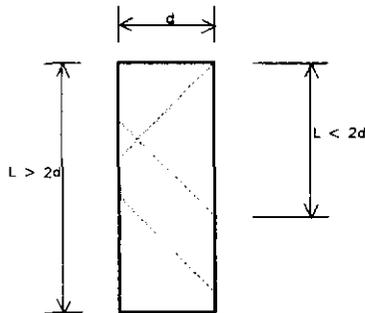


Figura 2.5 Relaciones de L/d para ensayos de compresión triaxial

A causa del gran tamaño de las partículas en el espécimen de prueba es necesario utilizar grandes diámetros de muestras. Estudios previos han demostrado que para materiales bien graduados, el diámetro del espécimen sea por lo menos seis veces el máximo tamaño de partícula, para prevenir los posibles efectos de la geometría de la muestra sobre los resultados. Para suelos uniformes, la relación entre el diámetro de la probeta y el máximo tamaño de partícula debería de ser un poco mayor que la anterior, quizá del orden de 8 (Leslie, 1963 ; Holtz, 1956).

El diámetro máximo de partícula en el material de ensayo es 2.5 mm , por lo que el diámetro mínimo de probeta por ensayar será de 20 mm. La relación longitud-diámetro de las muestras para los experimentos debe ser suficientemente grande para evitar interferencias de planos potenciales de falla a 45° y suficientemente corta para no presentar falla de "columna"

(Figura 2.5). La relación L/d que satisface estos criterios es : $2 < L/d < 3$. El diámetro promedio de las probetas, por efecto del tamaño de la base de lucita y el molde partido, es de 36 mm, por lo que la altura recomendable se encuentra entre $72 \text{ mm} < L < 108 \text{ mm}$.

2.5 Descripción del Material Utilizado

El material seleccionado proviene de un banco cercano a las instalaciones de Ciudad Universitaria donde se localiza un gran abanico de origen fluvio glacial formado por material andesítico piroclástico retransportado.

Desarrollar todos los experimentos con material de esta naturaleza ofrece la posibilidad de corroborar las teorías existentes acerca del comportamiento de los suelos granulares en materiales comunes en la práctica profesional. El tamaño de partícula, seleccionado a propósito, se ubica en la frontera de lo que se conoce con el nombre de arenas y gravas por lo que los resultados obtenidos permitirán definir los conceptos generales aplicables a todo tipo de material no cohesivo, y las especificaciones que sobresalgan para una arena gruesa de estas características (Figura 2.6).

Las propiedades geométricas del material ensayado se listan en la Tabla 2.1.

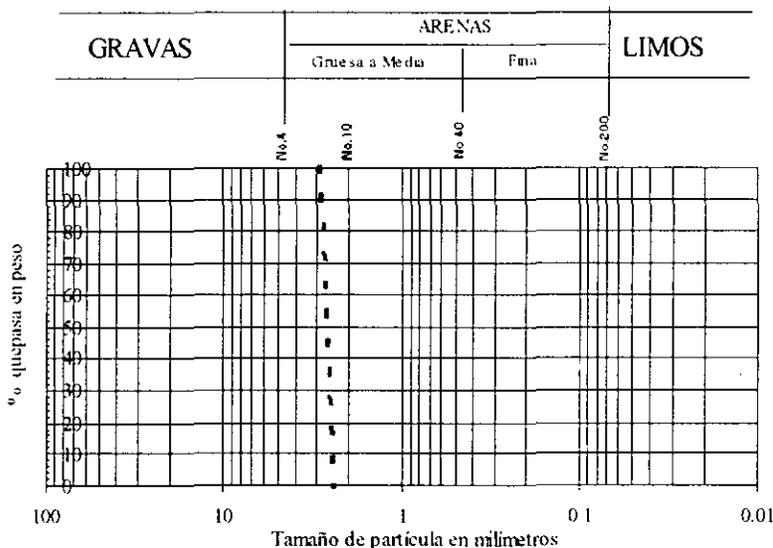


Figura 2.6 Curva granulométrica del material en estudio

Es conveniente señalar que de acuerdo a la clasificación desarrollada en 1936 por Kopecky y la del MIT (Massachusetts Institute of Technology) este material no es una arena gruesa sino una grava fina.

Tabla 2.1 Propiedades geométricas del material ensayado

propiedades	Arena Andesítica, Cd. De México
Forma	Equidimensional bordes : subredondeado a subangular
G_s	2.56
D_{10}	2.3 mm
D_{50}	2.5 mm
D_{60}	2.7 mm
$C_u = D_{60} / D_{10}$	1.1
D_r mín y máx **	45% - 95%

** estos valores difieren dependiendo del método de fabricación de las probetas

2.6 Preparación de las Probetas

Las probetas sólidas cilíndricas fueron construidas usando un molde partido con dimensiones nominales promedio como las que se muestran en la Figura 2.7. El molde partido contiene la membrana plástica adherida a su pared interior por medio de la aplicación de una cierta presión de vacío y sujeta a él por medio de anillos plásticos ("O" rings), durante la preparación del espécimen el molde partido se ajusta a una base externa con piedra porosa que embona con la base de lucita de la cámara triaxial (Figura 2.8).

Para la formación del espécimen se utilizó el método de pluviación en seco. En este método el material granular seco se coloca continuamente a través del aire dentro del molde desde una cierta altura.

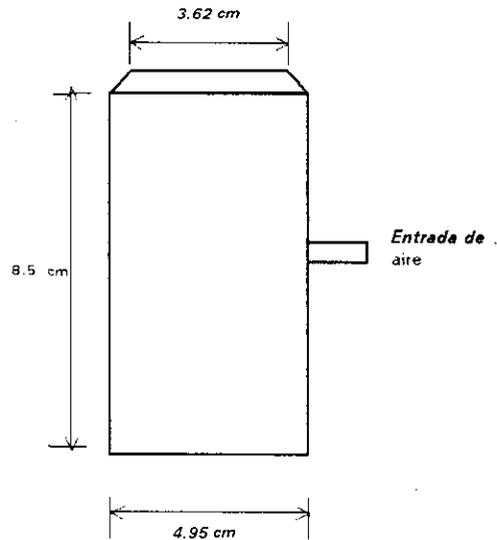


Figura 2.7 Formación de las probetas : Molde partido

Para la formación del espécimen se utilizó el método de pluviación en seco. En este método el material granular seco se coloca continuamente a través del aire dentro del molde desde una cierta altura.

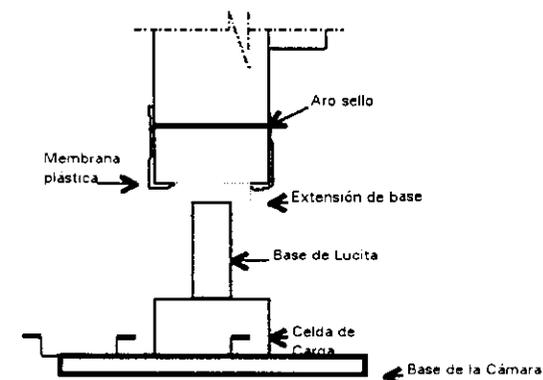


Figura 2.8 Formación de las probetas dentro de la misma cámara

Para lograr las dos diferentes densidades ensayadas se determinaron pruebas de compactación dinámica, donde se definieron el número de capas y varilladas necesarias para que con el reacomodo de las partículas se obtuvieran densidades mayores. Cuando se alcanza la altura deseada de la muestra, cuidadosamente se coloca el cabezal superior y se permite a la membrana se adhiera a ambos cabezales (superior e inferior) colocando los anillos de tal forma que sellen al espécimen, se ajusta la elevación del pistón de carga de modo que no induzca ningún esfuerzo a la probeta. Para remover el molde partido se aplica a la probeta un pequeño vacío (aproximadamente 0.1 kg/cm^2) y se mantiene

por unos cinco minutos para verificar que no tenga fugas el sistema.

Después de completado el proceso de formación, la saturación se realiza de acuerdo a los siguientes pasos :

- 1) Se llena la cámara con agua desaireada para prevenir la migración de aire a través de la membrana que cubre al espécimen. Posteriormente se aplica una presión de cámara de 0.25 kg/cm^2 con lo que se mantiene la probeta una vez que se abre uno de los drenajes.
- 2) Se introduce a la muestra bióxido de carbono soluble (CO_2) por unos 15 minutos para eliminar el remanente de aire dentro de la probeta.
- 3) Una vez que se detiene el paso de CO_2 , se satura el material con agua desaireada y destilada desde la base hacia el cabezal superior. La velocidad de llenado debe ser controlada dependiendo de la permeabilidad del material, tratando de que el agua llene lo más posible los vacíos.
- 4) Cuando la probeta ha expulsado dos veces su propio volumen en agua desaireada se conectan los transductores de presión de poro y cambio volumétrico, se incrementa la presión de cámara y contrapresión simultáneamente a fin de mantener constante el esfuerzo efectivo en la muestra mientras que la contrapresión acelera el proceso de disolución del aire remanente en el agua desaireada. En todos los ensayos se incrementó la contrapresión de 1.0 a 1.5 kg/cm^2 manteniendo durante este proceso un esfuerzo efectivo de 0.1 kg/cm^2 .

El parámetro B de Skempton fue medido a las 6 horas siguientes con el fin de determinar el nivel de saturación de la muestra ; esto se realiza cerrando la válvula de alimentación de la contrapresión, incrementando la presión de confinamiento en 0.5 kg/cm^2 y tomando la lectura del transductor de presión de poro. La diferencia de presiones debe ser la misma para tener un 100% de saturación.

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

El valor mínimo aceptable de B en este tipo de ensayos fue de 0.98 al tratarse de pruebas que requieren de la mayor aproximación al valor real de presión de poro generada durante el ensayo (Martín, Finn y Seed , 1978 ; Black y Lee 1973). Una vez que se obtiene el valor de B especificado, el espécimen es isotrópicamente consolidado a la presión de confinamiento deseada σ_{3c} . Finalmente se cierran los drenes de la muestra saturada y consolidada isotrópicamente para ser ensayada monotónica o cíclicamente. En la Figura 2.9 se muestra el diagrama de flujo del programa de control de los ensayos.

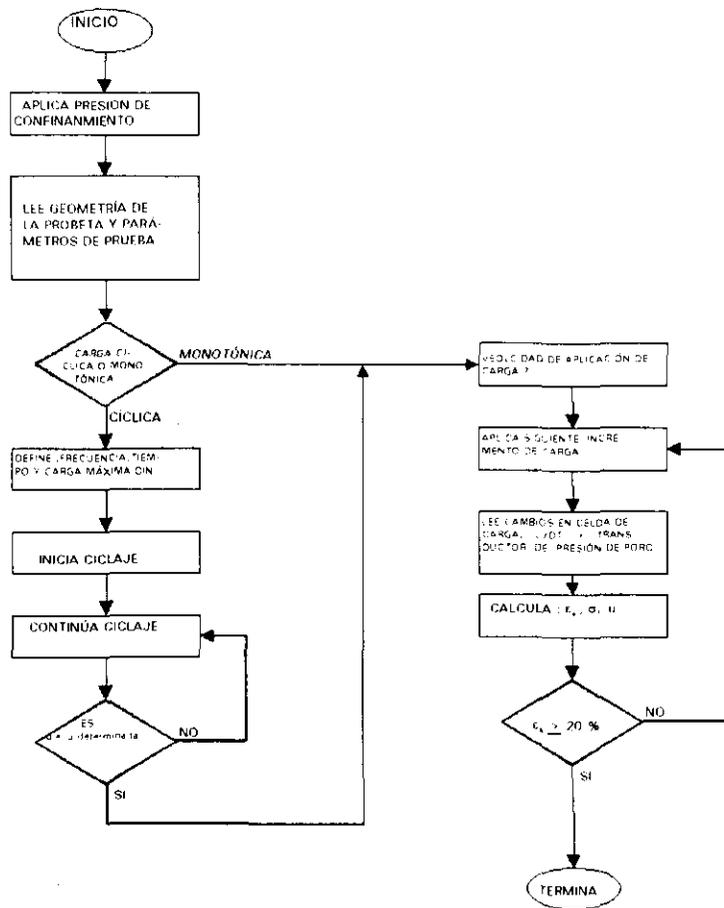


Figura 2.9 Diagrama de flujo del programa de control de pruebas

2.7 Programa de Pruebas

Un total de 20 pruebas triaxiales de esfuerzo controlado fueron desarrollados en esta investigación.

Las series de pruebas incluyen :

- 2 pruebas de rebote (hidrostáticas de carga-descarga) en especímenes sólidos cilíndricos del mismo material, estado medianamente suelto y denso respectivamente para la evaluación de la penetración de la membrana(D_r : 50% y 90%)
- 8 ensayos monotónicos de compresión variando el nivel de esfuerzo de confinamiento de 0.4 a 2.5 kg/cm²
- 10 ensayos cíclico-monotónicos donde se igualaron las condiciones después de la consolidación de cada una de las probetas ensayadas monotónicamente, se les aplicó un porcentaje de la resistencia estática obtenida en el modo cíclico y se detuvo la prueba cuando se alcanzó el máximo nivel de presión de poro positiva (este punto se aclara en posteriores capítulos) reportado en su gemela estática. A partir de aquí se continúa el proceso de falla bajo la aplicación de carga monotónica.

La Tabla 2.2 presenta una lista completa de todos los experimentos realizados para fin de este estudio.

Tabla 2.2 Lista Completa de Ensayes efectuados en arena gruesa

2.2 a) Pruebas Hidrostáticas para Acoplamiento de Membrana

Prueba	Dr	B	Condición de Carga	CP -
AM-1	89%	0.985	0.25kg/cm ² - 4.0 kg/cm ²	1.4
AM-2	55%	0.990	0.25kg/cm ² - 4.0 kg/cm ²	1.4

2.2 b) Pruebas Triaxiales : Carga Monotónica

Prueba	D _r	B	Condición de Carga	CP
E-1	0.58	0.991	σ_{3c} :0.4kg/cm ²	1.5
E-2	0.92	0.990	σ_{3c} :0.4kg/cm ²	1.5
E-3	0.51	0.985	σ_{3c} :1.0kg/cm ²	1.5
E-4	0.86	0.989	σ_{3c} :1.0kg/cm ²	1.5
E-5	0.48	0.991	σ_{3c} :1.6kg/cm ²	1.5
E-6	0.89	0.990	σ_{3c} :1.6kg/cm ²	1.5
E-7	0.66	0.983	σ_{3c} :2.5kg/cm ²	1.5
E-8	0.84	0.986	σ_{3c} :2.5kg/cm ²	1.5

2.2 c) Pruebas Triaxiales : 1a. Etapa .- Carga Cíclica
2a. Etapa.- Carga Monotónica

Prueba	D _r	B	Condición de Carga	CP
S1635	0.49	0.998	σ_{3c} :1.6 kg/cm ² 35% τ estático *	1.5
S1675	0.52	0.995	σ_{3c} :1.6kg/cm ² 75% τ estático *	1.5
S1690	0.50	0.983	σ_{3c} :1.6kg/cm ² 90% τ estático *	1.5
D1635	0.89	0.987	σ_{3c} :1.6 kg/cm ² 35% τ estático *	1.5
D1675	0.86	0.990	σ_{3c} :1.6 kg/cm ² 75% τ estático *	1.5
D1690	0.86	0.990	σ_{3c} :1.6kg/cm ² 90% τ estático *	1.5
S2575	0.67	0.990	σ_{3c} :1.6kg/cm ² 75% τ estático *	1.5
S2590	0.58	0.985	σ_{3c} :1.6kg/cm ² 90% τ estático *	1.5
D2535	0.89	0.987	σ_{3c} :1.6kg/cm ² 35% τ estático *	1.5
D2575	0.87	0.988	σ_{3c} :1.6 kg/cm ² 75% τ estático *	1.5

* en la etapa cíclica : Frecuencia : 1 Hz

Duración : N número de ciclos (la prueba se detiene en el momento donde se alcance la presión de poro previamente determinada para cada probeta)

CP : contrapresión

D_r : densidad relativa

B : parámetro B de Skempton

Capítulo 3

CORRECCIÓN POR PENETRACIÓN DE LA MEMBRANA

3.1 Introducción

A partir del trabajo pionero de Casagrande (1936), la prueba triaxial ha sido ampliamente usada para la obtención en laboratorio de las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos; esta prueba permite tanto la aplicación controlada de esfuerzos uniformes en las superficies perimetrales de una probeta de suelo, como el control del drenaje del agua en los poros de la muestra, por lo que se pueden reproducir aproximadamente las condiciones del campo durante el ensaye.

El comportamiento de los suelos granulares está fuertemente influenciado por la relación entre deformación volumétrica y esfuerzo desviador. Cuando una muestra se somete a corte, aquella formada por suelos granulares sueltos tiende a contraerse (decremento de volumen) mientras que la formada por suelos granulares densos tiende a dilatarse (incremento de volumen). Si la masa de suelo se somete a las mismas condiciones de carga, pero en lapsos de tiempo muy cortos, las tendencias de contracción y dilatación son resistidas por incrementos y decrementos en la presión de poro respectivamente. Si la carga es aplicada tan lentamente que el exceso (sobre la hidrostática) de presión de poro no se desarrolla se refiere a la condición de carga drenada; por otro lado, cuando la aplicación de la carga es tan rápida que el agua en los poros no se puede mover a través de los vacíos del suelo durante el periodo de carga se refiere a la condición de carga no drenada.

En el ensaye triaxial, las condiciones de carga drenada y no drenada son simuladas controlando la velocidad de aplicación de carga y el flujo de agua hacia y desde la muestra. El cambio de volumen se determina midiendo el agua que sale o entra a la probeta, mientras que los cambios resultantes en las condiciones de esfuerzos se cuantifican a través de las mediciones del valor de presión de poro; una adecuada evaluación del comportamiento esfuerzo-deformación y resistencia del suelo depende de la exactitud con la que estos dos parámetros puedan ser medidos.

La interpretación de los resultados en pruebas triaxiales en suelos granulares resulta difícil a causa del efecto de penetración de la membrana. Reciente evidencia en el campo de la licuación de arenas gruesas y gravas (Coulter y Migliaccio 1966; Chang 1978; Ishihara 1984; Wong 1984; Youd et al. 1985) ha renovado el interés en el comportamiento de este tipo de suelo. Sólo unas pocas presas, donde la licuación de gravas se ha presentado, han sido consideradas en estudios recientes: la Presa de Aswan en Egipto (Cluff y Cluff 1990); las Presas Folsom y Mormon Island en California (Hynes et al. 1988); la Presa Oroville también en California ("The August 1," 1979); la Presa Mackay en Idaho (Harder 1988). Los aspectos comunes en estos análisis, incluyen el desarrollo de pruebas cíclicas triaxiales no drenadas en especímenes gruesos para determinar su resistencia a la licuación. Adicionalmente a los estudios hechos en presas, algunos otros investigadores han contribuido con estudios referentes a la resistencia de gravas ante carga cíclica, destacando las investigaciones hechas por Wong et al. (1975), Banerjee et al. (1979), Siddiqi et al. (1987), Evans y Seed (1987), y Hynes (1988).

Invariablemente, una investigación acerca de la resistencia a la carga cíclica o monotónica de suelos granulares debe considerar los efectos potencialmente adversos de la

penetración de la membrana en los resultados de las pruebas. El área superficial de una muestra triaxial es cubierta por una delgada membrana flexible, la cual ofrece mínima resistencia a las cargas axiales y distribuye el esfuerzo de confinamiento uniformemente en toda la probeta. Debido a la flexibilidad de la membrana, ésta penetra en los vacíos perimetrales bajo la diferencia de presión neta entre la presión de cámara y la presión de poro, como se muestra en la Figura 3.1.a. Si la presión neta cambia, la membrana presenta un comportamiento como el de la Figura 3.1.b bajo condiciones no drenadas y como el inciso c para condiciones drenadas.

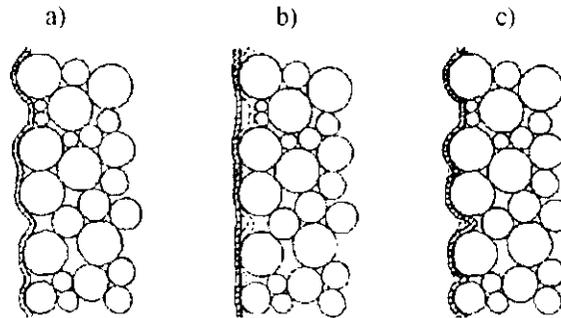


Figura 3.1 Deformada de la membrana : a) al final de la consolidación. b) durante una prueba no drenada con incremento de presión de poro y c) durante una prueba drenada con incremento en la presión de cámara.

El efecto de la penetración de la membrana es particularmente importante en la evaluación del potencial de licuación de arenas y gravas sueltas saturadas. En la prueba triaxial cíclica, el desarrollo del exceso de presión de poro causa que la membrana tienda a salir de los vacíos, por lo que una cierta cantidad de agua migra hacia la membrana retraída disminuyendo la presión en el agua de poro, con lo que se puede sobrestimar la resistencia in situ cíclica del suelo (Kramer et al. 1990).

Para contrarrestar este efecto, se ha desarrollado una amplia variedad de soluciones experimentales con el fin de eliminar la penetración de la membrana durante los ensayos. Estos intentos se pueden clasificar como : i) los que modifican las características de la membrana a fin de minimizar el efecto, o ii) los que compensan la variación del volumen de agua debido al cambio en la penetración extrayendo o inyectando agua a la muestra durante la prueba (Kiekbush y Schuppener 1977 ; Lade y Hernandez 1977 ; Raju y Venkataramana 1980).

Existe una gran cantidad de métodos experimentales (Newland y Alley 1959 ; Roscoe et al. 1963 ; Frydman et al. 1973 ; Raju y Sadasivan 1974 ; Vaid y Negussey 1984 ; Lin y Selig 1987) para medir el cambio de volumen debido a la penetración de la membrana y corregir los resultados de una prueba donde este efecto se permita. Muchos de estos métodos establecen hipótesis acerca del comportamiento del suelo (Newland y Alley 1959 ; Roscoe et al. 1963 ; Raju y Sadasivan 1974 ; Lin y Selig 1987), mientras que otros requieren de múltiples muestras (Roscoe et al. 1963 ; Frydman et al. 1973 ; Raju y Sadisavan 1974 ; Vaid y Negussey 1984) y/o equipo especial de prueba (Frydman et al. 1973).

Algunos otros métodos reducen el efecto de penetración de la membrana durante el ensayo envolviendo la superficie de la membrana deformada con caucho líquido (Kiekbush y Schuppener 1977 ; Raju y Venkataramana 1980), o colocando delgadas inclusiones rígidas (Lade y Hernández 1977 ; Raju y Venkataramana 1980) entre el suelo y la membrana. Estos métodos representan una reducción importante en el efecto de la penetración, pero la membrana compuesta ofrece una resistencia axial difícil de evaluar. Los intentos que tratan de compensar el volumen de penetración de la membrana inyectando un volumen equivalente de

agua dentro del suelo (Raju y Venkataramana 1980; Tokimatsu y Nakamura 1986; Seed y Anwar 1986) son muy prometedores aún con las complicaciones experimentales que representan.

Una de las mejores opciones, a pesar de las alteraciones durante el ensaye, es la estimación de los errores debido a la penetración de la membrana (analítica o experimentalmente) y la corrección posterior a las presiones de poro y cambios volumétricos medidos.

3.2 Medida y Evaluación del efecto de penetración de la membrana para correcciones posteriores al ensaye

3.2.1 Métodos Analíticos

El análisis de la penetración de la membrana representa un difícil problema por resolver; para una determinada presión neta, la deflexión de la porción de la membrana en contacto con las partículas de suelo es controlada por una condición de frontera de desplazamiento, mientras que la deflexión de la membrana restante es controlada por una condición de frontera de esfuerzo.

Molenkamp y Luger (1981) investigaron el comportamiento durante el acoplamiento de la membrana para tres diferentes mecanismos de penetración. Para membranas con espesor mayor que el diámetro de la partícula de suelo utilizaron un modelo basado en la solución de Hertz (Timoshenko y Goodier, 1970). Para membranas con espesor intermedio relativo al diámetro de las partículas, desarrollaron modelos basados en deformaciones por esfuerzo cortante y finalmente para espesores de membrana muy delgados donde se presentan grandes deflexiones propusieron un modelo de deformación axial basado en la "teoría de la membrana". En este último modelo los autores asumen que la deformada de la membrana se ajusta a un arreglo uniforme de esferas. A través de la solución del comportamiento presión-deflexión de la membrana soportada de esta forma (Figura 3.2) los autores expresan la deflexión de la misma como una función dependiente del diámetro de la esfera, de la presión neta actuando sobre la membrana, y del módulo de elasticidad y espesor de la membrana. A pesar de todo, este método requiere del ajuste de ciertos parámetros de acuerdo a datos experimentales.

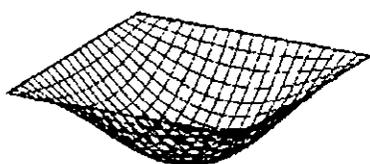


Figura 3.2 Deformada propuesta por Molenkamp y Luger (1981)

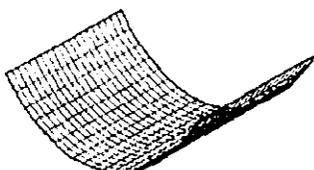


Figura 3.3 Deformada propuesta por Baldi y Nova (1984)

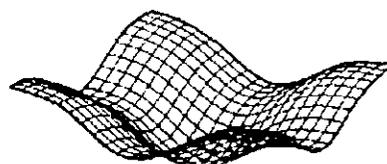


Figura 3.4 Deformada propuesta por Kramer et al (1990)

Baldi y Nova (1984) desarrollaron una solución aproximada para la penetración de la membrana usando un modelo simplificado de deformación, equivalente al modelo de deformación axial de Molenkamp y Luger, excepto porque la forma de la membrana sujeta a presión es diferente (Figura 3.3); a pesar de la simplificación del modelo los resultados presentados por estos investigadores tienen buen ajuste con los datos experimentales.

Kramer, Sivaneswaran y Davis (1990) presentan un modelo muy semejante a los dos anteriores donde las condiciones de deflexión de la membrana son más parecidas a las reales como lo muestra la Figura 3.4, y aunque los resultados que predice el método tienen un excelente ajuste con respecto a las deflexiones reales medidas en laboratorio, ni ésta, ni las anteriores propuestas representan soluciones prácticas sobre los resultados obtenidos en una prueba triaxial común.

Para el desarrollo de esta tesis se buscó el método que mejor ajustara a las características del material y del equipo de prueba. Los métodos analíticos, hasta el momento, son poco prácticos e involucran factores que experimentalmente se ha comprobado no tienen mayor repercusión en los resultados. Para minimizar el efecto de penetración durante el ensayo resultaba muy difícil implementar dispositivos a la cámara triaxial existente y generar un programa de computadora como los utilizados por algunos investigadores, por lo que se decidió revisar exhaustivamente los métodos de corrección posteriores al ensayo y aplicar, a los resultados de esta investigación, el método de corrección post-prueba que fuera de fácil aplicación sin disminuir su eficacia.

3.2.2 Métodos Experimentales

Durante una prueba triaxial, conforme cambia el esfuerzo de confinamiento efectivo aplicado a una muestra en condiciones drenadas, el volumen total de la muestra contenido en la membrana cambia. Este cambio en el volumen de la muestra (ΔV_T) es medido convencionalmente por medio de instrumentos calibrados que detectan el agua expelida o absorbida por la muestra. Este volumen de agua es la suma de dos componentes de cambio de volumen. Uno de los componentes es el "verdadero" cambio de volumen del esqueleto de suelo, el cual resulta de multiplicar la deformación volumétrica unitaria "real" de la muestra (ε_{vs}) por el volumen total de la muestra (V_T). El segundo componente del cambio total medido, es el debido a la variación en la cantidad de penetración de la membrana, este puede ser expresado como un cambio de volumen inducido por acoplamiento por unidad de área de membrana (δV_m), multiplicado por el área total cubierta por membrana (A_m). El cambio de volumen total medido se expresa de la siguiente forma

$$\Delta V_T = \varepsilon_{vs} V_T + \delta V_m A_m \quad (\text{en unidades de L}^3) \quad \dots \quad 3.1$$

Los diferentes métodos experimentales desarrollados para evaluar la magnitud del acoplamiento volumétrico de membrana se basan principalmente en el desarrollo de diferentes técnicas para evaluar las dos componentes del cambio de volumen (ε_{vs} y δV_m). Para muestras triaxiales de gran escala (diámetros mayores a los 300 mm) esto no es un problema, pues ambas deformaciones axial y radial pueden ser medidas directamente para evaluar el cambio de volumen debido sólo al esqueleto de suelo. Para probetas con diámetros pequeños (diámetros menores a 100 mm), es extremadamente difícil medir las deformaciones radiales con la precisión que se requiere, por lo que algunas otras técnicas deberán ser empleadas para diferenciar las componentes de cambio volumétrico.

Revisión de trabajos previos

Newland y Allery (1957, 1959) fueron los primeros investigadores que propusieron un método para evaluar el acoplamiento debido a la membrana cuando se sujeta a cambios en la presión efectiva de confinamiento durante una prueba triaxial. A partir de pruebas de compresión isotrópica variando la carga hidrostática, ellos calcularon el acoplamiento volumétrico de la membrana como la diferencia entre la deformación volumétrica total (ε_v) y

tres veces la deformación axial medida ($3\varepsilon_3$) inducida por la aplicación de un incremento de esfuerzo isotrópico en pruebas drenadas a especímenes saturados. Este procedimiento implícitamente asume que la deformación radial de la muestra es igual a la deformación axial.

Roscoe et al. (1963) propusieron dos métodos para evaluar la contribución de la membrana al cambio volumétrico total, el primer método fue similar al de Newland y Allely (1959) y tiende a sobrestimar el fenómeno, los autores concluyen que esto se debe a que las deformaciones inducidas durante la prueba pueden llegar a ser anisotrópicas, por lo que la deformación radial puede ser más grande que la axial. El segundo método evalúa el efecto por medio de ensayos donde se utilizan barras coaxiales dentro de los especímenes de suelo (Figura 3.5.a), las alturas de las barras son iguales a las de las probetas de ensaye pero los diámetros utilizados son diferentes. Conforme el diámetro de la barra se incrementa el volumen remanente de muestra decrece, mientras que la superficie cubierta por la membrana permanece constante; incluso se ensaya una muestra sin inclusión de barra. El acoplamiento volumétrico de la membrana se estima en un gráfica donde se localizan los cambios de volumen medidos para un cambio de presión efectiva de confinamiento contra el diámetro de la barra. Usando extrapolación lineal se puede conocer cual es el valor del cambio volumétrico con una barra de diámetro igual al de la muestra (en el punto donde el cambio de volumen debido al esqueleto de suelo se anula, el cambio de volumen medido se debe solamente a la penetración de la membrana), como se muestra esquemáticamente en la Figura 3.5.b .

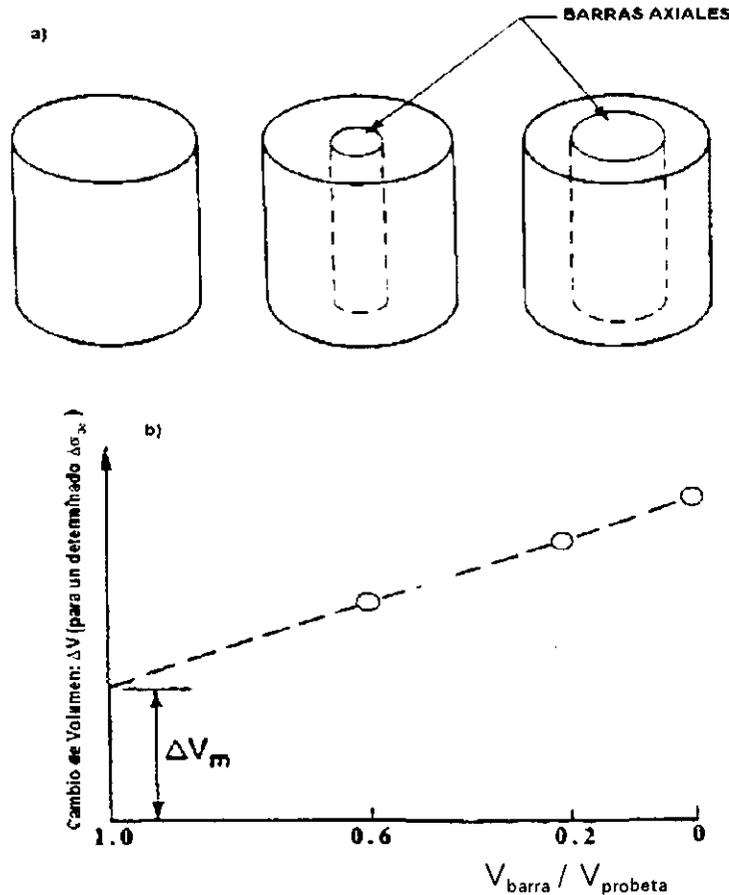


Figura 3.5 Ilustración esquemática del uso de barras centrales en pruebas triaxiales para eliminar el efecto de penetración de la membrana, muestras con barras centrales de diferentes diámetros y b) gráfica de deformación volumétrica para los tres especímenes.

Thurairaja y Roscoe (1965) desarrollaron un estudio subsecuente y concluyeron que el método de la barra central no presentaba mayores ventajas sobre el de Newland y Allely (1959). Esta conclusión fue apoyada por Steinbach (1967) quien usó el método original (Newland y Allely, 1959) en un estudio paramétrico de los efectos del acoplamiento.

Raju y Sadasivian (1974) notaron que los principales defectos del método de la barra central eran : i) la barra causa concentraciones de esfuerzos dentro de la muestra debido a la rigidez axial y , ii) la hipótesis de una relación lineal entre el diámetro de la barra y el cambio de volumen total era incorrecta, por lo que desarrollaron un modelo modificado de cabezas "flexibles" que teóricamente mejora la distribución de esfuerzos dentro de la muestra y ellos asumen que en este caso, si existe una relación lineal entre el cambio de volumen total bajo algún incremento de carga y el volumen actual de la muestra, no el diámetro de la probeta, como lo propuso Roscoe et al. (1963).

El método de la barra central de Roscoe et al. (1963) fue conceptualmente correcto excepto por la hipótesis del cambio de volumen relacionado linealmente con el diámetro de la barra. Raju y Sadasivian (1974) reconociendo este punto, lo corrigen pero introducen otro error significativo en el método experimental empleando una cabeza flexible, sin prevenir otro tipo de concentraciones de esfuerzos y la no uniformidad de las deformaciones en las muestras. En ambas investigaciones la calidad de la muestra, en términos de control de homogeneidad y densidad reproducible, es muy pobre a causa de las dificultades de fabricación de la probeta por la obstrucción que representa la barra central.

Frydman et al. (1973) asumieron que la carga isotrópica impuesta a diferentes muestras de similares densidades resulta en deformaciones volumétricas idénticas, y desarrollaron un método para evaluar el acoplamiento volumétrico de la membrana usando muestras cilíndricas huecas, con lo que se elimina la rigidez de la barra y los esfuerzos de corte en el suelo.

La presión en el hueco central varía conforme lo hace la radial exterior, para una variación específica en el esfuerzo de confinamiento efectivo aplicado, la deformación total volumétrica (ε_v) se grafica contra la relación entre la superficie cubierta por la membrana y el volumen total inicial de la muestra (A_m/V_o) para muestras con diferentes diámetros internos. La pendiente de las rectas que se forman, es igual a la penetración volumétrica unitaria de la membrana (acoplamiento volumétrico de la membrana por unidad de área cubierta, δV_m). Si se grafica el acoplamiento unitario de la membrana contra el esfuerzo efectivo de confinamiento en escala logarítmica, se obtienen relaciones lineales de la pendiente S (penetración normalizada de la membrana) con el tamaño medio de partícula (D_{50}) en escala logarítmica (Frydman et al., 1978).

El método de corrección de membrana de Frydman et al. (1973) satisface las hipótesis básicas de uniformidad de esfuerzos y deformaciones en las probetas y sus estimaciones de acoplamiento son más aceptables que la de las otras técnicas. Sin embargo, las muestras huecas son difíciles de preparar y duplicar , por lo que es deseable tener una técnica que cumpla con las mismas hipótesis pero que sea fácil de llevar a la práctica.

Los conceptos de penetración unitaria de la membrana y penetración normalizada introducidos en el trabajo de Frydman et al. (1973) representan una contribución significativa como una herramienta de normalización para comparar el acoplamiento durante situaciones y con materiales diferentes. Frydman pudo establecer que la relación entre el cambio de volumen inducido por la membrana y el esfuerzo efectivo aplicado tiene la misma forma que el mostrado en la Figura 3.6 y presenta un ajuste esencialmente lineal cuando se grafica en escala semilogarítmica. La pendiente de la relación entre el acoplamiento unitario de membrana y log

σ_3' posteriormente se refiere a la penetración normalizada S . S se define entonces como δV_m por cambio cíclico logarítmico en σ_3 .

Keikbusch y Schuppener (1977) desarrollaron un método de ensaye capaz de medir la deflexión de la membrana y diferenciar en todo momento el valor del cambio volumétrico debido al suelo y el debido a la membrana, desafortunadamente la mayoría de los suelos que ensayaron tenían altos contenidos de finos, por lo que el acoplamiento de membrana fue despreciable y dominaron los efectos de consolidación. Kramer y Sivaneswaran (1988) tomaron esta misma técnica de medición, adaptando el aparato a fin de mantener la deformación del esqueleto de suelo constante y sólo medir la debida a la contribución de la membrana. Otra variación de este método la desarrolló Lo et al. (1989) en la cual una cámara especial (Figura 3.7) fue utilizada para demostrar los beneficios que reporta utilizar membranas e inyecciones de caucho líquido, como lo recomiendan Keikbusch y Schuppener (1977) para reducir los efectos del acoplamiento de la membrana en pruebas no drenadas.

Vaid y Negussey (1984) examinaron las hipótesis fundamentales involucradas en la determinación de los cambios de volumen de la muestra como resultado del acoplamiento de la membrana en pruebas triaxiales sobre suelos granulares. Ellos concluyeron que las vertientes de investigación que se tenían y sobre las que se había que trabajar eran: i) el uso del método "dummy rod" o de barras coaxiales, o ii) asumir el comportamiento isotrópico de la muestra. Ellos argumentaron que el método de Newland y Allely (1959) sobrestima los efectos de la membrana, sugieren que la carga hidrostática en arenas se asocia con deformaciones anisotrópicas, deformaciones radiales más grandes que las axiales, y no con comportamiento isotrópico como se asumió originalmente. En cuanto al método de la barra central, la hipótesis de que el volumen de la muestra se puede relacionar linealmente con el diámetro de la barra, se demostró era incorrecta en 1974 por Raju y Sadasivan, pero la modificación que ellos presentaron no fue del todo exitosa.

Vaid y Negussey (1984) sugirieron que las determinaciones del volumen inducido por acoplamiento de membrana pueden ser realizadas con suficiente aproximación por medio de los siguientes métodos: i) desarrollando múltiples pruebas isotrópicas en probetas de diferentes diámetros y después resolviendo para la componente de cambio de volumen debido al acoplamiento de membrana usando la ecuación 3.1 (un método también empleado por Wong en 1983), o ii) utilizando pruebas simples triaxiales en especímenes sujetos a descarga ("rebote isotrópico") y en este caso la hipótesis de que la deformación volumétrica de la muestra es igual a tres veces la deformación axial es aproximadamente correcta.

Una revisión de la hipótesis del rebote isotrópico (Seed et al. 1989) mostró que las deformaciones de la muestra en rebote se acercan más a la isotropía que en la condición de compresión inicial, pero que no son del todo isotrópicas, encontrando que la relación entre la deformación axial y la radial durante el rebote es función de la densidad de la muestra.

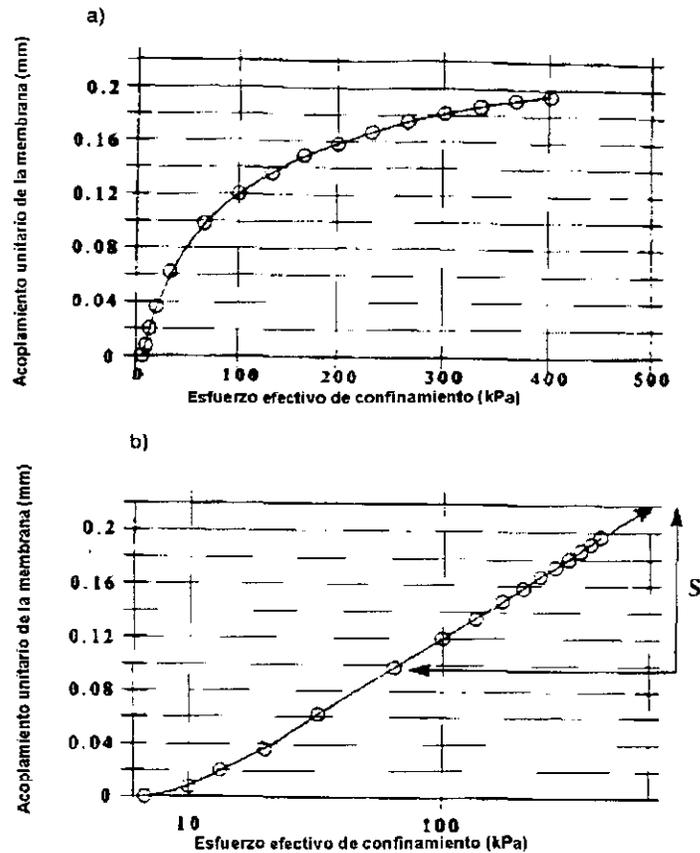


Figura 3.6 Relación típica entre el cambio de volumen inducido por la membrana y el esfuerzo efectivo aplicado

3.2.3 Evaluación de los factores que afectan al acoplamiento de la membrana

Un gran número de investigadores han tratado de identificar los factores que podrían afectar el acoplamiento de la membrana para diferentes suelos. Uno de los estudios más recientes y donde se resumen las investigaciones hechas sobre el tema es el que presentaron Ramana y Raju (1982). En este estudio se concluye que los factores que más afectan el acoplamiento volumétrico de la membrana son: i) tamaño de la partícula, ii) esfuerzo efectivo de confinamiento y, con menor influencia iii) la densidad de la muestra. Una investigación más completa es la que desarrolló Nicholson et al. (1993) donde se investigó la influencia de los siguientes factores: i) tamaño de la partícula y graduación, ii) densidad del suelo, iii) angularidad de los granos del suelo, iv) método de preparación de la muestra, y v) espesor de la membrana y uso de múltiples membranas.

A continuación se presenta un extracto del reporte hecho por Nicholson et al. (1993) con el fin de identificar la importancia de cada uno de estos factores.

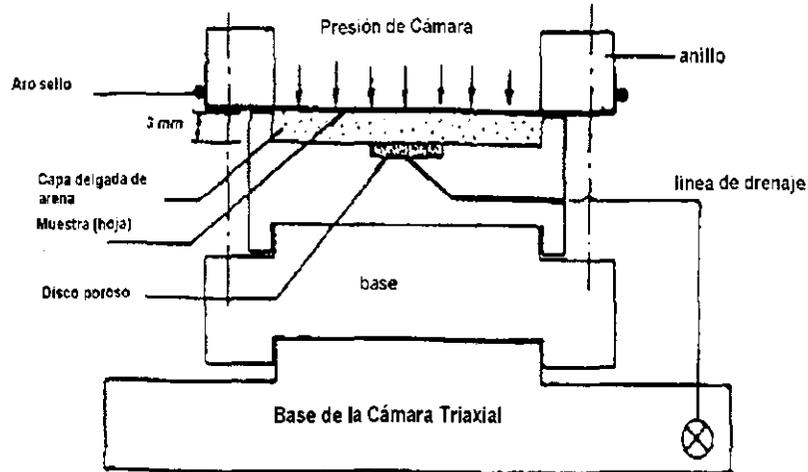


Figura 3.7 Ilustración esquemática de la cámara usada para medir el acoplamiento de membrana según Lo et al. (1989).

Tamaño y graduación de los granos

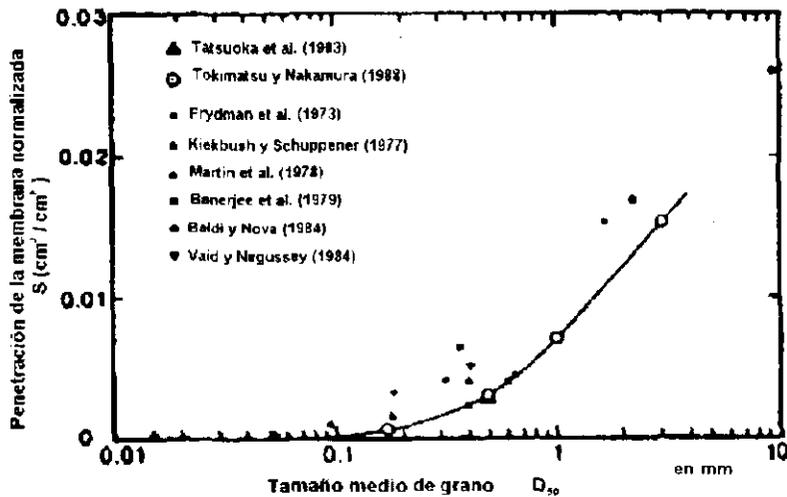


Figura 3.8 Relación entre la penetración de la membrana normalizada y el tamaño medio de los granos después de Tokimatsu y Nakamura (1986).

El factor más importante que afecta la magnitud del acoplamiento volumétrico medido es la característica de graduación del suelo (tamaño del material granular y distribución de los tamaños de los granos). Un punto importante reconocido en el análisis de la literatura sobre el tema, fue que la mayoría de los autores relacionan la magnitud del acoplamiento con el tamaño medio de los granos (D_{50}), puesto que los materiales ensayados fueron comúnmente uniformes. Para materiales con graduaciones diferentes, Nicholson et al. (1993) encontraron que el valor de S puede relacionarse con el menor tamaño de partículas D_{20} , mejor que con el medio. En la Figura 3.8 se muestra un resumen gráfico de los estudios realizados por algunos investigadores y se puede encontrar, de forma aproximada, el valor de S para un material con determinado tamaño medio de partícula y graduación uniforme.

Densidad relativa del suelo

Antes que Nicholson et al. (1993), un gran número de investigadores ya había estudiado este aspecto y había encontrado consistentemente que la densidad de la muestra no representa un factor de mayor importancia. La mayoría de los estudios concluyen que para densidades entre 30 y 60%, la banda de variación es tan estrecha que se puede semejar a una sola línea promedio, sin embargo para los extremos (estado muy suelto o muy denso) se recomienda ajustar por medio de un par de ensayos las curvas que resultan, se sugiere que el máximo ajuste a los valores de S hecho para el caso de valores de D_r extremos no sea mayor al 10% (Seed et al. 1989).

Forma de las partículas de suelo

Seed et al. (1989) presentaron un programa de pruebas hechas con arena Monterrey no. 16 separada en sus componentes angulares y sub-redondeados con graduaciones similares y se comprobó que las diferentes formas de partículas no tienen efecto significativo sobre los valores de acoplamiento medido para muestras con la misma graduación y densidad relativa.

Fabricación de las probetas

Nicholson et al. (1993) ensayaron muestras de arena Monterrey preparadas con la misma densidad relativa por varios métodos incluyendo compactación húmeda, compactación seca, pluviación en aire, y vibración, sin encontrar significantes variaciones en los valores de acoplamiento medidos. Resultados similares fueron reportados por Banerjee et al. (1979).

Un descubrimiento adicional fue que el reordenamiento de las partículas durante la carga cíclica parece no tener efecto en el acoplamiento de la membrana, lo anterior se dedujo a partir de ensayos cíclicos hechos con arena de Ottawa con D_r : 50%, donde se llevó a la probeta a condición de licuación total, para después re-consolidarla bajo el estado inicial de esfuerzos midiendo el nivel de acoplamiento que presentaba. Las muestras presentaron aproximadamente las mismas lecturas que las reportadas por las probetas antes de la carga cíclica.

Espesor de la membrana y uso de múltiples membranas

Este efecto ha sido estudiado por diversos investigadores (Keikbusch y Schuppener 1977 ; Ramana y Raju 1982 ; Evans y Seed 1987 ; Kramer y Sivanewaran 1988 ; Seed et al. 1989; y Nicholson 1990) y mientras que unos determinaron que el efecto del espesor es despreciable, algunos otros (Kramer y Sivanewaran 1988, Evans y Seed 1987) describen apreciables variaciones en los valores de acoplamiento conforme la relación tamaño de la partícula / espesor total de la membrana se incrementa.

Estudios experimentales desarrollados en especímenes a gran escala demostraron que el efecto del espesor de la membrana es despreciable (Ramana y Raju 1982 ; Martin et al. 1978; Ohara y Yamamoto 1992), mientras que los estudios analíticos (Molenkamp y Luger 1981 ; Baldi y Nova 1984 ; y Kramer y Sivanewaran 1989) establecen fórmulas donde sí existe una variación importante conforme la rigidez y espesor de la membrana se modifican, aunque esto no ha podido ser comprobado eficazmente por medios experimentales.

Conclusión . Los factores dominantes que afectan el acoplamiento volumétrico de la membrana son :

- i) tamaño de la partícula (incluyendo graduación) y
- ii) esfuerzo efectivo de confinamiento

3.3 Penetración de la membrana durante una prueba drenada

En esta investigación se desarrollaron sólo pruebas no drenadas, pero se considera necesario aclarar el efecto que se tiene durante el proceso de consolidación de la muestra, además de que los puntos resaltados en esta sección serán útiles en los métodos que se proponen para la corrección de los resultados obtenidos en esta investigación.

Con base en la breve revisión hecha en la sección 3.2.3, sabemos que el acoplamiento de la membrana depende principalmente del tamaño medio de partícula del material D_{50} y de la geometría de la probeta por ensayar (A_m/V_o) para una misma condición de esfuerzo de confinamiento. Para el material utilizado en este estudio, una burda estimación del valor de S se puede obtener directamente de la Figura 3.8, donde se lee para un diámetro de partícula de 2.5 mm una S : 0.016 a 0.018.

De acuerdo con el estudio de Frydman et al. (1973) donde se ensayaron probetas huecas y sólidas en condición de carga y descarga para determinar el efecto de penetración de la membrana, la primera hipótesis durante el ensaye fue que si los especímenes cilíndricos huecos y los sólidos son preparados por procedimientos similares y se alcanzan densidades similares, para obtener los mismos arreglos de partículas, se puede esperar que las deformaciones volumétricas reales medidas, resultado de un incremento de presión isotrópica externa en particular, pudiera ser la misma. Sin embargo, los resultados (Figura 3.9) presentan marcadas diferencias lo que se puede deber a que los dos especímenes tienen diferentes áreas de contacto entre la membrana y el material.

Para una presión isotrópica en particular se tiene que

V_o : volumen inicial de la muestra

ΔV : cambio de volumen medido

ΔV_s : cambio de volumen "verdadero" debido al espécimen

ΔV_m : cambio de volumen medido debido a la penetración de la membrana

A_m : área de contacto entre la membrana y el espécimen

$$\delta V_m = \frac{\Delta V_m}{A_m} : \text{efecto de la membrana por unidad de área}$$

$$\varepsilon_{vs} = \frac{\Delta V_s}{V_o} : \text{deformación volumétrica real}$$

entonces

$$\begin{aligned} \Delta V &= \Delta V_s + \delta V_m \\ \frac{\Delta V}{V_o} &= \frac{\Delta V_s}{V_o} + \frac{\delta V_m}{V_o} \\ \frac{\Delta V}{V_o} &= \frac{\Delta V_s}{V_o} + \frac{\delta V_m A_m}{V_o} \end{aligned}$$

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \varepsilon_{vs} + \frac{\delta V_m A_m}{V_o} \quad \dots 3.2$$

Es importante señalar que en la Figura 3.9 el valor obtenido en el espécimen sólido es aproximadamente un 30% menor al obtenido en la probeta hueca, por lo que el valor reportado en probetas sólidas puede marcar el límite inferior del valor de penetración de la membrana para una determinada probeta.

Entre los métodos posibles para obtener la curva de penetración de la membrana (δV_m vs. σ_3), o bien el valor de deformación volumétrica debida al esqueleto y el debido a la membrana, existen algunos muy simples como el de carga y descarga isotrópica (sólo se necesita ensayar un espécimen) pero las hipótesis básicas en estos métodos son cuestionables como ya se aclaró en la sección 3.2, especialmente para el método de carga isotrópica. El método de la barra coaxial y el de múltiples probetas son mucho más complicados, requiriendo de más pruebas y diferentes configuraciones de la probeta, sin embargo, ambos métodos han demostrado tener hipótesis poco cuestionables y ser lógicamente correctos, pero en la práctica existe gran incertidumbre en la extrapolación de datos (dummy rod) o en la interpolación de ellos (método de múltiples probetas).

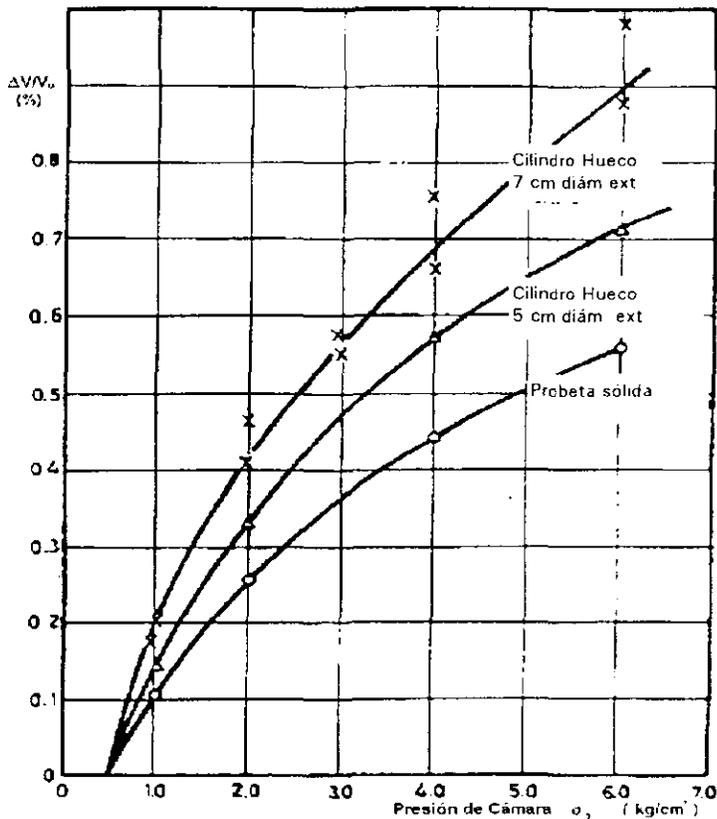


Figura 3.9 Deformación volumétrica medida para especímenes bajo consolidación isotrópica

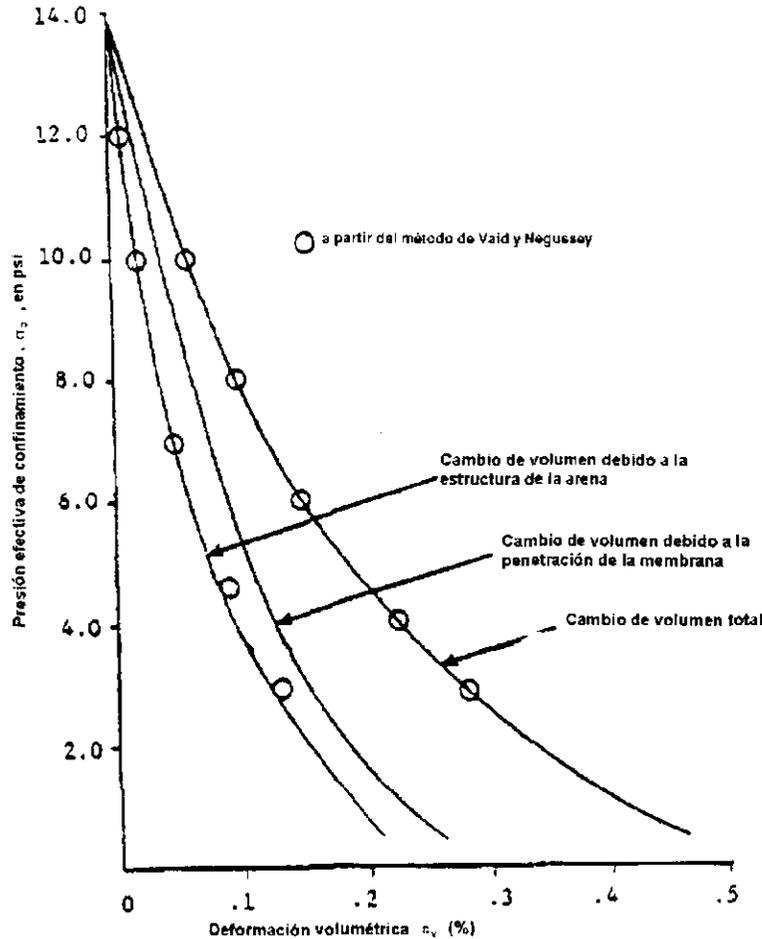


Figura 3.10
Deformación volumétrica contra
esfuerzo de confinamiento para
una prueba de descarga.

3.3.1 Determinación del tipo de probeta por ensayar

La gran mayoría de las investigaciones realizadas reconocen que los métodos de barra coaxial, de múltiples probetas, y aún los que utilizan probetas huecas, adolecen en ciertos aspectos teóricos y prácticos. Pierce (1985) ensayó probetas por el método de la barra coaxial y probetas sólidas por el método de descarga isotrópica con el fin de evaluar la penetración de la membrana en un mismo material y con densidades similares. Este investigador concluye que es mayor la dificultad que presenta, tanto en la elaboración de las probetas como en el ensayo mismo, el primero de los métodos que las diferencias que reporta en resultados con respecto al segundo (sustentado teórica y experimentalmente por Vaid y Negusseoy en 1984) como se observa en la Figura 3.10.

Las probetas sólidas, ensayadas por el método de descarga para obtener las diferentes componentes de la curva de cambio volumétrico medido, presentan más ventajas experimentales que las del método de la barra coaxial; método que de acuerdo a Fan (1993), ofrece resultados muy similares a los obtenidos con el método de múltiples probetas.

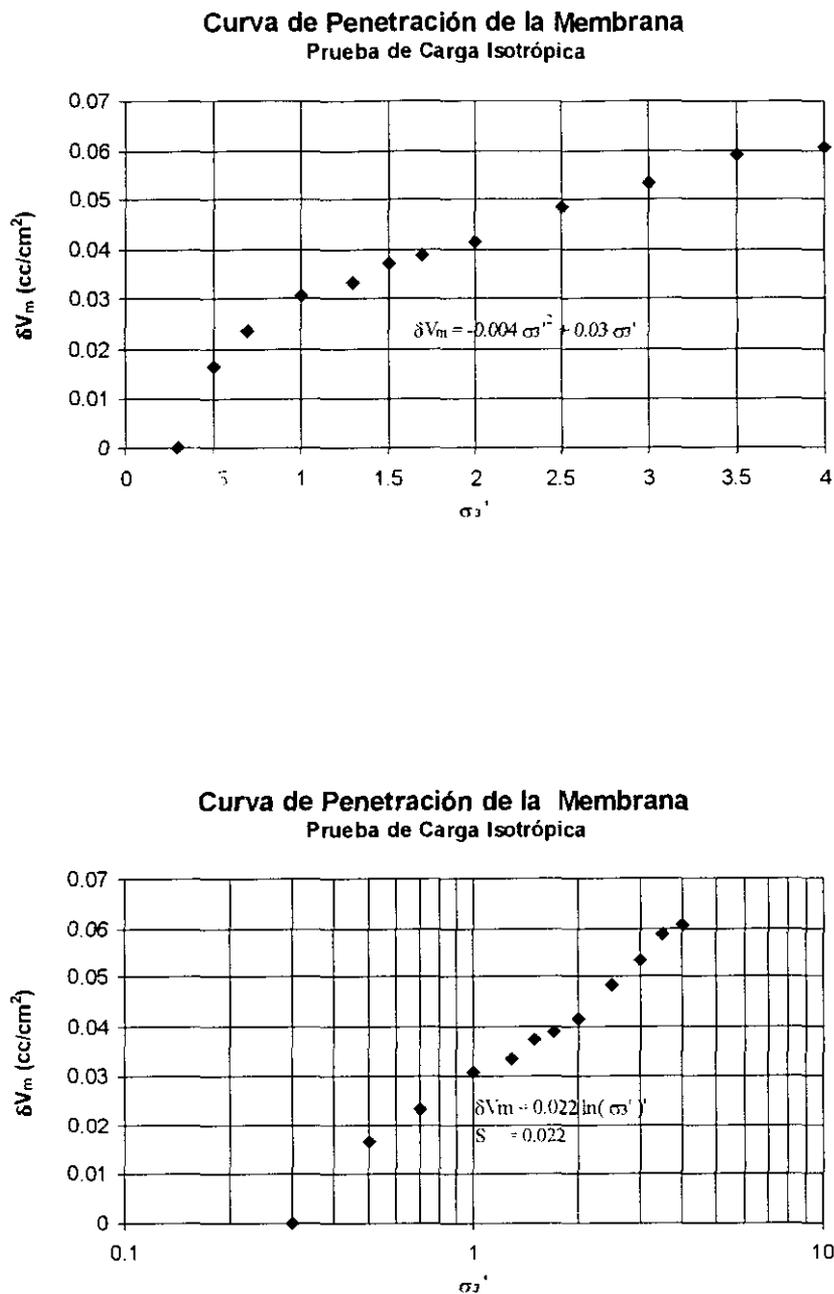


Figura 3.11 Curvas de penetración de la membrana y obtención del valor de la pendiente S

Si se toma en cuenta que todos los métodos desarrollados (que la autora de este trabajo conoce) son aproximados, y que todos ellos presentan en uno u otro aspecto deficiencias tanto teóricas como experimentales, la determinación de la contribución al cambio volumétrico debido a la penetración de la membrana se obtendrá ensayando probetas cilíndricas sólidas, por ser éstas en las que existe un mejor control en la fabricación de las mismas.

3.3.2 Construcción de la curva de penetración de la membrana δv_m (cc/cm²) vs. σ_3 (kg/cm²)

La construcción de esta curva se llevó a cabo tan sólo para verificar la magnitud de los valores obtenidos en esta investigación para el tamaño de partícula estudiado con los reportados en la literatura. Además se busca proporcionar un método aproximado de análisis para cuantificar el volumen expulsado debido a la membrana en la etapa de consolidación; sugiriendo al que lo siga, que para determinar la corrección durante una prueba drenada tradicional se verifique la construcción de esta curva utilizando alguno de los métodos anteriormente descritos.

Se ensayaron 2 probetas (D_r : 54% y 89%) sólidas cilíndricas por el método de carga isotrópica, considerando que la deformación volumétrica debida al esqueleto de suelo es igual a tres veces la deformación unitaria axial medida de la probeta para cada incremento de presión efectiva de confinamiento (Newland y Allely, 1957; Roscoe et al., 1963). Los resultados de los ensayos se resumen en la Tabla 3.1. La Figura 3.11 presenta la curva de penetración en escala aritmética (a) y semilogarítmica (b), de esta última de obtuvo el valor de la pendiente S . Es importante mencionar que según Frydman (1973) las pendientes de las pruebas de carga y descarga en este espacio semilogarítmico marcan una estrecha banda que puede ajustarse a una línea promedio (Figura 3.12) y que con estos valores de pendientes promedio se ajustó la recta de uso mundial (o curva como otros autores proponen) mostrada en la Figura 3.8. En la Figura 3.13 se puede observar que el valor de S obtenido en este estudio para D_{50} : 2.5 mm es de 0.022, un poco mayor al de la recta obtenida por los demás investigadores para este tipo de material, posiblemente esto se deba a las deformaciones anisotrópicas que se inducen en la prueba de carga.

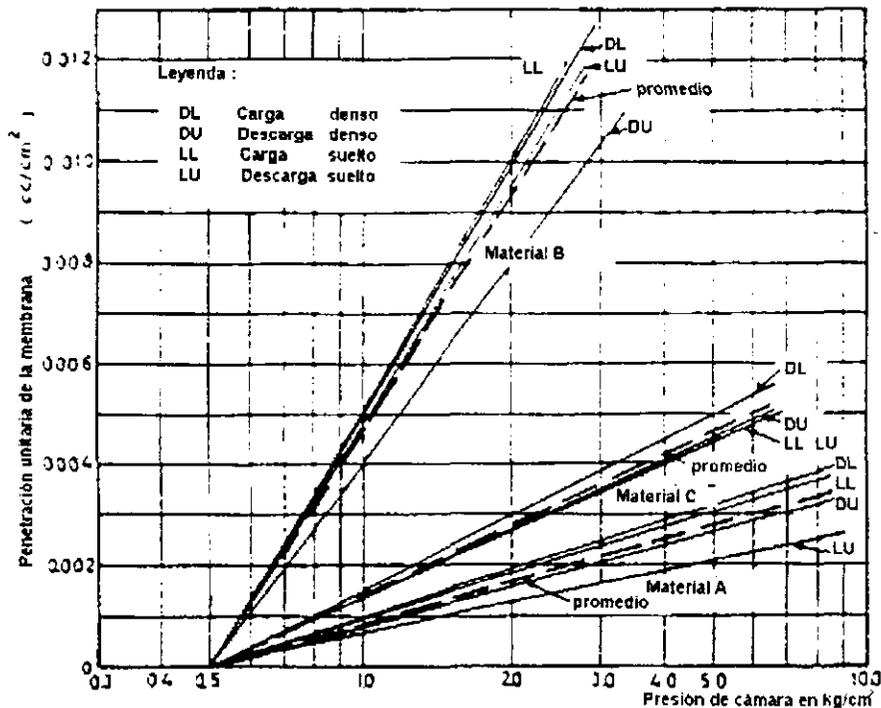


Figura 3.12 Penetración de la membrana contra esfuerzo de confinamiento para todas las pruebas (Frydman et al. 1973)

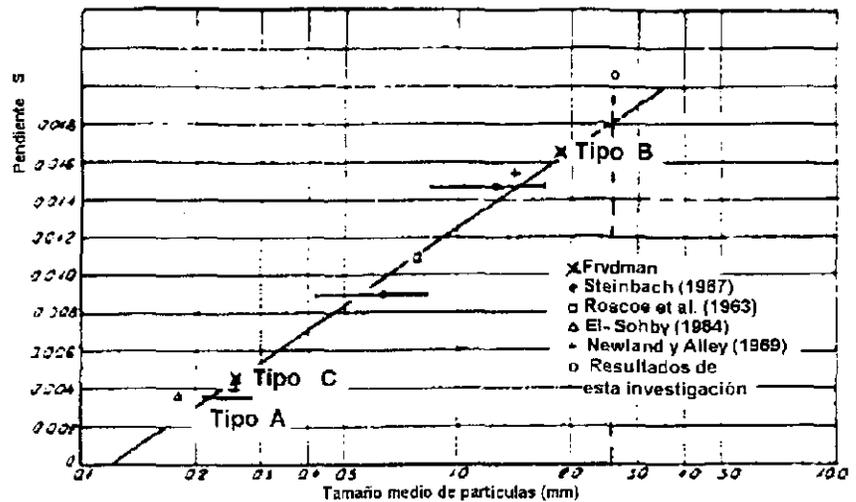


Figura 3.13 Relación entre tamaño de la partícula y penetración de la membrana (Frydman et al., 1973)

3.3.3 Método aproximado para obtener la aportación del acoplamiento al cambio volumétrico total

- Si se está en posibilidad de ensayar una probeta sólida cilíndrica por el método de carga isotrópica :
 - Construya una probeta de densidad media y satúrela asegurando una $B : 0.98$ como mínimo
 - Tome lecturas iniciales de la prueba : sensor de cambio volumétrico, LVDT y presión de confinamiento
 - Aplique incrementos de esfuerzo efectivo de confinamiento lo suficientemente espaciados para definir la forma de la curva de penetración y mida las variaciones en los sensores anteriores
 - Calcule la deformación volumétrica debida al esqueleto sólido multiplicando por tres el valor de la deformación axial unitaria
 - Al valor total de volumen (unitario) expulsado medido en cada incremento de presión se le resta su correspondiente valor de $3\varepsilon_s$, con lo que se obtiene el δv_m en cc/cm^2 , de acuerdo a la expresión 3.2.

En caso de no tener los datos de un ensaye como el anterior se puede recurrir a la gráfica mostrada en la Figura 3.13 y de acuerdo al diámetro medio de partícula del material en cuestión se obtiene un valor aproximado de S para construir una línea que tenga esta pendiente en el espacio δv_m vs. σ_{3c} (esc. log.), comenzando desde el valor de presión aplicada para sostener la muestra durante la etapa de formación de la probeta.

- El valor del esfuerzo de confinamiento al que se llevó a la probeta durante la consolidación, se ubica en el eje de las abscisas de la gráfica construida como se indicó en el paso 1, con la intersección de la vertical que parte de este punto con la recta de pendiente S se obtiene el valor de Δv_m (cc/cm^2) (Figura 3.14), que representa el volumen en centímetros cúbicos por unidad de área que penetró la membrana a los vacíos periféricos de la probeta bajo la aplicación de la presión de consolidación, y que en realidad no es producto de la densificación del material.

3. Calcule el área de contacto entre el espécimen y la membrana A_m (A_m : perímetro de sección circular de la probeta por la altura de la misma) y multiplíquelo por el valor de δv_m , para obtener el valor en centímetros cúbicos de penetración. $\Delta V_m = \delta v_m * A_m$
4. El cambio real del espécimen resultado de un incremento en la presión de confinamiento puede ser calculado conforme la siguiente expresión : $\Delta V_s = \Delta V - \Delta V_m$

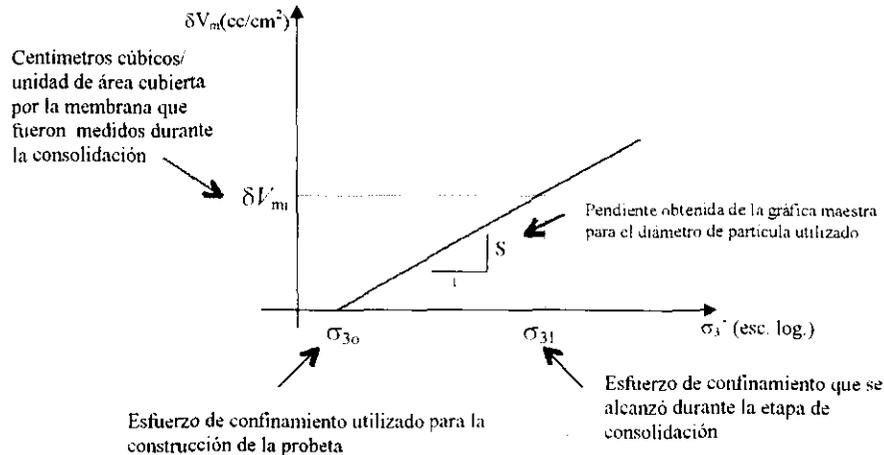


Figura 3.14 Descripción de la construcción y manejo de la recta de penetración de la membrana, para el método aproximado de corrección durante el proceso de consolidación de una muestra.

3.4 Penetración de la membrana durante una prueba no drenada

3.4.1 Generalidades

Uno de los problemas de las pruebas triaxiales en suelos es el efecto del acoplamiento de la membrana en la presión de poro medida. En una prueba no drenada, una de las hipótesis básicas es que no existe cambio de volumen en el espécimen; si se mantiene constante la presión de confinamiento aplicada a la muestra de arena mientras que la presión de poro se incrementa, el esfuerzo horizontal efectivo decrece y la membrana que confina al suelo se expande creando un cambio volumétrico en la periferia de la probeta, la prueba se convierte en parcialmente drenada y las mediciones de presión de poro son menores a las que se tendrían en un sistema que no permitiera cambio de volumen (Martin et al. 1978). El error en el desarrollo de la presión de poro no está del lado de la seguridad por lo que no puede ser despreciado.

Para pruebas triaxiales, durante la consolidación, cuando la presión de cámara es transmitida al espécimen, la membrana plástica penetra a los vacíos periféricos de la muestra de suelo. Cuando a esa probeta se le sujeta a esfuerzos de corte, conforme la presión del agua se incrementa, la presión lateral efectiva de confinamiento transmitida a través de la membrana decrece. Esto causa que la membrana sea "retirada" de su posición original creando un incremento en el volumen existente en la interfaz suelo-membrana. El agua de poro contenida en la probeta migra del suelo hacia este espacio extra tratando de llenarlo, y esta migración

resulta en bajas presiones de poro que no se medirían si el cambio de volumen no fuera permitido (Ramana y Raju, 1981).

A continuación se presentan algunos métodos que, a juicio de la autora, representan grandes avances en este tema, ya sea por su sencillez o sustentación teórica. Sin duda estas propuestas son perfectibles y se aconseja estudiar a fondo su eficacia.

Pruebas Monotónicas

Seed, Anwar y Nicholson (1989) establecen que la relación entre la resistencia en el "estado estable" y el esfuerzo de confinamiento efectivo es constante, puesto que el ángulo de fricción residual no varía en todo el rango de esfuerzos de confinamiento utilizados en sus ensayos; por lo tanto el error en el esfuerzo de confinamiento efectivo debido al efecto de acoplamiento de la membrana es directamente proporcional al error correspondiente en la resistencia residual o del "estado estable" (estado crítico). Como se observa en los resultados publicados por Seed et al. (1989) (Figura 3.15) las pruebas desarrolladas sin mitigación reportan valores de presión de poro bastante menores a las que resultan de los ensayos inyectados, hasta en un 50% para el caso de probetas contractivas, y un porcentaje mayor al 200% en probetas dilatantes.

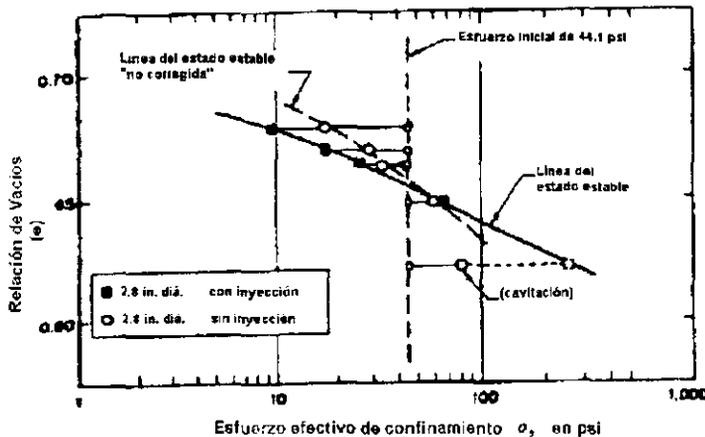


Figura 3.15 Resistencia residual "estado estable" para arena Monterrey No. 16

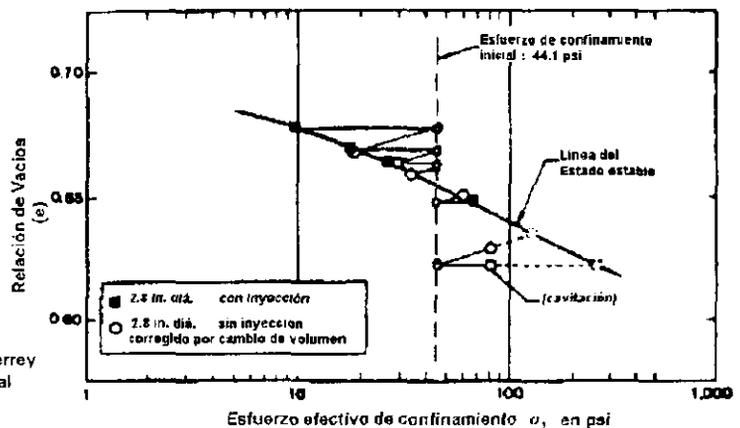


Figura 3.16 Resistencia residual para arena Monterrey No. 16 con correcciones posteriores al ensayo.

Auxiliándose con la curva de penetración de la membrana (carga isotrópica) obtenida para su material, Seed et al. (1989) aplican la anterior interpretación para corregir pruebas sin mitigación computarizada, como pruebas parcialmente drenadas con drenaje asociado al cambio de volumen (y por lo tanto a la relación de vacíos) debido a la variación en la

penetración de la membrana. La Figura 3.16 muestra resultados de estas pruebas en donde se permite el cambio de volumen inducido por la membrana, y su corrección sobre el valor de la relación de vacíos dependiendo del nivel de esfuerzos horizontales efectivos al que se llegó en el estado estable (en la curva de penetración se localiza el valor de esfuerzo y la cantidad de centímetros cúbicos por unidad de área de membrana por la que se afecta el volumen inicial de vacíos); la línea del estado estable así obtenida presenta buen ajuste con la que se obtiene con el procedimiento de mitigación por computadora. Los autores señalan que este criterio es también aplicable a la resistencia última alcanzada después de someter una probeta a carga cíclica. Este método representa un avance teórico para correcciones post-prueba, y respalda también al método computarizado de eliminación durante el ensaye, sin embargo, el objetivo de esta tesis es verificar la existencia de una línea de estado única para el material en estudio aunque se le someta a diferentes condiciones de carga (cíclica y monotónica), por lo tanto, este método no es aplicable mientras no se asegure el cumplimiento de las hipótesis relacionadas con el concepto de estado.

Pruebas Cíclicas

Tokimatsu y Nakamura (1987) desarrollaron también un novedoso procedimiento experimental acompañado de un método simplificado de corrección para pruebas cíclicas. A diferencia del estudio de Seed et al. (1989), Tokimatsu y Nakamura (1987) establecen sus deducciones a partir de los resultados obtenidos en pruebas de licuación hechas en arenas y donde se modificaron características como tamaño del grano, densidad del suelo y espesor de la membrana para verificar su influencia sobre los resultados obtenidos. Basados totalmente en lo propuesto por Martin et al. (1978), los autores aseguran que la presencia de la penetración de la membrana incrementa el número de ciclos que causan licuación (Figura 3.17). Como lo indicaron Lee y Albaisa (1974) las curvas de generación de presión de poro para especímenes de un suelo en particular son iguales en forma, y por lo tanto cada curva puede ser descrita adimensionalmente como las mostradas en la Figura 3.18. Las curvas con acoplamiento y sin él, definen bandas estrechas de comportamiento, consecuentemente las diferencias entre N_0 y N_c en una escala logarítmica son las mismas para cualquier relación de esfuerzos. Esto indica que la presencia de la membrana desplaza la curva de resistencia con acoplamiento nulo a la derecha, manteniendo la forma de la curva.

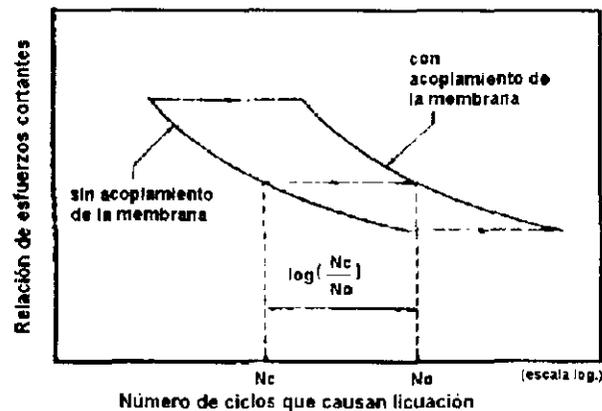


Figura 3.17 Diagrama esquemático que muestra los efectos de penetración de la membrana en la curva de licuación

En forma simplificada los autores proponen el siguiente procedimiento para determinar el número de ciclos real en el que una probeta alcanza un estado de licuación total :

1. Determine la relación cíclica C_{Nv} para el acoplamiento de membrana del material en estudio C_{RM} (Martin et al. 1978, como se describe en párrafos posteriores : $C_{RM} = d\varepsilon_{vm} / d\varepsilon_v = S (A_m/V) / C$) a partir de la Figura 3.19 - A_m , área cubierta por la membrana, V , volumen total de la muestra y C , coeficiente dependiente del material -.
2. Para obtener la curva de resistencia en acoplamiento nulo, divida el número de ciclos que causan licuación entre C_{Nv} . En otras palabras, coloque la curva original en el espacio semilogarítmico a una distancia de $\log(C_{Nv})$.

En este estudio se compararon los resultados obtenidos con este método y los de estudios hechos por Wong et al. (1975), Lade y Hernández (1977) y Tatsuoka et al. (1986).

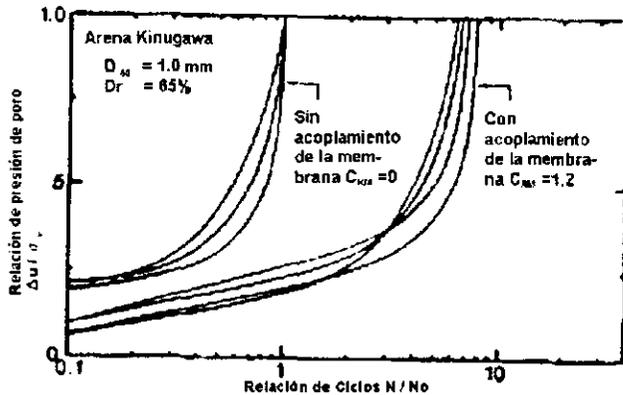


Figura 3.18 Efecto de la penetración de la membrana en la generación de presión de poro normalizada

3.4.2 Metodología de Corrección por penetración de la membrana para pruebas no drenadas

Marco Teórico

Según Martin et al. (1978), en un estudio fundamental de la generación de la presión de poro en arenas saturadas bajo la aplicación de carga cíclica, el incremento de presión de poro residual Δu , se puede expresar con

$$\Delta u = \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{1/E_r + n_c/K_w} \quad \dots 3.3$$

en la cual $\Delta \varepsilon_{vd}$ es el incremento de deformación volumétrica correspondiente al decremento de volumen ocurrido durante un ciclo de carga drenado, teniendo la misma amplitud de deformación angular y esfuerzo de confinamiento inicial ; E_r es el módulo tangente de la curva unidimensional de rebote o descarga de la arena en un punto correspondiente a esa presión efectiva de confinamiento ; n_c es la porosidad y K_w es el módulo de deformación volumétrica del agua. Asumiendo incompresible al agua, el incremento de deformación volumétrica, $\Delta \varepsilon_{vd}$ es equilibrado por la deformación volumétrica de expansión $\Delta u/E_r$ del esqueleto de arena relajado para mantener la condición de no cambio de volumen, por lo que la ecuación 3.3 se puede escribir como

$$\Delta u = E_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad \dots 3.3.a$$

La ecuación 3.3.a aplica por lo tanto a un sistema de volumen constante (sin efecto de penetración), el acoplamiento de la membrana puede ser considerado cuantitativamente definiendo un módulo de acoplamiento K_c , en el que K_c es la presión requerida por incremento en unidad de volumen del sistema de confinamiento, entonces se tiene que

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd} - \Delta u}{E_r} = \frac{\Delta u}{K_c} \quad \dots 3.3.b$$

$$\Delta u = \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{1/E_r + 1/K_c}$$

si ahora se define el acoplamiento de la membrana $C_r = E_r/K_c$, la ecuación 3.3.b puede ser escrita como

$$\Delta u = \frac{E_r \Delta \varepsilon_{vd}}{1 + C_r} \quad \dots 3.3.c$$

cuando el efecto de la penetración no se presente, la ecuación 3.3.c se reduce a la 3.3.a, y si por ejemplo el valor de $C_r = 1$, el incremento de presión de poro sería del orden de la mitad del que ocurriría en un sistema sin acoplamiento de membrana.

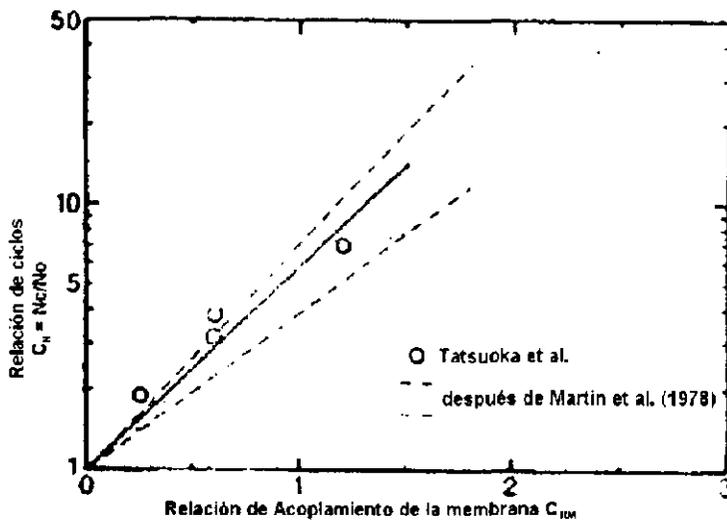


Figura 3.19 Error en el número de ciclos que causan licuación debido al acoplamiento de la membrana

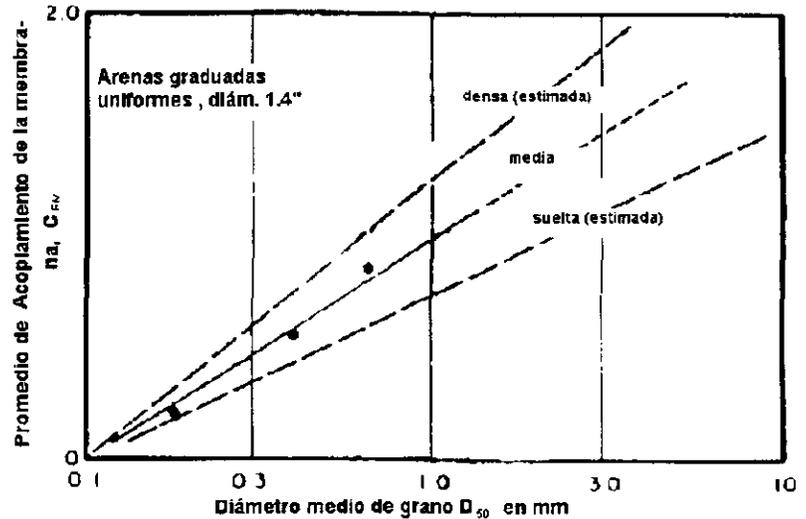


Figura 3.20 Efecto del diámetro medio de partícula en la corrección por acoplamiento de membrana

Cuando esta expresión de Martin et al. (1978) se aplica a la corrección para pruebas triaxiales, el coeficiente C_r se cambia a C_{rm} , que es igual a la relación entre las pendientes promedio de la curva de rebote del esqueleto de arena y la curva de cambio volumétrico debido a la penetración de la membrana.

Las curvas de cambio volumétrico de la penetración de la membrana tienden a ser geoméricamente similares, y la relación es razonablemente independiente del esfuerzo inicial de confinamiento. Martin et al. (1978) basados en los resultados de sus pruebas y de los estudios publicados por El-Sohby (1969) calcularon los valores de C_{rm} para diferentes valores de D_{50} . Figura 3.20, (la curva promedio resultante se obtuvo de probetas de arena con densidad relativa media y diámetros de 36 mm) en donde se presentan también valores estimados para probetas densas y sueltas. Los valores de C_{rm} se incrementan conforme los valores de la densidad aumentan, como las pendientes de las curvas de rebote de la estructura de la arena se incrementan mientras que las de la penetración de la membrana se mantienen relativamente constantes.

Como la relación entre el área de la membrana y el volumen de la muestra varía inversamente con el diámetro de la probeta, los valores de C_{rm} son proporcionales al inverso del diámetro de la muestra, y por lo tanto valores más pequeños de C_{rm} se obtienen para muestras de diámetros mayores.

En la Fig 3.21 se muestra el porcentaje de error en el esfuerzo desviador cíclico en probetas que se llevaron a licuación inicial, y son mostradas como función de D_{50} . Se observa también la reducción en el valor de C_{rm} y por lo tanto del error en la resistencia conforme el diámetro de la probeta aumenta.

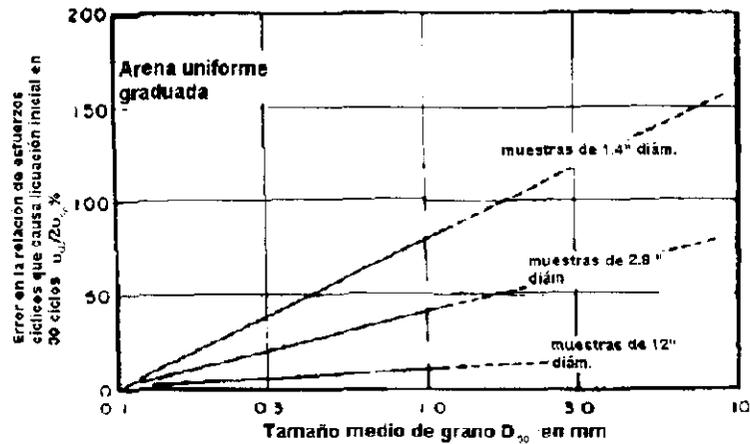


Figura 3.21 Errores en la relación de esfuerzos que causan licuación debido al efecto de penetración

Procedimiento Experimental

Para evaluar aproximadamente este efecto se requiere entonces del desarrollo de una prueba de penetración de la membrana. Esta prueba drenada determina el cambio volumétrico debido a la penetración de la membrana como una función de la presión efectiva de confinamiento. Las pruebas de penetración de la membrana utilizadas en esta investigación, se realizaron en especímenes sólidos cilíndricos sujetos a pruebas de descarga, y los cálculos de la deformación debida al esqueleto se basaron en la teoría de la elasticidad. En la prueba de descarga se consolida una probeta isotrópicamente para después realizar una prueba de descarga isotrópica drenada. La deformación volumétrica del espécimen más la debida al acoplamiento de la membrana es equivalente al cambio de volumen total medido. Desde un punto de vista teórico, bajo descarga isotrópica la deformación volumétrica del espécimen es igual a tres veces la deformación vertical (que es medida independientemente). Como la deformación vertical no es afectada por el acoplamiento de membrana, esta información es usada para determinar el cambio de volumen debido a la estructura de arena. Si se tienen estas dos componentes del cambio volumétrico, el debido al acoplamiento de la membrana se obtiene con una simple sustracción, los resultados que se obtienen con este sencillo método se aproximan a los que se obtienen con los métodos más elaborados (Pierce, 1985).

Los resultados obtenidos al ensayar una probeta del material en estudio, con densidad relativa 60% y condición de descarga isotrópica se muestran en la Figura 3.22; los cálculos realizados para obtener esta familia de curvas se detallan en la Tabla 3.2. En la Figura 3.22 se muestra la curva de descarga de la deformación volumétrica total (ϵ_v) contra esfuerzo de confinamiento (σ_{3c}), así como las curvas de contribución de la deformación volumétrica debida a la arena y a la membrana.

Curvas de cambio volumétrico medido en una prueba de descarga isotrópica

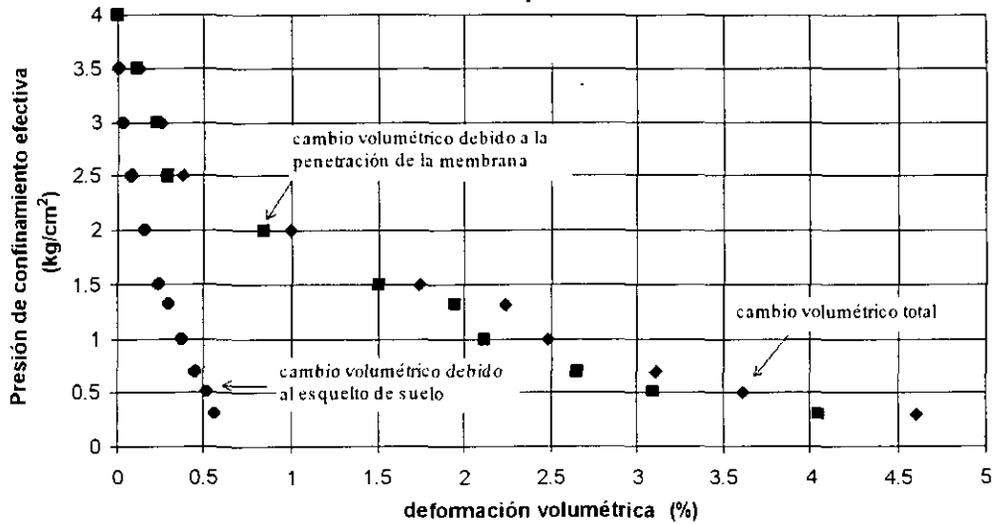


Figura 3.22 Contribución del acoplamiento de la membrana al cambio volumétrico total

Pierce (1985) analizó los estudios de Martin et al. (1978) y concluye que las curvas mostradas en la Figura 3.22 pueden ser interpretadas como gráficas de $u = \sigma_{3c} - \sigma_3'$ contra ε_v , donde si se normaliza la presión de poro como $u^* = u/\sigma_{3c} = 1 - \sigma_3'/\sigma_{3c}$, las gráficas conservan su forma y experimentan sólo un cambio de escala. Finalmente, si se sabe que la deformación volumétrica puede expresarse en función de la presión de poro, las curvas de la Figura 3.22 pueden ser interpretadas como curvas de u^* (ordenadas) y $\varepsilon_v = f(u^*)$ (abscisas). En otras palabras, si las curvas se giran 180° se generan curvas como las mostradas en la Figura 3.23 (Pierce, 1985), donde la curva "total" corresponde a la u^* (parcialmente drenada), mientras que la curva de "estructura de la arena" corresponde a la $u^*_{no\ drenada}$ esto es, el valor de u^* que se debería haber medido si el efecto de la penetración de la membrana no hubiera existido y la prueba hubiera sido perfectamente no drenada, por lo que la predicción de $u^*_{no\ drenada} = u^*_u$ una vez que $u^*_{medida} = u^*$ se reduce al conocimiento de la relación

$$1 + C_{rm} = \frac{u_u^*}{u_m^*}$$

donde esta definición de C_{rm} es consistente con la propuesta por Martin et al. (1978) en su estudio de penetración de la membrana.

$$\text{Por lo tanto,} \quad u_u^* = (1 + C_{rm}) u_m^* \quad \dots 3.4$$

Para el uso de la ecuación 3.4, u_u^* y u_m^* deben de tomarse en el mismo valor de ε_v . Según investigaciones hechas por Pierce (1985) y las propias de Martin et al. (1978) este tipo de corrección es aplicable también en pruebas cíclicas no drenadas.

Fan M. (1993) simplifica el procedimiento de Pierce (1985) y a partir de las curvas de deformación volumétrica, como las mostradas en la Figura 3.22, obtiene los valores de r_u , que es la normalización del valor de la presión de poro con respecto al esfuerzo de consolidación.

Para ciertos valores de deformación volumétrica, es decir, para un cierto valor de ε_v , se calcula el valor de u_{medida}/σ_{3c} y su correspondiente u_{real}/σ_{3c} localizando los puntos en el espacio $r_{u\ medido}$ contra $r_{u\ real}$, como lo muestra la Figura 3.24. En este espacio, y con los valores de presión de poro normalizados, se puede trazar aproximadamente una recta, cuya pendiente determina el valor de la corrección al valor de presión de poro medido, además marca la frontera entre las relaciones de esfuerzos susceptibles de corrección y aquellas en que la aproximación a la licuación o falla total demerita el uso de este procedimiento de corrección. Para la probeta ensayada en esta investigación y a partir de las curvas mostradas en la Figura 3.22, se determinó el valor de corrección que aparece en el recuadro de la Figura 3.24.

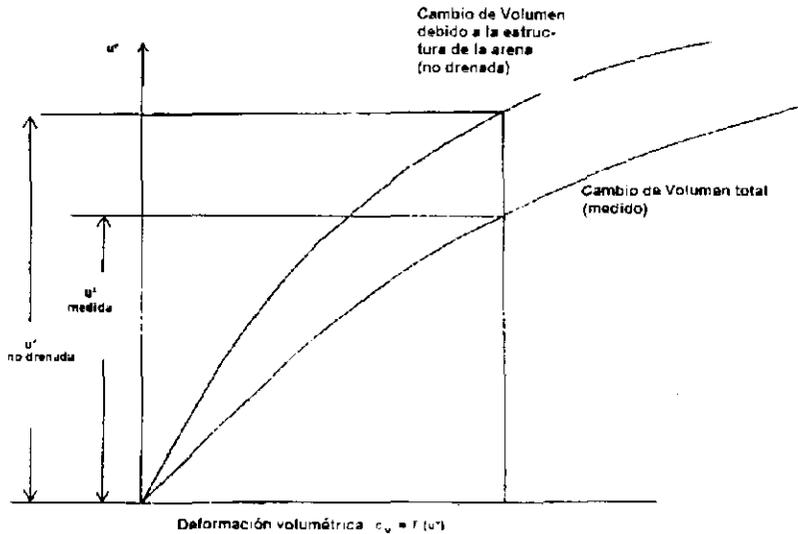


Figura 3.23 Curvas de cambio de volumen para calcular la presión de poro "real" (Pierce, 1985)

De acuerdo a Fan M.(1993) la corrección es una constante en cualquier momento de la prueba a cualquier nivel de esfuerzos. Si observamos las curvas de la Figura 3.23, la relación entre u^*_{medida} y la u^*_{real} (la u^* involucra el nivel de presión de poro respecto del esfuerzo de confinamiento) no es constante para todo nivel de presión de poro medida, por lo que la simplificación de Fan parece incorrecta, por lo menos en ciertos niveles de esfuerzo.

En esta investigación se realizó una inspección más cuidadosa de las curvas de deformación volumétrica de Pierce (1985) con lo que se modificó la simplificación de Fan (1993).

Factor de Corrección para la presión de poro
medida, Fan M.(1993)

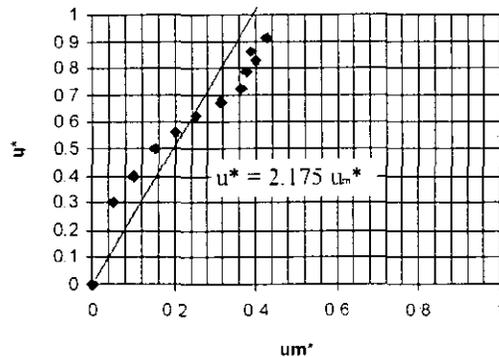


Figura 3.24 Factor de corrección de presión de poro para el material utilizado en esta investigación

Simplificación de las curvas de deformación volumétrica

El método para evaluar la presión de poro real propuesto por Fan (1993) se puede tomar como aproximadamente correcto y sencilla. Este procedimiento ofrece valores de presión de poro del lado de la seguridad (pues incrementa el valor medido un cierto número de veces para todo nivel de esfuerzos) es decir, la corrección es constante, y por lo tanto independiente del nivel de esfuerzos generado durante el ensaye. Si sabemos que el desacoplamiento de la membrana, causante de la modificación en las condiciones de frontera de una prueba no drenada, es función directa del nivel de presión de poro que genere la probeta bajo cierta condición de carga resulta lógico pensar que si no se genera presión de poro, no existe corrección, y por el contrario, si la presión de poro crece, la presión en el agua que hace a la membrana modificar su posición original será mayor, el vacío creado en la periferia de la probeta aumenta y la presión en el agua dentro de la probeta se reduce teniendo lecturas menores a las de un ensaye sin efecto de penetración de la membrana.

La mayoría de las investigaciones sobre el tema, se basan en las curvas propuestas por Martin et al. (curvas de deformación volumétrica) y su relación con los niveles de presión de poro medidos y reales; Pierce (1985) al normalizar la presión de poro y cambiar la forma de las curvas generó una herramienta muy útil para comprender este fenómeno, pues si observamos la Figura 3.23 (siempre se leen los valores reales -curva superior- y medidos -curva inferior- a un mismo nivel de deformación volumétrica) se deduce que cuando el nivel de presión de poro con respecto al esfuerzo de consolidación es muy pequeño, las curvas casi no se separan, por lo que la corrección se intuye muy pequeña; conforme crece el valor de u^* las curvas se separan cada vez más, indicando correcciones mayores, pero esto sucede en un cierto nivel de esfuerzos, pues conforme crecen las deformaciones, la curva de los valores reales de u^* tiende a un valor lógico de 1.0 (no sobrepasa el estado de licuación), aún si la curva de valores medidos sigue creciendo.

Tratando de simplificar la forma de las curvas obtenidas en esta investigación, se modificó la escala horizontal de aritmética a logarítmica obteniendo la gráfica mostrada en la Figura 3.25; lo que permite observar el nivel exacto de esfuerzos donde se presentan las situaciones aclaradas en el párrafo anterior. Hacia la izquierda de la gráfica, las dos curvas tienden a un valor de u^* claramente acotado, mientras que en su extremo derecho indican su tendencia a unirse en $u^* = 1.0$, lo importante en este punto es que la curva de valores reales toca la ordenada 1.0 en un valor de deformación tal (0.7%) con él que se acota a la curva de valores medidos, pues a partir de este punto valores mayores de $u^*_{medidos}$ no tienen significado

físico, pues el nivel de presión de poro es tan alto (para este material en particular) que ya ha provocado licuación del espécimen.

Determinación del valor de corrección en función del nivel de esfuerzos

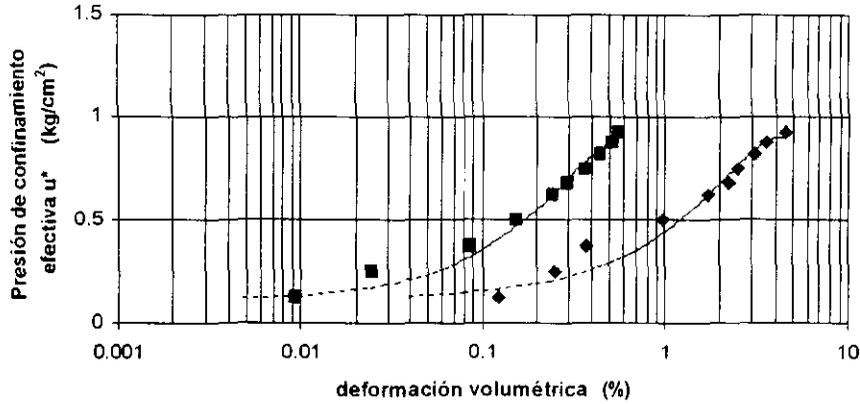


Figura 3.25 Modificación de las curvas de Pierce para obtener el factor de corrección dependiente del nivel de esfuerzos durante el ensaye

Si se calculan los valores de u^*_{medido} y u^*_{real} para un rango de valores de $\epsilon_v(\%)$ lo suficientemente amplio, se obtienen valores de corrección como los mostrados en la Figura 3.26, en donde los puntos intermedios (u^* entre 0.12 y 0.38) definen aproximadamente una recta, cuya pendiente será el valor de corrección constante para este nivel de esfuerzos en particular. Entonces :

$$R_u = \frac{u_{real}}{u_{medida}}$$

Ru : 1.0	si	$0 < u^*_{medido} < 0.125$, $u_{medido} \leq 0.125 \sigma_{3c}$
Ru : 2.75	si	$0.125 < u^*_{medido} \leq 0.38$, $0.125 \sigma_{3c} < u_{medido} \leq 0.38 \sigma_{3c}$
Ru : No existe	si	$0.38 < u^*_{medido}$, $u^*_{real} = 1.0 ; u_{real} = \sigma_{3c}$

Lo anterior indica que, cuando la presión de poro comienza a crecer y hasta un valor aproximado de un décimo de la presión de confinamiento, la presión en el agua es tan pequeña que genera vacíos adicionales mínimos en la probeta, por lo que la presión de poro medida puede considerarse como la real. Sin embargo, cuando la presión de poro se acerca a la mitad de la presión de confinamiento (cerca de $0.4 \sigma_{3c}$) la presión en el agua de poro es tan grande que en realidad ya se hubiera generado licuación en la probeta, aunque la condición parcialmente drenada nos permita seguir midiendo presiones positivas.

Corrección por penetración dependiente del nivel de esfuerzos

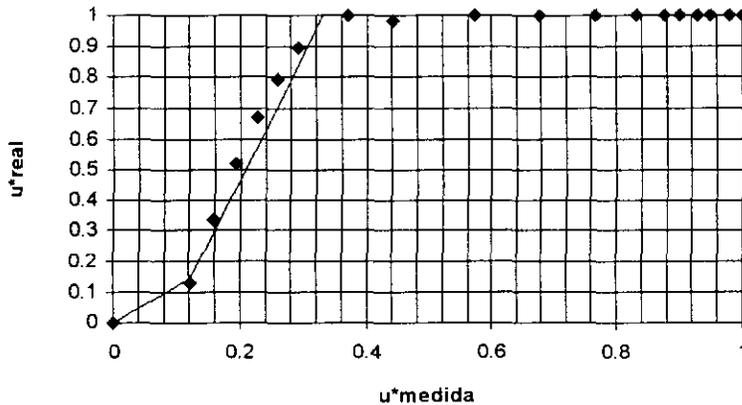


Figura 3.26 Corrección utilizada durante esta investigación, aplicable a pruebas cíclicas y monotónicas

La magnitud de la presión de poro en la que se presenten estas condiciones dependerá directamente del diámetro de la partícula y el tipo de material, por ser éstos los factores que determinan la forma de las curvas de deformación volumétrica. El factor de corrección obtenido en esta investigación, para los valores intermedios de esfuerzos, es bastante similar con el que propone Martin et al. (1978) en la gráfica de la Figura 3.20 (obtenga el valor de C_{rm} para los diámetros de partícula y probeta establecidos y sume la unidad para obtener el valor de R_p). La pendiente obtenida con la simplificación de Fan (1993) es un poco menor, pero el coeficiente correlación lineal en este caso es bastante menor que la unidad, lo que no sucede en la simplificación que se propone en esta investigación ($r : 0.99$).

La corrección se aplica en el tramo en que aumenta la presión de poro y también cuando ésta descende (si no se han rebasado los límites que marcan la licuación) pero sólo hasta el valor cero (de presión de poro) o inicial de prueba. En cuanto a los valores de presión de poro negativa, éstos generan el efecto contrario : hacen penetrar a la membrana en cuanto aumentan su valor absoluto, por lo que correcciones de este tipo no son aplicables. Si se toma en cuenta que estos valores negativos no representan situaciones de peligro (como licuación) no corregir el valor medido no representa errores significativos en cuanto a presión de poro se refiere, sin embargo, quizá sea necesaria mayor investigación acerca de la repercusión que este fenómeno tiene sobre las deformaciones que presenta el material a lo largo del ensaye.

Esta corrección se aplicará a los resultados de las pruebas cíclicas, al considerar que los efectos en la presión de poro son los mismos si se secciona la prueba en instantes específicos (a cierto nivel de presión de poro, con la misma presión de confinamiento), a los que se presentan en una prueba monotónica. La corrección por número de ciclos se detalló en puntos anteriores.

Es muy importante señalar que las correcciones obtenidas en la mayoría de los trabajos, modifican cuantitativamente los resultados de un ensaye no drenado, es decir, son ajustes puntuales a valores específicos obtenidos de una prueba donde se ha permitido parcialmente el drenaje. Según Seed et al. (1989) la forma de la curva de presión de poro-deformación axial se mantiene y sólo cambia la magnitud de la presión medida, algunos otros investigadores que también ensayaron probetas con penetración nula y con correcciones posteriores al ensaye, indican que no existe una importante modificación en las curvas de los espacios $s'-t$, $p'-q$ o $\varepsilon-\tau$.

Tabla 3.1 Resultados de la Prueba de Carga isotrópica para evaluar el efecto de penetración de la membrana
CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE PENETRACIÓN : CARGA ISOTRÓPICA

Datos de la probeta .-				diámetro (cm)	3.6	A probeta (cm ²)	10.1787581
				altura (cm)	7.9	Am	89.3468765
				cte lvdt	0.24857	Volumen inicial	80.4121888
				Dr (%)	60		
σ_s (kg/cm ²)	lvdt(volt)	δ (cm)	ϵ_s (%)	bureta(cm ³)	ΔV_T (cm ³)	δm (cm ³ /cm ²)	δm (Dr:89%)*
incrementos		desplazamiento	deform.unit.		vol.total V_T	$V_T - 3\epsilon_a$	
0.3	0.59196	0	0	19	0	0	0
0.5	0.592	9.9428E-06	0.00012586	17.5	1.5	0.01678623	0.01510761
0.7	0.5928	0.0002088	0.00264302	16.9	2.1	0.02345633	0.02111069
1	0.60449	0.00311458	0.03942509	16.2	2.8	0.03062902	0.02756612
1.3	0.61686	0.00618939	0.07834675	15.9	3.1	0.03328654	0.02995789
1.5	0.6279	0.00893361	0.11308362	15.5	3.5	0.03713881	0.03342493
1.7	0.63657	0.01108871	0.14036339	15.3	3.7	0.03888686	0.03499818
2	0.64765	0.01384286	0.17522612	15	4	0.04161803	0.03745622
2.5	0.66569	0.01832707	0.23198818	14.3	4.7	0.04843302	0.04358972
3	0.6798	0.02183439	0.27638467	13.8	5.2	0.05323208	0.04790887
3.5	0.698	0.02635836	0.33365016	13.2	5.8	0.05891985	0.05302786
4	0.708	0.02884406	0.36511472	13	6	0.06059393	0.05453454

*diferencias promedio entre δm 60% y δm 89% : 8.5%

Tabla 3.2 Contribución de la penetración de la membrana al cambio volumetrico total medido

CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS DE CONTRIBUCIÓN VOLUMÉTRICA: DESCARGA ISOTRÓPICA

Datos de la probeta .-	diámetro (cm)	3.6	A probeta (cm ²)	10.1787581
	altura (cm)	7.9	A _m	89.3468765
			Volumen inicial	80.4121888
	cte lvd	0.24857		
	Dr (%)	60		

σ_3 (kg/cm ²) decrementos	lvdt(volt)	δ (cm)	ε (%)	bureta(cm ³)	ΔV_T (cm ³) vol.total	δm (cm ³ /cm ²)	ΔV_s (cm ³) esqueleto suelo	ΔV_m (cm ³) p.membrana
4	0.708	0	0	13	0	0	0	0
3.5	0.707	0.00024857	0.00314646	13.1	0.12435926	0.00130692	0.00943937	0.11491989
3	0.70538	0.00065125	0.00824371	13.2	0.24871851	0.00256116	0.024731142	0.223987371
2.5	0.699	0.00223713	0.0283181	13.3	0.37307777	0.00341102	0.0849543	0.28812347
2	0.6916	0.00407655	0.05160187	13.8	0.99487405	0.00974171	0.15480562	0.84006843
1.5	0.6822	0.00641311	0.08117856	14.4	1.74102959	0.01729436	0.24353567	1.49749392
1.3	0.6766	0.0078051	0.09879871	14.8	2.23846661	0.0223861	0.29639613	1.94207049
1	0.6693	0.00961966	0.12176784	15	2.48718513	0.02454967	0.36530351	2.12188162
0.7	0.66	0.01193136	0.15102987	15.5	3.10898141	0.03071895	0.45308962	2.65589179
0.5	0.6533	0.01359678	0.17211113	15.9	3.60641843	0.03571724	0.51633338	3.09008505
0.3	0.64854	0.01477997	0.18708826	16.7	4.60129248	0.04644782	0.56126477	4.04002772

Capítulo 4

COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS GRANULARES

4.1 Introducción

Desde los trabajos pioneros de Casagrande (1936) se han desarrollado y establecido conceptos básicos para comprender el comportamiento de los suelos granulares y buscar soluciones prácticas a los problemas ingenieriles con los que se relacionan.

Como ya se explicó en capítulos anteriores, las condiciones de ensaye en el laboratorio reproducen las posibles situaciones de carga a las que se sujetará al material en el campo. Si se somete al suelo totalmente saturado bajo alguna condición de carga, y se permite drenar el agua existente en los poros, al generarse esfuerzos cortantes en el suelo granular, éste tiende a reducir su volumen, es decir, se comprime. El nivel de compresión que experimente el suelo depende de la densidad del material antes de la aplicación de carga. Entre más suelto el estado del material, mayor la compresión que presentará; si la densidad del material aumenta, la tendencia a comprimirse (contracción) es menor y se presenta un nivel de deformaciones muy pequeño para después aumentar de volumen (dilatación); en una tercera etapa y si las deformaciones y esfuerzos son lo suficientemente grandes, este material puede contraerse una vez más. A los suelos que se comprimen por efecto de la aplicación de cargas se les conoce como contractivos, y los que aumentan de volumen como dilatantes.

Cuando se somete al material a condiciones de carga no drenada, se impide el cambio de volumen, por lo que el agua contenida en los poros del suelo experimenta un cambio de presión. Si el suelo es contractivo la presión en el agua aumenta, si la densidad del suelo es muy baja la presión de poro puede aumentar a tal grado que anule los esfuerzos efectivos eliminando la capacidad del suelo de soportar esfuerzos cortantes, mientras que, en el caso de suelos dilatantes la presión de poro disminuye.

4.2 Descripción del comportamiento

Para describir el comportamiento de este tipo de suelos es necesario determinar las variables de esfuerzo-deformación apropiadas; en esta investigación, donde se realizaron pruebas triaxiales, se utilizan curvas de esfuerzo desviador o presión de poro contra deformación unitaria axial, así como trayectorias de esfuerzos.

4.2.1 Variables de esfuerzo :

Diagramas s'-t

- Esfuerzo normal efectivo medio .-

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

- Esfuerzo cortante máximo.-

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

*los subíndices denotan esfuerzos principales efectivos.

Diagramas $p'-q$

- Esfuerzo efectivo octaédrico .-

$$p = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$$

- Esfuerzo desviador.-

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

Para los ensayos triaxiales de compresión, el esfuerzo principal efectivo mayor es el vertical ($\sigma'_v = \sigma'_1$) y el menor, el horizontal ($\sigma'_h = \sigma'_3$).

Cuando se aplican esfuerzos cortantes sin drenaje después de la consolidación, se genera presión de poro y la trayectoria de esfuerzos se desvía de la que se obtiene para condiciones drenadas (trayectoria drenada : una línea recta con pendiente 1:1 en el espacio s' contra t y con pendiente 3 :1 en el espacio $p'-q$ para el caso en que se incrementa el esfuerzo axial y se mantiene constante el radial) siendo la distancia horizontal entre la trayectoria de esfuerzos drenada y la no drenada la presión de poro en exceso de la hidrostática, o simplemente Δu . (Figura 4.1). El comportamiento generalizado de los ensayos no drenados se muestra en la figura 4.2. Las probetas densas generan presiones de poro negativas mientras que las sueltas solo generan presión de poro positiva. La curva esfuerzo-deformación de las probetas en estado muy suelto definen un máximo después del cual la presión de poro continua aumentando, hasta que a deformaciones grandes tiende a mantenerse constante ; en este estado se han producido reducciones importantes en los esfuerzos normales efectivos y en los esfuerzos cortantes, incluso pueden anularse (licuación).

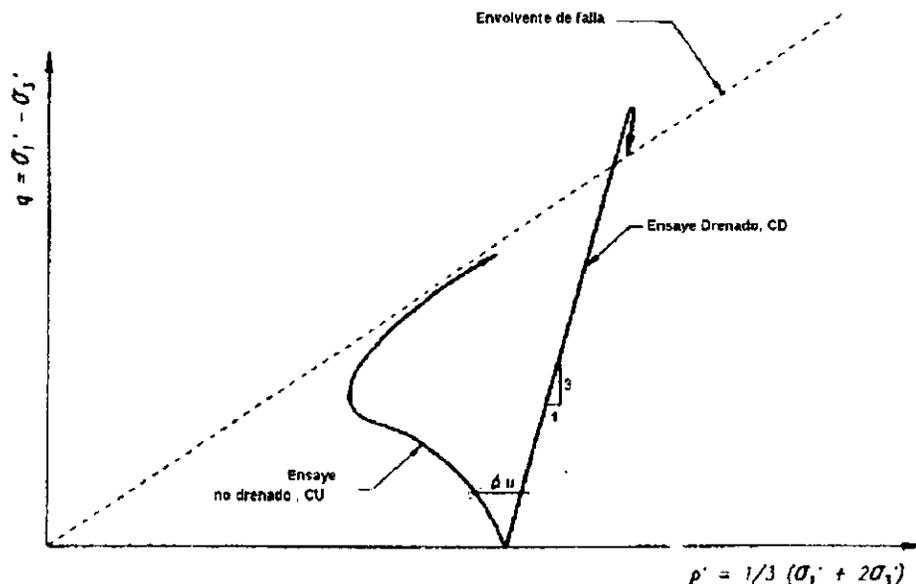
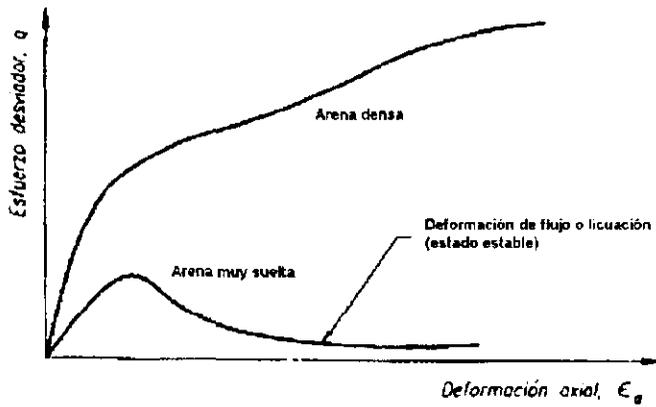
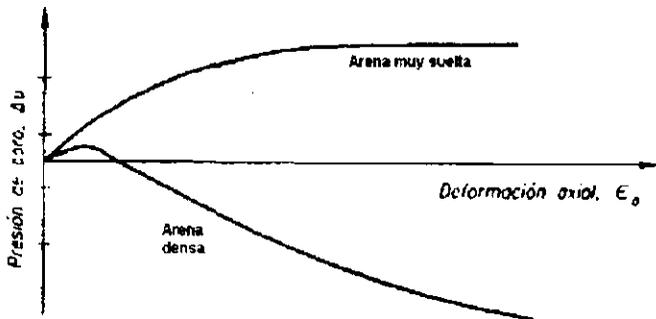


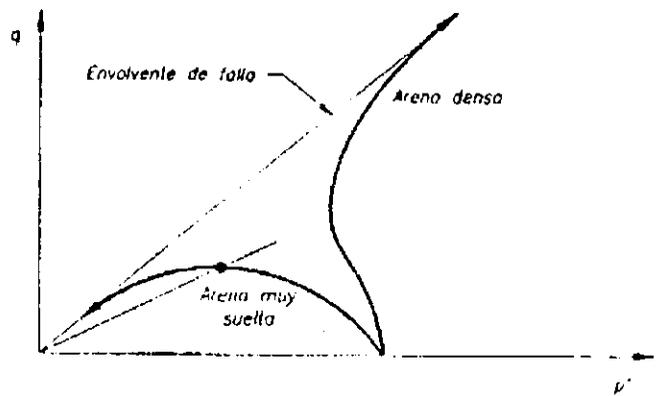
Figura 4.1 Trayectorias de esfuerzos efectivos de compresión triaxial, ensayos CU y CD



a) Curva esfuerzo-deformación



b) Presión de poro contra deformación



c) Trayectorias de esfuerzos

Figura 4.2 Comportamiento no drenado de arenas en compresión triaxial

4.2.2 Terminología.

Para evitar confusión respecto al uso de algún término para definir un aspecto en particular del comportamiento del material, a continuación se presentan breves definiciones de los conceptos más útiles en la descripción del comportamiento de los materiales granulares.

El **estado** de una arena es la descripción de las condiciones físicas bajo las cuales existe. Relación de vacíos (o densidad relativa) y esfuerzos son las variables de estado primarias para suelos. La formación (isotrópica o anisotrópica) de las probetas es una variable de estado importante, mientras que la temperatura, por ejemplo, es de poca importancia para las arenas.

Las **propiedades materiales intrínsecas** de la arena pueden ser definidas independientes del estado del material. Los ejemplos pueden ser distribución granulométrica, forma de los granos, mineralogía, ángulo de fricción interparticular ϕ_u y densidad de sólidos.

Las **propiedades de comportamiento** de una arena son medidas en pruebas específicas y dependerán del tipo de prueba, estado inicial y propiedades intrínsecas de la arena ; ejemplo de estas propiedades incluyen el ángulo de fricción máximo, la velocidad de dilatación, presiones de poro en la falla, resistencia no drenada y módulo cortante.

Los **parámetros constitutivos** pueden ser intrínsecos o de comportamiento, pero ellos requieren de una especial atención cuando se postulan las hipótesis de los modelos constitutivos para la arena ; el módulo cortante y la relación de Poisson son ejemplos para un modelo elástico lineal isotrópico.

La **formación de la probeta** es el término usado para describir el arreglo de los granos de arena en una escala en particular (estructura interna). Esto incluye una descripción de los contactos entre partículas, sus orientaciones y distribución, o contactos cementados si existieran.

4.3 Estado Crítico

El término, *estado crítico*, fue descrito por Roscoe et al (1958) como el estado en el que un suelo o algún otro material continua su deformación a esfuerzo y relación de vacíos constantes ; posteriormente Roscoe, Schofield y Wroth (1968) indican que este es un estado ideal en el cual la masa se deforma continuamente sin tener una orientación estructural preferencial. Esta interpretación es soportada con la Figura 4.3, este estado, así definido, se encuentra entre el valor de resistencia máxima (pico) y residual.

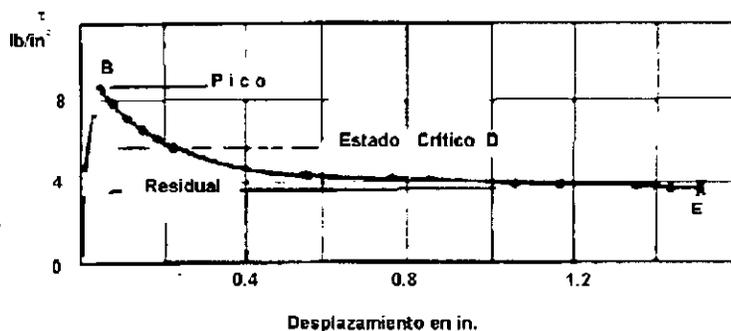


Figura 4.3 Definición de estado crítico

En una prueba drenada el estado donde se alcanza la relación de vacíos crítica puede ser definido como el esfuerzo último de una muestra en la cual cualquier incremento posterior arbitrario de distorsión cortante no provoca ningún cambio en la relación de vacíos. Los puntos obtenidos de relación de vacíos crítica para una serie de pruebas drenadas se puede esperar definan una línea en una superficie de falla drenada.

En una prueba no drenada la muestra permanece con su relación de vacíos constante, pero el esfuerzo efectivo p se altera conforme la muestra entra en un estado último (particular para esa e) y si la relación de vacíos se mantiene durante el corte, este será el valor de $e_{crítica}$. Los puntos obtenidos de esta forma ($p'-e$) para una serie de probetas ensayadas en condiciones no drenadas pueden definir una línea (no necesariamente la misma que la anterior) en una superficie de falla no drenada.

Si los resultados de pruebas drenadas y no drenadas muestran que existe, de hecho, una línea única en la cual todos los patrones de carga en el espacio " p, e, q " convergen, entonces esta línea se llamará línea de relación de vacíos crítica. Las superficies de falla drenada y no drenada coinciden a lo largo de esta línea.

4.4 Estado Estable

Según Poulos (1981) el estado estable de deformación se alcanza solo después de que todas las orientaciones de las partículas presentan una condición estática (estado estable), si esto ocurre los esfuerzos cortantes necesarios para continuar la deformación y la velocidad de deformación permanecen constantes.

Ejemplos del estado estable de deformación.

Este estado ocurre durante pruebas no drenadas en arenas sueltas saturadas después de que un estado de licuación se ha alcanzado; en este estado la estructura original del espécimen ha sido completamente destruida y reorganizada en una nueva "estructura de flujo", originalmente propuesta por Casagrande. Este tipo de comportamiento también ocurre en pruebas drenadas en arenas a grandes deformaciones por lo que el fenómeno se define como un proceso de colapso estructural de una masa de partículas bajo la influencia de esfuerzos cortantes que comienza bajo los primeros pequeños incrementos de carga y se completa sólo cuando el estado estable de deformación es alcanzado y toda la influencia de la estructura original se pierde.

La estructura inicial del espécimen y su correspondiente curva de esfuerzo-deformación dependen de la manera en la cual la probeta fue preparada; en contraste, la estructura de flujo y su correspondiente resistencia al corte para un suelo en particular no son dependientes de la estructura inicial y según Poulos (1981) lo son de: i) El esfuerzo normal efectivo durante el estado estable y ii) la velocidad de deformación. Por lo tanto, para un determinado tipo de suelo y una velocidad de deformación específica existe una relación única entre la relación de vacíos, el esfuerzo normal efectivo, y los esfuerzos cortantes durante el estado estable de deformación.

El mismo Poulos ratifica en 1981, que el estado estable de deformación no es una condición "estática"; el estado estable existe solo durante la deformación por corte. Si la deformación por corte es detenida, entonces las partículas forman una nueva estructura diferente a la que existiría durante el estado estable de deformación. Si la aplicación de esfuerzos cortantes comienza una vez más bajo las mismas condiciones de prueba, el espécimen no alcanzará el estado estable otra vez hasta que las deformaciones sean lo suficientemente grandes para crear una estructura de flujo nuevamente; en la Figura 4.4.a se muestra la relación única entre la relación de vacíos y el esfuerzo principal menor efectivo durante el estado estable.

Considerando una probeta que es compactada a una determinada relación de vacíos y un esfuerzo efectivo normal tal, que la ubica en el punto A de la figura 4.4.a, se puede decir

que ese espécimen no se encuentra en un estado estable de deformación sino que tiene una cierta estructura que deberá destruirse bajo esfuerzos cortantes para crear una nueva estructura de flujo, que existe sólo durante velocidad continua de deformación. Por lo tanto, la línea del estado estable es el lugar geométrico de todos los puntos en el cual el suelo puede deformarse continuamente en un estado estable, y no es una línea que conecte estados del suelo.

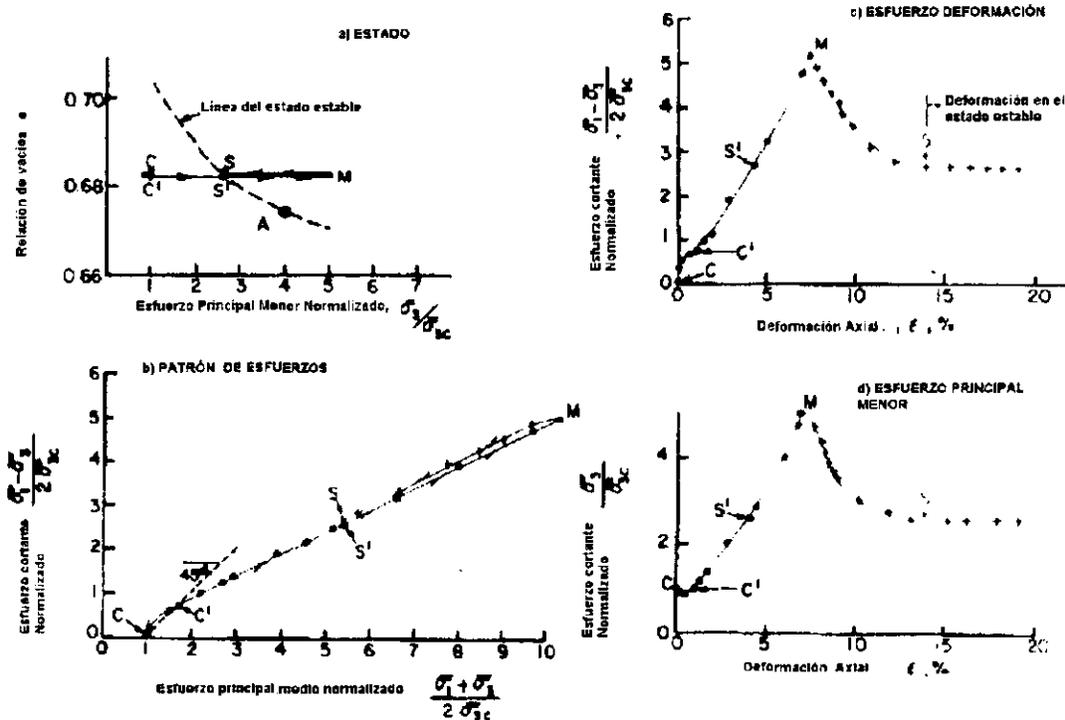


Figura 4.4 Propiedades esfuerzo-deformación de probetas sueltas de arena Banding en compresión triaxial

4.4.1 Estructura de flujo.

En el caso de las arenas es más difícil concebir la estructura de flujo que en las arcillas, porque la posición, en general, de los granos de una arena no parecen tener un grado significativo de orientación. A pesar de los enormes efectos de estructura (reordenamiento de partículas) es difícil visualizar el efecto de esto en las curvas de esfuerzo-deformación de las arenas, sin embargo, varios investigadores han demostrado que este fenómeno existe y se sabe con claridad que si una arena saturada es sujeta a corte no drenado, el menor cambio en el arreglo de las partículas podría ocasionar cambios substanciales en la presión de poro.

Poulos (1981) realizó estudios en arenas para determinar la presencia de estructura de flujo en varias condiciones de ensaye. Un espécimen fue compactado con el fin de obtener una alta relación de vacíos, y consolidado bajo una presión de consolidación efectiva muy baja. Según la figura 4.4.a la probeta se encuentra abajo de la línea del estado estable (punto C) y por lo tanto se comporta como dilatante en una prueba de compresión triaxial. Los resultados del ensaye demostraron que la probeta primero fue ligeramente contractiva, ya que la presión de poro aumentó bajo los primeros incrementos de carga. Cuando se habían alcanzado grandes esfuerzos cortantes la probeta se convirtió en dilatante, la presión de poro inducida disminuyó y el esfuerzo principal menor efectivo se incrementó. Durante la porción de la

prueba cuando el espécimen fue dilatante la línea de estado en el diagrama fue cruzada en el punto S', en donde el estado estable de deformación todavía no se ha alcanzado.

La explicación para este comportamiento es que la estructura del espécimen en el punto S' no fue de estructura de flujo, con lo que se podría haber alcanzado el estado estable de deformación. La estructura había sido dilatante y estaba todavía "internamente-sujetada" ("internally-braced", A. Casagrande) en esta etapa de deformación. Conforme los esfuerzos cortantes se incrementaron y la dilatación continuó, el esfuerzo principal menor efectivo se incrementó hasta alcanzar el punto M en la Figura 4.4.d; entonces el esfuerzo efectivo fue lo suficientemente grande para que el esqueleto experimentara un decremento de volumen, el espécimen se había convertido en contractivo. Por lo tanto, la presión de poro se incrementó y correspondientemente el esfuerzo efectivo disminuyó. Como las deformaciones se incrementaron y el esfuerzo efectivo estaba disminuyendo, las partículas tenían suficiente libertad durante el corte para que pudieran re-orientarse bajo la influencia de las deformaciones por corte, lo que causó el proceso de crecimiento de presión de poro y la continua re-orientación de los granos. Finalmente cuando las deformaciones fueron lo suficientemente grandes, se alcanzó el estado estable en el punto S, después del cual no ocurrió ningún cambio en los esfuerzos cortantes, esfuerzo normal efectivo o presión de poro, mientras que la velocidad de deformación fue esencialmente constante a través de la prueba. El estado estable de deformación se obtuvo a una deformación aproximada del 14% y este estado persistió entre el 14 y el 19% de deformación, en el punto en que la prueba fue terminada. Una vez más en los puntos S y S', la relación de vacíos, esfuerzo normal efectivo y esfuerzos cortantes fueron idénticos, y aun así, el estado estable de deformación ocurrió en el punto S y no en el S'.

La única variable que podría diferenciar al punto S del S' en la Figura 4.4 es la estructura del suelo. Por lo tanto, la diferencia en estructura en estos dos puntos podría ser la causa de las mayores diferencias en el comportamiento, que es evidente en los correspondientes puntos de la curva esfuerzo-deformación.

4.4.2 Estado estable y Estado crítico

Uno de los objetivos de esta investigación es verificar la existencia de una línea única de estado estable para suelos granulares (arena gruesa) a pesar del patrón de esfuerzos que se le apliquen. Poulos en 1981 relaciona el término estado estable con el usado para el estado estable de flujo en líquidos (no acelerativo) y se le añade el término de deformación para enfatizar el hecho de que el estado estable no existe a menos de que la deformación continúe. Si la velocidad de deformación es cero o cambia, el espécimen no se encuentra en un estado estable de deformación. Es más sencillo establecer el estado último o de estructura de flujo en el caso del estado estable, que en el estado crítico donde existe una parcial re-orientación o cambio de estructura, además, el estado estable de deformación puede ser aplicado a todas las masas formadas por partículas: juntas de roca, suelos, productos químicos, etc.

Algunas de las aplicaciones prácticas que tiene el uso de este estado para identificación del comportamiento de los materiales son:

- a) El significado de las presiones de poro medidas in-situ antes, durante y después de una falla, y el uso de estas mediciones para analizar la falla pueden ser claramente comprendidas.
- b) La elección de la resistencia al corte cuando se analiza la estabilidad de taludes y la elección de un factor apropiado de seguridad pueden mejorarse cuando los datos esfuerzo-deformación son analizados desde el punto de vista del estado estable de deformación como el resultado final de la deformación por corte de los suelos.

c) Ningún aparato puede ser usado para medir las curvas esfuerzo-deformación de todos los suelos y condiciones de prueba. La selección del aparato ideal para determinadas aplicaciones se relaciona con la forma de la curva esfuerzo-deformación, y si el concepto de estado estable de deformación ayuda a comprender la forma de estas curvas para varias condiciones de prueba, el uso de este concepto puede ser muy útil en el proceso de selección.

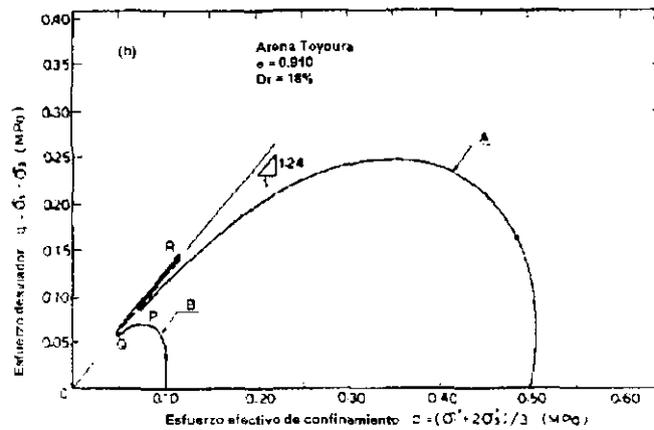
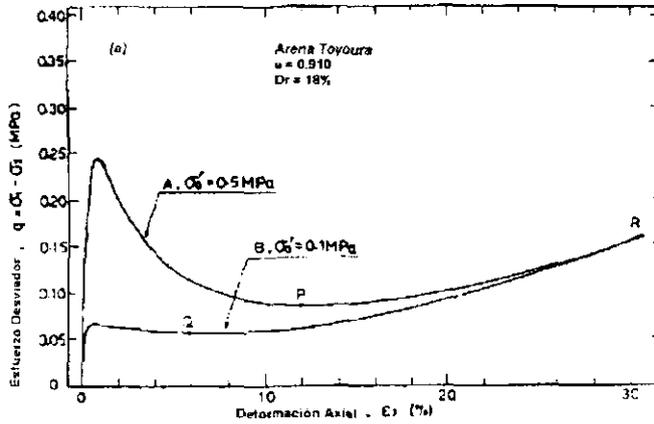
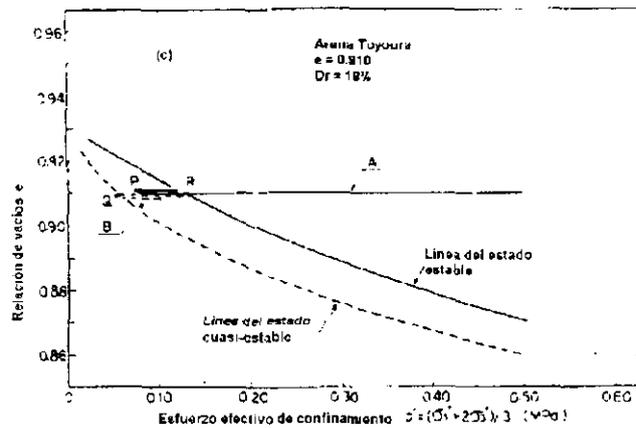
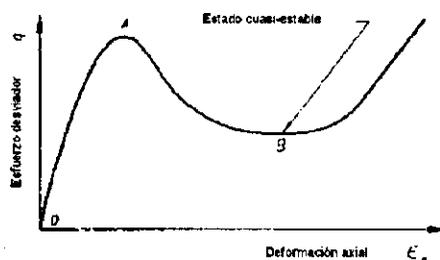


Figura 4.5 Determinación del estado cuasi-estable

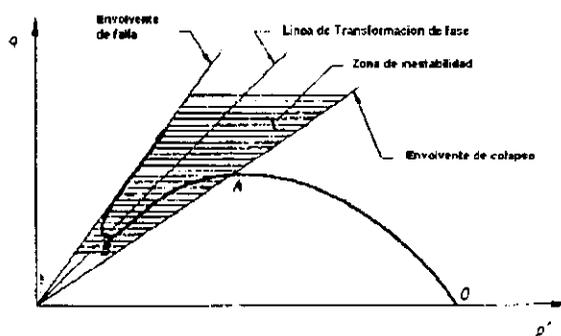


4.5 Estado de transformación de fase y estado cuasi-estable.

El comportamiento descrito en incisos anteriores indica que, si la densidad es grande o el esfuerzo efectivo de confinamiento lo suficientemente bajo, la muestra tiende a presentar un comportamiento dilatante conforme el esfuerzo y deformaciones de corte se incrementen hasta que alcanza un estado último, que puede ser el estado estable. Sin embargo, cuando se combinan situaciones específicas de esfuerzo de confinamiento y densidad del material, algunas probetas presentan un marcado comportamiento contractivo al principio de la prueba, pero después de un cierto rango de deformación, éstas comienzan a dilatar cuando se aproximan al estado estable al final de la prueba (Figura 4.5 ;Ishihara,1993). En la curva $e-p'$ se observa una caída temporal del valor de resistencia acompañada de grandes deformaciones cuando la arena cambia su comportamiento de contractivo a dilatante. Diversos investigadores (Castro, 1975 ; Hanzawa, 1980 ; Mohamad y Dobry, 1986 ; Been et al., 1991 ; Konrad, 1990 ; Vaid et al., 1990 ; Georgiannou et al., 1991) han observado y reportado estas caídas de resistencia, llamando generalmente a esta situación como "flujo con deformación limitada".



a) Esfuerzo desviador contra deformación



b) Trayectoria de esfuerzos

Figura 4.6 Comportamiento no drenado de una muestra suelta en la que se presenta estado cuasi-estable

Uno de los aspectos importantes de este estado, es que los esfuerzos cortantes movilizados en esta condición de deformación moderada son más pequeños que los movilizados en el estado estable último con deformaciones mucho más grandes ; por lo que, si la resistencia residual es fundamental en la solución de problemas prácticos de ingeniería, el hecho de que la arena puede presentar dos niveles diferentes de resistencia, introduce un serio cuestionamiento acerca de cual de las dos debe ser tomada como la resistencia residual del material.

La respuesta a esta pregunta difiere dependiendo de las circunstancias individuales encontradas en la práctica, sin embargo, la mayoría de los investigadores adoptan la definición de estado estable por considerar que en este estado intermedio se encuentra la resistencia mínima del material (estado último). Este estado de resistencia mínima coincide con el definido

como estado de transformación de fase (Ishihara et al. 1975) que implica un estado temporal de transición entre el estado contractivo y dilatante de una arena, y los puntos donde esto ocurre definen una línea en el espacio de esfuerzos (línea de transformación de fase), que en general no coincide con la envolvente de falla, aunque también pasa por el origen (Figura 4.6).

Ishihara (1993) estudia un caso particular de la transformación de fase, en donde se presenta una reducción importante en el valor de resistencia y que toma lugar en un rango limitado de deformaciones, que Alarcón-Guzman et al. (1988) y Been et al. (1991) llamaron "estado cuasi-estable", como un concepto opuesto al definido como estado estable y que sólo es alcanzado en grandes deformaciones.

Se ha observado experimentalmente que la ocurrencia de esta "caída" en la resistencia del material está gobernada por la relación de vacíos y esfuerzos de confinamiento en el momento de consolidar a la probeta. Si se define al estado cuasi-estable como un caso particular de la transformación de fase, y este estado, en general, cambia dependiendo de la magnitud del esfuerzo efectivo inicial de confinamiento, el estado cuasi-estable no se puede definir precisamente, sin embargo, según Ishihara (1993) es posible dibujar una línea que represente las condiciones promedio de probetas en estado cuasi-estable en un diagrama $e-p'$, que sirva para facilitar la evaluación de la resistencia residual mínima.

4.6 Diagramas de estado

El espacio de relación de vacíos contra presión efectiva media ($e-p'$ o $e-\log p'$) puede utilizarse para dibujar las trayectorias que siguen las muestras durante su etapa de falla. En el caso de ensayos no drenados, las trayectorias son líneas horizontales pues en estos no hay cambio de volumen, si se tienen muestras puramente contractivas las trayectorias siempre se desplazan hacia la izquierda hasta llegar al estado estable, si se unen los estados estables de varias probetas se define una línea, la representación de la línea de estado estable en este espacio constituye un diagrama de estado.

Los diagramas de estado pueden emplearse para predecir cualitativamente el comportamiento de cualquier probeta, dadas su relación de vacíos inicial y su presión efectiva de consolidación.

El comportamiento no drenado de las arenas bajo carga monotónica se caracteriza en términos de tres regiones en el diagrama de estado. En la Figura 4.7 se considera el comportamiento de especímenes de arena con relación de vacíos constante a diferentes niveles de esfuerzo efectivo inicial medio; esta figura está basada en los trabajos de Castro (1969) y fue complementada con extensas investigaciones realizadas en años recientes (Alarcón-Guzman 1986, Been y Jefferies 1985, Ishihara 1985, Lindenberg y Koning 1981, Mohamad y Dobry 1986, Selig y Chang 1981, Sladen et al, 1985, Vaid y Chern 1985).

Primero, existe una región en el diagrama de estado en la cual la arena presenta un comportamiento de reblandecimiento-deformación después del punto (máximo) pico en la curva de esfuerzo-deformación, lo cual ocurre a deformaciones pequeñas; existe una marcada reducción de la resistencia bajo esfuerzos que indica una resistencia residual o última, sin tomar en cuenta la amplitud de las deformaciones. Los correspondientes patrones de esfuerzos para las probetas D, E o F en la Figura 4.7.b muestran un pico pronunciado después del cual la resistencia disminuye hasta alcanzar la envolvente de falla en el estado estable (punto S); la localización de todos estos puntos en el diagrama de estado forma la línea F (línea de estado estable).

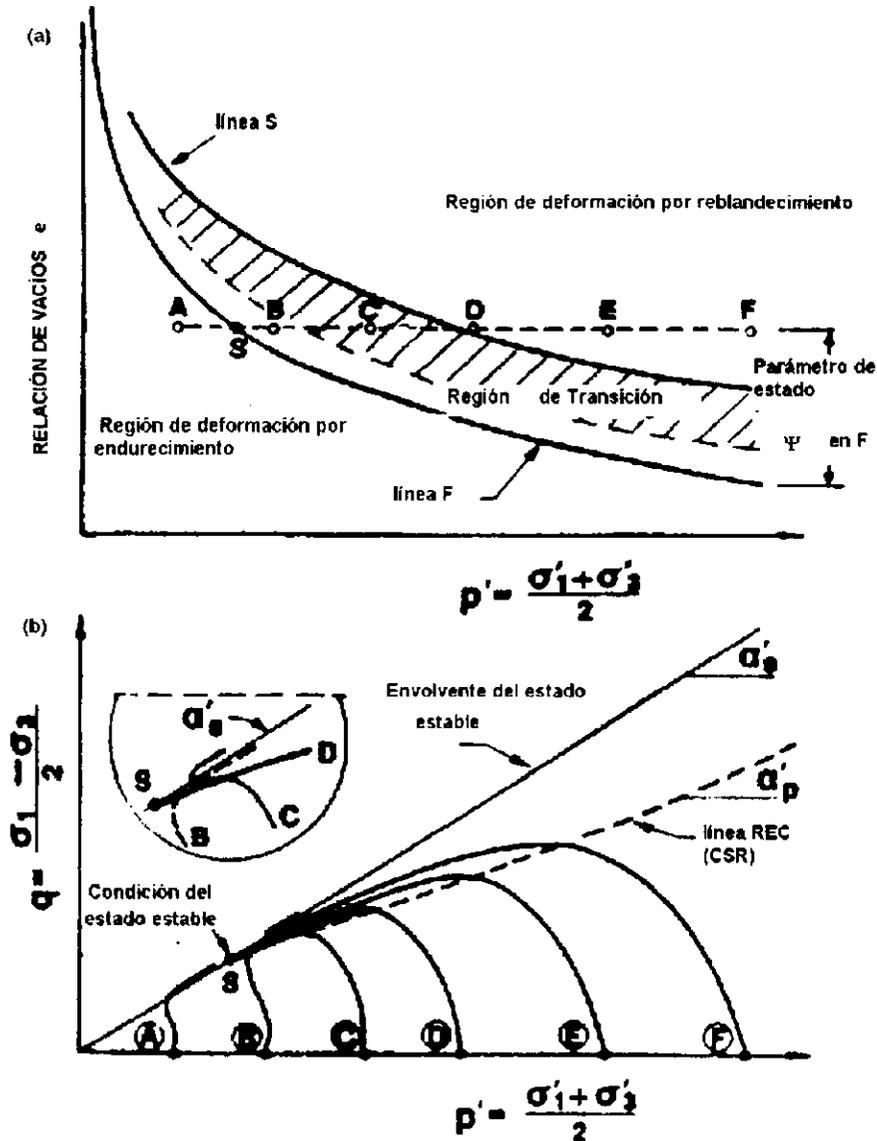
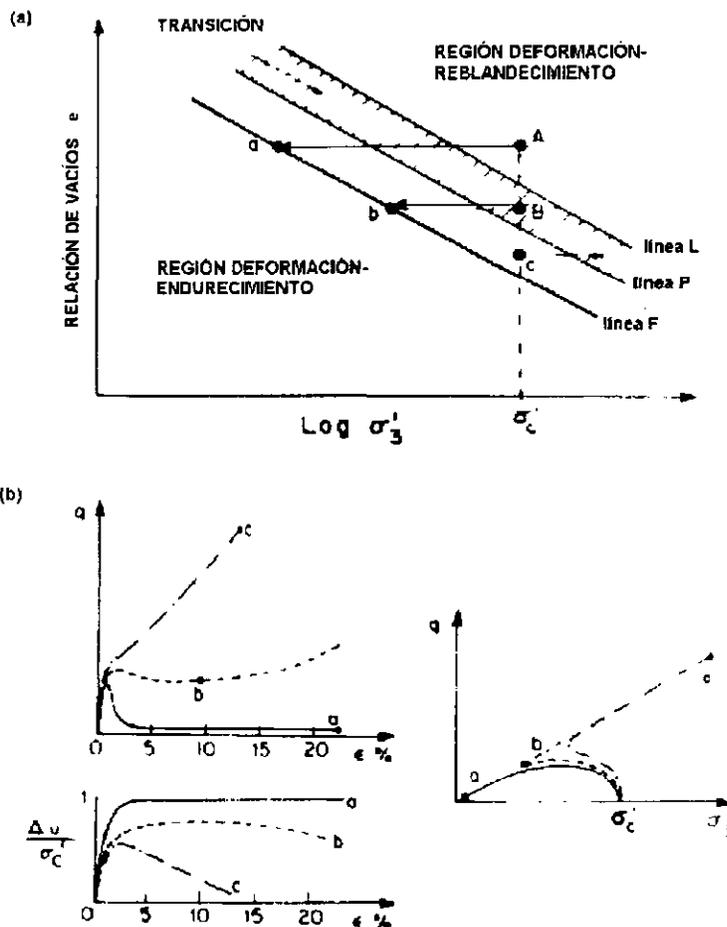


Figura 4.7 Comportamiento monotónico no drenado para una densidad relativa constante

Segundo, existe una región de transición en el diagrama de estado en la cual la resistencia decrece a un valor residual sobre un limitado rango de deformaciones, después del cual, la probeta gana resistencia (endurecimiento-deformación) al disminuir el valor de la presión de poro. El patrón de esfuerzos muestra un "codo" después del cual se mueve sobre la envolvente de falla (probeta C). En esta región de transición en el diagrama, las muestras experimentarían sólo licuación limitada como se observa en la muestra B de la Figura 4.8 (Konrad, 1990). La respuesta presión de poro-deformación inducida (curva b) de muestras que presentan flujo limitado consiste típicamente en un rápido incremento en el exceso de presión de poro a pequeñas deformaciones, 1-2 %, esta presión de poro permanece constante para deformaciones del 10-15%. Después de estas deformaciones la muestra dilata y la presión de poro decrece ligeramente. Una curva de esfuerzo-deformación típica para este comportamiento es la que presenta un pico en el esfuerzo desviador para pequeñas deformaciones, para después incrementarse ligeramente cuando la muestra comienza a dilatar. Puesto que las grandes deformaciones producen daños potenciales a las estructuras, Kramer y Seed (1988)

sugirieron que debería considerarse como licuables las probetas que presentaran este tipo de comportamiento. El estado de flujo limitado se ejemplifica por el punto b en la Figura 4.8.a.

Figura 4.8 Comportamiento esquemático de las arenas



Finalmente, existe una región en el diagrama de estado en el que la arena exhibe solamente comportamiento de endurecimiento-deformación. A pesar de que la muestra presenta contracción en un primer momento, la dilatación aparece rápidamente, y como un resultado del decremento en la presión de poro, el patrón de esfuerzos presenta un punto de cambio de dirección al aproximarse a la envolvente de falla. En este tipo de probetas no se observa un pico en la curva de resistencia (probetas A y B, Figura 4.7).

De acuerdo con Castro (1969) la línea que se obtiene de ensayos drenados y que une los puntos de relación de vacíos crítica para varias probetas constituye una línea de frontera en el diagrama de estado (línea S, Fig. 4.7), separando los comportamientos que presentan deformación de flujo en el estado estable y las que sólo presentan flujo limitado. Castro (1969) definió la región de transición con las líneas P y L (Figura 4.8.a), las cuales son paralelas a la línea F. Muestras sobre la línea L son susceptibles de licuación (comportamiento de deformación-reblandecimiento), mientras que aquellas bajo esta línea experimentarían un comportamiento de deformación-endurecimiento. Muestras consolidadas entre las líneas P y L desarrollarían licuación limitada. Datos sobre la posición de estas líneas para diferentes suelos son muy limitados. De acuerdo con Alarcón-Guzmán et al. (1988) las líneas L y la S son las mismas, y corresponden a la línea de vacíos crítica obtenida de pruebas drenadas.

Estos resultados no consideran los efectos por estados de consolidación anisotrópica.

4.7 Índices o parámetros de estado.

Para cuantificar la licuabilidad de una arena en términos de su estado inicial y de su posición relativa con respecto a la línea del estado estable se han utilizado índices o parámetros de estado. El parámetro de estado ψ define la relación de vacíos y nivel de esfuerzos medio (p') de una arena relativa a un estado de referencia (estado estable), como se muestra en la Figura 4.7.a (Been y Jefferies, 1985) :

$$\Psi = e_o - e_{ss}$$

donde e_o es la relación de vacíos de una muestra en particular (o la de campo) y e_{ss} es la relación de vacíos correspondiente al estado estable para el esfuerzo efectivo de campo. La arena tendrá un comportamiento contractivo cuando $\psi > 0$ y dilatante cuando $\psi < 0$.

Por su parte Konrad (1990) mostró que la resistencia al corte no drenada de dos arenas saturadas depende del estado que presentaban después de consolidación. A pesar de que las muestras tenían la misma relación de vacíos al final de la consolidación y generaban en el estado estable deformaciones de flujo o condición de flujo limitado, éstas no presentaban necesariamente la misma resistencia en el estado estable. Entonces Konrad estableció la existencia de un límite superior de resistencia en el estado estable, referida como la línea UF en el diagrama de estado (Figura 4.9) y un límite inferior (línea LF) como se muestra en el diagrama.

Se propone entonces la existencia de un parámetro de estado Ψ_i después de consolidación, el cual se define como :

$$\Psi_i = e_c - e_{UF}$$

donde e_c es la relación de vacíos después de consolidación bajo un estado de esfuerzos $I'_1 = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ y e_{UF} es la relación de vacíos correspondiente a la línea UF para ese mismo esfuerzo.

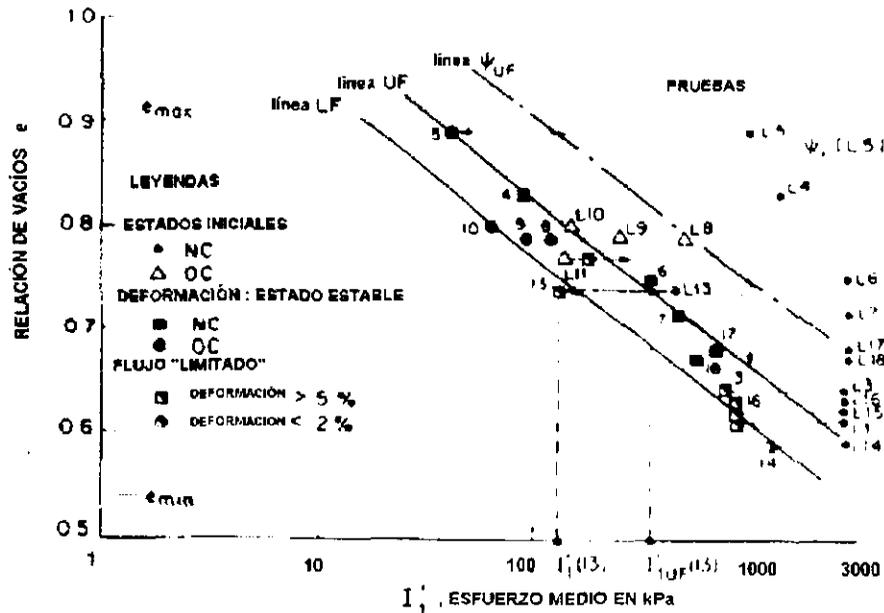


Figura 4.9 Resumen de resultados de pruebas triaxiales hechas con arena de duna (Konrad, 1990)

Konrad (1990) caracteriza el comportamiento de las arenas bajo carga monotónica en términos de cinco regiones en el diagrama de estado, mostradas esquemáticamente en la Figura 4.10 considerando el comportamiento de una probeta de arena con una determinada relación de vacíos a diferentes niveles de esfuerzo efectivo de confinamiento al final de la consolidación.

En la región (1) del diagrama de estado, donde los parámetros de estado iniciales son más grandes que el valor de Ψ_{UF} , la arena muestra un marcado comportamiento deformación-reblandecimiento y la resistencia en el estado estable se localiza en la línea UF (muestras A y B); además las resistencias pico de las probetas localizadas en esta región son directamente proporcionales al valor del esfuerzo de confinamiento (Sladen et al. 1985, Been y Jefferies 1985, Kramer y Seed 1988, Alarcón-Guzmán et al. 1988, Konrad 1990).

En la región (2) se presenta un comportamiento parecido al anterior pero la resistencia es más pequeña que la marcada por la línea UF para la misma relación de vacíos (muestra C). La región (3) (entre Ψ_{LF} y Ψ_{+LF}) se caracteriza por probetas que se comportan como las anteriores en un amplio rango de deformaciones, y dependiendo de la magnitud de estas deformaciones se pudiera presentar una ligera dilatación (muestra D). Finalmente, los estados iniciales en las regiones (4) y (5) en el diagrama de estado tienen un comportamiento de deformación-endurecimiento únicamente.

En 1993, Ishihara revisa los parámetros de estado y su rango de aplicación, y concluye que el estado de referencia que más ventajas presenta es el estado cuasi-estable, puesto que : i) el estado estable puede ser determinado únicamente como una función de la relación de vacíos y esfuerzo efectivo de confinamiento, y la determinación de la línea de este estado requiere de un gran número de ensayos para ser definida con precisión, mientras que los puntos que se obtienen con el uso del concepto de estado cuasi-estable pueden ser obtenidos con mayor facilidad y rapidez en menor número de probetas ensayadas ; ii) el estado estable se produce en una arena cuando ésta presenta deformaciones axiales del orden del 20% al 30%, mientras que el estado cuasi-estable se alcanza a niveles de deformación moderada, 5% al 20%, por lo que el tiempo necesario para obtener la esencia del comportamiento en el estado cuasi-estable, es mucho menor al del estado estable ; iii) si el estado estable se elige como el segundo estado de referencia, además de las relaciones de vacíos críticas (estado crítico), las propiedades de comportamiento de la arena a medianas deformaciones no pueden ser representadas con un índice de estado que tenga sustento en dichos conceptos. Resulta importante la determinación de un parámetro de estado que involucre la determinación de la resistencia mínima, para niveles de deformación medios, siendo este el caso de mayor importancia en la práctica común ingenieril.

Por estas razones Ishihara (1993) adopta el estado cuasi-estable como el segundo estado de referencia, y un índice de estado llamado "estado índice" I_s definido como :

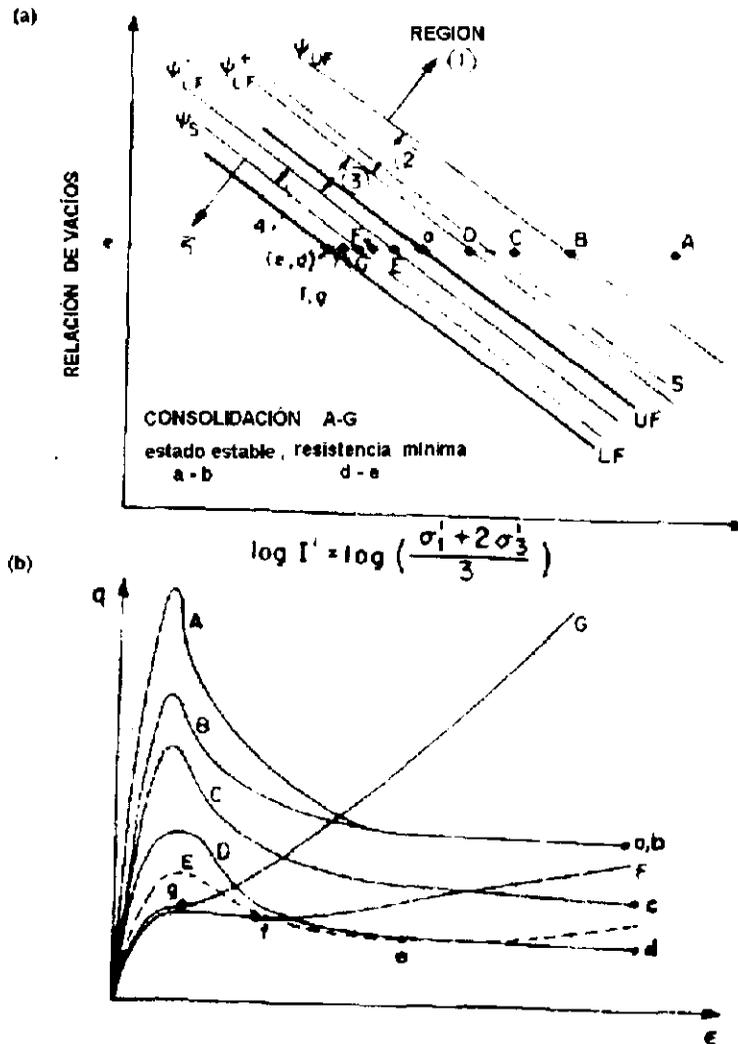
$$I_s = \frac{e_o - e}{e_o - e_s}$$

donde e_s es la relación de vacíos en el estado cuasi-estable para un esfuerzo de confinamiento. La definición del índice de estado se ilustra en la Figura 4.11, donde la línea IC es la línea de consolidación isotrópica, la línea ID es la línea que separa los puntos de probetas que presentaron o no resistencia mínima, y la línea QSS, es la línea que une todos los puntos en el estado cuasi-estable. Algunos valores especiales de I_s tienen implicaciones físicas interesantes, como :

- $I_s < 0$ resistencia residual cero
- $I_s = 0$ resistencia residual cero para un esfuerzo inicial de confinamiento menor que p_{cr}^{***} , o resistencia residual mayor que cero para esfuerzos iniciales de confinamiento mayores a p_{cr}^{***}
- $I_s = 0-0.72^*$ ocurrencia de estado cuasi-estable, con esfuerzos de corte mínimos y deformaciones moderadas
- $I_s > 0.72^*$ ocurrencia del estado estable a grandes deformaciones

* el valor de 0.72 es un valor específico para la arena ensayada por Ishihara (1993) : Arena de Toyoura

** de la Figura 4.11 p_{cr}^{**} es el esfuerzo de confinamiento crítico obtenido a partir de extrapolar el valor de la relación de vacíos e_0 (mínimo valor de e para que una probeta presente resistencia residual muy cercana al cero) a la línea de consolidación, marcando esta línea una frontera de probetas que presenten resistencia mínima igual a cero.



4.10 Caracterización del comportamiento de las arenas bajo carga monótonica (Konrad, 1990)

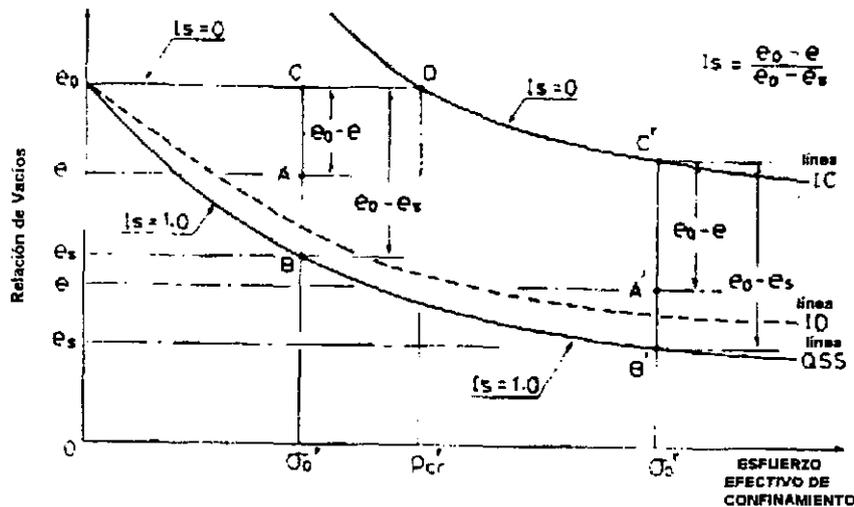


Figura 4.11 Índice de estado propuesto por Ishihara (1993)

4.8 Estados de colapso estructural

Este concepto lo introducen Alarcón-Guzmán et al. (1988) para explicar el comportamiento de las arenas bajo corte no drenado. El comportamiento de deformación reblandecimiento durante la carga no drenada se asocia con el hecho de que la estructura de las arenas contractivas es metaestable.

En un esqueleto colapsible, pequeñas deformaciones por corte serían suficientes para producir un repentino reordenamiento de granos y la pérdida de puntos de contacto entre partículas vecinas. Durante el corte no drenado el colapso de la estructura se presenta como una transferencia de carga repentina de la arena al agua, resultando en un incremento casi instantáneo en la presión de poro. Consecuentemente, la resistencia al corte se reduce substancialmente y la arena sufre grandes deformaciones en un periodo de tiempo muy corto. Las reducciones en la velocidad de aplicación de carga no previenen el colapso (Lindenberg y Koning, 1981) pero podrían reducir la severidad de sus efectos. En el proceso de deformación, los granos de arena alcanzan una orientación en el estado estable después del cual los esfuerzos cortantes necesarios para continuar la deformación, eventualmente son más bajos hasta que alcanzan un valor constante (Poulos, 1981).

Es interesante notar que a la misma relación de vacíos, la resistencia no drenada en el estado estable, pueda ser considerablemente más pequeña que la resistencia que se obtendría de una situación de volumen constante durante una prueba drenada, como se observa en los datos reportados por Castro (1969) y Alarcón-Guzmán et al. (1988).

Este comportamiento implica que la respuesta de la presión de poro en probetas de arena bajo corte no drenado, no depende únicamente del potencial de cambio de volumen, como lo determina la línea de relación de vacíos crítica, sino que también de su tendencia a colapsar, es decir, a sufrir un cambio súbito en el arreglo de sus partículas. El factor clave en el mecanismo de colapso es un abrupto y rápido cambio en la compresibilidad con respecto a la deformación por corte en amplitudes de deformación muy pequeñas. El incremento de presión de poro resultado de dicho colapso determina la diferencia entre la línea F y S (ver Figura 4.7) según Alarcón-Guzmán et al. (1988). Si el comportamiento de la arena no es frágil, el colapso no se presenta, por lo tanto, la respuesta en la presión de poro se deberá únicamente a la compresibilidad de la arena, y las líneas S y F tienden a ser la misma. Las

partículas más lisas, redondeadas y finas y de graduación más uniforme, presentan el potencial de colapso más alto y las líneas S y F de estos materiales se encuentran más separadas.

4.9 Interpretación y relación entre los estados de falla

Relación entre estado crítico, transformación de fase y estado característico.

El término transformación de fase que fue introducido por Ishihara et al. (1975) implica "un estado temporal de transición del comportamiento contractivo al dilatante". Este estado significa el comienzo del decremento en la presión de poro o el incremento en el esfuerzo desviador con el incremento en el esfuerzo de corte no drenado. El concepto de estado característico fue propuesto por Luong (1980) para referirse al nivel de esfuerzos correspondiente donde se pasa de un volumen en compresión a uno en dilatación, $\Delta\varepsilon_v = 0$, bajo condiciones drenadas. Los estados de transformación de fase y los característicos para arenas contractivas y dilatantes, se muestran en la Figura 4.12. El término "contractiva" es usado para describir el estado en donde la dilatación no ocurre bajo un patrón de $\Delta\sigma_3' = 0$.

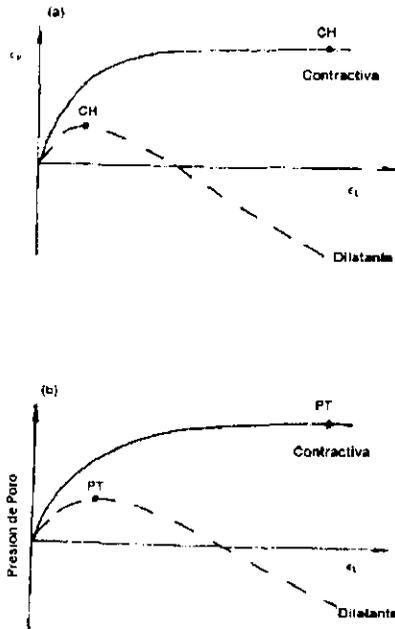


Figura 4.12 Representación esquemática del estado característico (a) y el de transformación de fase (b)

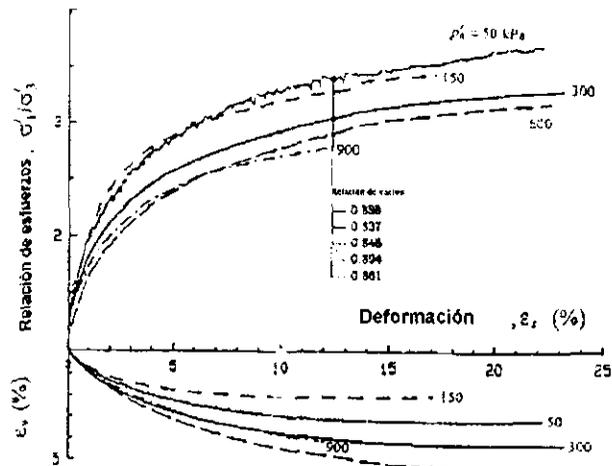


Figura 4.13 Pruebas drenadas triaxiales en muestras muy sueltas

Las similitudes entre el estado crítico y el estado característico han sido discutidas ampliamente por Luong (1980). Para una arena contractiva un estado de $\Delta\varepsilon_v = 0$ se alcanza en el estado crítico como se muestra en la figura 4.12 y 4.13. Por lo tanto el estado crítico es el mismo que el estado característico para arenas contractivas. Para arenas dilatantes, el estado característico es un estado de transición y se alcanza en bajos niveles de deformación (Figura 4.12), mientras que el estado crítico es un estado último y puede alcanzarse solo a grandes niveles de deformación (Chu, 1995). Como el estado característico es diferente del estado crítico para un suelo dilatante, el estado de transformación de fase es también diferente del estado crítico para suelos de este tipo. Para suelos contractivos el estado de transformación de fase se relaciona con el comportamiento de flujo en una prueba no drenada, por lo que es necesario examinar primero la relación entre el estado crítico y el estado estable.

Relación entre el estado crítico y el estado estable

El estado estable es definido por Poulos (1981) como un estado en el cual la masa de suelo se deforma continuamente a volumen, esfuerzo efectivo normal, esfuerzo cortante y velocidad constantes; ambos, el estado estable y el estado crítico son caracterizados por deformación continua a volumen y esfuerzos constantes. Si un estado de flujo ocurre solo en un limitado rango de deformación, es llamado estado de flujo limitado (Castro, 1969). El término estado estable es casi exclusivamente usado para describir un estado de flujo (o licuación) para condición no drenada en suelos contractivos. Suelos dilatantes normalmente no manifiestan comportamiento de flujo bajo condiciones no drenadas. Por lo tanto, una relación entre el estado crítico y el estado estable se puede solo discutir para suelos contractivos; en la mayoría de los casos el estado crítico es el estado último en una prueba drenada y el estado estable es el estado último en una prueba no drenada.

El comportamiento típico de flujo estable y de flujo limitado se observa en la figura 4.15 en la cual la prueba número 6 presenta un estado de flujo limitado y la prueba 8 un estado de flujo estable; aquí se puede observar que ambos, el estado estable y el estado de flujo limitado, se aproximan a la misma línea, llamada del estado estable. En la misma figura se muestran tres puntos de estado crítico obtenidos de pruebas drenadas que ajustan en la línea del estado estable (Chu, 1995). Por lo tanto, puede concluirse que la línea del estado estable es la misma que la línea del estado crítico. La hipótesis anterior (Chu, 1995) coincide con las obtenidas de los estudios hechos por Sladen et al. (1986) y Been et al. (1991).

Por otro lado, el estado de transformación de fase es el mismo que el estado estable para arenas contractivas, como se observa en las figuras 4.12 y 4.14. Si el estado estable es el mismo que el estado crítico y el estado crítico es el mismo que el estado característico para arenas contractivas puede concluirse que a pesar de las diferencias en las definiciones, todos los estados son los mismos y todos describen el comportamiento en el estado último (o de falla) para suelos contractivos.

Conclusión.

Primero, los estados característicos y de transformación de fase cambian con el esfuerzo efectivo de confinamiento inicial; segundo, el estado característico (o de transformación de fase) para suelos contractivos es diferente que el que presentan los suelos dilatantes. Lo anterior sugiere que a diferencia del estado crítico, el estado característico (o de transformación de fase) depende de la relación de vacíos inicial del suelo. El estado de transformación de fase, el estado característico y el estado estable se relacionan cercanamente al estado crítico. Para suelos contractivos todos los estados se convierten en el mismo y describen el comportamiento en el estado último o de falla. Para suelos dilatantes, el estado de transformación de fase es el mismo que el estado característico, sin embargo, ambos estados son diferentes del estado crítico, reflejando la diferencia entre el estado de transición y el estado último.

Las relaciones entre los cuatro estados, estado crítico, estado de transformación de fase, estado característico y estado estable se resumen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Relación entre los estados crítico, estable y de transformación de fase para arena contractiva y dilatante, según Chu (1995).

Contractiva	Dilatante			
	Estado Crítico	Estado Característico	Estado de Transformación de Fase	Estado Estable
Estado Crítico	el mismo	diferente	diferente	-----
Estado Característico	el mismo	diferente	el mismo	-----
Estado de Transformación de fase	el mismo	el mismo	diferente	-----
Estado estable	el mismo	el mismo	el mismo	-----

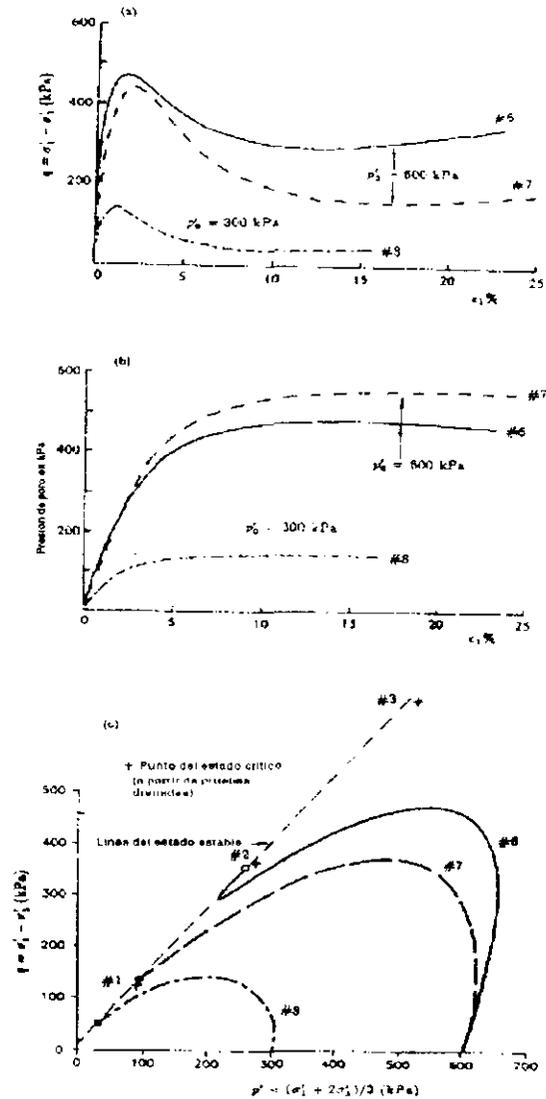
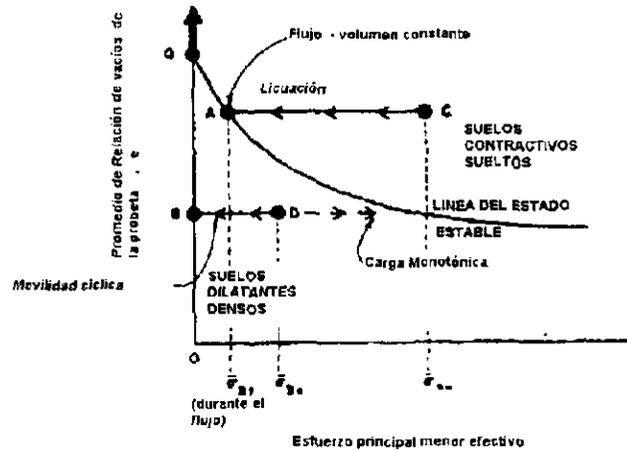


Figura 4.14 Resultados de pruebas no drenadas en arenas muy sueltas

Figura 4.15 Pruebas no drenadas en arenas completamente saturadas representadas en un diagrama de estado.



4.10 Comportamiento durante la aplicación de carga cíclica.

El paso de las ondas sísmicas distorsionales (ondas S) a través de una masa arenosa produce esfuerzos cortantes cíclicos. Si las ondas inciden verticalmente, los esfuerzos cortantes actúan en planos horizontales; estas condiciones de esfuerzos que corresponden a las de deformación plana pueden simularse aproximadamente en el laboratorio. El comportamiento a grandes deformaciones, como las que se tienen cuando se presenta la licuación de arenas se ha estudiado en aparatos de corte simple cíclico, cámaras triaxiales y en aparatos torsionales cíclicos.

La cámara triaxial ha sido el aparato más comúnmente usado para estudiar la licuación de las arenas bajo carga cíclica en laboratorio. En ella se incrementan cíclicamente los esfuerzos verticales totales, manteniendo constante el esfuerzo de confinamiento con lo que se generan esfuerzos cortantes cíclicos en planos inclinados a 45° .

En general, cuando se aplican cargas cíclicas no drenadas de amplitud y frecuencia constantes, por efecto de la aplicación repetida de cargas, la presión de poro se acumula progresivamente. Las presiones de poro pueden incrementarse aún en el caso de que las muestras no sean muy sueltas. Puede ocurrir licuación parcial, o bien presentarse el fenómeno de movilidad cíclica en muestras medianamente densas.

La cantidad de presión de poro que se acumula durante un ensaye cíclico no drenado en una cámara triaxial, depende de la trayectoria de esfuerzos de consolidación, del grado de preconsolidación, de la densidad del material antes de la aplicación de las cargas cíclicas y de la amplitud del esfuerzo cíclico - principalmente de la magnitud de la deformación angular cíclica - (Ovando y Segovia, 1996).

Licuación es un fenómeno donde una arena saturada pierde un gran porcentaje de su resistencia al corte (debido a la aplicación de carga cíclica o monotónica) y fluye de manera semejante a un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes en la masa son tan bajos como su resistencia al corte residual.

Movilidad cíclica es el reblandecimiento progresivo de un espécimen de arena saturada cuando se sujeta a carga cíclica con contenido de agua constante (Casagrande, 1969) En la actualidad se cuestiona que las arenas dilatantes in situ sufran movilidad cíclica durante sismos en el mismo grado que lo que se ha observado en el laboratorio.

En opinión de Castro y Poulos (1977) las grandes deformaciones que resultan de la movilidad cíclica en pruebas de laboratorio con arenas dilatantes se debe principalmente a la redistribución de la relación de vacíos dentro del espécimen durante carga cíclica. Una forma simple de comprender la diferencia entre licuación y movilidad cíclica, como se observa en laboratorio, es utilizar un diagrama de estado como el mostrado en la Figura 4.15. Licuación es el resultado de una falla no drenada de una arena totalmente saturada suelta (contractiva), que por ejemplo, comienza en el punto C y termina con deformaciones de flujo y volumen constante en el punto A.

El mecanismo de la movilidad cíclica se explica examinando el comportamiento de una probeta densa de arena saturada que comienza en el punto D donde se sujeta a carga monótonica en condiciones no drenadas. Inicialmente, este punto (D) se mueve ligeramente a la izquierda pero después tiende a moverse horizontalmente hacia la línea del estado estable conforme aumenta la carga aplicada. Si uno ahora comienza una nueva prueba en el punto D, pero esta vez aplicando carga cíclica, uno puede seguir el comportamiento si se grafica el promedio de las relaciones de vacíos y el esfuerzo efectivo para cada ciclo. En este caso el punto se mueve horizontalmente hacia la izquierda, porque el promedio de la relación de vacíos se mantiene constante y la presión de poro aumenta debido a la carga cíclica. La movilidad cíclica se alcanza sólo cuando el espécimen se ha llevado a deformaciones lo suficientemente grandes como para reblandecerlo.

Las diferencias entre estos dos fenómenos, observadas en el laboratorio, se resumen a continuación :

Licuación.- se presenta principalmente en arenas finas uniformes limpias y sueltas. Las cargas estáticas pueden causar licuación ; cargas cíclicas que causen esfuerzos cortantes más grandes que la resistencia última del material (estado estable) también pueden causar licuación.

Movilidad Cíclica.- Cualquier tipo de suelo en cualquier estado puede desarrollar movilidad cíclica en el laboratorio si los esfuerzos cíclicos son lo suficientemente grandes.

Efecto de σ_{3c} para e constante

Licuación.- El incremento de σ_{3c} significa grandes deformaciones para alcanzar la licuación. La magnitud o número de ciclos de carga, necesarios para causar licuación se incrementa con σ_{3c} . Cargas cíclicas más pequeñas que la resistencia a la falla (estado estable) no causan licuación, pero podrían ocasionar movilidad cíclica.

4.10.1 Esfuerzos cortantes cíclicos menores a la resistencia en el estado estable.

Cuando una probeta de arena se sujeta a esfuerzos cortantes cíclicos con amplitudes menores que la resistencia no drenada en el estado estable, el patrón de esfuerzos eventualmente se mueve de la región contractiva a la dilatante en el diagrama de estado como resultado del crecimiento de la presión de poro, pero nunca alcanza la línea de esfuerzos críticos (línea CSR, Figura 4.16)) para esa particular relación de vacíos. Por lo tanto, el patrón de esfuerzos efectivos camina siempre abajo del punto correspondiente a la resistencia en el estado estable (punto S en la Figura 4.16) hasta aproximarse a la envolvente de falla. Cuando

el esfuerzo principal efectivo alcanza un valor crítico, la dilatación se presenta ; el patrón de esfuerzos correspondiente al ciclo donde esto ocurre, muestra un giro o un codo después del cual se mueve sobre la línea de falla , de manera similar al comportamiento monotónico (punto B en la Figura 4.16.b)

La transición de comportamiento contractivo a dilatante durante la carga, causa un cambio drástico en el mecanismo de generación de presión de poro. La tendencia a dilatar causa un reordenamiento de partículas, que puede incluir la formación de huecos metaestables (Nemat-Nasser y Takahashi, 1984 ; Youd, 1977).

El ángulo de fricción movilizado en la relación de esfuerzos al presentarse la dilatación, define la línea de transformación de fase (Ishihara,1975), la localización de las líneas de transformación de fase en el espacio de esfuerzos depende de la densidad relativa y el tipo de arena. De acuerdo con Ishihara (1985) conforme la densidad relativa de la arena se incrementa, las líneas de transformación de fase se alejan de la envolvente de falla, puesto que la dilatación se presenta en niveles de esfuerzos mucho más bajos.

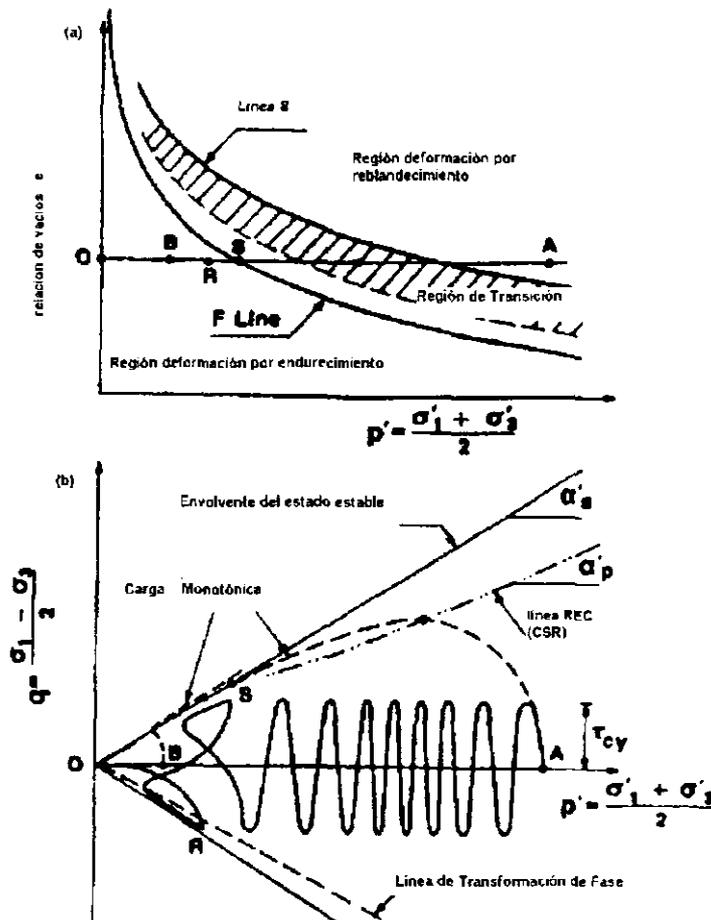


Figura 4.16 Comportamiento no drenado bajo esfuerzos cíclicos menores a la resistencia en el estado estable

Capítulo 5

RESULTADOS

5.1 Comportamiento bajo carga monotónica

En el rango de estados iniciales de la arena ensayada (pruebas de esfuerzo controlado), el comportamiento esfuerzo-deformación encontrado corresponde a tres de los tipos ilustrados en la Figura 5.1. Curvas como las de las probetas 1, 2 y 4 tienen una respuesta de deformación-reblandecimiento, la cual ha sido definida anteriormente como licuación total o parcial, según sea el caso ; y las arenas que responden de esta forma han sido nombradas : contractivas. Si la licuación ocurre la arena alcanza eventualmente el estado estable de deformación, que teóricamente no tiene límite.

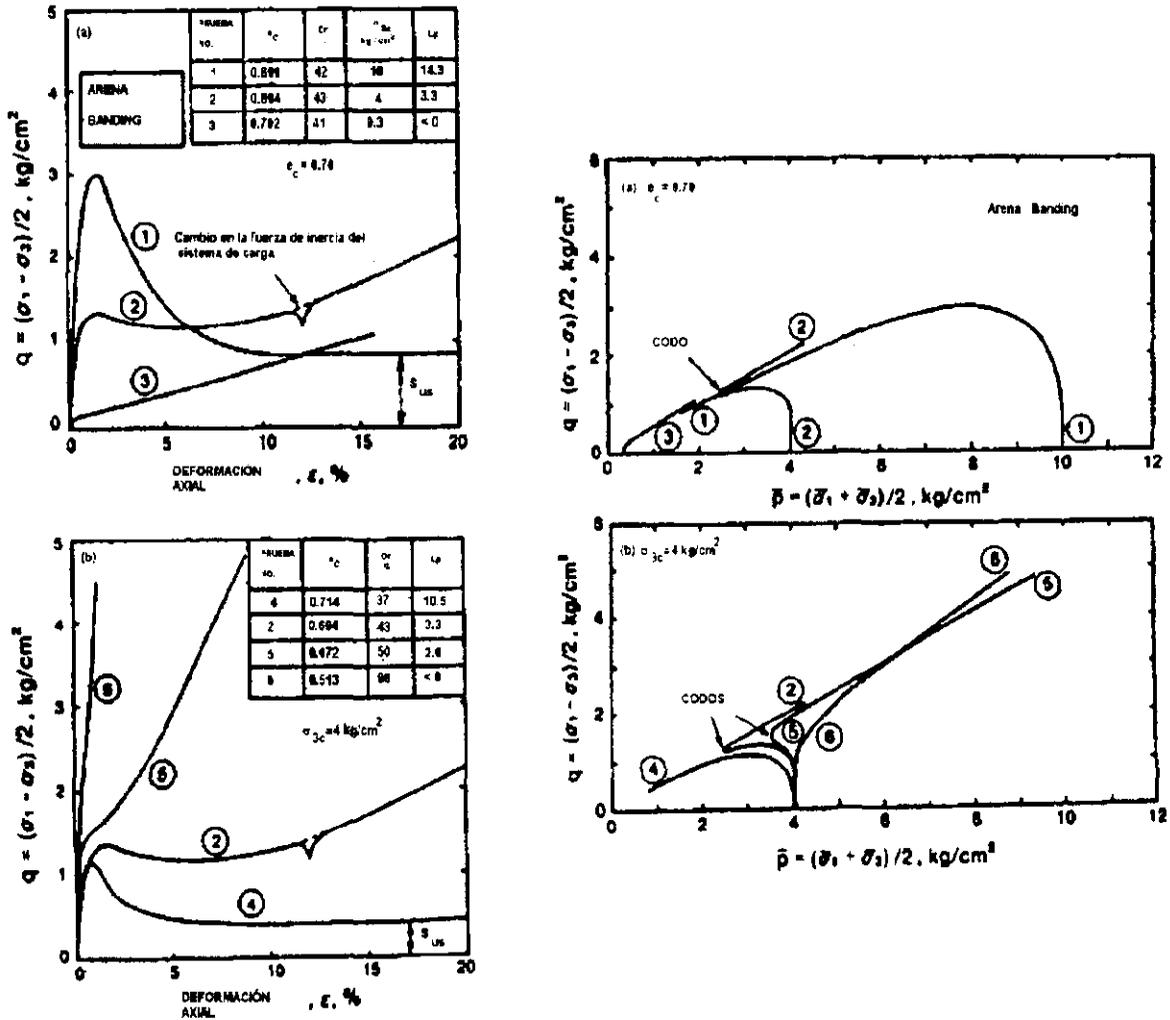


Figura 5.1 Respuesta esfuerzo-deformación y patrón de esfuerzos efectivos para arena Banding , pruebas CU (Castro,1969)

La relación de esfuerzos efectivos σ_1'/σ_3' en la cual la respuesta deformación-reblandecimiento se inicia (σ_v máximo) será llamada relación de esfuerzos efectivos críticos (REC). Si ocurre licuación parcial, se identifica en la curva esfuerzo-deformación con un mínimo en el esfuerzo desviador, mientras el patrón de esfuerzos efectivos en este punto presenta un giro (codo) que coincide con el comienzo de la dilatación que, de continuar la deformación por corte, origina un decremento en la presión de poro. Este estado, en el punto de σ_v mínimo, se ha denominado como estado de transformación de fase por Ishihara et al.(1975).

Curvas como la 3 y la 6 tienen una respuesta de endurecimiento por deformación. La arena que presente este tipo de comportamiento bajo carga no drenada se llama dilatante. También se puede definir un estado de transformación de fase para dicha arena, en el instante en que la dilatación comienza (inicio del decremento en la presión de poro). Para arenas medianamente dilatantes, el patrón de esfuerzos efectivos puede mostrar un "codo", aunque no tan pronunciado como en el caso de la licuación parcial; sin embargo, dicho giro puede no presentarse en probetas cuyos estados iniciales la ubiquen en regiones altamente dilatantes, y una definición acertada del punto de transformación de fase se logrará solo con la observación de la respuesta en la presión de poro.

Es importante recordar que los resultados obtenidos de los ensayos no pueden ser interpretados directamente, sin antes alterar los valores de presión de poro medidos con el factor obtenido en el capítulo 3 ("Corrección por penetración de la membrana"), cuya aplicación depende del nivel de esfuerzos que se alcance durante el ensayo (u/σ_{3c}). Para identificar más claramente el efecto potencialmente adverso que se tiene en este tipo de suelo por el acoplamiento de la membrana plástica, se muestran en la Figura 5.2 y 5.3 las trayectorias de esfuerzo obtenidas de datos medidos y corregidos (para eliminar el efecto de la penetración de la membrana) respectivamente, observando que por lo menos dos probetas pueden calificarse como dilatantes cuando en la realidad la presión de poro puede llegar a niveles lo suficientemente altos como para que se presente el fenómeno de licuación. A partir de este momento, durante la presentación de resultados y discusión acerca de las fronteras de comportamiento se trabajará con las presiones de poro y trayectorias de esfuerzo corregidas.

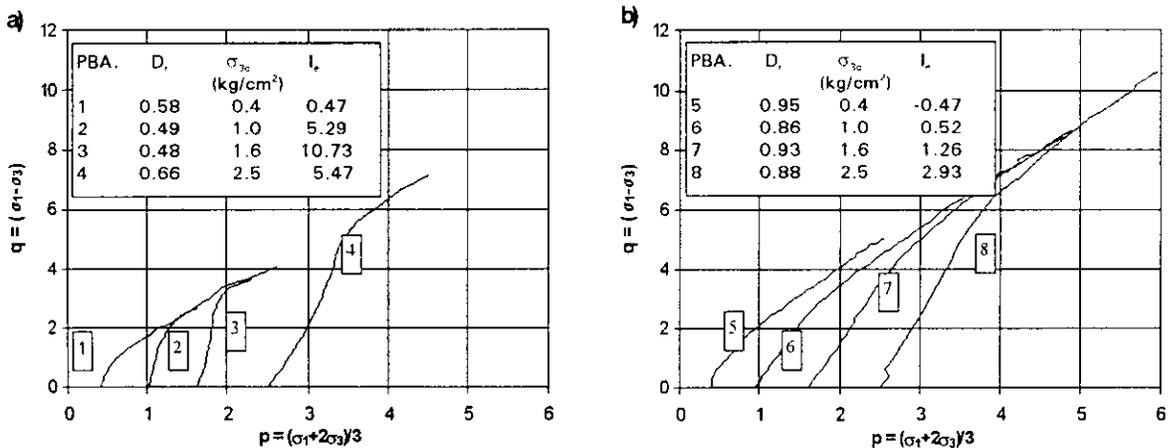


Figura 5.2 Trayectorias de esfuerzos sin corrección por penetración de la membrana

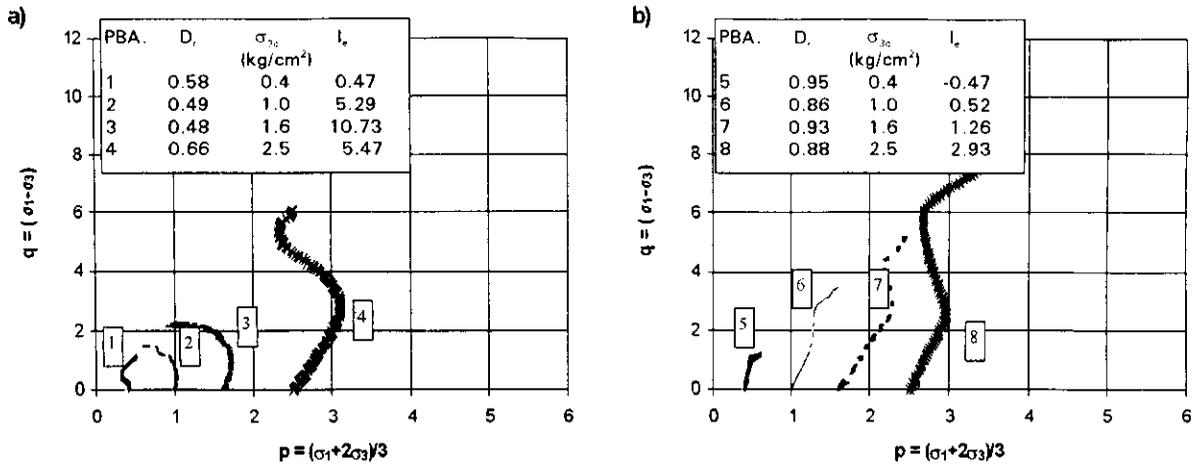


Figura 5.3 Trayectorias de esfuerzos en el espacio p'-q corregidas por penetración de la membrana

5.1.2 Comportamiento característico

La Figura 5.4 muestra la respuesta monotónica esfuerzo-deformación de la arena ensayada bajo consolidación isotrópica en pruebas triaxiales no drenadas. En esta figura se presentan los resultados de probetas que fueron confinadas a la misma presión pero variando su densidad relativa, los esfuerzos a los que se ensayaron varían de 0.4 a 2.5 kg/cm².

De la Figura 5.4, prueba 3, se observa que el esfuerzo cortante aplicado, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, se incrementa rápidamente hasta alcanzar un máximo con aproximadamente 2% de deformación axial, después del cual se mantiene casi un valor constante (estado estable o resistencia residual, S_u); la presión de poro, que no se muestra directamente en este espacio, crece positivamente hasta un valor máximo después del cual permanece constante en un estado de flujo estable. El punto donde se alcanza la máxima presión de poro y el quiebre en la curva de resistencia coinciden con el punto en el que la trayectoria de esfuerzos toca por primera vez la línea de falla. La probeta 2 (de similar comportamiento a la anterior) y la 3 desarrollaron el nivel de presión de poro positiva necesario para anular los esfuerzos efectivos de confinamiento σ_3' , por lo que los esfuerzos cortantes permanecen constantes y se puede decir que han alcanzado un estado estable de deformación. En ambas probetas se puede encontrar un punto coincidente que marca tanto la resistencia residual de la probeta, el máximo valor de presión de poro positiva y el punto de falla en la trayectoria de esfuerzos. La probeta 2 y 3 son ejemplos de comportamiento contractivo.

En la misma gráfica, la prueba 1 con una densidad relativa muy similar a las anteriores pero confinada a esfuerzos efectivos menores, presenta un comportamiento con tendencia dilatante, la curva esfuerzo-deformación continúa creciendo a medida que la presión de poro disminuye, mientras que la trayectoria de esfuerzos efectivos presenta un "codo" o giro (en este caso apenas perceptible) en el patrón de comportamiento después del cual camina sobre la línea de falla. Este codo, que representa la transformación de fase, además de ser el punto de máxima presión de poro positiva, puede tomarse como la referencia para determinar la resistencia mínima de esta probeta. El nivel de deformación donde se alcanza este punto en los tres espacios ($p'-q$, $\varepsilon-q$, $\varepsilon-u$) es aproximadamente 4% (Figura 5.4). Esta probeta, se puede ubicar en la transición de comportamiento dilatante a parcialmente contractivo.

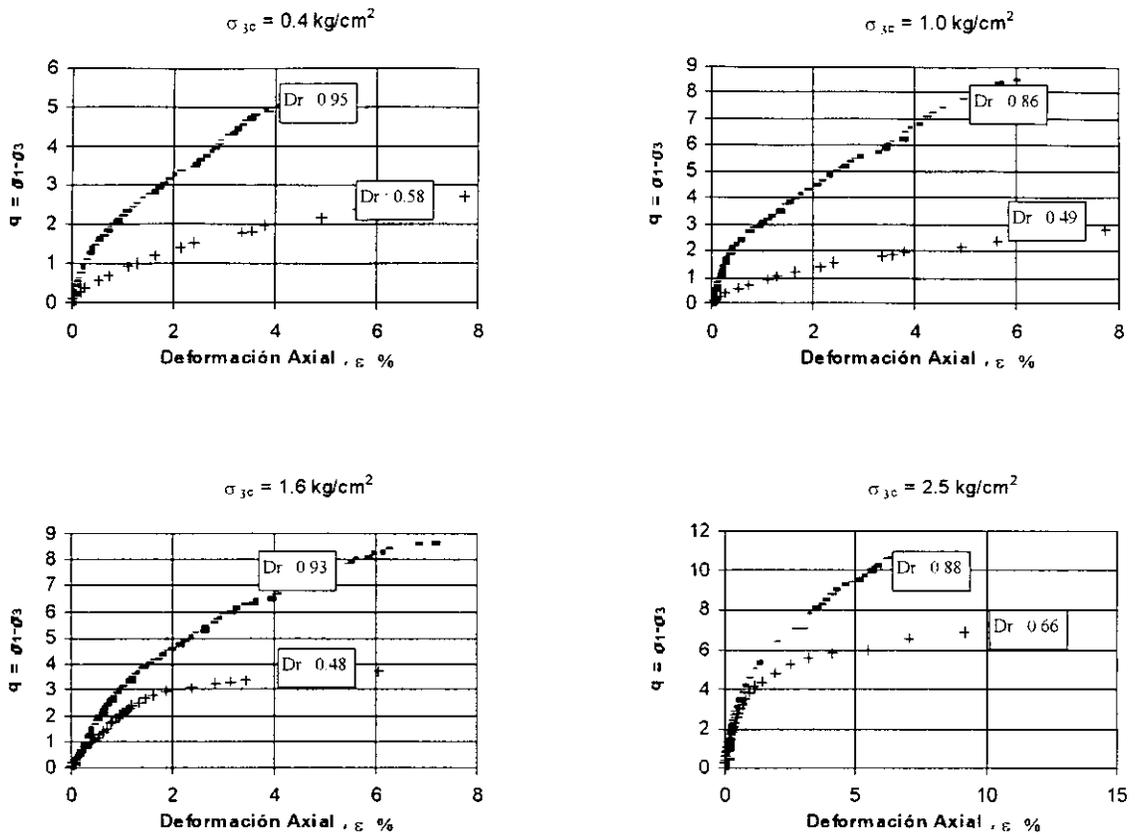


Figura 5.4 Curvas de resistencia

Las pruebas 1 y 5, probetas consolidadas a bajo esfuerzo de confinamiento y densidades relativas extremas (D_r : 0.55 a 0.87), muestran la diferencia en trayectoria de esfuerzos entre una probetas parcialmente contractiva (1) y dilatante (5), la primera presenta un ligero quiebre de dirección cuando ha alcanzado su máximo nivel de presión de poro con una deformación axial cercana al 1%, mientras que la otra desarrolla un nivel inferior de presión de poro positiva y lo alcanza a menos del 0.5% de deformación axial. La probeta dilatante presenta un patrón de esfuerzos donde casi no se separa la línea de esfuerzos efectivos de la de totales hasta que casi ha llegado a la línea de falla, para después incluso sobrepasarla. En la Figura 5.4, las curvas de resistencia se diferencian principalmente en el valor de la pendiente de crecimiento, siendo mucho más suave en el caso parcialmente contractivo, y de crecimiento constante y pronunciado para el dilatante. Las probetas 2 y 3 presentan un escalón (sostiene la resistencia en un intervalo importante de deformación) después del crecimiento inicial de la resistencia, para después incrementarla conforme disminuye la presión de poro.

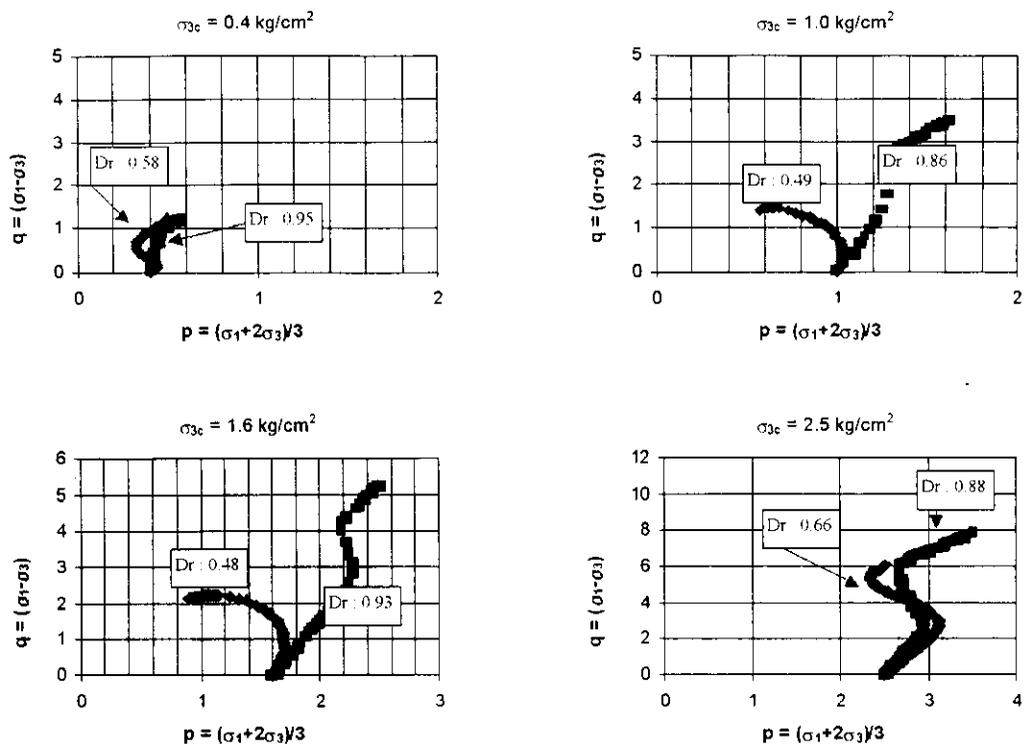


Figura 5.5 Trayectorias de esfuerzos corregidas por penetración de la membrana

Para las pruebas restantes, donde las densidades relativas alcanzadas después de consolidarlas son mayores, se observa una clara inhibición de la respuesta contractiva a medida que disminuye el esfuerzo de confinamiento, alcanzando un comportamiento parcialmente contractivo a medida que se acercan a $\sigma_{zc} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ (se define más claramente el "codo" en el patrón de esfuerzos) y manteniendo tendencia dilatante a presiones inferiores a ésta. Aún así las probetas 6 y 7 muestran un pequeño quiebre en su trayectoria de esfuerzos; la única prueba, de las ocho realizadas, que presenta un comportamiento dilatante es la 5.

Las curvas de resistencia se incrementan rápidamente en un principio para después mantener una tasa de crecimiento menor y continuo a partir de deformaciones cercanas al 1% (en el caso de las pruebas 5, 6 y 7), y al igual que las probetas con densidades relativas menores, el cambio brusco de pendiente señala aproximadamente la máxima presión de poro positiva y donde tocan por primera vez la línea de falla. Para la prueba 8 el nivel de deformación en el que comienza a dilatar es de casi un 2%.

En el caso de las probetas parcialmente contractivas, el codo o punto de transformación de fase marca el inicio de la tendencia a fluir, o el inicio del reblandecimiento por deformación, mientras que para las dilatantes, debido a la imposibilidad de llevarlas a un estado como el estable en pruebas de este tipo, este punto auxilia en la determinación de la resistencia mínima (resistencia en el estado cuasi-estable, Ishihara, 1975), además de ubicar su comportamiento de acuerdo a su capacidad de generar presión de poro positiva.

5.1.3 Regiones de respuesta contractiva y dilatante

La compresibilidad de la arena (gruesa, limpia y uniforme) para una relación de vacíos específica e , esté únicamente relacionada con el esfuerzo de consolidación σ_{3c} , como ha sido reportado, para arenas similares, por otros investigadores (Alarcón-Guzmán et al., 1989 ; Mohamad y Dobry, 1987 ; Vaid y Chern, 1985). La Figura 5.6 muestra la relación D_r - σ_{3c} para densidades relativas de 50 y 90% respectivamente. Estas curvas de consolidación representan los estados iniciales posibles en esta expresión bidimensional, para la e , elegida. La respuesta monotónica no drenada para estos estados iniciales se presenta en la misma figura en forma tal que relaciona la densidad relativa D_r y los esfuerzos efectivos de confinamiento σ_{3c} en el estado de transformación de fase (TF). La arena consolidada a pequeños valores de esfuerzo desarrollan comportamiento dilatante, pero , conforme σ_{3c} se incrementa, la respuesta se va haciendo contractiva, pudiendo generar licuación parcial o total (pruebas 2 y 3 son densidades relativas sueltas a esfuerzos de consolidación mayores a 1.0 kg/cm², es decir, rebasan la línea de TF hacia arriba y a la derecha).

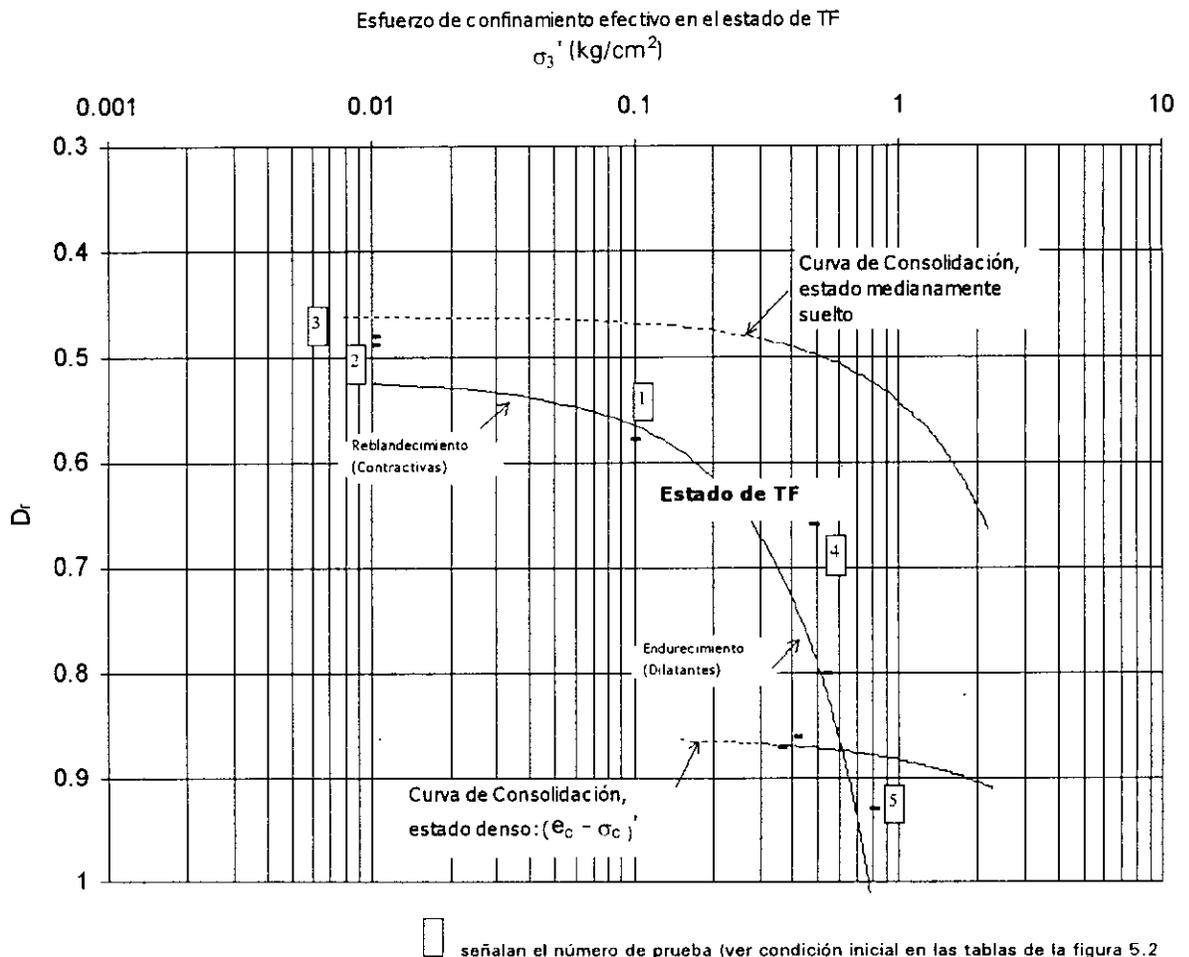


Figura 5.6 Relación entre D_r y σ_{3c} en el estado de TF bajo carga monotónica no drenada

Se encontró respuesta con licuación total en el caso de las probetas más sueltas (se lograron D_r de 43 y 48%) consolidadas isotrópicamente a esfuerzos de 1.0 y 1.6 kg/cm². Para ubicar las coordenadas $(e_c - \sigma_{3c})$ en este espacio, se localizó en primer lugar el valor máximo de

presión de poro en la gráfica del tipo : $u/\sigma_{3c} - \varepsilon$, y se modificó el valor de u con el factor de corrección de penetración de membrana correspondiente, siendo el caso en que precisamente en ese punto se había alcanzado el nivel de esfuerzo con el que fueron confinadas las probetas 2 y 3, es decir, habían licuado. Además de marcar la licuación, el nivel de deformación al que se determinó este punto coincide con el que en el espacio $q-\varepsilon$ empieza a mostrar una pendiente más suave en la curva de resistencia, y en el $p'-q$ se acerca a la línea de falla; el procedimiento de selección del punto de TF se representa en la Figura 5.7.

Para establecer un criterio general, aplicable tanto a probetas contractivas como a dilatantes, se recomienda en primer lugar normalizar la presión de poro respecto al esfuerzo de consolidación, y sobre la curva de presión en el espacio $(u/\sigma_{3c} - \varepsilon)$ determinar las coordenadas del punto de máxima presión de poro positiva (TF), con el valor de deformación axial unitaria a la que se localiza este máximo, se determina el valor de resistencia mínima para el estado de transformación de fase, caso especial del estado cuasi-estable (Ishihara,1975) donde la curva de resistencia presenta un valle en un cierto rango de deformaciones; en nuestro caso, este valle es casi instantáneo. Con el valor de $(\sigma_1-\sigma_3)$ encontraremos fácilmente el punto exacto de TF en el espacio $p'-q$, que es el "codo" o giro en la trayectoria de esfuerzos. Conforme las probetas se hacen más contractivas el codo resulta más evidente, y los pasos pueden invertirse, sin embargo, en el caso de las dilatantes, el giro en la trayectoria de esfuerzos efectivos es casi imperceptible, por lo que la secuencia descrita anteriormente es más recomendable.

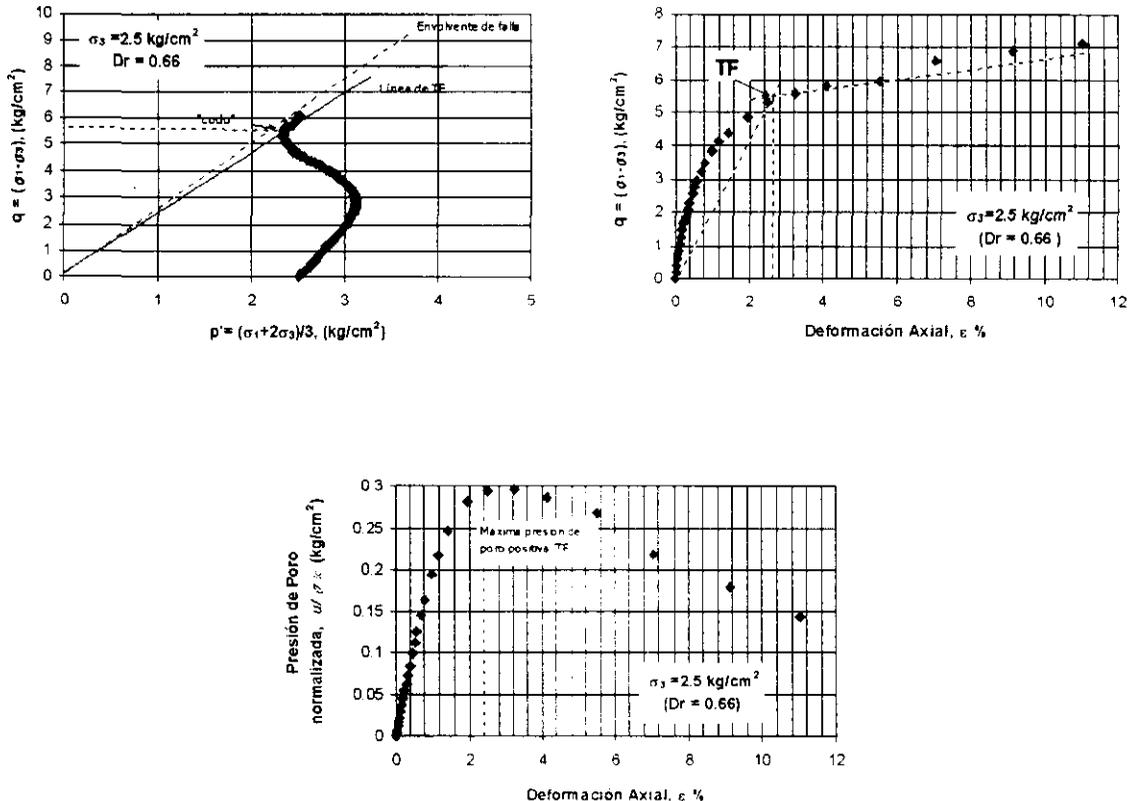


Figura 5.7 Características del comportamiento no drenado, estado TF, criterio de selección

Para las probetas restantes se siguió el mismo criterio de selección para el punto de TF, incluso para la dilatante, demostrando que la relación entre e_c y σ_{3c}' en TF es única y continua para el rango de respuestas dilatantes y contractivas. Además de que la línea de transformación de fase cubre el comportamiento de las probetas contractivas, parcialmente contractivas y dilatantes en un rango de deformación menor al 5%. Esta línea incluso contiene los puntos donde se alcanzó un estado estable de deformación (licuación). Entonces, el concepto de la línea del estado estable (única para cada material), introducido por Castro y sus colaboradores, necesita ser ampliado, y el estado que brinda mejores opciones teóricas y experimentales al limitar el tiempo de prueba, y simplificar el proceso de selección de los puntos que se ajusten al concepto de tal estado, es el de transformación de fase (Ishihara, 1975).

La división entre las probetas que presentan comportamiento contractivo de las dilatantes no es tajante, y la transición es gradual a través de una zona de estados iniciales localizada sobre la línea TF, cuyo límite se marca con una línea de la misma forma que la de la línea de estado (Figura 5.6). Las probetas cuyos estados iniciales se encuentren en esta región, limitada por la línea TF y la L, podrán presentar comportamiento parcialmente contractivo o ligeramente dilatante, cuanto más se acerquen a la línea L o a la línea TF respectivamente. Es necesario anotar que con base en estos resultados se considera importante aclarar las características de las regiones por debajo de la línea TF con equipo de prueba que permita la fabricación de probetas con densidades relativas extremas y el ensaye de las mismas a bajos esfuerzos de consolidación.

Los estados iniciales por encima de la línea L, presentan comportamiento del tipo contractivo (posibilidad de licuación total o parcial), mientras que los ubicados debajo de la línea TF del tipo dilatante. El ajuste de la curva que une los puntos de TF en el espacio $e - \sigma_{3c}'$ es bueno, sin embargo, como lo aconseja Ovando (1997), se logra un mejor ajuste si se normaliza el valor del esfuerzo principal menor efectivo con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación, como se muestra en la Figura 5.8.b.

La ubicación aproximada de la línea L se logró mediante el uso de la Figura 5.9, donde se presenta la relación que guarda la capacidad del material de generar presión de poro positiva con su densidad relativa y esfuerzo de consolidación. Los límites superior e inferior de las líneas A y B marcan la nulidad de los esfuerzos efectivos de confinamiento (licuación) y la no generación de presión de poro positiva (teóricamente no se comprime el material); en la región intermedia el nivel de presión de poro las puede ubicar en el espacio $D_r - \sigma_{3c}'$ como dilatantes o parcialmente contractivas; para las probetas con densidades relativas del orden de las reportadas en la línea A - 45 y 55 % - (la región superior de la línea TF), cuando su esfuerzo de consolidación sobrepase el valor de 0.9 kg/cm², la licuación será inminente, se marca entonces un límite de esfuerzos de consolidación donde licúan y donde contraen parcialmente en esta zona en el espacio $D_r - \sigma_{3c}'$. Así, para probetas con densidades mayores, como las probetas ubicadas en la línea B - 60 y 90% - (la zona inferior de la línea TF), la posibilidad de licuación se presenta en estados iniciales con esfuerzos de consolidación mayores a 3.5 kg/cm²; de igual forma se limita el comportamiento contractivo del parcialmente contractivo para probetas densas en el espacio $e - \sigma_{3c}'$ teniendo como referencia la línea TF. Con estos dos límites, se confirma la hipótesis de que la región de transición se acota con una curva de forma muy similar a la obtenida con los puntos de TF.

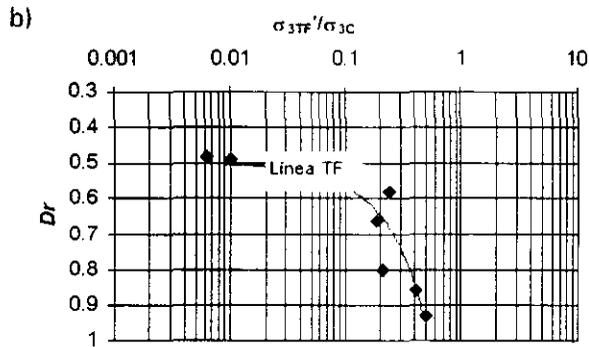
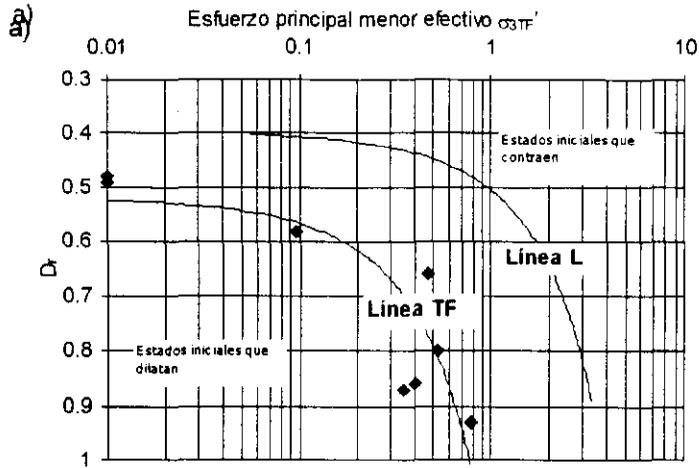
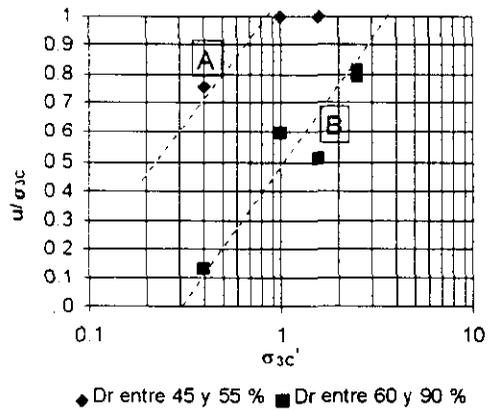


Figura 5.8 a) Relación entre D_r y σ_{3TF}' , b) $\sigma_{3TF}'/\sigma_{3C}$, normalizado

Figura 5.9 Relación entre la generación de presión de poro y el esfuerzo efectivo de consolidación



5.1.4 Envoltentes de Resistencia Monotónica

Las condiciones de esfuerzos efectivos al inicio de la respuesta del tipo reblandecimiento por deformación (esfuerzo desviador pico) se muestran en la Figura 5.10 para aquellos estados iniciales que desarrollaron licuación o licuación parcial. Debe notarse que todos los puntos se ajustan a una línea única que parte del origen y que corresponde a un ángulo de fricción movilizado de $\phi_c' = 20.4^\circ$ (envolvente de colapso). Esto indica que el inicio de la respuesta contractiva (deformación-reblandecimiento) ocurre a un valor único de relación de esfuerzos efectivos (Relación de Esfuerzos Críticos, REC), este comportamiento ha sido corroborado con los resultados reportados por otros investigadores (Vaid y Chern, 1983 ; Bishop, 1971).

En la Figura 5.10 se presentan las condiciones de esfuerzos efectivos en el estado de transformación de fase (TF) para todos los estados iniciales de la arena. Los datos también incluyen las condiciones de esfuerzos en el estado estable (casos donde se desarrolló licuación). El estado TF para la arena, incluyendo el estado estable también se caracteriza por un valor único de la relación de esfuerzos efectivos que corresponde a un valor de $\phi_{TF}' = 30.8^\circ$. Lo anterior significa que el comienzo de la dilatación (inicio en el decremento de la presión de poro) durante la deformación no drenada, es controlada por un valor único de relación de esfuerzos efectivos, sin importar el tipo de respuesta no drenada o los parámetros iniciales de estado de la arena. Por lo tanto el ángulo de fricción movilizado en el estado TF para licuación limitada y licuación total es idéntico.

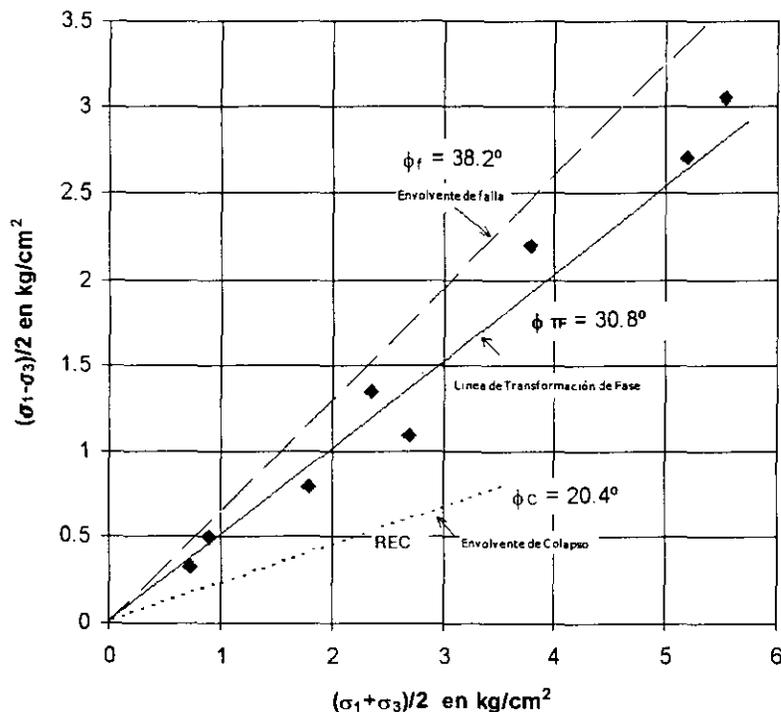


Figura 5.10 Condiciones de esfuerzos efectivos en el estado de TF

La región delimitada por las líneas TF y REC es una zona donde la respuesta contractiva se asocia con la deformación por reblandecimiento. Para estados iniciales altamente contractivos, ésta representa la región en que ocurre pérdida de resistencia importante. Para estados ligeramente contractivos, las condiciones de esfuerzos al inicio de la deformación por reblandecimiento no se ajustan a la línea REC, sino que se ubican ligeramente sobre ella, moviéndose progresivamente hacia la línea TF conforme la respuesta cambia de contractiva a dilatante.

La línea designada como envolvente de falla representa el límite superior de todos los patrones de esfuerzos efectivos no drenados, excluyendo los casos donde se presenta licuación. Poco después de haber cruzado la línea de transformación de fase, el patrón de esfuerzos efectivos se aproxima tangencialmente a la envolvente de falla y camina cerca de ella, independientemente del estado inicial de la arena.

Los resultados obtenidos de la Figura 5.10 y los sostenidos por Mohamad y Dobry (1984) en la Figura 5.11 soportan la hipótesis de que los valores de ϕ_{us}' (ángulo de fricción en el estado estable) y ϕ_{TF}' (ángulo de fricción en el estado de TF) para una arena en particular son únicos, además de que los estudios realizados por Mohamad y Dobry (1984), Mohamad (1984) y Lambe y Whitman (1969) los validan para condiciones de carga drenada y no drenada.

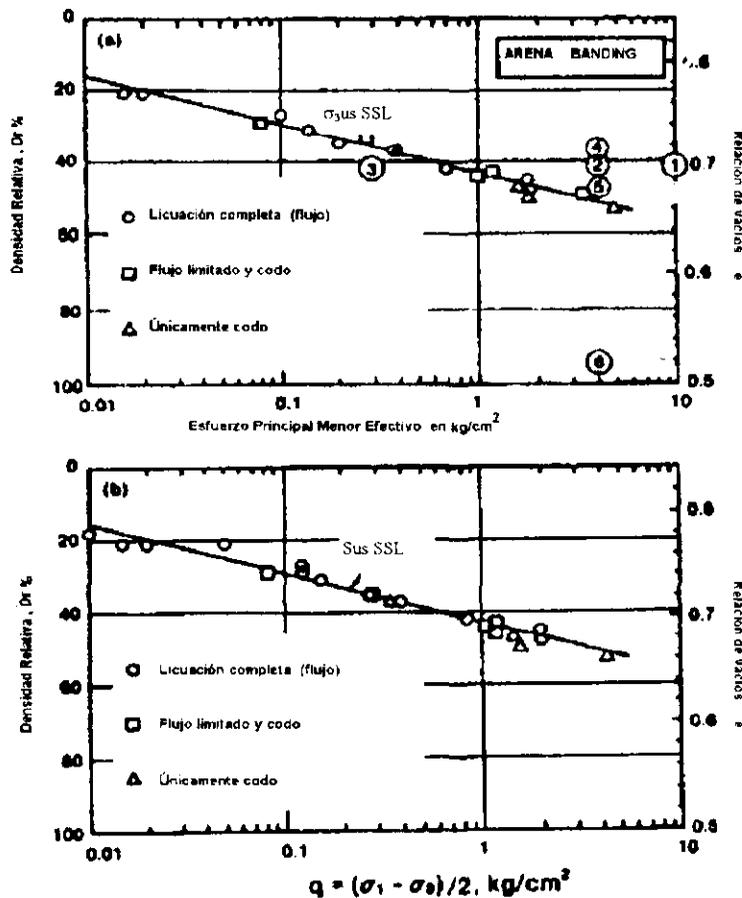


Figura 5.11 Diagramas de estado y líneas del estado estable para arena BANDING (Fuente : Mohamad y Dobry, 1984, obtenida con los datos de Castro, 1969)

5.1.5 Índice de Estado

Todos los resultados de las series de pruebas descritas anteriormente indican que el comportamiento de la arena en un rango de pequeñas a medias deformaciones no puede ser especificado con el uso de la densidad relativa únicamente, sino que se requiere del esfuerzo efectivo de confinamiento en el momento de la consolidación para lograr una correcta interpretación. La importancia de la influencia combinada de la D_r y el σ_{3c} en el comportamiento de la arena fue reconocida por Roscoe y Poorooshasb (1963), anotando que la diferencia de relaciones de vacíos en la consolidación respecto al estado estable, correspondiente a un esfuerzo de consolidación, era el factor de mayor influencia en el comportamiento de la arena. Este factor fue retomado por Been y Jefferies (1985) como el parámetro ψ y usado para caracterizar únicamente las respuestas de diferentes arenas que presentaran resistencias pico.

De acuerdo a la definición del parámetro de estado, el comportamiento de arenas es similar si la diferencia entre las relaciones de vacíos es idéntica, sin embargo, esto no siempre se cumple ; generalmente, con el incremento en la relación de vacíos el comportamiento de la arena se hace más sensible a pequeñas variaciones en la e en el estado estable. Por lo tanto, ψ es útil para cuantificar el comportamiento de arenas medias a densas, bajo esfuerzos de confinamiento relativamente altos ; su eficacia se reduce conforme el esfuerzo se hace más pequeño y las relaciones de vacíos más grandes.

Una de las alternativas más interesantes es la propuesta por Ishihara (1993), sin embargo el uso de la línea de transformación de fase, las líneas de consolidación para los estados más sueltos posibles, y el establecimiento de una frontera de probetas cuya resistencia en el estado estable sea muy cercana a cero, hace indispensable la fabricación de un gran número de probetas muy sueltas. En esta investigación, donde se prepararon los especímenes con el método de pluviación en seco, el rango de relaciones de vacíos que se obtiene es muy estrecho, incluso el mismo Ishihara (1993) menciona que este método y el de pluviación en agua generan probetas sueltas que, comparándolas con las fabricadas por otros métodos, resultan todavía densas. El mismo autor reporta que algunas de las probetas más sueltas construidas durante su investigación , jamás mostraron comportamiento contractivo, con curvas esfuerzo-deformación y patrones de esfuerzos efectivos casi idénticos, concluyendo que este tipo de pruebas tiene un mismo valor de índice de estado. Es muy importante mencionar que los índices de estado son parámetros inherentes a la fabricación o deposición de la arena, y sólo da una idea de la situación en un espacio bidimensional de un material con características iniciales específicas y de un posible tipo de comportamiento. Los parámetros importantes, como ángulo de transformación de fase, resistencia máxima y nivel de presión de poro, no se ven afectados por el método de preparación de la probeta, como lo han demostrado extensas investigaciones.

En este caso, bajo las condiciones de ensaye, se considera que la forma de las curvas de resistencias son similares, pero no idénticas, y se pueden señalar algunas diferencias entre un comportamiento y otro ; en el caso de las trayectorias de esfuerzos, la corrección por penetración de la membrana esclarece muchos de los detalles que diferencian los patrones de respuesta, así que el índice de estado que se aplique en este material debe diferenciar los tipos de comportamiento con mayor claridad que como lo propone Ishihara.

Para este material en particular, se encontró que el comportamiento en el espacio e - σ_{3c}' se puede simplificar con la construcción de una carta como la mostrada en la Figura 5.12, en donde si se ubica cualquier estado inicial (por lo menos en el rango de estados iniciales ensayados durante esta investigación) $-D_r$ y σ_{3c}' se puede tener una idea de la respuesta que dicho material presentaría, bajo la acción de carga monotónica.

Similar al parámetro que propone Casagrande (1976) "Potencial de licuación" , $L_p = (\sigma_{3c}' - \sigma_{3us}') / \sigma_{3us}'$, donde σ_{3c}' esfuerzo efectivo de consolidación y σ_{3us}' es el esfuerzo efectivo menor en el estado estable, para evaluar la respuesta contractiva de los materiales ; en esta investigación se utiliza la carta de la Figura 5.12 y el índice de estado $le = (\sigma_{3c} - \sigma_{3LF}') / \sigma_{3LF}'$, donde σ_{3LF}' es el esfuerzo efectivo en la línea LTF para una determinada densidad relativa D_{ri} consolidada a un esfuerzo de confinamiento σ_{3ci} .

Conforme el valor de le aumenta, la contractividad de la arena es mayor, incluso puede presentar licuación. Los valores menores a cero, indican probetas dilatantes. Existe una región en el diagrama de estado en donde la arena presenta un marcado comportamiento de deformación-reblandecimiento, en donde si bien no se presenta un pico y después un decremento en la resistencia, si se observa la tendencia, después de un máximo a mantenerse constante, además de presentar deformaciones de flujo (región A). La zona B representa la transición en el diagrama de estado en la que la resistencia decrece a un valor residual, en un limitado rango de deformaciones, pero después el espécimen gana resistencia (deformación-endurecimiento) y posteriores deformaciones cortantes causan dilatación y una consecuente reducción en la presión de poro. Conforme se presenta el pico en la resistencia (en nuestro caso, cambio brusco de pendiente), el patrón de esfuerzos efectivos muestra un "codo" después del cual se mueve a lo largo de la envolvente de falla.

Finalmente, en la región C la arena muestra un comportamiento puro de deformación-endurecimiento, a pesar de que la arena presenta inicialmente una ligera tendencia a contraerse, la dilatación se presenta casi inmediatamente ; como resultado del decremento en la presión de poro, el patrón de esfuerzos tiene un punto de giro o cambio de dirección que lo aproxima a la envolvente de falla.

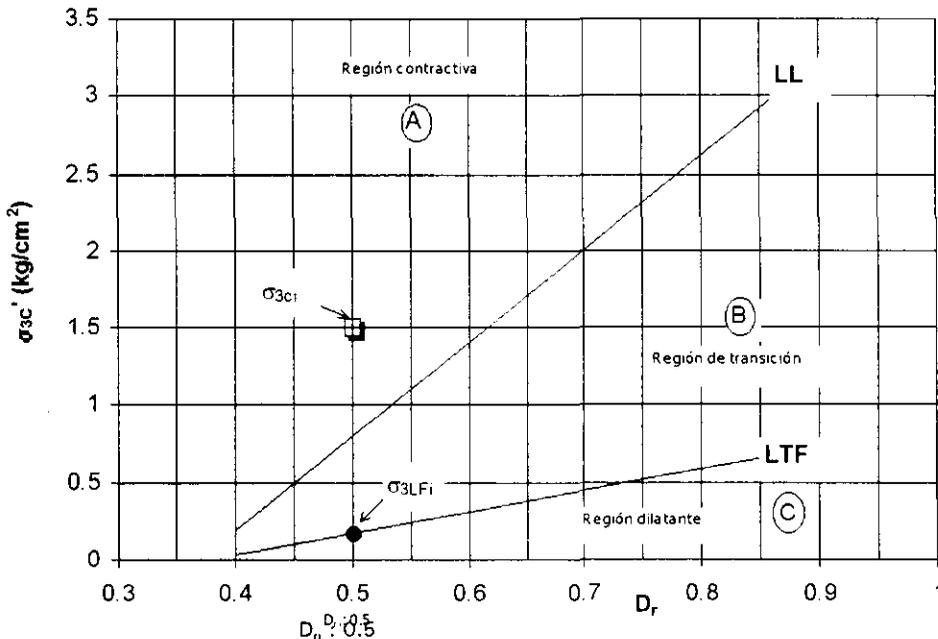


Figura 5.12 Regiones de Comportamiento para la arena gruesa estudiada, $le = (\sigma_{3c} - \sigma_{3LF}') / \sigma_{3LF}'$

A continuación se presentan algunas anotaciones importantes de valores de I_e para el material ensayado.

$I_e > 0$	comportamiento contractivo
$I_e < 0$	comportamiento dilatante
I_e de 0 a 3.6*	comportamiento parcialmente contractivo (giros en la trayectoria de esfuerzos, que se hacen mas evidentes a medida que se aproximan a 3.6)

- El valor de 3.6, exclusivo para el material ensayado, es un valor promedio y aproximado, puede tener variaciones de acuerdo a la zona donde se encuentren las condiciones iniciales del material (sería recomendable ensayar probetas a densidades medias y esfuerzos altos), el I_e es tan sólo una interpretación cualitativa del comportamiento físico de las arenas, y principalmente útil si se requiere de unificar puntos de vista.

Índice de Estado y otras propiedades de la arena

El índice de estado ha sido propuesto principalmente por su aptitud en la representación de los comportamientos similares de la arena en un rango moderado de deformaciones por corte, y la integración de los efectos combinados de relación de vacíos y esfuerzo de confinamiento; sin embargo, mientras que las similitudes en comportamiento son gobernadas por el índice de estado, la escala de esfuerzos-deformaciones y el patrón de esfuerzos dependen principalmente del esfuerzo de confinamiento, en el rango de deformación donde el índice de estado es aplicable.

La Figura 5.13 detalla esquemáticamente los esfuerzos y los puntos clave en los patrones de esfuerzo y curvas esfuerzo-deformación de una arena sujeta a corte no drenado. En la Figura 5.14 se muestra el nivel de deformaciones al que ocurre la transformación de fase (caso particular del estado cuasi-estable, que implica un estado temporal de transición del comportamiento contractivo al dilatante) para la arena depositada por pluviación en aire, con el índice de estado I_e . El estado TF ocurre a deformaciones axiales de 0.5% a 2% conforme el I_e se incrementa.

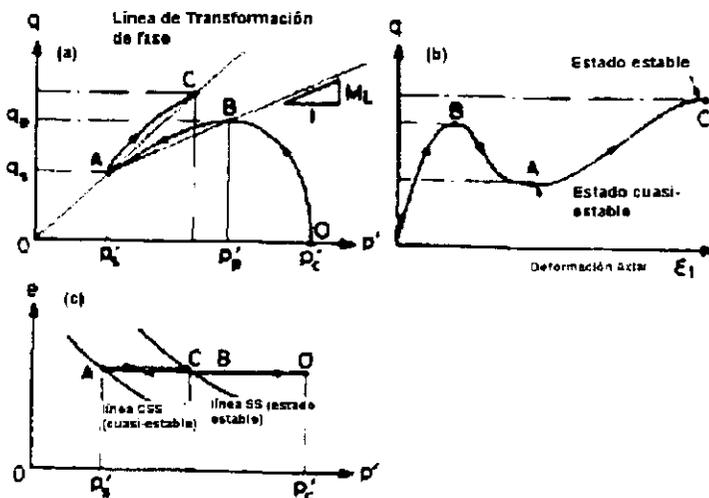


Figura 5.13 Comportamiento no drenado característico de arena suelta

La resistencia residual se define como (Castro, 1987 ; Marcuson, Hynes y Franklin, 1990 ; De Alba, Seed, Retamal, 1988) :

$$S_u = \frac{q_s}{2} \cos \phi_s = \frac{M}{2} \cos \phi_s p_s'$$

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi_s}{3 - \operatorname{sen} \phi_s}$$

donde q_s y p_s' indican el esfuerzo desviador ($\sigma_1' - \sigma_3'$) y el esfuerzo efectivo medio principal $(\sigma_1' + 2 \sigma_3')/3$ en el estado cuasi-estable respectivamente, como se muestra en la Figura 5.13. Para suelos arcillosos, y en este caso también se aplicará a los resultados de esta investigación, se tiene que el valor de la resistencia está dado por :

$$S_p = \frac{q_p}{2}$$

En este caso, si se observa la Figura 5.13.b se concluye que los puntos A y B para las curvas de resistencia obtenidas en esta investigación son los mismos, o bien, se encuentran tan cercanos que presentan el mismo nivel de resistencia, por lo que usar la expresión para S_{us} o S_p es indistinto.

• En el caso de probetas muy contractivas el valor de S_{us} es aproximadamente : $0.9 S_p$

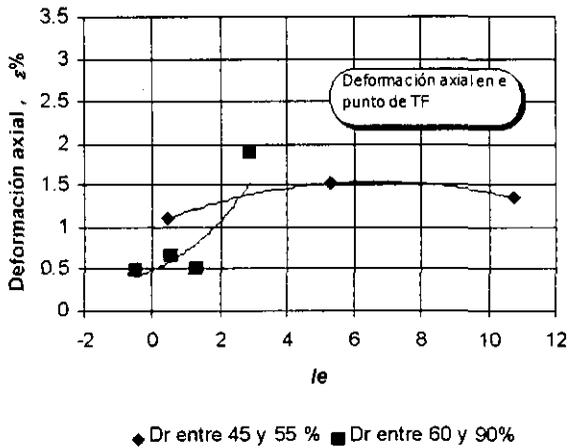
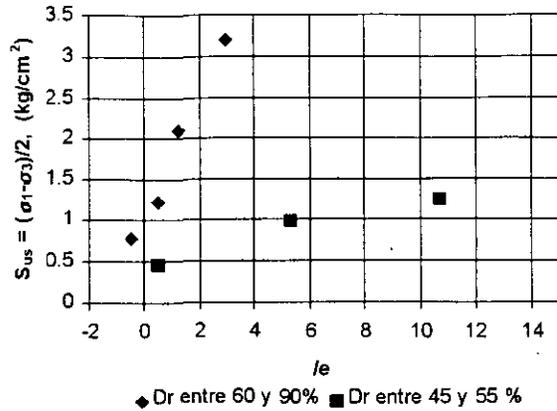


Figura 5.14 Deformación axial en el estado de TF contra el índice de estado Ie

En Figura 5.15, se observa la variación de la resistencia con respecto al valor de Ie, obteniéndose dos tendencias dependiendo de la relación de vacíos del material ; para probetas con mayor densidad relativa y con un Ie hasta de 3.7, el valor de la resistencia crece rápidamente, mientras que en el caso de las probetas menos densas, este valor tiende a un límite (resistencia residual marcada por las probetas cuya presión de poro igualaron el esfuerzo de confinamiento) aproximadamente un tercio del valor de la resistencia máxima reportada para el caso de probetas densas.

Figura 5.15 Resistencia en el estado de TF contra el índice de estado le



Otra interpretación de la dependencia de la resistencia y deformación en la que este material alcanza la transformación de fase se presenta en las Figuras 5.16 y 5.17, relacionando el esfuerzo de consolidación con ε y S respectivamente. Tanto la resistencia como las deformaciones en las que se presenta el estado TF, aumentan conforme se incrementa el esfuerzo de consolidación ; en el primer caso el nivel más alto de resistencia lo marcan las probetas densas, mientras que en el segundo, las mayores deformaciones reportadas en el punto de TF son las obtenidas de probetas medianamente sueltas.

Los valores de resistencia en el estado de TF dibujan una franja estrecha, en donde, para probetas consolidadas a un mismo esfuerzo, la diferencia entre densidades del 50% al 89% señala un aumento en el valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ de un 50% (la resistencia para una probeta medianamente suelta ensayada a un σ_{3ci} es del orden del 50% de la correspondiente a una probeta medianamente densa, consolidada a ese mismo σ_{3ci}). La resistencia del material entonces, es función directa y exponencial del valor de esfuerzo de consolidación, en el rango de densidades relativas ensayadas.

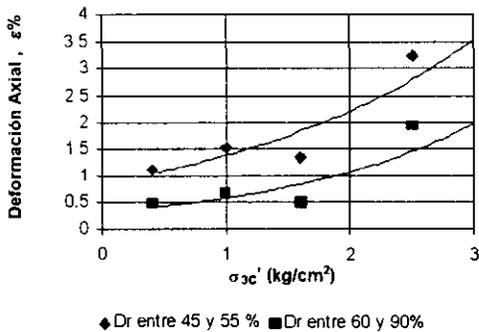


Figura 5.16 Deformación axial en TF contra esfuerzo de consolidación

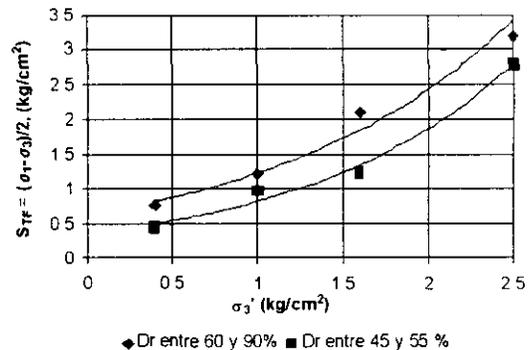


Figura 5.17 Resistencia en el estado de TF contra esfuerzo de consolidación

El nivel de deformación en el que se presenta la transformación de fase, con un comportamiento semejante al de las resistencias, se incrementa conforme el esfuerzo de consolidación crece, sin embargo, para esfuerzos menores a 1.5 kg/cm^2 parece que el valor de ε es constante y menor al 2% ; rebasando este valor, las probetas resisten y se deforman más, antes de comenzar a dilatar.

Las diferencias en deformaciones entre probetas medianamente sueltas y densas, para un mismo nivel de σ_{3c} , es del orden de un 100%, es decir, el valor de deformación al que se presenta la TF en un probeta medianamente suelta, es aproximadamente el doble del que presentaría una muestra densa a ese mismo esfuerzo de consolidación.

Las expresiones que relacionan el valor de la resistencia y la deformación respecto al esfuerzo de consolidación, se presentan a continuación :

$$S_{TF} = \beta e^{0.7a0.8\sigma_{3c}} \quad \dots 5.1$$

$$\varepsilon = \omega e^{0.5a0.6\sigma_{3c}} \quad \dots 5.2$$

Densidad relativa	β	ω
medianamente sueltas		
D_r : 46 a 51 %	0.359	0.320
densas		
D_r : 66 a 90%	0.619	0.866

Los coeficientes que afectan el valor de σ_{3c} en las expresiones 5.1 y 5.2 definen la configuración de las curvas exponenciales de las Figuras 5.16 y 5.17 ; valores más altos de estos coeficientes se manifiestan en un crecimiento acelerado de la pendiente de las curvas.

5.1.6 Generación de presión de poro

La posibilidad de obtener una aproximación de la resistencia y nivel de presión de poro que el material alcanzaría bajo ciertas condiciones iniciales y de carga, representa una gran ayuda en la programación de pruebas de laboratorio y diseños preliminares geotécnicos ; por tal motivo, se busca obtener una expresión que nos permita relacionar la D_r y el σ_{3c} con la máxima presión de poro normalizada (pues es más útil en la corrección por penetración de la membrana) y el nivel de deformación en el que posiblemente se presente. Posteriormente con el uso de las curvas de la Figura 5.17 podemos obtener el nivel de resistencia aproximado en TF para dicho material.

En la Figura 5.18 se grafica los resultados obtenidos de los ocho ensayos monotónicos sin corrección por penetración de la membrana sobre el valor reportado de u (kg/cm²), estas curvas son útiles para demostrar el patrón similar de crecimiento y decremento de la presión de poro para las probetas ensayadas; todas las probetas generan una cierta presión de poro positiva hasta alcanzar un máximo ($u_{m\acute{a}x}$), después del cual decrecen linealmente. La curva de crecimiento general consiste en dos tramos, uno curvo (ajustado a una curva de segundo orden) y otro recto, como se presenta en la Figura 5.19, donde se muestra un espacio en el que se ha normalizado la presión de poro respecto al esfuerzo de consolidación (sobre estas curvas se realiza la corrección por penetración de la membrana). El comportamiento de la presión es reproducible si se obtienen los valores de los coeficientes "a," en el caso de la Figura 5.19.a y "m" en el de la 5.19.b, los coeficientes obtenidos para las ocho pruebas se presentan en la Figura 5.20.

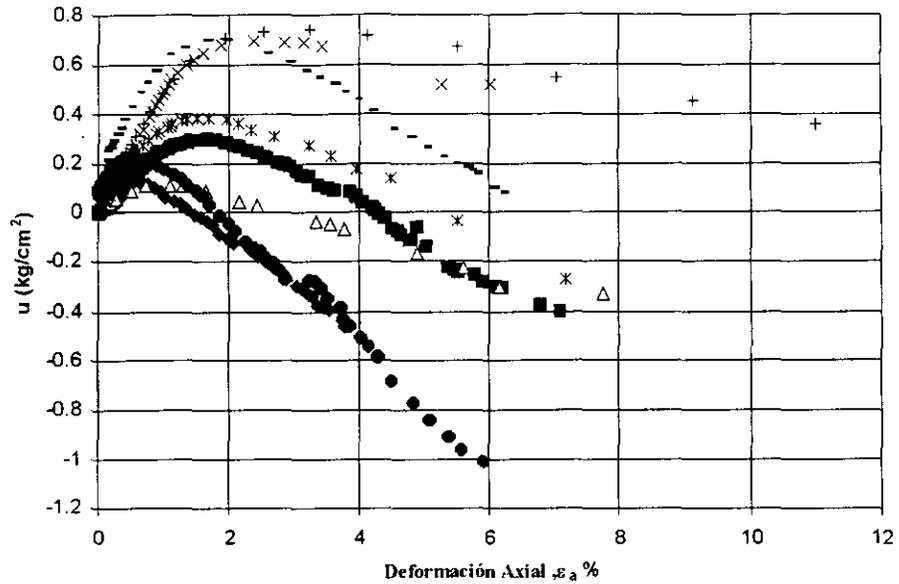


Figura 5.18 Curvas de presión de poro de los ensayos monotónicos (sin corrección por penetración de la membrana)

El ajuste de los puntos a una curva de segundo orden, como la del primer tramo, obliga a cerrar el origen de la curva en un valor distinto a cero, aunque el coeficiente a_0 es de un valor despreciable respecto a los valores de a_1 y a_2 , sin embargo, se aconseja tomarlo en cuenta para cualquier valor de $\varepsilon > 0$. En el caso de a_1 y a_2 para probetas densas, los valores de estos coeficientes para esfuerzos de confinamiento pequeños se separan de los obtenidos para probetas medianamente densas, siendo mayores (en valor absoluto) en los tres casos, a_0, a_1, a_2 , para el material más denso. Puede decirse que en un cierto rango de esfuerzos, los coeficientes para el caso denso y suelto llegan a ser muy similares, lo que indicaría que las probetas generan aproximadamente el mismo valor de presión de poro positiva máxima, al mismo nivel de deformaciones, de acuerdo a la expresión 5.3 :

$$\frac{u}{\sigma_{3c}} = a_0 + a_1 \varepsilon_a + a_2 \varepsilon_a^2 \quad \dots \quad 5.3$$

$$\frac{du}{d\varepsilon_a} = a_1 + 2a_2 \varepsilon_a = 0 \quad \dots \quad 5.4$$

$$\varepsilon_{a_{max}} = \frac{-a_1}{2a_2}$$

$$\frac{u}{\sigma_{3c_{max}}} = a_0 - \frac{a_1^2}{4a_2}$$

De la ecuación 5.4 , haciendo $\varepsilon_a = 0$, a_1 es igual a la pendiente de la curva en el origen. Si se obtiene la segunda derivada de u/σ_{3c} y de nueva cuenta la deformación axial se anula, el coeficiente a_2 representa la curvatura al origen.

En la sección recta ($u/\sigma_{3c} = -m \varepsilon_a + [u/\sigma_{3c}]_{m\acute{a}x}$), en la misma Figura se observan las pendientes obtenidas para los tramos mostrados en la Figura 5.19.b, y se concluye que a mayor esfuerzo de confinamiento, el decremento de la presión se hace más suave, es decir, se requiere de mayores deformaciones por corte para alcanzar niveles más negativos de presión de poro, las diferencias entre las probetas densas y sueltas disminuyen a medida que el esfuerzo de consolidación crece, confirmando que si se tiene un par de probetas con densidades relativas extremas, consolidadas a bajos σ_{3c} , la más suelta tiende a generar mayores presiones de poro positivas y hace falta el desarrollo de grandes deformaciones para alcanzar niveles negativos de presión, mientras que la más densa casi de inmediato dilata y rápidamente disminuye su nivel de presión de poro.

Las constantes necesarias para evaluar las expresiones anteriores se resumen en la Tabla 5.1

Tabla 5.1 Constantes para determinar la curva de presión de poro normalizada

Constante/ Densidad Relativa	$a_0 =$	$a_1 =$	$a_2 =$	$m =$
Sueltas	$x \ln \sigma_{3c} + y$	$x \ln \sigma_{3c} + y$	$x \ln \sigma_{3c} + y$	$x(\sigma_{3c})^y$
Densas	$x \ln \sigma_{3c} + y$	$x(\sigma_{3c})^2 + y(\sigma_{3c}) + z$	$x(\sigma_{3c})^2 + y(\sigma_{3c}) + z$	$x(\sigma_{3c})^y$

	a_0	a_1	a_2	m
Sueltas	x : -0.006, y : -0.003	x : -0.162, y : 0.448	x : 0.131, y : -0.164	x : 0.075, y : -1.21
Densas	x : -0.059, y : 0.059	x : 0.46, y : -1.8, z : 2	x : -0.7, y : 2.9, z : -3	x : 0.178, y : -1.14

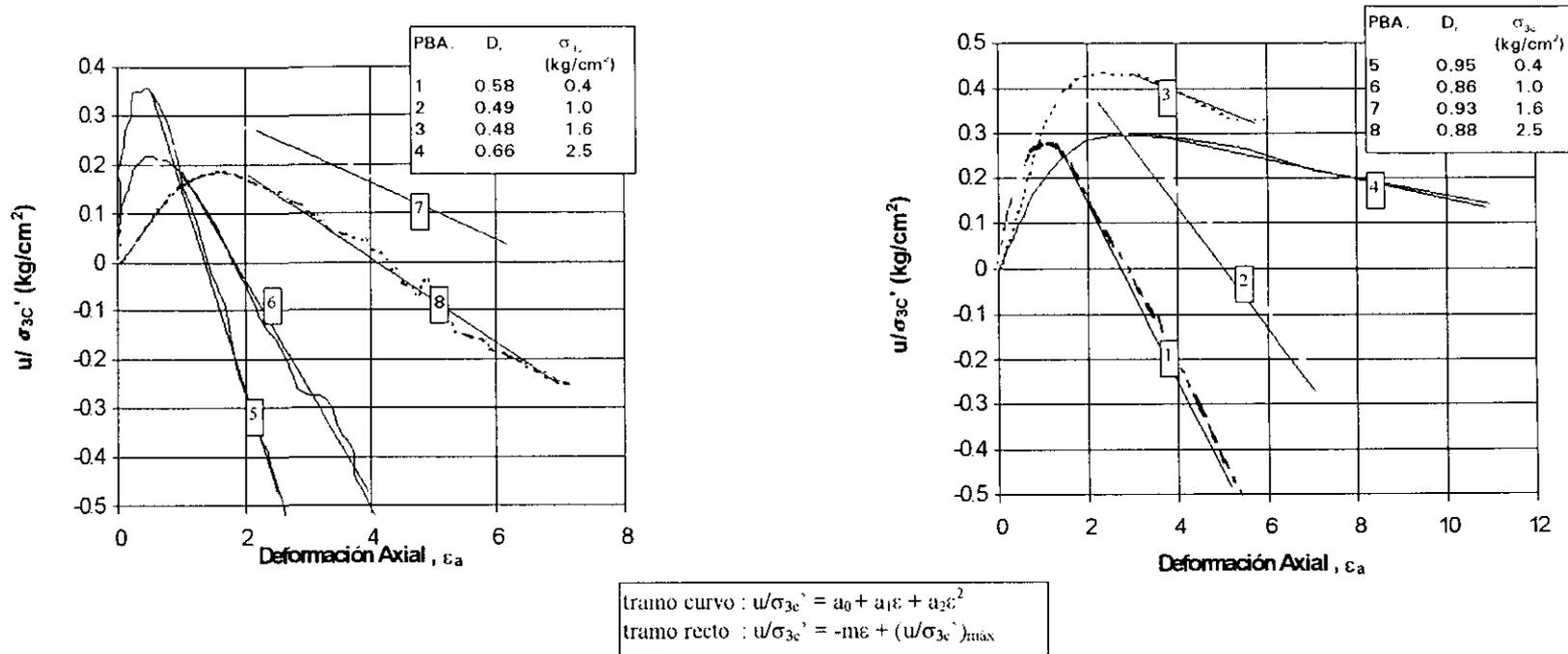


Figura 5.19 Patrón de generación de presión de poro para probetas sueltas y densas

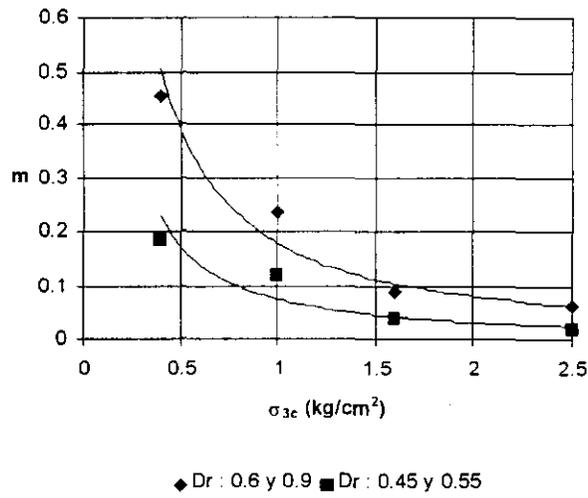
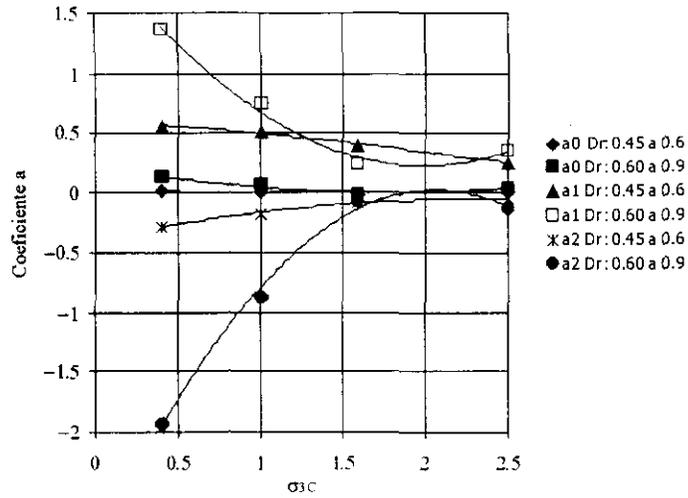


Figura 5.20 Coeficientes para la elaboración de las curvas de presión de poro

5.2 Comportamiento bajo carga cíclica

5.2.1 Introducción

El comportamiento no drenado de las arenas saturadas es de interés directo en la práctica donde depósitos de dichos materiales se sujetan o son susceptibles a situaciones de cargas rápidas, donde, como resultado de dichas cargas, la arena desarrolla grandes deformaciones. Estudios de laboratorio muestran que bajo cargas cíclicas, estas deformaciones se deben a diferentes tipos de respuestas.

En un primer tipo, la deformación es resultado del tipo de respuesta deformación-reblandecimiento (comportamiento asociado con la pérdida de resistencia), la cual se desarrolla en alguna etapa de la carga cíclica. En caso extremo, la arena puede perder una gran porción de su resistencia y deformarse continuamente en un estado de esfuerzos constantes, llamado estado estable. Este fenómeno se conoce como licuación (Figura 5.21).

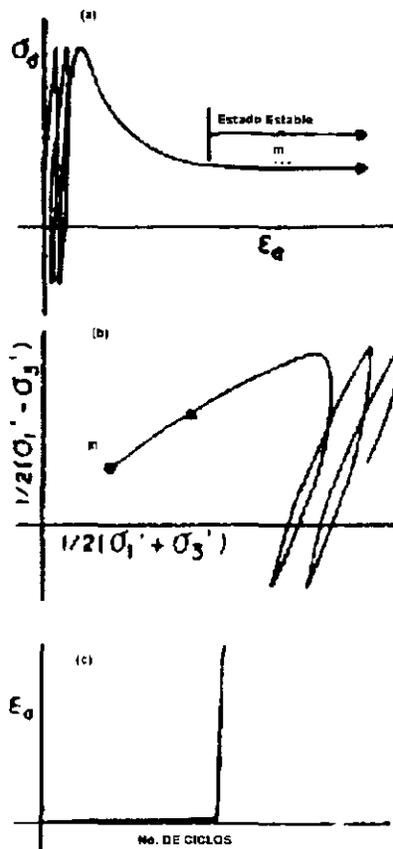


Figura 5.21 Probetas que licuaron con la aplicación de carga cíclica

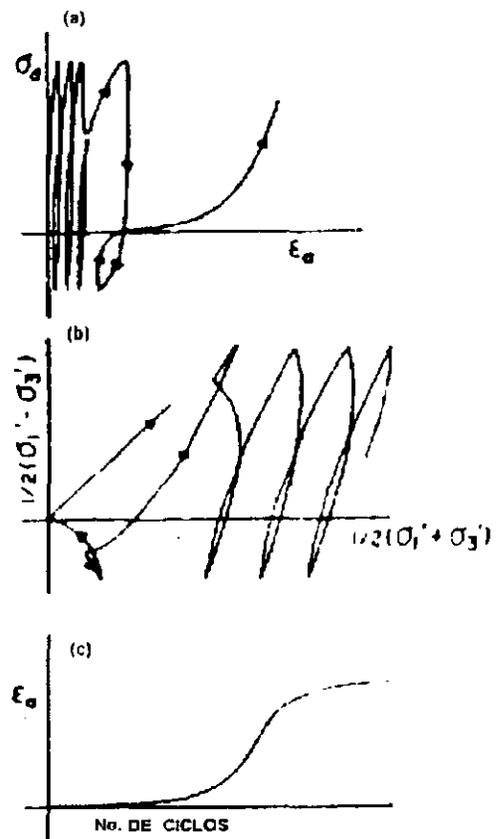


Figura 5.22 Probetas que presentaron movilidad cíclica durante ensayos dinámicos

En el segundo tipo de respuesta, la deformación es resultado de la degradación progresiva de la resistencia de la arena debido al crecimiento de la presión de poro conforme se incrementan los ciclos de carga. Específicamente, este no es un estado que se asocie con grandes deformaciones, a menos que el material sea sujeto a un estado de esfuerzos negativo o extensión; es decir, cuando los esfuerzos cíclicos cortantes son mayores que los esfuerzos cortantes estáticos. Suficientes ciclos con este tipo de esfuerzos pueden momentáneamente

reducir el esfuerzo efectivo de confinamiento o anularlo cuando la trayectoria de esfuerzos efectivos pasa por el cero (Figura 5.22). Este comportamiento ha sido llamado movilidad cíclica.

Contrariamente a la licuación, la movilidad cíclica causa acumulación de deformaciones limitadas en magnitud; por lo que al diseño le concierne prevenir la acumulación de deformaciones no deseables. Por otro lado, si lo que se prevé es la licuación, el diseño se referirá a la estabilidad, puesto que las deformaciones son ilimitadas.

Castro (1975) y Castro y Poulos (1977) establecen la distinción entre falla por licuación y por movilidad cíclica con la posición del punto después de la consolidación y la línea del estado estable durante carga cíclica no drenada en un diagrama de estado. Una de las conclusiones más importantes de estas investigaciones fue que la resistencia a la licuación decrece pero que la movilidad cíclica se incrementa conforme los cortantes estáticos aumentan. Vaid y Finn (1978) y Vaid y Chern (1983, 1985) mostraron que las conclusiones acerca de este tema son contradictorias y que esto quizá se debe a la diferencia en densidades relativas de las muestras, magnitud en el esfuerzo cortante estático, la definición de la resistencia a la licuación y que la resistencia cíclica puede incrementar o decrecer debido a la presencia de cortantes estáticos.

Mohamad y Dobry (1986) clasificaron la resistencia cíclica considerando los datos presentados por Vaid y Chern (1983) usando el concepto de estado estable introducido por Castro (1975). Claramente se observa que la resistencia se restringe a la posibilidad de licuar o presentar movilidad cíclica, sin embargo, algunos investigadores se inclinan por apoyar el criterio de falla debida a deformación residual. Hasegawa et al. (1981,1982) desarrollaron pruebas de compresión triaxial cíclica en probetas consolidadas anisotrópicamente y definió la falla cíclica cuando la velocidad de desarrollo de deformación axial se aproximaba a una constante; posteriormente Uchida y Hasegawa (1986) mostraron que el criterio de falla dinámica del suelo sujeto a cortante estático inicial puede ser definido por una deformación específica permanente del 10% (específicamente para el material ensayado). Tatsuoka et al. (1982) presentaron la resistencia cíclica basada tanto en la deformación cíclica como en la residual considerando el cambio en la dirección de esfuerzos principales y la densidad relativa del espécimen.

En la mayoría de los estudios con carga cíclica en arenas, el interés se ha centrado principalmente en la acumulación de deformación limitada, sin tomar en cuenta el mecanismo de su desarrollo. Los estudios se realizan generalmente con densidades y presiones de confinamiento que promuevan el desarrollo de la licuación, sin que esto implique que las deformaciones en algunos casos no se hayan debido a movilidad cíclica.

Para ciertos estados iniciales la arena puede desarrollar una respuesta de deformación-reblandecimiento de manera similar a la licuación, pero sobre un rango limitado de deformación. Este tipo de respuesta se caracteriza por una pérdida momentánea de resistencia, la cual se recobra con posterior deformación (Fig. 5.23) y se puede decir que se presenta licuación limitada. Durante la carga cíclica, un nivel específico de deformación podría deberse entonces a licuación limitada o a una combinación de licuación limitada seguida de movilidad cíclica con ciclos continuos de carga. Es importante notar que la deformación debida a licuación limitada siempre ocurre antes de la anulación momentánea de los esfuerzos efectivos.

El diseño pertinente en el caso de licuación limitada sería el concerniente a deformación limitada y no a pérdida de resistencia, similar al caso donde sólo se desarrolla movilidad cíclica. Evidencia experimental muestra que los parámetros de estado iniciales de la arena afectan el desarrollo de la licuación, de la licuación limitada o de la movilidad cíclica de

diferente forma, sin embargo, debido a la dificultad para distinguir entre cual de los fenómenos es responsable de la deformación, conclusiones conflictivas han sido publicadas acerca de este tema, principalmente para el efecto del cortante estático sobre la resistencia del material.

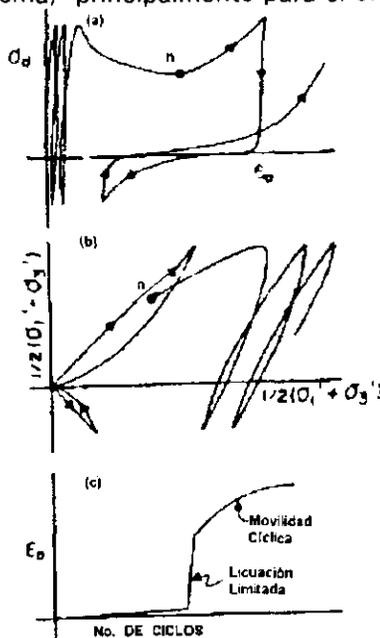


Figura 5.23 Licuación limitada durante un ensaye dinámico

Para determinar cual de los parámetros iniciales de la arena sea el que determine el tipo de respuesta ante carga cíclica, se han desarrollado diversas investigaciones, concluyendo en la mayoría que es necesaria una especificación completa del estado inicial del material (densidad relativa, esfuerzo de consolidación y esfuerzos cortantes, $K_o = \sigma_1 / \sigma_{3c}$) para determinar su potencial de licuación o movilidad cíclica.

Es extremadamente útil poder separar los estados iniciales de la arena en regiones, y dependiendo de su localización poder anticipar el tipo de respuesta bajo condiciones de carga monotónica y dinámica.

A continuación se presentan los resultados de los ensayos cíclicos-monotónicos con el fin de establecer la utilidad del criterio de falla monotónica (línea de estado de transformación de fase) como acotación del inicio de la deformación por reblandecimiento en corte cíclico no drenado.

5.2.2 Experimentación

En la sección 5.1 de este capítulo se presentan los resultados de los experimentos hechos con arena saturada bajo la aplicación de carga monotónica, obteniendo la línea de estado TF para este material en particular. En esta segunda parte se busca duplicar las probetas ensayadas monotónicamente (consiguiendo los mismos estados iniciales) y ensayarlas aplicando cortantes cíclicos menores a la resistencia bajo carga estática como primer paso (frecuencia : 1 Hz, No. de ciclos : la prueba cíclica se detiene cuando la presión de poro registrada iguala a la máxima obtenida en la prueba estática), posteriormente continuar la carga monotónica para determinar si la línea de estado propuesta no se altera por la modificación en el patrón de aplicación de carga.

La cantidad de ciclos de carga, para cada nivel de cortante cíclico aplicado, lo determina la capacidad de generación de presión de poro positiva de la probeta bajo esas condiciones de esfuerzos, pues la prueba dinámica termina cuando se ha alcanzado la presión

de poro reportada en TF para el caso monotónico ($u^*_{m\acute{a}x}$), después, sin abrir los drenes, se aplican incrementos de carga axial hasta llevarla a un 15 o 20% de deformación axial. Es importante señalar que durante el ensaye no se puede realizar la corrección por penetración de la membrana, así que se busca llegar al nivel de presión de poro sin corrección, para después de finalizar las pruebas, corregir las trayectorias de esfuerzos por este efecto.

La consolidación se llevó a cabo con $K_o = 1$ y densidades relativas del 85% (densa) y 50% (suelta). En este capítulo, por conveniencia, a estas densidades se les llamará densa y suelta respectivamente, a pesar de que la condición $D_r = 50\%$ sea para probetas medianamente densas.

La aplicación de esfuerzos cíclicos cortantes obliga a la consideración del cambio en la dirección de esfuerzos principales, Hyodo et al. (1992) distinguen 3 tipos en la relación entre los esfuerzos cortantes cíclicos y estáticos: "con cambio de dirección", "sin cambio de dirección" y "cambio intermedio de dirección" dependiendo del valor de q_{cyc}/q_s , como se observa en la Figura 5.24 (donde q_{cyc} es el esfuerzo desviador cíclico y q_s el esfuerzo cortante estático).

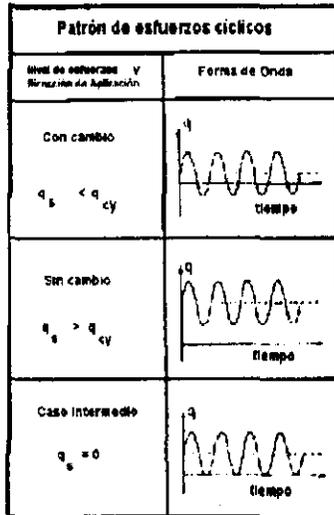


Figura 5.24 Dirección de aplicación de los esfuerzos principales

Esto es, en pruebas de esfuerzo controlado, el espécimen es consolidado con un esfuerzo axial $\sigma_{1c} = \sigma_{2c} = \sigma_{3c}$, con lo que se obtiene una relación $K_o = \sigma_{1c} / \sigma_{3c} = 1$. Después de la consolidación, un esfuerzo desviador cíclico $\pm \sigma_{cy}$ es aplicado, sin permitir el drenaje, en la dirección axial, esto induce un esfuerzo cortante cíclico $\tau_{cy} = \pm \sigma_{cy} / 2$ en planos de 45° , además de los esfuerzos cortantes estáticos $\tau_s = (\sigma_{1c} - \sigma_{3c}) / 2$ (en este caso iguales a cero).

El esfuerzo cortante se desarrolla en un plano a 45° y durante cada ciclo su límite oscila entre $q = \tau_s \pm \tau_{cy}$, y su variación, se asume, simula los esfuerzos sísmicos sobre ciertos planos en una presa de tierra o talud, o dentro de la masa de suelo bajo una estructura. Cuando $\tau_s < \tau_{cy}$, existe un cambio en la dirección inicial de aplicación de esfuerzos principales, en donde el esfuerzo radial se convierte en el esfuerzo principal mayor $q < 0$, y el espécimen experimenta extensión durante una parte del ciclo (la prueba de consolidación isotrópica es un caso especial contenida en este punto, y es el llamado "cambio de dirección intermedio" por

Hyodo et al., 1992). Si $\tau_s > \tau_{cy}$, no existe cambio en la dirección de los esfuerzos principales, $q > 0$ y el espécimen se encuentra siempre en compresión.

La deformación acumulada se define en estas pruebas como la máxima deformación axial medida desde el comienzo de la carga cíclica. La resistencia cíclica (o resistencia a la licuación) se determina como el esfuerzo cortante cíclico τ_{cy} necesario para alcanzar un valor específico de deformación axial en un cierto número de ciclos uniformes de esfuerzo (Lee y Seed, 1967 ; Vaid y Chern, 1983).

5.2.3 Resumen de Comportamientos

Existe una estrecha relación entre el tipo de respuesta monotónica y el mecanismo por el cual se desarrolla la deformación bajo carga cíclica (Castro, 1969; Castro et al., 1982). En este contexto es importante establecer primero la validez de ciertos nexos entre estos dos modos de carga no drenada que constituyen la base de dicha relación.

Basados en los resultados de Mohamad y Dobry (1987) y de las probetas ensayadas en esta investigación, se discuten los comportamientos básicos de las probetas dependiendo de sus propiedades iniciales.

Especímenes contractivos ($\sigma_{3c} \gg \sigma_{3TF}$) sin cambio en la dirección de aplicación de los esfuerzos principales ($\tau_{cy} < \tau_s$)

La Figura 5.25 muestra la trayectoria de esfuerzos totales y efectivos para una prueba triaxial cíclica en un espécimen consolidado anisotrópicamente, sin cambio en la dirección de esfuerzos principales. Para este caso el límite del crecimiento de la presión de poro es controlado por la localización de la envolvente de falla o la envolvente de resistencia en el estado de TF, y por lo tanto la condición $\sigma_3' = 0$ o $p' = 0$ (algunas veces llamado licuación inicial) no puede ser usada como criterio de falla.

En la Figura 5.25 se asume que el cortante estático es mayor que la resistencia en el estado estable de la arena, el crecimiento de la presión de poro en exceso se detiene cuando el patrón de esfuerzos efectivos toca la línea ϕ_{TF} , en este punto se alcanza una falla por flujo, y toma lugar un estado estable de deformación. Según Mohamad y Dobry (1987) el efecto del incremento del esfuerzo cortante inicial τ_s siempre resulta en el decremento de la resistencia a la licuación de un espécimen contractivo si la carga cíclica corresponde a una situación sin cambios en la dirección de los esfuerzos principales.

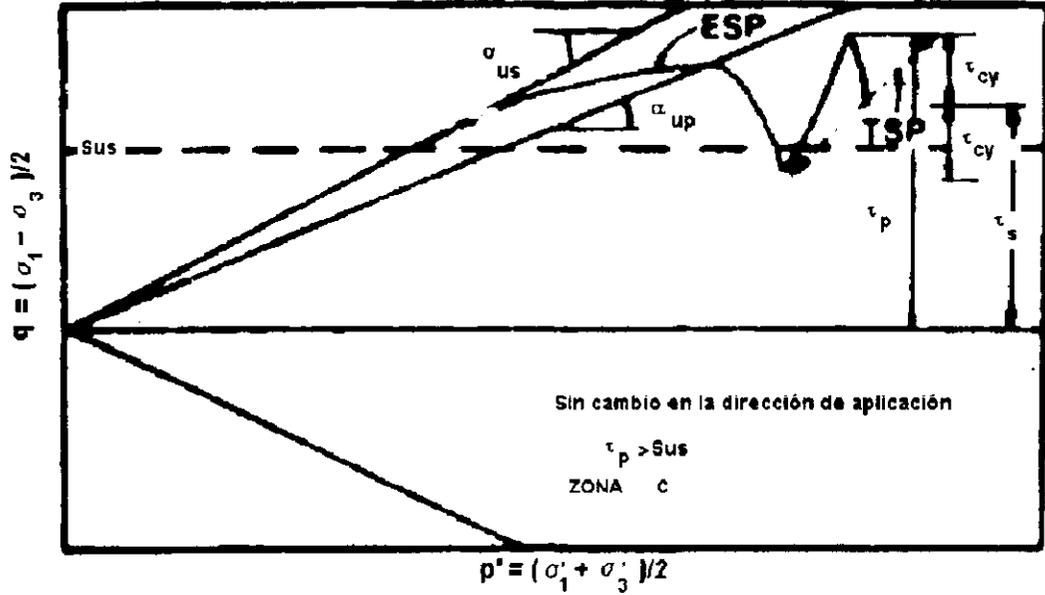


Figura 5.25 Trayectorias de esfuerzos sin cambio en la dirección de aplicación

Especímenes contractivos ($\sigma_{3c} > \sigma_{3TF}$) sujetos a cambio en la dirección de aplicación de los esfuerzos principales ($\tau_{cy} > \tau_s$)

Existen dos tipos de pruebas a considerar, las que corresponden a $\tau_p < S_{us}$ y $\tau_p > S_{us}$, respectivamente, como se muestra en las Figuras 5.26 y 5.27.

En ambos casos, a causa de que se involucran cambios en la dirección de los esfuerzos principales, y por que alguna vez $q=0$ durante cada ciclo, la condición $\sigma_3' = 0$ o $p' = 0$ es posible después del suficiente número de ciclos (la prueba consolidada isotrópicamente con $K_o = 1$ y $\tau_s = 0$, es un caso especial de la Figura 5.26).

La Figura 5.26 ilustra una prueba en la cual $\tau_p = \tau_s + \tau_{cy} < S_{us}$. Si el τ_s se incrementa manteniendo τ_{cy} constante, la porción negativa (extensión) de los ciclos de esfuerzo cortante se hace más pequeña. Este cambio en la dirección de esfuerzos invariablemente causa mayores deformaciones cíclicas y presiones de poro, que aquellas causadas por condiciones sin cambio de dirección, tanto en probetas densas como sueltas, y para especímenes consolidados isotrópicamente y anisotrópicamente (Castro 1975, Dobry et al. 1982, Ladd 1977, Lee y Seed 1967, Prater 1980).

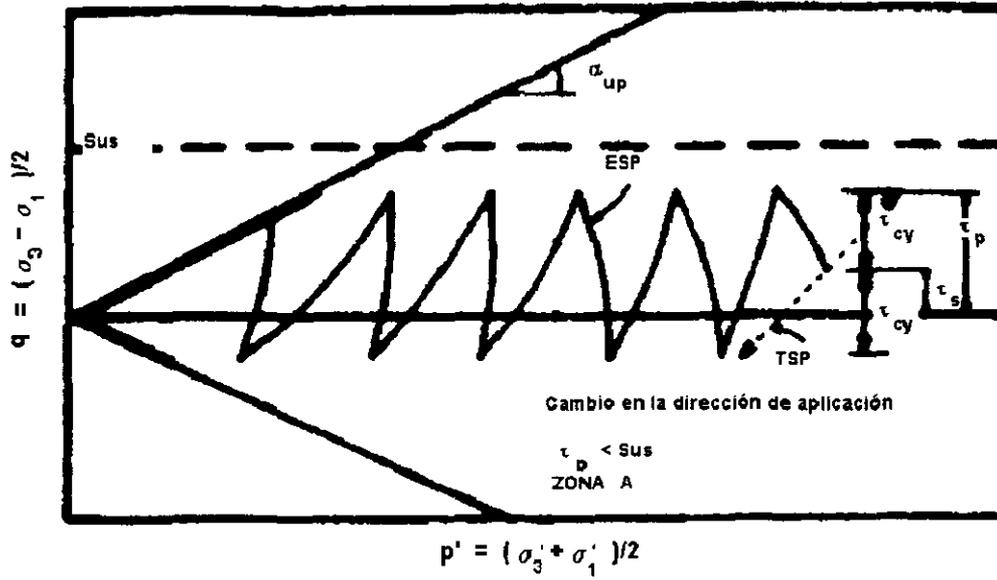
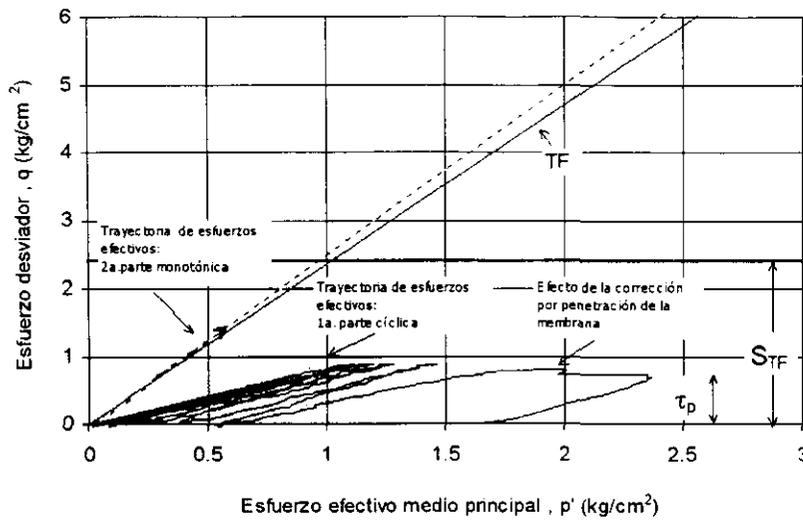


Figura 5.26 Trayectorias de esfuerzos, cambio en la dirección de aplicación

Por lo tanto, el decremento en el componente negativo de los ciclos de esfuerzo por incremento de τ_s , debería siempre resultar en un incremento de resistencia cíclica, siempre y cuando $\tau_p < S_{us}$.

En la Figura 5.26.a se muestran las trayectorias de esfuerzos efectivos de las probetas consolidadas a 1.6 kg/cm^2 con densidades sueltas, y cuya gemela estática presentara licuación bajo la aplicación de carga monotónica. Las pruebas 1 y 2 presentan licuación en menor número de ciclos dependiendo de la amplitud del cortante cíclico aplicado (35% y 75% de τ_{TF}).

Prueba 1.- $\tau_p = 35\%$



Prueba 2.- $\tau_p = 75\%$

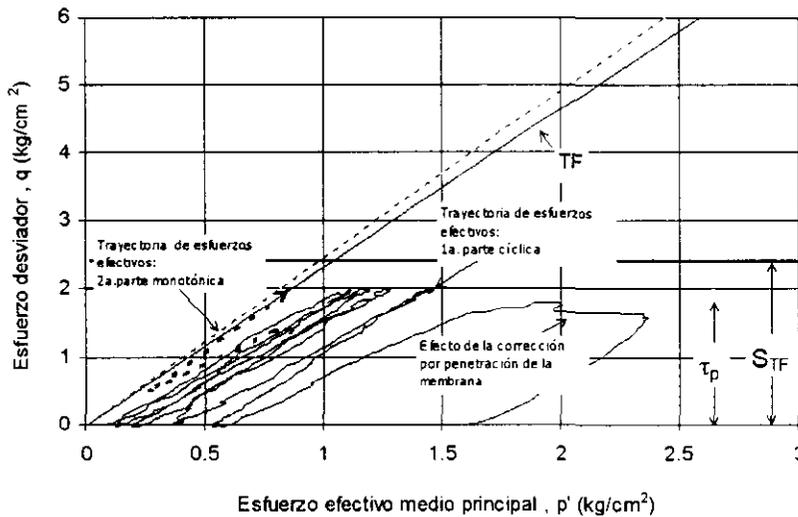


Figura 5.26.a Trayectorias de esfuerzos efectivos $\sigma_{vc} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$, D : suelta

En la Figura 5.27 se ilustra un caso con cambio en la dirección de esfuerzos principales y con $\tau_p > S_{TF}$. Después del suficiente número de ciclos el patrón de esfuerzos efectivos alcanza la línea ϕ_{TF} y comienza la deformación de flujo. El carácter de esta deformación de flujo depende de la magnitud de τ_p relativo a S_{TF} y de la frecuencia de los ciclos de esfuerzo. Para un determinado τ_{cv} , un incremento en τ_s tiende a incrementar la cantidad por la cual τ_p excede S_{TF} , y también ocasiona que las condiciones de esfuerzo se acerquen a la línea ϕ_{TF} . Ambos efectos tienden a reducir la resistencia cíclica. Sin embargo, el incremento de τ_s también resulta en una reducción del componente de cambio de dirección o extensión de los ciclos de esfuerzo, lo que incrementa la resistencia. Para el caso de la Figura 5.27.a, el cambio en el valor de τ_p respecto a S_{TF} afecta su posición respecto a la línea de falla, por lo que el contacto

se hace casi de inmediato, provocando el crecimiento acelerado de la presión de poro y las deformaciones.

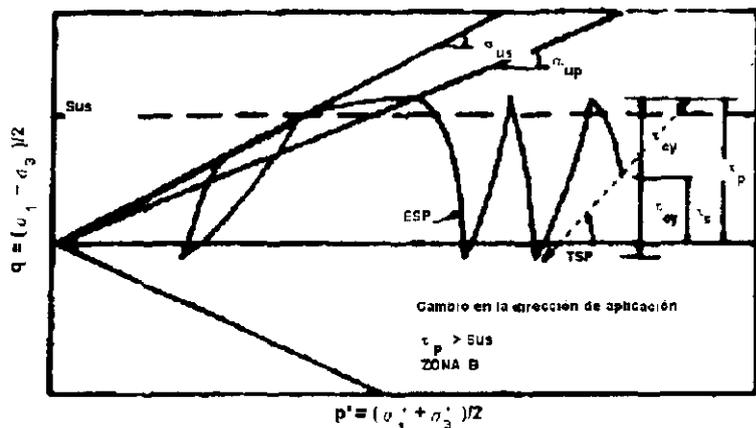


Figura 5.27 Trayectorias de esfuerzos. cambio en la dirección de aplicación

Prueba 3.- $\tau_p > S_{TF}$

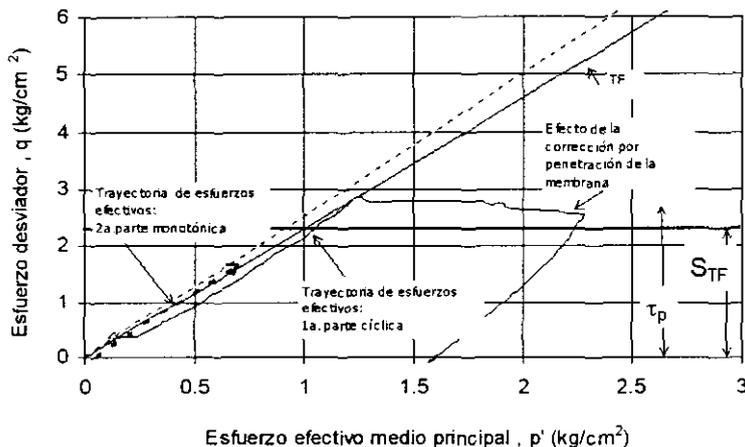


Figura 5.27.a Trayectorias de esfuerzos efectivos para $\sigma_{3c} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ y D suelta

La prueba no. 3, con τ_p ligeramente mayor que S_{us} , toca la línea de falla en menor número de ciclos respecto a las pruebas 1 y 2, donde el cortante cíclico fue del orden del 35% y 75% del S_{TF} . Estas tres probetas son los únicos casos, de los estudiados, donde el criterio de falla por licuación puede ser aplicado. Las probetas, de acuerdo a su posición en el diagrama de estado, podían anticiparse como contractivas.

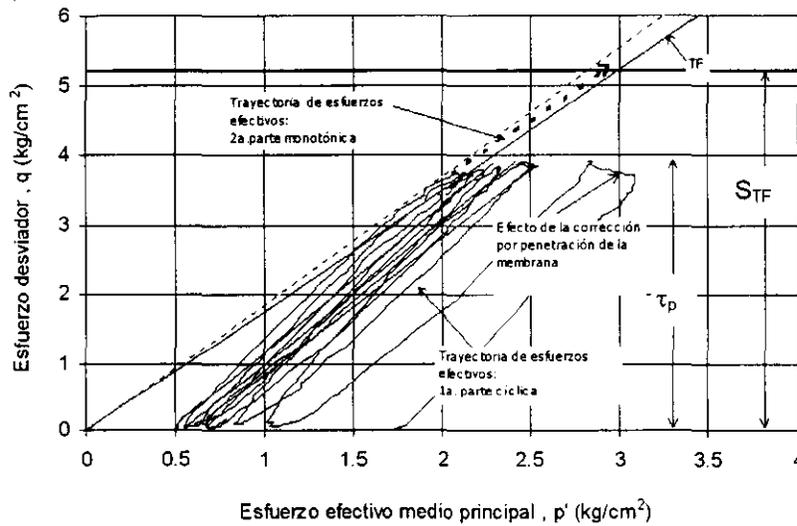
Especímenes Dilatantes ($\sigma_{3c} < \sigma_{3TF}$ o σ_{3c} ligeramente mayor que σ_{3TF})

El efecto del cambio de dirección en los esfuerzos principales en probetas dilatantes es similar al obtenido para probetas contractivas, con una importante diferencia: un espécimen dilatante no puede fluir, es decir, no alcanza resistencia residual en el estado estable; también se ha observado que no existe un efecto significativo en la velocidad de deformación axial acumulada cuando el patrón de esfuerzos efectivos toca por primera vez la envolvente de resistencia (Castro et al. 1982, Thorne 1983, Mohamad y Dobry, 1987).

Especímenes parcialmente contractivos ($\sigma_{3c} > \sigma_{3TF}$)

Este es el caso de las probetas que se observan en la Figura 5.28 , densidades relativas y esfuerzos de consolidación tales, que en el ensaye monotónico su respuesta fuera parcialmente contractiva. El efecto de la aplicación de cortante cíclico de diferentes proporciones respecto a la resistencia en TF en un espécimen parcialmente contractivo debería ser similar al de un espécimen contractivo para un nivel específico de deformación menor que el correspondiente al comienzo de la dilatación ; a niveles de deformación mayores que éste, el efecto en la resistencia cíclica debería ser similar al de un espécimen dilatante. Lo anterior no puede ratificarse por la falta de probetas dilatantes ensayadas en esta parte de la investigación, pero las conclusiones de otros autores lleva a pensar que lo descrito anteriormente es factible .

Prueba 4.- $\tau_p = 75\%$



Prueba 5.- $\tau_p = 90\%$

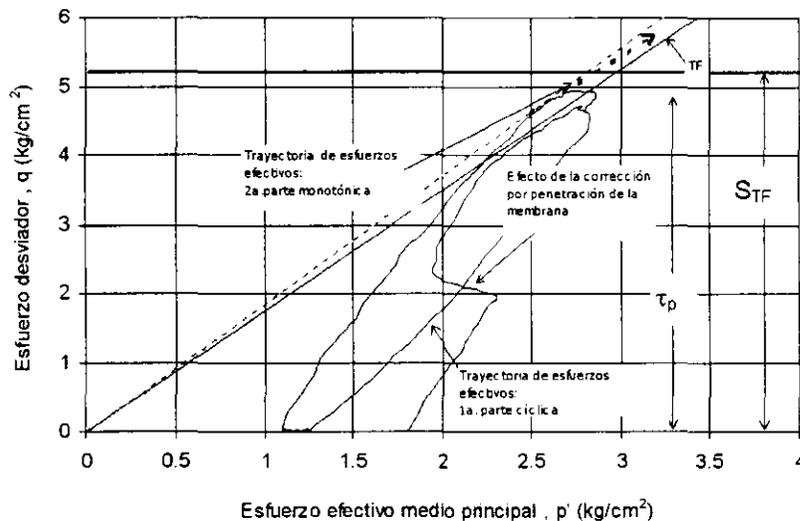


Figura 5.28 Trayectorias de esfuerzos efectivos para $\sigma_{3c} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ y D_r : densa

En estas probetas se observa un crecimiento de la presión de poro que las lleva a tocar la línea ϕ_{TF} para después dilatar. Las deformaciones producto de este tipo de comportamiento se deben completamente al fenómeno de movilidad cíclica.

Existen aspectos particulares en los comportamientos analizados que se discuten a continuación.

La envolvente de falla obtenida de pruebas con carga monotónica es la que se dibuja en las Figuras 5.26.a y 5.27.a y 5.28 ; para estos casos (con cambio en la dirección de aplicación de los esfuerzos principales, Mohamad y Dobry (1987)) las trayectorias de esfuerzos son similares en el caso de probetas densas y sueltas, donde el patrón de esfuerzos efectivos se mueve hacia la envolvente de falla durante la carga cíclica y finalmente permanece sobre la línea de falla, aún después de aplicada la carga axial monotónica.

En esta investigación, en donde existe cambio en la dirección de aplicación de esfuerzos principales, ("intermedio" Hyodo et al. 1992) el patrón de esfuerzos efectivos para el caso de las probetas sueltas se movió hacia la izquierda hasta que tocaron por completo la línea de falla, mientras que en las densas el contacto lo realizan únicamente en el extremo más alto del ciclo de carga .

En el caso donde no existe cambio de dirección, según Hyodo et al. (1992) , el patrón de esfuerzos efectivos de la arena suelta es similar al de la arena densa del caso intermedio, pero el patrón de la densa nunca alcanza la envolvente de falla. Todos los patrones de esfuerzo muestran que la máxima presión de poro se obtuvo en las probetas sujetas a cambio en la dirección.

Los resultados de la Figura 5.29 muestran la relación entre el esfuerzo desviador cíclico y la deformación axial acumulada para las arenas sueltas y densas ensayadas. Mientras que Hyodo reporta una gran amplitud de deformación axial cíclica en el caso de "cambio de dirección", para el caso "sin cambio" e "intermedio", las deformaciones acumuladas fueron predominantes sobre las deformaciones cíclicas. En este caso, el caso "intermedio", la amplitud de la deformación cíclica axial en pruebas sueltas fue considerable comparada con la desarrollada por las densas que resultó mínima, sin embargo, una acumulación gradual de la deformación residual se observó en muestras densas y esto había ocasionado la falla de algunas probetas, aún sin haber alcanzado licuación (movilidad cíclica).

En los casos donde no se generan "cambios de dirección" ,Hyodo et al. (1992) y Mohamad y Dobry (1987) observaron sólo deformaciones residuales en ambas muestras. La magnitud de la deformación residual de muestras densas fue más pequeño que las sueltas y no fue suficiente para causar la falla.

En general, y por comparación de las gráficas de la Figura 5.29, se reconoce que la amplitud de la deformación axial cíclica se hace más importante cuando el patrón de esfuerzos efectivos es tangencial a la envolvente de falla (sin despreciar el efecto de la magnitud de deformación residual o acumulada) y por lo menos anula la presión efectiva de confinamiento ; y que la deformación residual es mucho más evidente que la cíclica cuando la parte más alta de los ciclos de carga toca la envolvente de falla.

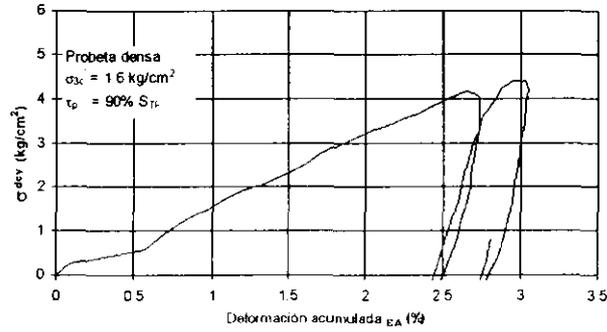
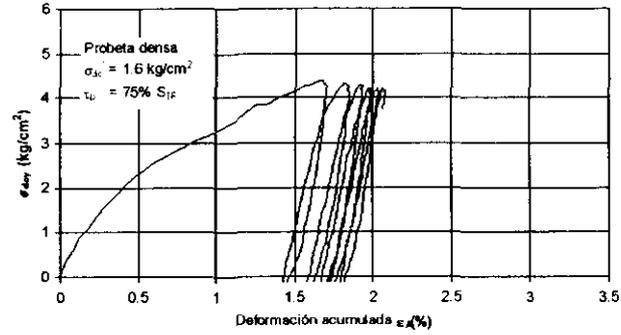
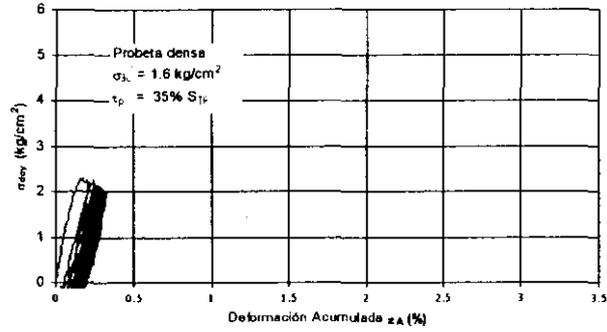
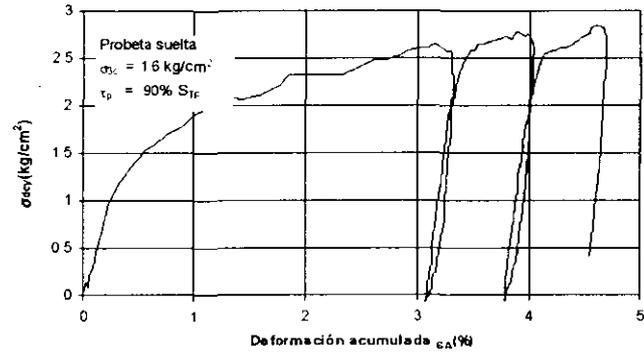
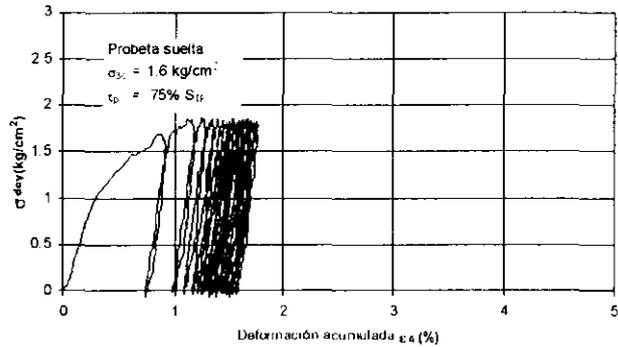


Figura 5.29 Esfuerzo desviador cíclico contra deformaciones axiales acumuladas para diferentes niveles de cortante dinámico



5.2.4 Línea de Transformación de Fase única

Las pruebas hechas con la arena de $D_r : 50\%$ y $\sigma_{3c} : 1.6 \text{ kg/cm}^2$ que bajo carga monotónica presentaron respuesta contractiva, mostraron que la licuación o licuación limitada se desarrolló en algún estado de la carga cíclica para el estado inicial propuesto y bajo ciertas amplitudes de cortante cíclico ($\tau_p < S_{TF}$ y τ_p ligeramente mayor que S_{TF}). Todos los ensayos que mostraron respuesta contractiva se pudieron anticipar con la respuesta ante carga monotónica. Los resultados de estas pruebas cíclicas-monotónicas, relacionando la densidad relativa y el esfuerzo de consolidación efectivo en el estado de TF se muestran en la Figura 5.30. En esta figura se observa que los puntos ajustan a la línea de TF obtenida bajo carga monotónica, independientemente del modo de carga no drenada al que haya sido sujeto el material y del nivel de cortante cíclico aplicado durante la prueba (los únicos dos parámetros variables adicionales a las condiciones de las pruebas monotónicas), por lo tanto, la línea de estado de transformación de fase es única en coordenadas D_r - σ_{3c} para las arenas gruesas, y no es afectada por la trayectoria de esfuerzos no drenada que desarrolló durante la respuesta contractiva.

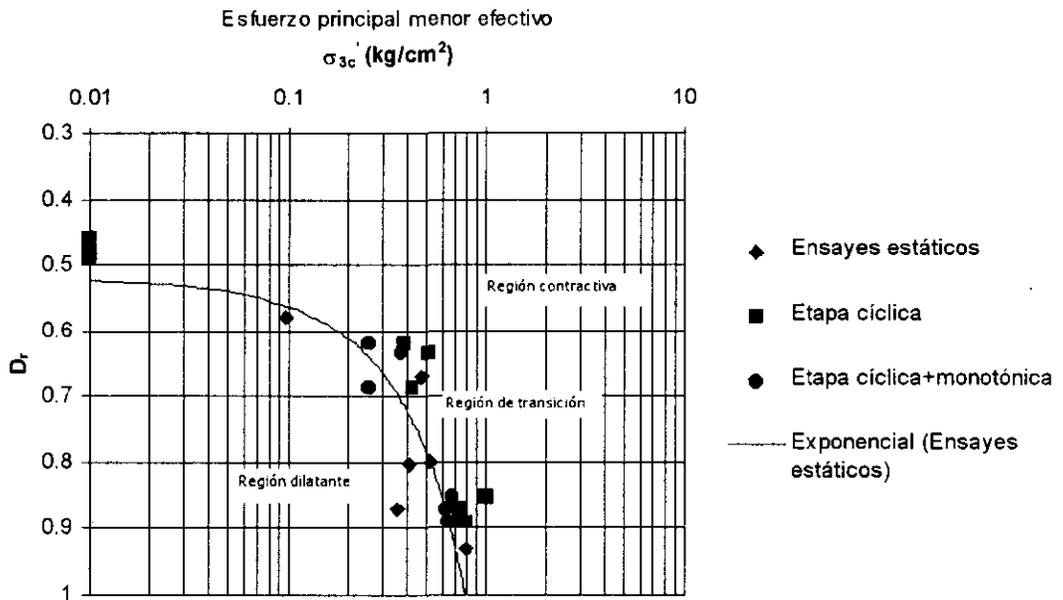


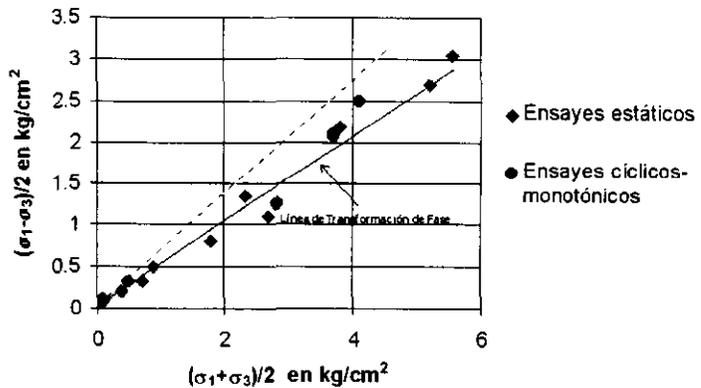
Figura 5.30 Línea de transformación de fase : ensayos cíclico-monotónicos

Estos resultados son similares a los obtenidos por Castro et al. (1982) quien limitó su conclusión a condiciones donde sólo se había desarrollado la licuación.

Las condiciones de esfuerzos efectivos en el máximo valor de presión de poro positiva desarrollado en las pruebas cíclicas se ilustran en la Figura 5.31, confirmando que el inicio de la dilatación bajo carga dinámica coincide con la línea dibujada por los resultados de pruebas monotónicas, por lo que la relación de esfuerzos efectivos en el estado TF es única a pesar del modo de carga no drenada.

En la misma figura se muestran las condiciones de esfuerzos efectivos en el estado TF para respuesta contractiva (licuación). En las pruebas donde se desarrolló respuesta no contractiva y las deformaciones fueron resultado de la movilidad cíclica, el comienzo de la dilatación también ocurrió cuando el estado de esfuerzos correspondió a la línea de TF.

Figura 5.31 Trayectorias de esfuerzos para ensayos cíclico-monotónicos



En la segunda parte de los ensayos cíclico-monotónicos, como respuesta al incremento de carga axial, la mayoría de las probetas dilatan casi inmediatamente (inicio del decremento en la presión de poro), excepto las sujetas a τ_{cy} cercanos al 35% S_{TF} que presentan un ligero crecimiento respecto al valor de u^* alcanzada en la parte cíclica. Para las probetas que licuaron, la extensión de la trayectoria de esfuerzos debida a la aplicación de carga estática, generaría un comportamiento de licuación limitada debida a carga cíclica, es decir, en un rango de deformaciones se anulan los esfuerzos efectivos de confinamiento, pero conforme se incrementan la carga y las deformaciones cortantes (en la fase monotónica), la probeta se deforma debido a la dilatación, que de haber continuado con el modo cíclico de carga se llamaría: movilidad cíclica. En las probetas cuya presión de poro no fue lo suficientemente grande como para anular las presiones de confinamiento, las deformaciones son resultado de la movilidad cíclica únicamente.

La Figura 5.32 resume el comportamiento descrito anteriormente y zonifica el espacio $p'-q$ dependiendo de las posibles respuestas del material a determinadas situaciones de carga.

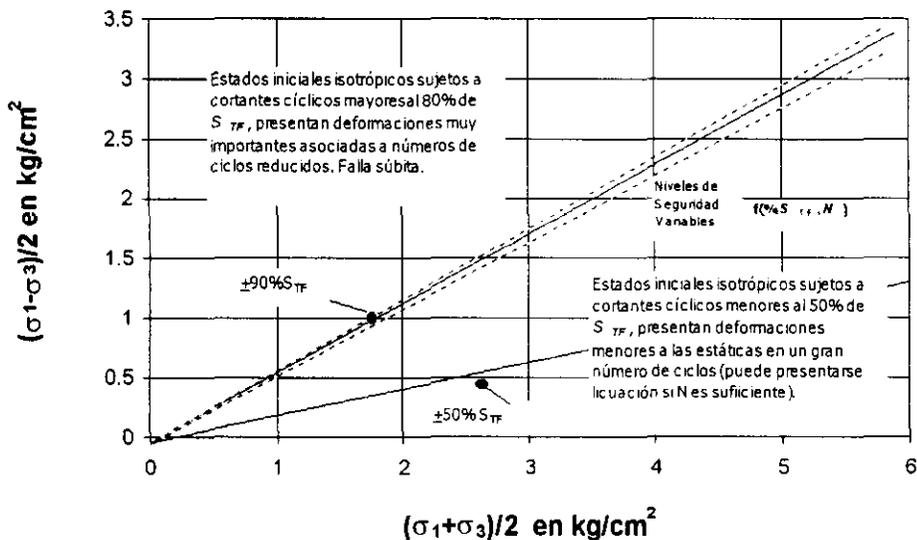


Figura 5.32 Zonas de seguridad dependientes del nivel de cortante cíclico y número de ciclos de carga

5.2.5 Criterio para determinar respuesta contractiva bajo la aplicación de carga cíclica

Según Vaid y Chern (1983) (Figura 5.33), como se discutió anteriormente, los estados a la derecha del punto A_1, C para una relación de vacíos en particular, presentarán respuesta contractiva bajo carga monotónica. En esta misma figura se muestran los patrones de esfuerzos para tres estados iniciales con idénticos σ_{3c} que finalizan en el mismo punto, pues en esta representación el estado de TF es sólo función de la relación de vacíos .

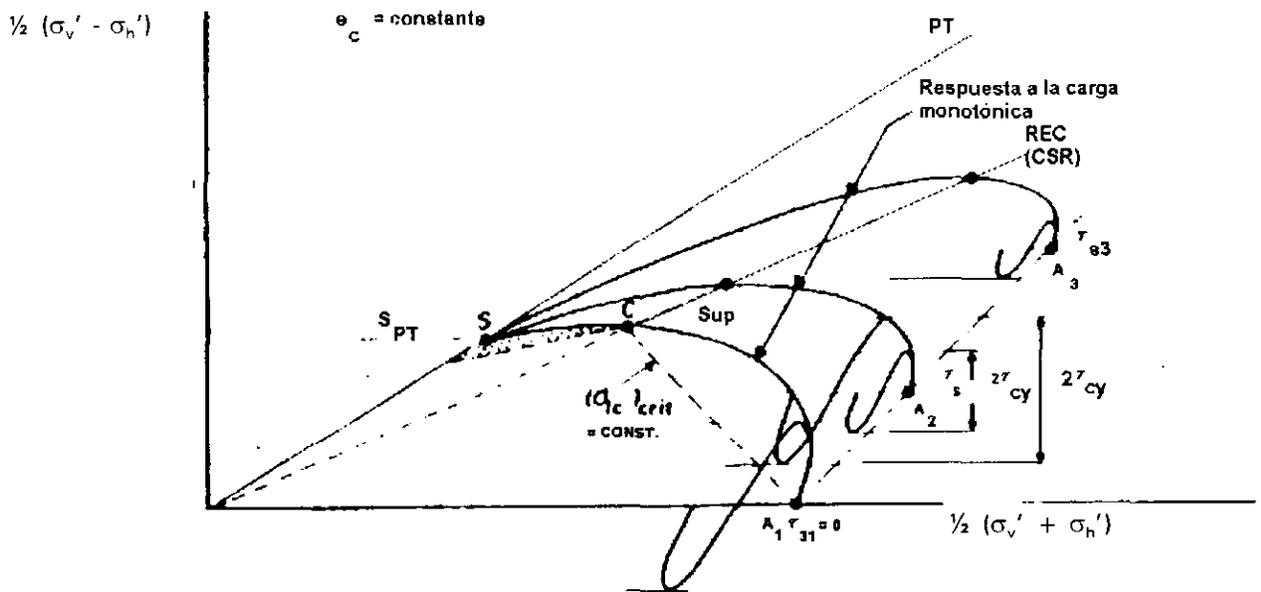


Figura 5.33 Corte esquemático del diagrama de estado en 3D (coordenadas : $s'-e-t$)

Para que la carga cíclica cause respuesta contractiva para esta relación de vacíos se deben de cumplir las siguientes dos condiciones (Vaid y Chern, 1983 ; Castro , 1982) :

1. El estado inicial de la arena debe caer en una región donde la deformación contractiva ocurriría bajo carga monotónica
2. El esfuerzo cortante máximo $\tau_{m\acute{a}x} = \tau_p = \tau_s + \tau_{cy}$ (estático + cíclico) debe ser más grande que S_{up} , el pico de esfuerzos en el punto C.

Estas condiciones aseguran la aproximación al punto S , que es también el estado de TF durante carga cíclica para la e_c escogida ; los puntos que las satisfacen son A_2 y A_3 con las amplitudes de esfuerzo cíclico τ_{cy} . El criterio de máximo esfuerzo cortante no es satisfecho por el estado inicial A_1 para la amplitud de esfuerzo cíclico mostrado (ver Figura 5.31) y en A_2 para el esfuerzo cíclico τ_{cy}' . Para estas condiciones de carga cíclica el estado de esfuerzos de la arena bajo carga cíclica continua, se moverá a la izquierda con un incremento progresivo en la presión de poro, sin embargo, cruzará la línea CSR en un punto más bajo que el punto C y por

lo tanto la respuesta contractiva no se desarrolla, en estos casos la acumulación de deformación se deberá exclusivamente a movilidad cíclica.

Los dos criterios mencionados anteriormente para el desarrollo de deformación contractiva bajo carga cíclica son necesarios pero no suficientes, pues las probetas ensayadas en esta investigación con $\tau_{cv} < S_{TF} < S_{up}$ presentaron licuación y su crecimiento de presión de poro lo limita la línea de TF, como se previó con el ensaye monotónico, aún sin cumplir las condiciones anteriores. El primer punto es indiscutible, pero el argumento válido de la segunda condición, es que las probetas ensayadas con cortantes cíclicos menores a S_{up} no llegan a tocar nunca el punto C, y que el incremento del cortante acercará la respuesta al punto S, pero, que estas dos condiciones se presenten en algunas probetas no las excluye de una posible licuación conforme el número de ciclos se incrementa, por lo menos para materiales de la naturaleza del ensayado.

Entonces, si la deformación contractiva se desarrolla o no, depende además del número de ciclos de carga. Si el número de ciclos es insuficiente para mover el estado de esfuerzos efectivos de la arena a una relación de esfuerzos críticos, la deformación no contractiva se desarrollará, aún si los otros dos criterios son satisfechos.

Respecto al nivel de resistencia, la resistencia en el estado de TF se puede relacionar fácilmente a e_c , mientras que la resistencia en el REC (o CSR según la Figura 5.33) no sigue un comportamiento tan definido, por lo que el criterio señalado en el punto 2, puede ser reemplazado por $\tau_{m\acute{a}x} = \tau_p = (\tau_s + \tau_{cv}) > S_{TF}$. Esta sustitución es la que se utilizó en esta investigación y además es claramente conservadora.

5.2.6 Desarrollo de la Movilidad Cíclica

Todos los estados iniciales que alcanzaron respuestas dilatantes bajo carga monotónica, desarrollaron movilidad cíclica bajo la aplicación de carga cíclica. Algunos estados iniciales contractivos bajo carga monotónica pueden alcanzar movilidad cíclica bajo carga dinámica, si el criterio de esfuerzo cortante máximo acotado anteriormente no es satisfecho (Vaid y Chern, 1983).

Con los resultados obtenidos para el material en estudio, se puede decir que estados iniciales contractivos con la aplicación de cortantes cíclicos presentarán respuestas contractivas, si el número de ciclos es el suficiente para generar la presión de poro requerida, independientemente del nivel de esfuerzos dinámicos, señalando que los cortantes muy cercanos y superiores a la resistencia en el estado de TF anularán los esfuerzos de confinamiento en un menor número de ciclos, con resultados más severos en pérdida de resistencia y grandes deformaciones.

5.2.7 Definición de resistencia cortante cíclica

Ya que la posibilidad de licuación no aplica en todos los casos y que la amplitud de las deformaciones cíclicas depende de la combinación de ciertas situaciones, es conveniente tener una definición general que absorba los casos "sin cambio" y "con cambio" de dirección en la aplicación de los esfuerzos principales. Si se sabe que bajo la condición "sin cambio" de dirección se acumulan altos niveles de deformación residual, y que pueden ser comparables con los que se acumulan en ensayos en donde la dirección de aplicación de los esfuerzos principales cambia durante el ciclaje (Hyodo et al. 1992), entonces la definición de resistencia

como una condición de esfuerzos debe expresarse en términos de deformación residual o acumulada, como se presenta en los resultados de esta investigación.

En la Figura 5.34 se compara el nivel de cortante cíclico normalizado aplicado durante el ensaye (τ_{cy}/σ_{3c}) respecto al número de ciclos N en donde se alcanzó el estado de TF, para las condiciones de carga $\tau_p > S_{TF}$ y $\tau_p < S_{TF}$. Se observa que la relación entre estos dos parámetros es independiente de la posición de las probetas en el diagrama de estado, por lo menos en la región de probetas contractivas muy cercanas a la línea L y probetas parcialmente contractivas situadas entre la línea L y TF con densidades relativas medias.

Para probetas consolidadas a un mismo esfuerzo, el incremento en el cortante cíclico aplicado durante el ensaye provoca el crecimiento súbito de la presión de poro hasta alcanzar su máximo (estado de TF) en un número de ciclos reducido.

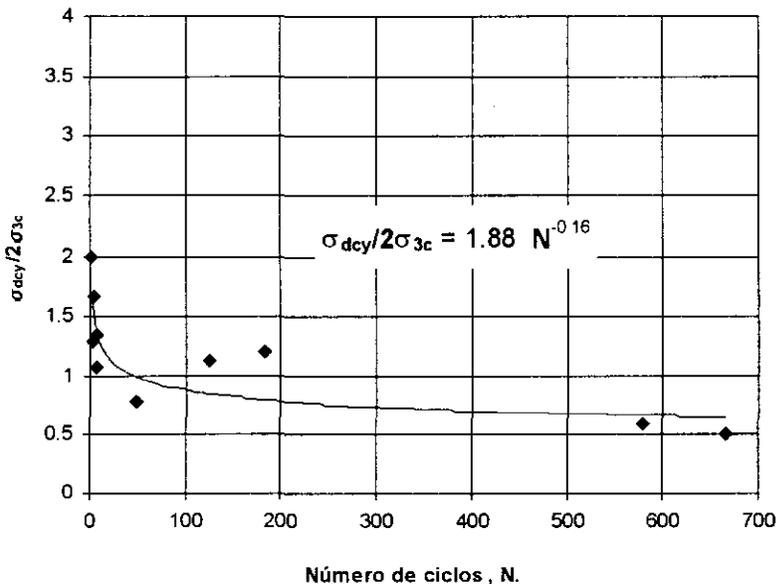


Figura 5.34 Relación entre el cortante cíclico aplicado (normalizado) y el número de ciclos N para alcanzar TF

Entre los puntos dato se encuentra tan solo una probeta con $\tau_p > S_{TF}$, por lo que la siguiente hipótesis es aplicable para estados con $\tau_p < S_{TF}$ y deberá tomarse con la reserva necesaria para estados con alguna relación de cortantes cíclicos diferente. Mayores niveles de esfuerzo de consolidación σ_{3c} causan un incremento en la tendencia contractiva, sin embargo, bajo una misma relación de esfuerzos dinámicos, estados con mayores σ_{3c} , alcanzarán la línea de falla en un mayor número de ciclos que los estados consolidados a bajos esfuerzos, por lo que se incrementará su resistencia a la carga cíclica. Lo anterior no concuerda con las conclusiones publicadas por Vaid y Chern (1983) en donde se afirma lo contrario, sin embargo las diferencias pueden deberse al criterio de selección del tipo de deformación relacionada con la resistencia, el nivel de cortante cíclico respecto a la resistencia en el estado de TF y la posición relativa de las probetas respecto a la línea de estado. Es importante señalar que durante esta investigación se ensayaron materiales que estuvieran muy cerca de la línea L en la zona contractiva y algunos otros que estuvieran entre las líneas L y TF en la zona de transición o parcialmente contractiva, lo que podría haber ocasionado comportamientos puntuales.

Según Vaid y Chern (1983) a mayores σ_{3c} se tendrán resultados muchos más severos en pérdida de resistencia tanto como en grandes deformaciones asociadas a estados de falla. Los resultados de esta investigación indican lo contrario, según la Figura 5.35, el aumento del

cortante cíclico para probetas consolidadas a un mismo esfuerzo, repercutirá en mayores deformaciones asociadas al estado de TF. De la misma forma, para un mismo nivel de cortante cíclico una disminución en el esfuerzo de confinamiento ocasionará mayores deformaciones para alcanzar el estado de TF. En esta figura también se puede observar la diferencia entre las deformaciones acumuladas en probetas sujetas a $\tau_p < S_{TF}$ y a $\tau_p > S_{TF}$, presentando niveles más severos en el caso de $\tau_p > S_{TF}$; se propone de acuerdo a la lógica, que la curva exponencial para estados sujetos a esta relación de esfuerzos queda por arriba y con la misma forma que la obtenida para cortantes dinámicos menores que la resistencia estática, aunque hace falta mayor experimentación para aclarar esta hipótesis.

Si se comparan los resultados presentados en las Figuras 5.34 y 5.36 se puede afirmar que para cortantes cíclicos iguales y hasta dos veces el esfuerzo de consolidación, las deformaciones que se desarrollan hasta alcanzar TF son menores al 1% y se alcanzan después de un número elevado de ciclos de carga (más de 500). Relacionando las Figuras 5.34 y 5.35 se tiene que para condiciones de carga dinámica con $\tau_p > 80\% S_{TF}$ las deformaciones son mayores del 3% y se alcanza el máximo valor de presión de poro positiva en menos de 30 ciclos de carga. Con base en lo anterior se pueden esquematizar regiones de seguridad para este material (consolidación isotrópica) en el espacio $p-q'$, como el que se presenta en la Figura 5.32.

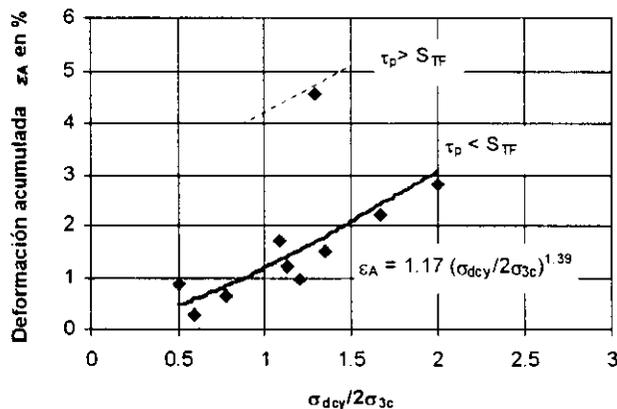


Figura 5.35 Deformación acumulada en el estado de TF para diferentes niveles de cortante cíclico aplicado

El cortante cíclico necesario para desarrollar el 2% de deformación axial en 10 ciclos de carga se representa en la Figura 5.37, sin embargo conclusiones acerca de la variación de la resistencia respecto al esfuerzo de consolidación serían muy aproximadas, por lo que en forma general se puede decir que en el caso de las probetas densas, el incremento en σ_{3c} ocasiona un incremento en la resistencia (zona a la derecha de la línea TF y con densidades mayores al 75%), mientras que en el caso de probetas más sueltas (a la derecha y arriba de la línea L) el incremento del esfuerzo de consolidación parece que no influye de manera significativa en el aumento de resistencia; valores mayores de σ_{3c} tienen un crecimiento mínimo respecto a la resistencia marcada por los dos puntos dato. Con un mayor número de ensayos se podría relacionar esta resistencia con la obtenida de pruebas monotónicas, pero, una comparación hecha con la cantidad de datos dinámicos con los que se cuentan sería incompleta.

Concluyendo, para predecir el comportamiento cíclico no drenado de la arena consolidada a 1.6 y 2.5 kg/cm² con densidades relativas suelta y densa, primero se define su posición relativa respecto a la línea de estado de TF, la cual marca el límite de las probetas en cuanto a generación de presión de poro positiva, y separa los tipos de comportamientos

dependiendo de los parámetros de estado : D_r y σ_{3c} , sin embargo, bajo la aplicación de carga cíclica, la línea de estado sólo posibilita la predicción del comportamiento en la falla de cierto material y el nivel máximo de u^+ que genera bajo la aplicación de cualquier modo de carga no drenada, mientras que, el que toque o no la línea de estado alguna probeta ensayada cíclicamente y bajo que condiciones de deformación lo haga, depende del número de ciclos de carga y el porcentaje de τ_p respecto a la resistencia estática, como lo muestra la Figura 5.32.

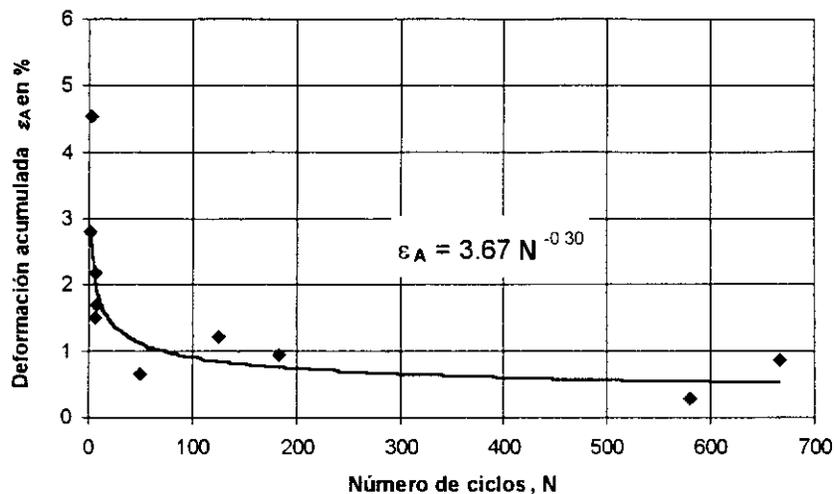


Figura 5.36 Variación de la deformación acumulada respecto a N necesarios para alcanzar TF

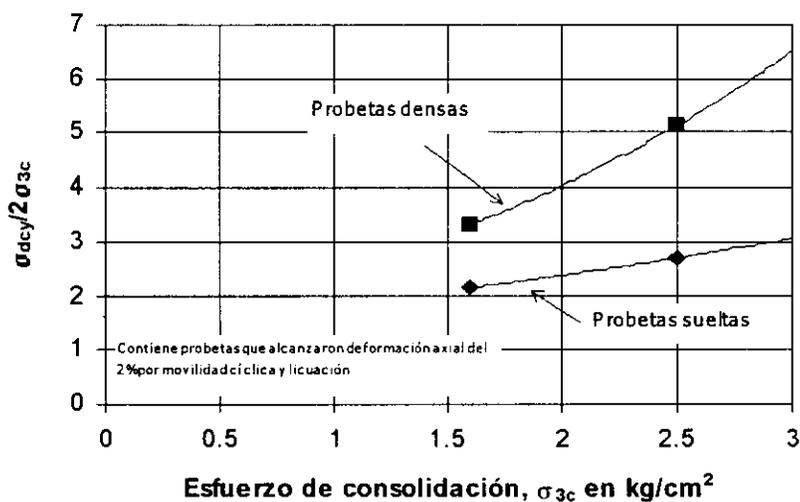


Figura 5.37 Esfuerzo cíclico requerido para causar 2% de deformación axial en 10 ciclos de carga

5.2.8 Deformaciones bajo ensayos monotónicos y cíclico-monotónicos.

Es importante puntualizar acerca de las diferencias entre los niveles de deformación axial que ocasionan los diferentes modos de carga no drenada. En las gráficas de la Figura 5.38 se observan los valores de deformación obtenidos de probetas ensayadas con $\sigma_{3c} = 1.6$ kg/cm² y densidades relativa suelta y densa respectivamente, cuando se les sujetó a carga monotónica, por un lado, y a cortantes cíclicos (diferentes porcentajes de la resistencia en TF estática) en una primera etapa y carga axial estática como última etapa. Las principales diferencias se resumen a continuación :

Densidad relativa	$\tau_p : \% S_{TF}$	$\tau_p : \% S_{TF}$	$\tau_p : \% S_{TF}$
<i>Suelta</i>	35%	75%	90%
	$\epsilon_m > \epsilon_A$	$\epsilon_m < \epsilon_A$	$\epsilon_m < < \epsilon_A^*$
	$\epsilon_m = \epsilon_A + \epsilon_{m2}$	$\epsilon_m < \epsilon_A + \epsilon_{m2}$	$\epsilon_m < < < \epsilon_A + \epsilon_{m2}^*$
<i>Densa</i>	$\epsilon_m > > \epsilon_A$	$\epsilon_m < \epsilon_A$	$\epsilon_m < \epsilon_A$
	$\epsilon_m > > \epsilon_A + \epsilon_{m2}$	$\epsilon_m < \epsilon_A + \epsilon_{m2}$	$\epsilon_m < \epsilon_A + \epsilon_{m2}$

* τ_p ligeramente mayor que S_{TF}

** ϵ_m deformación axial durante el ensayo monotónico

ϵ_A deformación acumulada durante la parte de carga cíclica

ϵ_{m2} deformación axial durante la etapa de carga estática posterior al ensayo dinámico

Se puede concluir entonces que la aplicación de cortantes dinámicos menores al 50% de la resistencia en TF (monotónica) asegura deformaciones, para este mismo estado, menores a las obtenidas en los ensayos estáticos, principalmente en el caso de las probetas densas. Cortantes mayores del 50% de S_{TF} originan deformaciones axiales mayores en los ensayos cíclicos, siendo $\tau_p > S_{TF}$ el caso más severo. La contribución de las deformaciones en la etapa monotónica de los ensayos cíclicos-monotónicos es mínima y no representa ningún riesgo en ninguno de los casos. Las probetas consolidadas a 2.5 kg/cm² tienen un comportamiento muy similar al reportado anteriormente, sin embargo, las deformaciones en la 2a. etapa (fase estática) son más importantes.

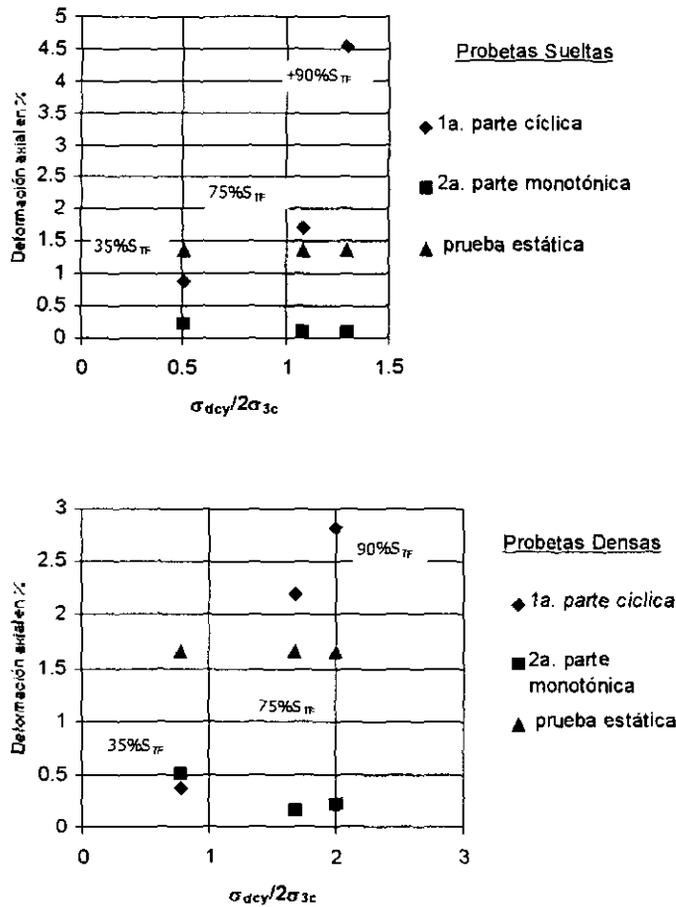


Figura 5.38 Niveles de deformación para diferentes modos de carga

Retomando la Figura 5.29 , es notoria la contribución que tiene el primer ciclo de carga sobre el valor de la deformación acumulada, esto es debido a la naturaleza misma del material, cuyo acomodo inicial es muy sensible a cambios mínimos en las condiciones de esfuerzo. La gráfica mostrada en la Figura 5.39 aclara la sensibilidad de las probetas sueltas a los incrementos en el cortante dinámico, principalmente a los impactos. Las densidades más bajas se deforman inmediatamente que se modifica el valor de la carga axial, tendiendo a valores máximos cuando sobrepasan cierta relación de esfuerzos. Para el caso de las probetas densas, parece que niveles bajos de cortantes cíclicos no producirán esa primera elipse tan marcada que se observa en el caso de la aplicación de cortantes altos, sin embargo, a partir de cierto nivel de esfuerzos el crecimiento de la contribución del primer ciclo de carga sobre la deformación acumulada , crece directamente proporcional al nivel de esfuerzos cortantes dinámicos.

Entonces se pueden tener probetas sueltas (licuables) que pueden alcanzar la falla en el primer ciclo de carga si se rebasan ciertos niveles de resistencia, y por otro lado, las probetas densas podrán resistir cortantes cíclicos, incluso mayores que la resistencia estática, sin promover la falla súbita.

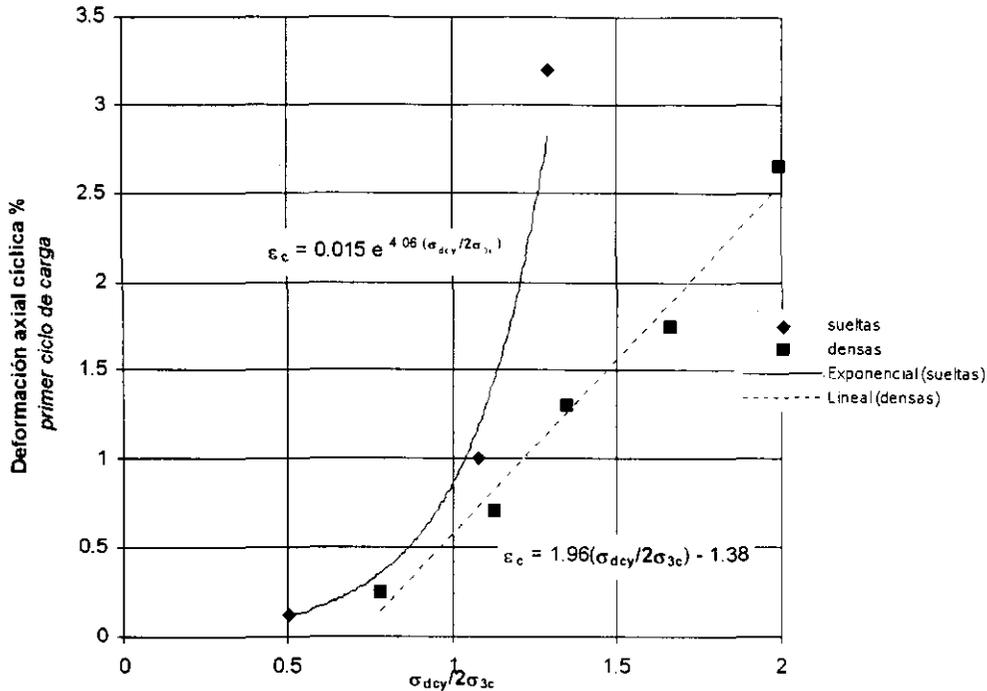


Figura 5.39 Deformación axial cíclica después del primer impacto (N : 1)

5.2.9 Curvas de presión de poro : ensayos cíclicos-monotónicos

En la Figura 5.40 se observa la tendencia en el crecimiento de la presión de poro respecto al nivel de cortante cíclico aplicado. El primer ciclo de carga genera un súbito crecimiento de la presión de poro con importantes deformaciones cíclicas, conforme el ciclaje avanza, el crecimiento es progresivo y la tendencia a sostener un máximo durante un rango limitado de deformaciones se hace más evidente para cortantes cíclicos mayores. El valor de la presión de poro máxima que generan las probetas se predijo con ayuda de la línea de estado y la posición de éstas en el diagrama de estado, el nivel de deformación al que lo alcanzan ya ha sido discutido anteriormente, y su relación con las deformaciones asociadas con la carga estática difieren dependiendo de la densidad relativa del material, esfuerzo de confinamiento y porcentaje de cortante cíclico aplicado.

Cuando las probetas han alcanzado el nivel máximo de presión de poro, se detiene el ciclaje sin abrir los drenes y se aplican incrementos de carga axial, que invariablemente provoca que las probetas dilaten, en algunos casos la presión de poro positiva se sostuvo durante un rango considerable de deformación para después comenzar a decrecer (Figura 5.41, particularmente en el inciso c).

El comportamiento en la etapa dilatante del material se resume en la gráfica de la Figura 5.42, donde se demuestra que la relación entre el decremento de presión y las deformaciones axiales es independiente de la densidad relativa del material, a diferencia de los resultados monotónicos donde se establece cierta diferencia (principalmente en esfuerzos de confinamiento menores) entre probetas sueltas y densas. A mayores esfuerzos dinámicos aplicados durante la primera etapa, la pendiente aumenta, lo que quiere decir que se necesitan menores deformaciones por corte para generar el mismo decremento de presión que en el caso de cortantes cíclicos menores. Para cortantes cíclicos fijos, un incremento en la presión de confinamiento origina pendientes más suaves en la segunda etapa, como se obtuvo en los ensayos monotónicos.

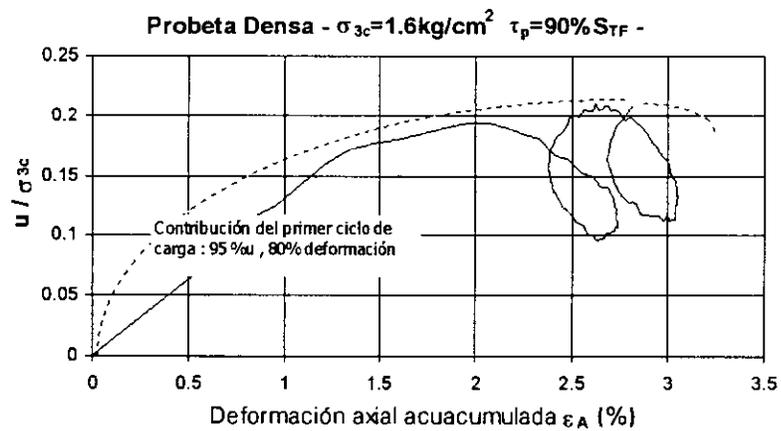
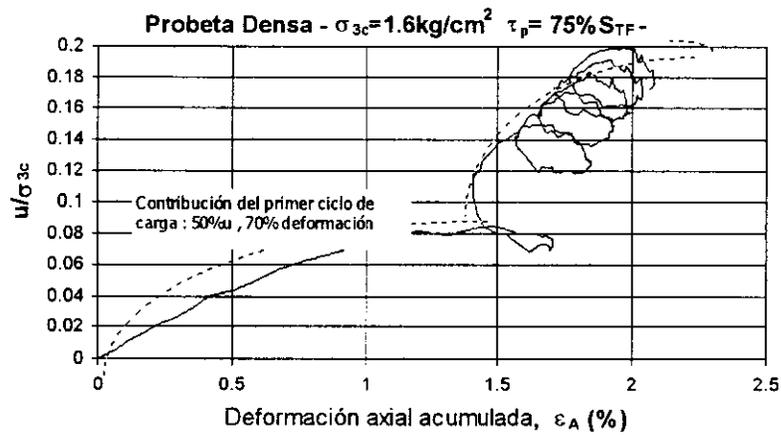
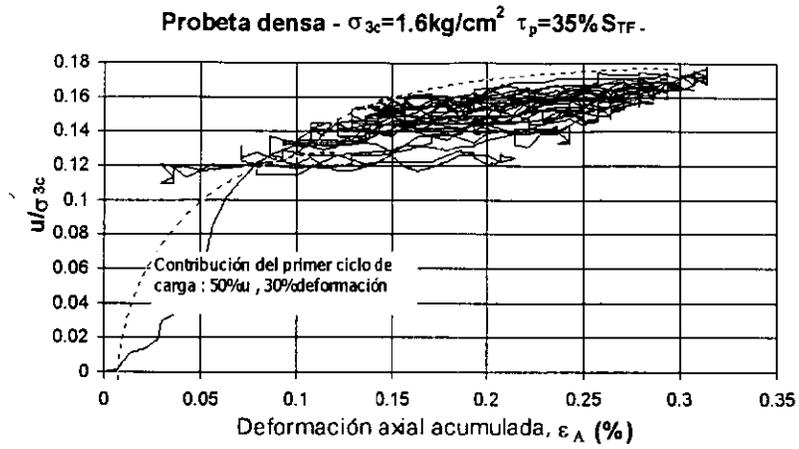
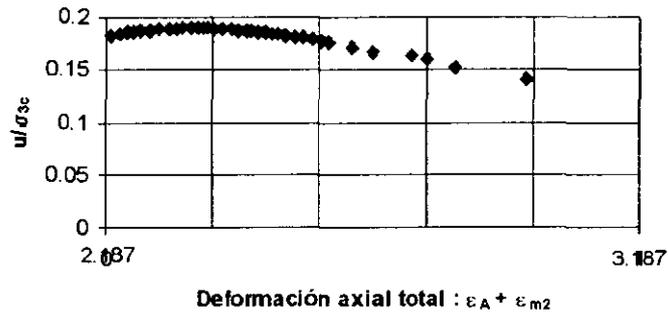
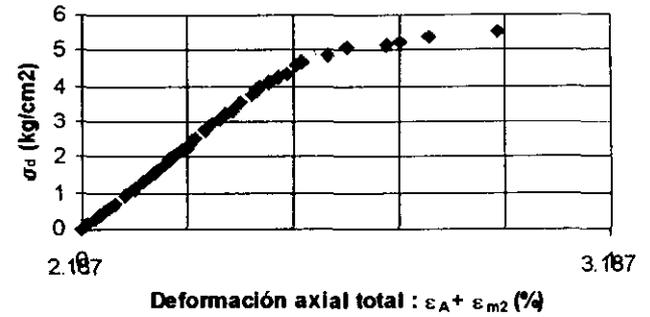
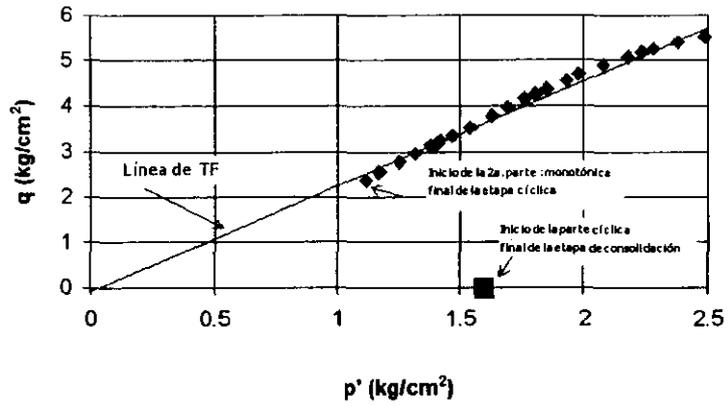


Figura 5.40 Presión de poro cíclica : diferentes niveles de cortante dinámico



Isotrópica: $\sigma_{3c} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$
Dr : densa
 $\tau_{cy} :$ 75% S_{TF}
Frecuencia : 1 Hz
No. de ciclos para alcanzar TF : 5.7

Figura 5.41 Ensayes cíclicos-monotónicos : 2a. parte monotónica

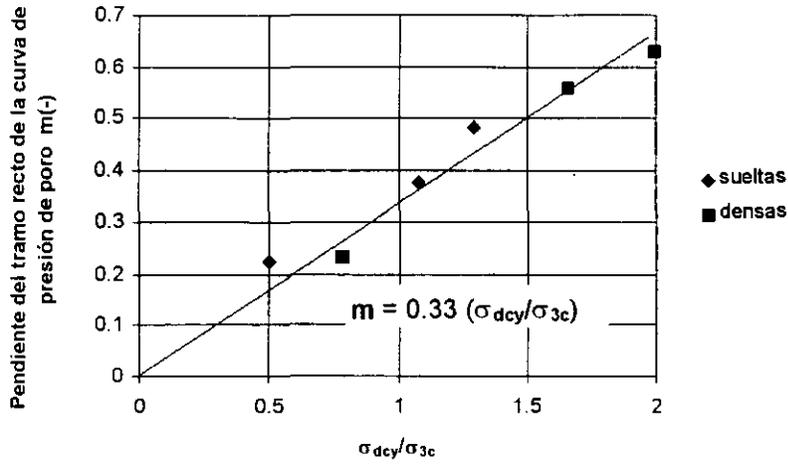


Figura 5.42 Pendientes del tramo dilatante de la curva de presión de poro normalizada

Capítulo 6

MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO NO DRENADO DE LA ARENA CON REDES NEURONALES ARTIFICIALES

6.1 Introducción

El cerebro humano es la estructura más compleja conocida en el universo, continuamente recibe señales de entrada desde diversas fuentes y las procesa para crear una respuesta apropiada de salida. Nuestro cerebro tiene billones de neuronas que interconectadas crean millones de "redes neuronales". Estas redes ejecutan millones de funciones necesarias para llevar una vida normal.

En 1911 Ramón y Cajál postulan la idea de que la neurona es el componente básico del cerebro. Hoy en día sabemos que el cerebro contiene cerca de 100 billones de neuronas con por lo menos 10¹⁵ interconexiones. A pesar de que una neurona es cerca de 10⁶ veces más lenta que un transistor de computadora (neurona : 10⁻³ s , transistor : 10⁻⁹ s) la capacidad de procesamiento paralelo masivo del cerebro le da una mayor eficiencia.

En la Figura 6.1 se representa la neurona biológica con sus partes fundamentales. Cada neurona recibe alguna señal de entrada de neuronas vecinas por medio fibras nerviosas especiales, llamadas dendritas. Estas señales de entrada pueden ser excitatorias o inhibitorias. La suma de ellas genera un potencial electroquímico dentro de la neurona. Cuando este potencial excede un cierto nivel la neurona envía señales a lo largo de la fibra de salida, llamada axón. El axón -cada célula tiene sólo uno- generalmente tiene varios metros de longitud y su extremo final se llama sinapsis. Existen conexiones entre dendritas o directamente a otra neurona. Las sinapsis son las responsables del proceso de aprendizaje. En 1949 el psicólogo Hebb propuso su regla de aprendizaje : "la fuerza de una sinapsis entre dos neuronas se ve incrementada por la activación repetida entre una neurona y la otra del otro lado de la sinapsis".

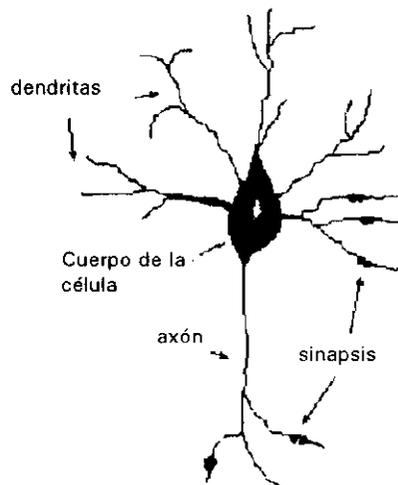


Figura 6.1 Esquema de una neurona biológica

A pesar de que las ciencias que estudian el cerebro progresan rápidamente, debemos admitir que el conocimiento actual dista mucho de un dominio sobre el tema. Es por lo tanto dudosa la posibilidad de construir una máquina con habilidades similares a las del cerebro humano. En las últimas décadas el campo de la "inteligencia artificial" ha producido una

variedad de "máquinas que aprenden", entre ellas las redes neuronales artificiales, que son simulaciones computacionales de funciones básicas de un modelo muy simple del cerebro.

Para problemas en los que podemos encontrar una formulación matemática precisa, programas convencionales de computadora producen buenos resultados, pero para la mayoría de los complejos problemas que no pueden ser expresados por medio de un conjunto de fórmulas, las redes neuronales ofrecen ventajas : a partir de ejemplos presentados a la red, ésta es capaz de aprender, y su desempeño no depende de las hipótesis concernientes a ningún tipo de modelo establecido, además son capaces de predecir eficazmente posibles comportamientos, siempre y cuando se tenga una amplia base de datos con los cuales se entrene a la red.

La necesidad de contar con un gran conjunto de datos de entrenamiento puede en algunos casos ser un problema, cuando la capacidad de generar datos, por alguna circunstancia, se ve limitada.

Entrenar una red neuronal requiere de alguna experiencia (obtenida con pruebas y errores) para diseñar la arquitectura de red apropiada y determinar los parámetros que por su mayor importancia tendrán que ser involucrados en el problema. Las aplicaciones exitosas de las redes neuronales van desde reconocimiento de voz (Zell, 1994) predicción de series de tiempo (Gershenfeld y Weigend, 1993) procesamiento de imágenes de satélite, interpretación de sonares, riesgos en operaciones bancarias y comerciales, y muchas más.

6.2 Marco Teórico

El campo de las redes neuronales, herramienta computacional y representación de conocimiento inspirado en la arquitectura neuronal y operación del cerebro humano, ha experimentado un resurgimiento de interés en los últimos años, a pesar de que había sido formalmente investigado desde la década de los 40.

Una red neuronal consiste en un gran número de unidades de procesamiento fuertemente interconectadas. Cada unidad de procesamiento actúa como una neurona idealizada, recibe una entrada de las unidades a la que está conectada , calcula un nivel de activación y transmite esa activación a otras unidades de procesamiento. Las conexiones entre estas unidades varían en su eficiencia al transmitir la señal de activación, es decir, la señal de entrada que recibe una unidad proveniente de otras unidades es modificada por la eficiencia o resistencia de las conexiones entre ellas. Lo que calcule la red es fuertemente dependiente de la forma en que se conecten las unidades de procesamiento.

Con esta nueva técnica de análisis, el conocimiento del comportamiento del material se "captura" en las conexiones de la red neuronal que ha sido entrenada con datos experimentales.

Las primeras simulaciones de neuronas en un computador se encuentran en los trabajos de McCulloch y Pitts (1943) donde se describe la teoría formal de las redes

neuronales. En 1958, Rosenblatt inventó el perceptrón (Figura 6.2), una neurona artificial, cuyas dendritas son remplazadas por entradas multiplicadas por sus pesos.

Estos pesos pueden ser asociados con las sinapsis, y son las variables que determinan la contribución individual de las entradas. Estas entradas N son sumadas dentro de la neurona, y se les impone un punto de comienzo θ . La llamada "activación" a_j de la neurona j está dada por :

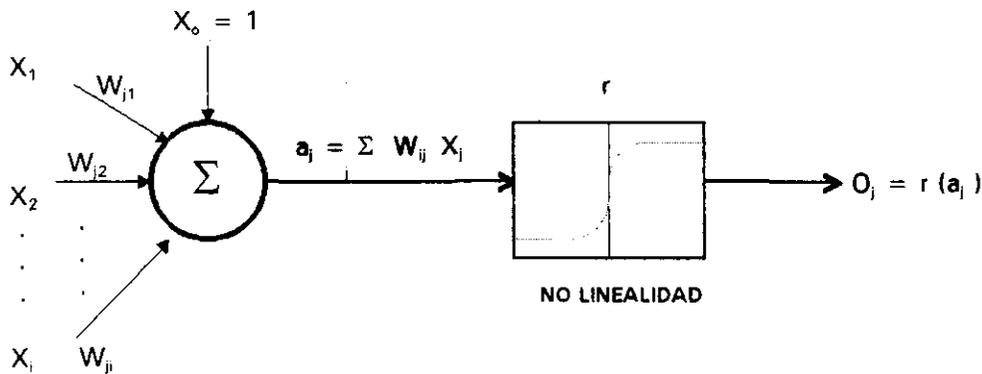


Figura 6.2. Perceptrón. Neurona artificial básica inspirada en el comportamiento de las neuronas humanas

$$a_j = \sum_{i=1}^N w_{ji} x_i + \theta_j$$

Usualmente el punto de comienzo o sesgo θ_j , es representada como una entrada adicional x_o , con valor de 1 y multiplicada por un peso adicional w_{j0} :

$$a_j = \sum_{i=0}^N w_{ji} x_i$$

La suma de las entradas afectadas por los pesos, se hace pasar por una función no lineal y el resultado es la salida de la neurona j :

$$o_j = f(a_j)$$

Esta no linealidad permite a la red adaptarse a la variedad de datos que pueden presentar un extremo comportamiento no lineal.

6.3 Redes neuronales de propagación hacia atrás

Rosenblatt (1962) mejora el modelo McCulloch-Pitts con el fin de darle la capacidad de modificar los pesos durante el proceso de cálculo, y establece las bases para el desarrollo de los más modernos mecanismos de aprendizaje multicapas de la actualidad. Las características fundamentales de estos sistemas son : 1) su capacidad de producir correctas o casi correctas respuestas a parcialmente incorrectos o incompletos estímulos, y 2) la generalización limitada que esta red puede a partir de los datos con los que ha sido entrenada.

Las redes neuronales del tipo propagación hacia atrás procesan información en elementos de procesamiento interconectados (neuronas, unidades, o nodos). Estos nodos son organizados en grupos que definen capas. Existen tres distintos tipos de capas: la capa de entrada , la(s) capa(s) oculta(s) y la capa de salida. Las conexiones entre los nodos de capas adyacentes conducen señales de salida de una capa a la siguiente. Redes neuronales totalmente conectadas son aquellas en donde todos los nodos de cada estrato reciben conexiones de todos los nodos de la capa precedente. La información entra a la red a través de la capa de entrada. Los nodos de la capa de entrada tienen como único propósito distribuir la información de entrada a la siguiente capa (la primera capa oculta). Los nodos de las capas ocultas y los de salida procesan todas las señales aplicando factores a éstas, estos factores son llamados pesos. Cada capa tiene elementos adicionales llamados sesgos, estos nodos simplemente mandan señales específicas a la capa siguiente. Todas las entradas que llegan a un nodo son afectadas por el peso, combinadas y después procesadas a través de funciones de transferencia que controlan la intensidad (resistencia o potencia) de la señal de salida de cada nodo (Figura 6.3). Las funciones de transferencia sirven para normalizar la intensidad de las señales de salida de los nodos entre 0 y 1 (comúnmente pero se pueden normalizar entre -1 y 1 si el problema así lo requiere). Las funciones de transferencia más comunes son : la sigmoide, la gaussiana, la tangente hiperbólica, y la función secante. El proceso de la red continúa a través de todos los estratos o capas hasta que se obtiene una respuesta de la red en el estrato de salida.

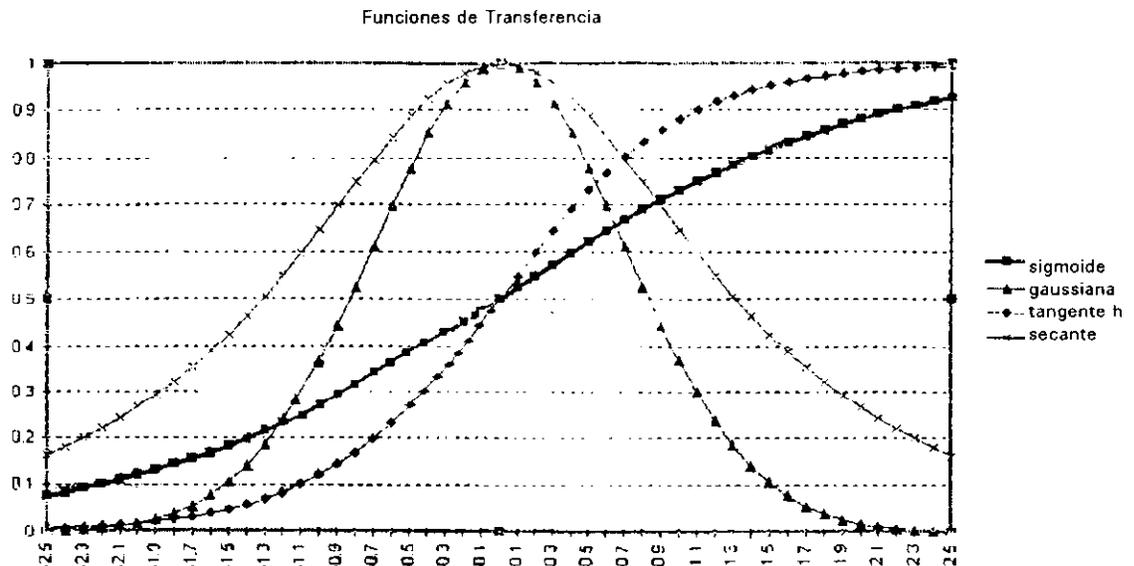


Figura 6.3. Funciones de transferencia más comunes

Durante el proceso de entrenamiento de una red, la respuesta de la red en el estrato de salida es comparada con el conjunto de datos de respuestas conocidas (objetivos de entrenamiento). Los errores son determinados y propagados hacia atrás a través de la red de

manera que la respuesta del sistema se mejore. Los factores de cada nodo llamados pesos son ajustados en cierta cantidad cada iteración, conforme lo establezca el algoritmo de solución. El procedimiento iterativo de procesar entradas a través de la red, determinar los errores y propagarlos hacia atrás de manera que los pesos sean ajustados, constituye un proceso de aprendizaje.

Una iteración de entrenamiento se completa cuando todos los datos del conjunto de entrenamiento han sido procesados a través de la red. Los algoritmos de entrenamiento ajustan los pesos de manera tal que aseguren que el error en la respuesta sea mínimo. Una red cuyo funcionamiento es eficaz, puede ser utilizada para predecir repuestas a ciertas señales de entrada, y el proceso termina en la capa de salida (no existen iteraciones, en el caso donde no hay salidas objetivos con las cuales comparar los resultados el proceso termina en la capa de salida).

Se usan dos factores para controlar el ajuste de los pesos en el algoritmo de entrenamiento : el coeficiente de la razón de entrenamiento, η , y el factor momentum , α . Si el aprendizaje es muy rápido (η es muy grande) el entrenamiento de la red puede llegar a ser inestable. Si η es muy pequeña la red tomará demasiadas iteraciones para terminar el entrenamiento. El factor momentum tiene poca influencia en la velocidad de aprendizaje, pero puede influir notablemente en la estabilidad del entrenamiento.

En este estudio, cada unidad recibe entradas de todas las unidades del estrato precedente y envía su señal de salida a todas las unidades de la siguiente capa , como se muestra esquemáticamente en la Figura 6.4. Asociado con cada conexión existe un valor numérico que es la intensidad o el peso de la conexión, así w_{ij} es la intensidad de la conexión entre las unidades i y j . Los pesos de las conexiones se actualizan a lo largo del proceso de entrenamiento, en el comienzo del entrenamiento, los pesos se asignan de forma aleatoria, posteriormente las reglas de entrenamiento de encargan de modificar estos valores en un proceso iterativo. Una vez que el proceso iterativo converge (ha alcanzado cierto criterio de terminación) el proceso termina y se almacena la información de pesos modificados para su posterior uso en la etapa de predicción.

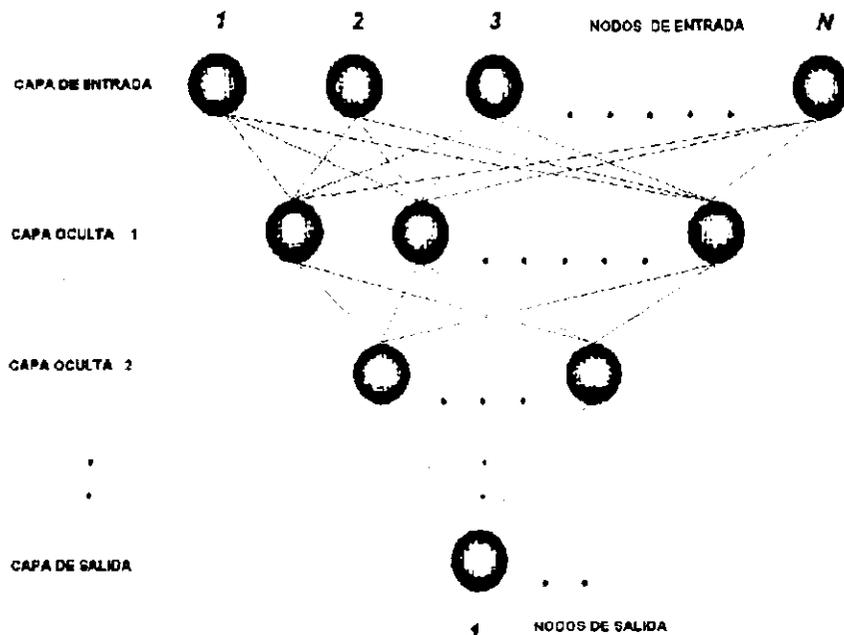


Figura 6.4. Esquema de los componentes generales de una red neuronal (completamente conectada)

El proceso de cálculo de las redes que utilizan propagación hacia atrás es el siguiente :

1. Las unidades de entrada reciben sus activaciones en la forma de un patrón de entrenamiento, esto inicia el proceso de alimentación hacia adelante.
2. Las unidades de procesamiento en cada estrato reciben salidas de otras unidades y desarrollan los siguientes cálculos :

- a. Calculan su entrada neta N_j

$$N_j = \sum_{k=1}^M w_{jk} o_k$$

en la que o_k = salida desde las unidades que llegan a la unidad i , y M = número de unidades que llegan a j .

- b. Calculan sus valores de activación de sus valores de entradas netos

$$a_j = F_j(N_j)$$

F_j depende de la naturaleza del problema, comúnmente es una función sigmoide de la forma

$$F_j = \frac{1}{1 + e^{-(n_j - \theta_j)}}$$

Calcula sus salidas a partir de los valores de activación. En las redes neuronales usadas en este estudio, la salida es el valor de activación , es decir

$$o_j = a_j$$

3. Los valores de salida son enviados a otras unidades de procesamiento por medio de conexiones.
4. Este proceso continua hasta que las unidades de procesamiento en la capa de salida calculan sus valores de salida o de activación. Estos valores son las salidas de los cálculos globales de la red.

6.3.1 Reglas de Aprendizaje y Auto-organización.

Los mecanismos de aprendizaje pueden ser supervisados (la salida esperada se incluye en lo que la red aprende) y sin supervisión (no se le informa a la red de las salidas esperadas, tiene que trabajar a partir de las entradas y de las regularidades y similitudes entre los patrones

de entrada). La forma de aprendizaje supervisado desarrollada por Rumelhart, Hinton y Williams (1986) llamada "regla delta", es el mecanismo usado en las redes de propagación hacia atrás, donde la propagación del error se realiza de las capas de salida hacia atrás.

El proceso iterativo en esta regla incluye la determinación del error asociado con cada unidad y su posterior presentación para la modificación del peso de las conexiones, en lo que se llama un ciclo, un conjunto de ciclos es un periodo, el proceso completo de aprendizaje puede tomar cientos o miles de periodos.

La regla delta utiliza las normas Euclidianas de error con el método del gradiente descendiente, la convergencia con este método no se garantiza, esto dependerá de la arquitectura de la red, su capacidad y la cantidad de información por aprender.

La modificación de los pesos de las conexiones en la regla delta generalizada se expresa como :

$$\Delta w_{ij} = \eta \delta_j o_j$$

en la que $\eta =$ es la constante ó razón de aprendizaje, y $\delta_j =$ es el gradiente del error total con respecto a la entrada neta en la unidad j. En las unidades de salida δ_j se determina con la diferencia entre las activaciones esperadas t_j y las calculadas a_j

$$\delta_j = (t_j - a_j) F'(N_j)$$

donde $F' =$ derivada de la función de activación

En las unidades ocultas, las activaciones esperadas son desconocidas. La siguiente ecuación ofrece una razonable estimación de δ_j para estas unidades :

$$\delta_j = \left(\sum_{k=1}^M \delta_k w_{jk} \right) F'(N_j)$$

6.3.2 Diseño y Construcción de una red

Cuando se diseña una red se debe especificar la siguiente información :

El número de nodos de entrada. - el número de nodos de entrada debe ser igual a los valores de entrada del modelo, es decir, las entradas serán las variables que afectan el funcionamiento del sistema en algún grado (la red puede proporcionar información acerca de que variable de entrada tiene mayor influencia sobre alguna de las salidas) y son las que de alguna forma determinan la naturaleza del problema. El número de casos usados para el entrenamiento es importante. Para redes neuronales de propagación hacia atrás, a mayor número (en cantidad y diversidad) de patrones de entrenamiento usados, mejor la exactitud y comportamiento general del modelo. Las salidas pueden ser el número de nodos que se deseen, por ejemplo, en la construcción de una red para predecir el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena, la salida será un solo nodo que represente el valor de $(\sigma_1 - \sigma_2)$ para cada deformación de entrada.

El número de estratos ocultos. - la construcción de la estructura de procesamiento oculta de una red es arbitraria. Varios factores determinan que una determinada estructura sea óptima, estos incluyen la cantidad de patrones de entrenamiento, el número de nodos de entrada y de salida y las relaciones entre los datos de entrada y de salida. Puede llegar a pensarse que a

mayor número de nodos y capas (estructurando una compleja red) se tendrá un incremento en la eficacia del sistema, sin embargo, una estructura demasiado grande tiende a memorizar los datos de entrada y salida más que a aprender las relaciones que existen entre ellos ;la red puede ser eficaz en su etapa de entrenamiento pero no así en la de predicción, además del significativo incremento en el tiempo de computo. Cuando se trata de elegir las capas y nodos que conformarán el sistema, es recomendable comenzar con la más simple. Teóricamente se ha demostrado que para una red diseñada con múltiples capas existe una red con una sola capa y diferente número de nodos que tiene un nivel equivalente de aprendizaje. Esto no ha podido ser ratificado en la práctica, al contrario, se tienen mejores resultados (exactitud en resultados y disminución en tiempo de computo) con sistemas multicapas ; en este capítulo se ofrecerán resultados que comprueben la hipótesis anterior.

Tipo de conexiones entre los nodos de la red.- la gran mayoría de los sistemas funcionan mejor si están completamente conectados, sin embargo esto depende en gran medida de las pruebas que se hagan con los diseños específicos para cada problema. Como ya se había mencionado anteriormente, las conexiones se dan mediante funciones de transferencia, las cuales controlan la intensidad de la señal de salida de cada nodo (excepto las de los nodos de entrada que usan como salidas sus propias entradas). Estas funciones normalizan las señales de salida entre 0 y 1 o -1 y 1. La alimentación de una función de transferencia es el producto de todas las señales de entrada de los nodos por el vector de pesos de ese mismo nodo. El tipo de red en particular permitirá el uso de una función en específico, o bien de la combinación de varias de ellas de manera que se satisfagan los requerimientos del problema.

La función sigmoide ha presentado buenas características de aprendizaje y la exactitud de los modelos es buena. La función de transferencia gaussiana altera significativamente la dinámica de aprendizaje del modelo, trabaja como un controlador de salida probabilístico, las redes con estas funciones tienen razones de aprendizaje mayores, sin embargo son más susceptibles de memorizar. La función hiperbólica tangente es similar a la sigmoide, con pequeñas diferencias en su dinámica de aprendizaje.

Los pasos generales para crear un modelo de red neuronal son :

- Conceptualizar el modelo . Decidir la salida o salidas que se requieren del modelo, la información necesaria para que el modelo tenga todas las piezas necesarias en la elaboración de los resultados, la influencia de las variables de información y su posterior impacto en la predicción de nuevos casos. En este punto será necesario acumular la mayor información posible sobre el problema por analizar para su posterior procesamiento. El formato y procesamiento que deben de tener los datos de entrada dependerá de la red con la que se trabaje y de la calidad de la información recopilada.
- Crear el modelo de la red neuronal.
- Entrenar a la red
- Analizar la red entrenada
- Intentar diseños adicionales
- Trabajar con la red en modo de predicción

6.4 Redes neuronales aplicadas a la simulación del comportamiento de materiales naturales.

En nuestros intentos por diseñar, analizar y controlar el comportamiento de sistemas, contruidos por el hombre y por la naturaleza, los ingenieros encontramos que primero es necesario modelar y predecir sus complejos comportamientos ; sin embargo, el comportamiento de muchos de estos sistemas es gobernado por interrelaciones multivariabes

no lineales (comúnmente desconocidas) que presentan variación en el tiempo y ocurren con un "ruido" poco controlable debido al ambiente físico que envuelve al problema.

La investigación moderna en modelos de comportamiento de materiales, que incluye comportamientos complejos como fallas dúctiles, microfracturas, falla frágil, y reblandecimiento por deformación, tiene como objetivo construir modelos matemáticos que describan las relaciones entre esfuerzos y deformaciones y la posibilidad de incluir algunos efectos no locales. Estos modelos consisten de reglas matemáticas y expresiones que capturan esta variedad de complejos comportamientos. Desde los tiempos de Hooke hasta ahora, estos modelos de materiales para varios comportamientos han sido planteados y desarrollados más o menos en la misma forma: i) se ensaya un material y se observa su comportamiento, ii) se postula un modelo matemático para explicar el comportamiento observado y se determinan los parámetros del material, iii) el modelo matemático se usa para predecir comportamientos conocidos y se calibra su eficacia para reproducir los resultados de estos experimentos, iv) el modelo de comportamiento es modificado para que tome en cuenta comportamientos observados pero inexplicables por el mismo modelo. Las redes neuronales artificiales, ofrecen una diferencia y ventaja fundamental en la representación de las relaciones de comportamiento del material.

6.4.1 Comportamiento no drenado de la arena

El comportamiento mecánico de las arenas es dependiente de varios factores tales como: composición de los granos, tamaño máximo de agregados, estado e historia de esfuerzos y patrón de aplicación de carga. Para simular el comportamiento observado en las arenas se han desarrollado algunos modelos matemáticos basándose en evidencia fenomenológica y razonamiento humano; sin embargo, los modelos matemáticos resultantes usualmente se ven limitados en su capacidad para tomar en cuenta los efectos de todas las variables que se involucran en el problema, generalmente a causa de hipótesis restrictivas y algunas veces incorrectas.

Un intento diferente de modelar el comportamiento del material directamente de los datos experimentales, es el uso de las redes neuronales. Por su capacidad de aprender y generalizar interacciones entre las variables, la tecnología de redes neuronales artificiales tiene gran potencial en la elaboración de modelos de comportamiento de materiales naturales.

Como se indicó en las instrucciones generales para construir una red neuronal, primero se determinaron las características del material que repercuten en su comportamiento, y qué variables deberá de reproducir y posteriormente predecir la red para tener una idea del tipo de respuesta (endurecimiento o reblandecimiento por deformación) que presentará el material bajo cierta situación de carga y condiciones iniciales.

Se desea entonces simular las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación con redes neuronales $[(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ y } u/\sigma_{3c} \text{ vs. } \varepsilon]$. Para esto, se necesitan redes que tomen en cuenta el efecto de la densidad relativa y el esfuerzo de consolidación y nivel de deformación axial en el comportamiento de la arena.

Por lo tanto se determinaron cuatro variables de entrada, ε que representa el estado de deformación, σ_{3c} y D_r el esfuerzo de consolidación y densidad relativa inicial, y $D_{m\acute{a}x}$ el tamaño máximo de agregados; y dos variables de salida $(\sigma_1 - \sigma_3)$ y u/σ_{3c} que representan la resistencia y nivel de acumulación de presión de poro que alcanza el material respectivamente. Los datos de entrenamiento se eligieron de las ocho pruebas estáticas presentadas en la sección 5.1, cuatro de ellas serán usadas en el proceso de aprendizaje y las cuatro restantes

para verificar la eficacia de la red en el modo predictivo. Se procuró un barrido completo de densidades y esfuerzos de consolidación para ambos modos (Tabla 6.1).

Tabla 6.1. Resumen de las pruebas triaxiales monotónicas consolidadas no drenadas

Prueba	D_r	σ_{3c} (kg/cm ²)	Observ.
p.1	0.51	1.0	entrenamiento
p.2	0.86	1.0	predicción
p.3	0.48	1.6	predicción
p.4	0.89	1.6	entrenamiento
p.5	0.66	2.5	entrenamiento
p.6	0.84	2.5	predicción
p.7	0.92	0.4	entrenamiento

Falta ahora definir la arquitectura oculta de la red, que incluye número de capas, número de nodos por capa y funciones de transferencia para lo cual se intentaron varios tipos de arquitectura, resumidas en la Tabla 6.2. Durante las corridas, la razón de aprendizaje y el factor momentum fueron adaptados conforme el desarrollo del algoritmo lo exigiera (existe una subrutina que los modifica para asegurar la estabilidad del sistema) los máximos valores de dichos factores fueron 0.3 y 0.9 respectivamente. Como criterio de terminación se utilizó un mínimo valor (0.001) en el error medido.

Tabla 6.2. Tipos de arquitectura en el proceso de prueba y error

NOMBRE	No. Capas Ocultas	No.de Nodos/capa	Función Trans.	Salidas
red1	1	7	sigmoide	2
red2	1	10	sigmoide	2
red3	1	13	sigmoide	2
red4	1	5	gaussiana	2
red5	1	10	gaussiana	2
red6	1	13	gaussiana	2
red7	1	10	tangente	2
red8	1	12	tangente	2
red9	1	13	tangente	2
red10	1	12	secante	2
red11	1	13	secante	2
red12	2	5/5	sigmoide	1
red13	2	5/5	gaussiana	1
red14	2	5/5	tangente	1
red15	2	6/6	tangente	2
red16	2	8/8	secante	2
red17	2	4/4	tagente	2
red18	2	3/3	tagente	2
red19*	2	3/3	sigmoide/tang	1/1
red20*	2	5/3	sigmoide/tang	1/1
red21*	2	4/4	sigmoide/tang	1/1
red22*	2	6/3	sigmoide/tang	1/1
red23*	2	5/5	sigmoide/tang	1/1
red24*	2	4/2	sigmoide/tang	1/1
red25*	2	6/6	sigmoide/tang	1/1
red26*	2	8/4	sigmoide/tang	1/1
red27*	2	4/8	sigmoide/tang	1/1
red28*	2	10/5	sigmoide/tang	1/1

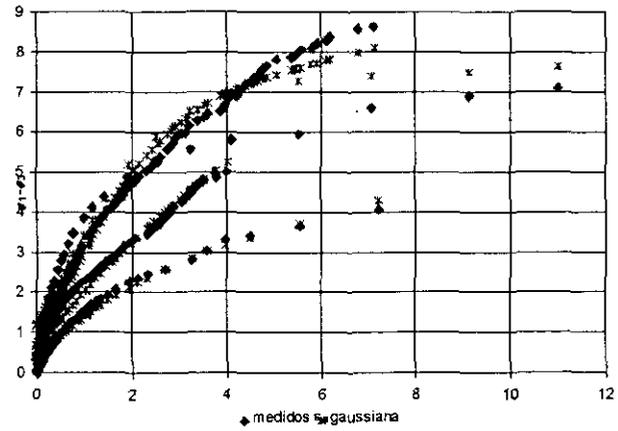
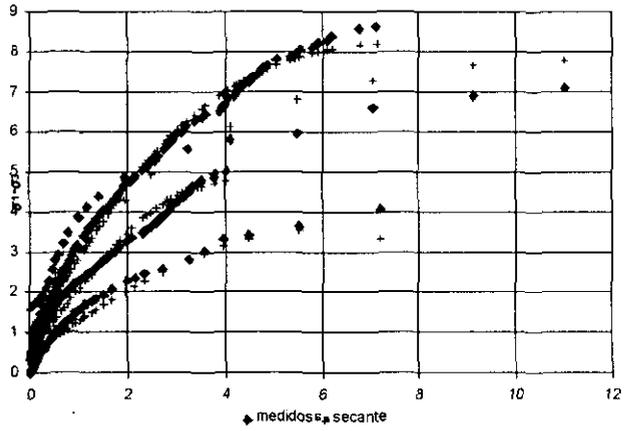
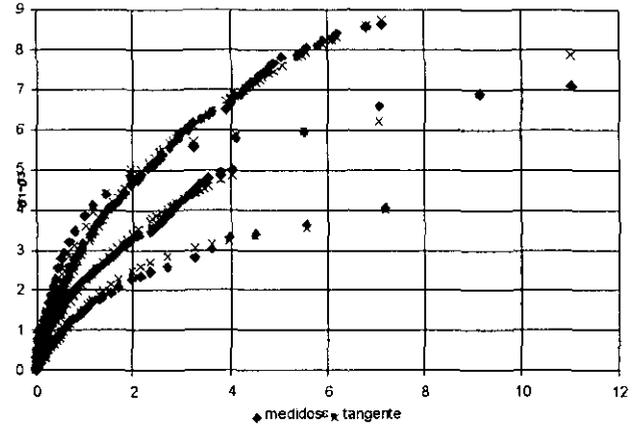
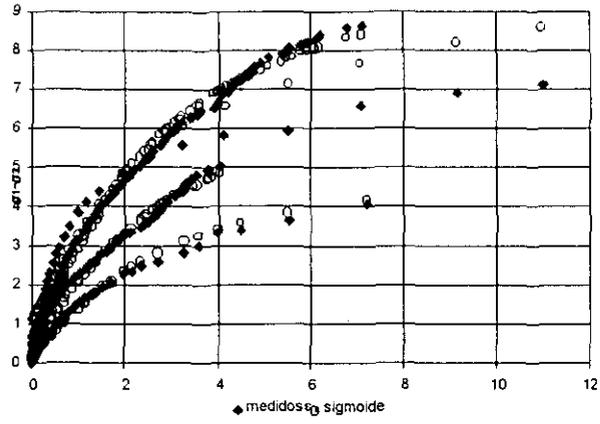
- como se aclarará más adelante, una vez que la experiencia indicó que los mejores resultados se tenían con redes multicapas de una sola salida, y funciones de transferencia sigmoide y tagente se exploraron estas dos posibilidades para ambas variables de respuesta, por lo que en realidad a partir de la red19 se corrieron 40 arquitecturas más.

A continuación se presenta una breve descripción gráfica y escrita del criterio con el que se determinó la arquitectura de red más eficaz para predecir y reproducir el comportamiento no drenado de la arena. No se incluirán todas las comparaciones (más de 40) sólo se expondrán casos representativos.

a. Comparación entre funciones de transferencia

En la Figura 6.5.a y 6.5.b se presentan las curvas solución para una misma arquitectura (1 capa oculta con 10 nodos y dos salidas) variando la función de transferencia. Para los valores de esfuerzo desviador las cuatro funciones ensayadas presentan un coeficiente de correlación superior al 0.998, y puede concluirse que en este caso cualquiera que se escoja entre ellas es lo suficientemente aproximada. En las curvas de presión de poro el ajuste alcanzado no es tan bueno, pero en el caso de función sigmoide y tangente se presentan mejores resultados, con esto se quiere decir que las tendencias son mejores, aunque no se sobrepongan los valores con los medidos, el comportamiento descrito es más representativo de las características observadas para este material.

a)



b)

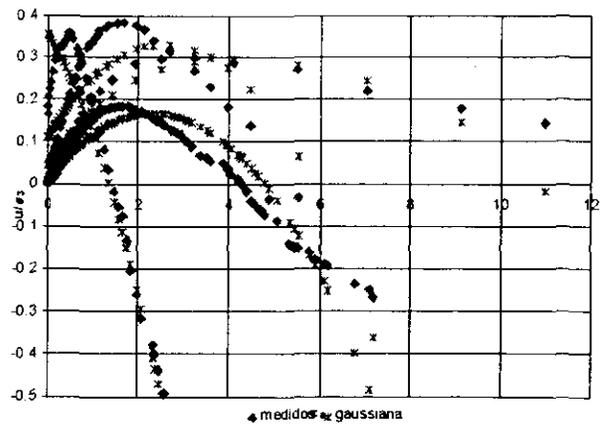
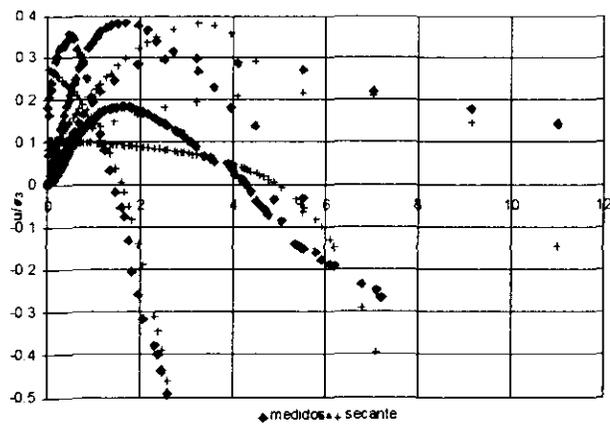
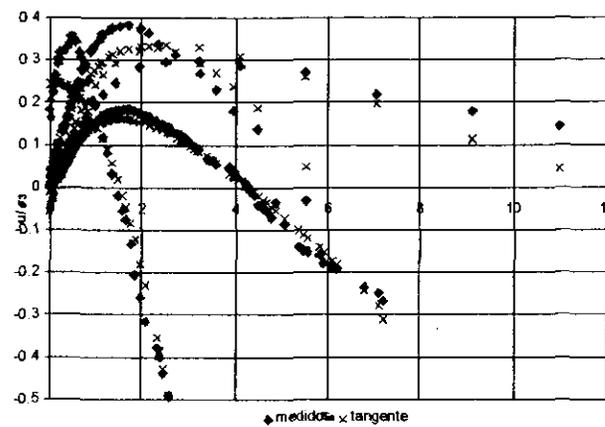
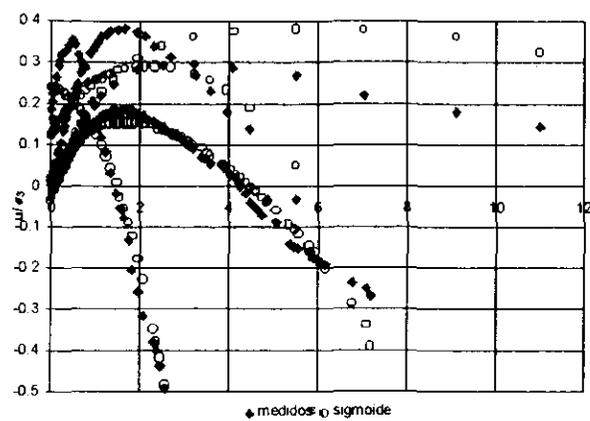


Figura 6.5 Red neuronal, arquitectura : 1 capa oculta con 10 nodos y 2 salidas :
se

prueban diferentes funciones de transferencia

b. Comparación entre número de nodos por capa.

Se probaron tipos de arquitectura donde variaran el número de nodos en la única capa oculta. Los resultados (Figura 6.6) muestran como a mayor número de nodos no se presentan notables incrementos en el grado de ajuste, al contrario en algunos casos es contraproducente, pues ocasiona incrementos sustanciales en tiempos de cómputo (para la red con 7 nodos se lleva 1 minuto en correr 10 000 iteraciones, mientras que para 13 nodos ocupa algo más de 3.5 minutos para completar el mismo número de ciclos) y en algunos casos estudiados, la red comenzó a memorizar los datos de entrada y salidas objetivo.

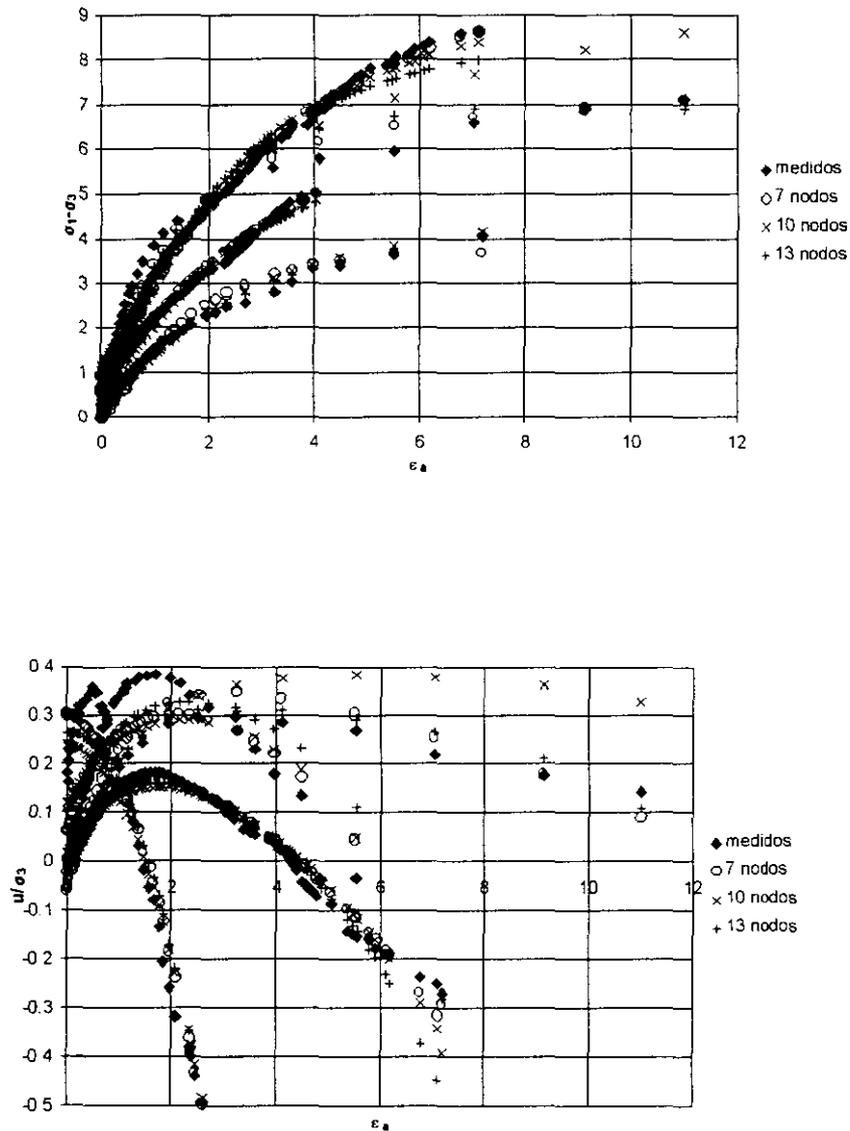


Figura 6.6. Red neuronal arquitectura : 1 capa/ 2 salidas, función de transferencia : sigmoide se hace variar únicamente el número de nodos en la capa oculta.

c. Comparación entre número de capas.

Como se mencionó anteriormente, se supone que a cierta arquitectura de dos capas ocultas con un número N de nodos por capa, existe una igualmente eficaz de una sola capa con número de nodos M , esto puede ser cierto para problemas en particular, en nuestro caso, las redes analizadas (Figura 6.7) muestran que el ajuste se incrementa con el número de capas, y que la relación entre el número de nodos no tiene mayor importancia, más que en el tiempo de cómputo. Para alcanzar el coeficiente de correlación de una red con dos capas y cinco nodos por capa, con una red de una sola capa, se necesitan cerca del doble de tiempo computacional y algo más del 30% de nodos totales. Por lo tanto se concluye que para la naturaleza de las curvas por ajustar la arquitectura más conveniente es la de dos o más capas ocultas.

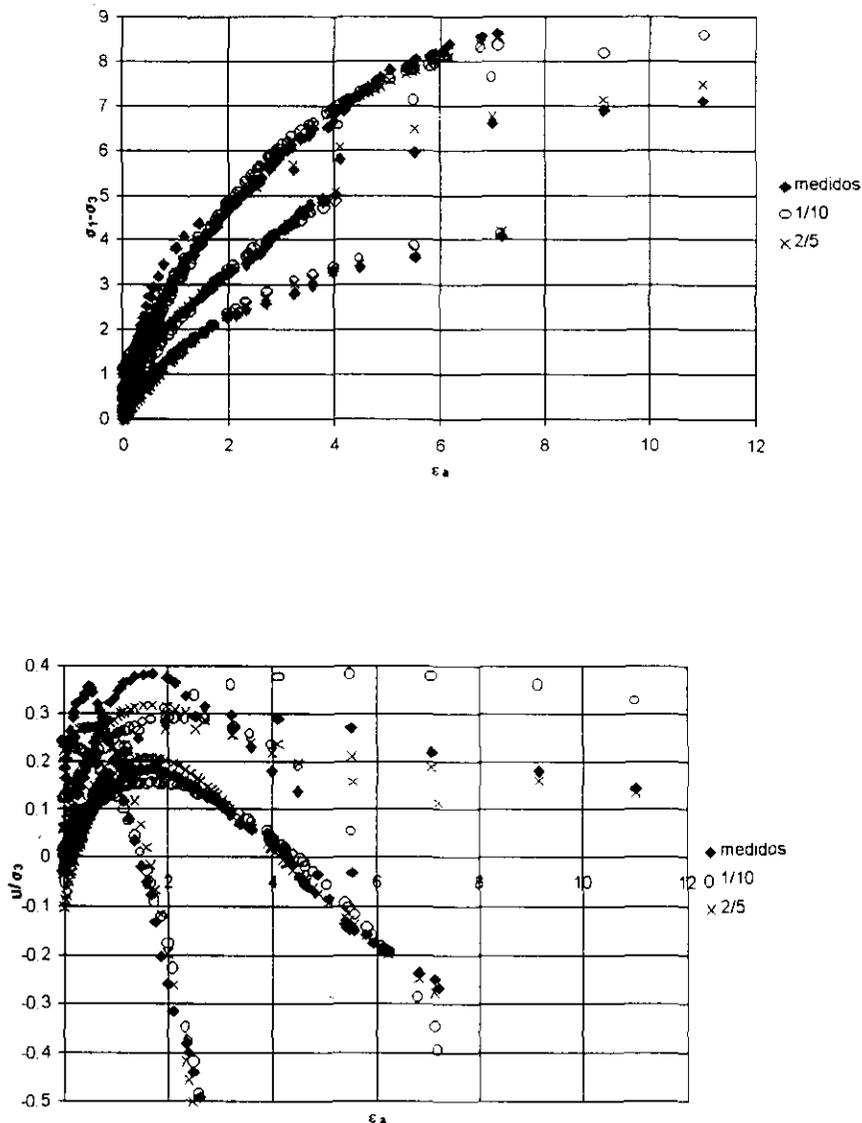


Figura 6.7. Red neuronal arquitectura : variable, se mantiene constante la función de transferencia : sigmoide

d. Comparación entre el número de salidas.

Como primer intento obvio se modela la red con dos salidas (esfuerzo desviador y presión de poro normalizada) pues las dos dependen de los mismos factores ; sin embargo, la experiencia nos dice que a mayor número de salidas el ajuste disminuye, y la red comienza a equivocar las tendencias de comportamiento. Redes separadas dieron oportunidad de llegar a diseños óptimos en cada caso, como se observa en la Figura 6.8 (lo que lleva al concepto de redes modulares).

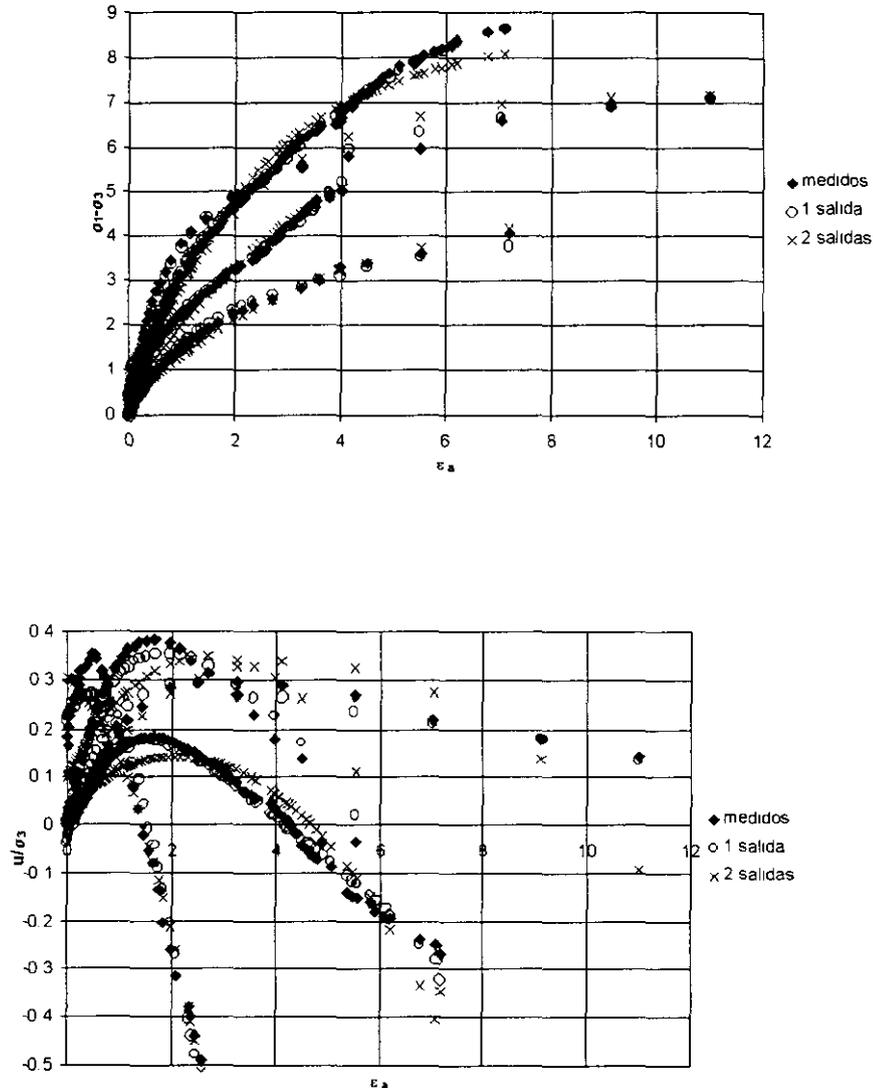


Figura 6.8. Red neuronal arquitectura : 2 capas ocultas, 5 nodos por capa, función de transferencia : sigmoide, varía el número de salidas.

Como conclusión general se decide probar las arquitecturas con 2 capas ocultas, solamente una variable de salida, funciones de transferencia sigmoide y tangente hiperbólica y

sólo falta ajustar el número de nodos en cada capa. Para lograr lo anterior se corrieron las 40 redes (a partir de la red 19 según Tabla 2) con estas características y se modificó el número de nodos, finalmente se obtuvieron los dos tipos de arquitectura más eficaces, una para cada variable (esfuerzo desviador : 4x4x4x1 y presión de poro : 4x6x6x1, función de transferencia : sigmoide en ambos casos) de la forma mostrada en la Figura 6.9.

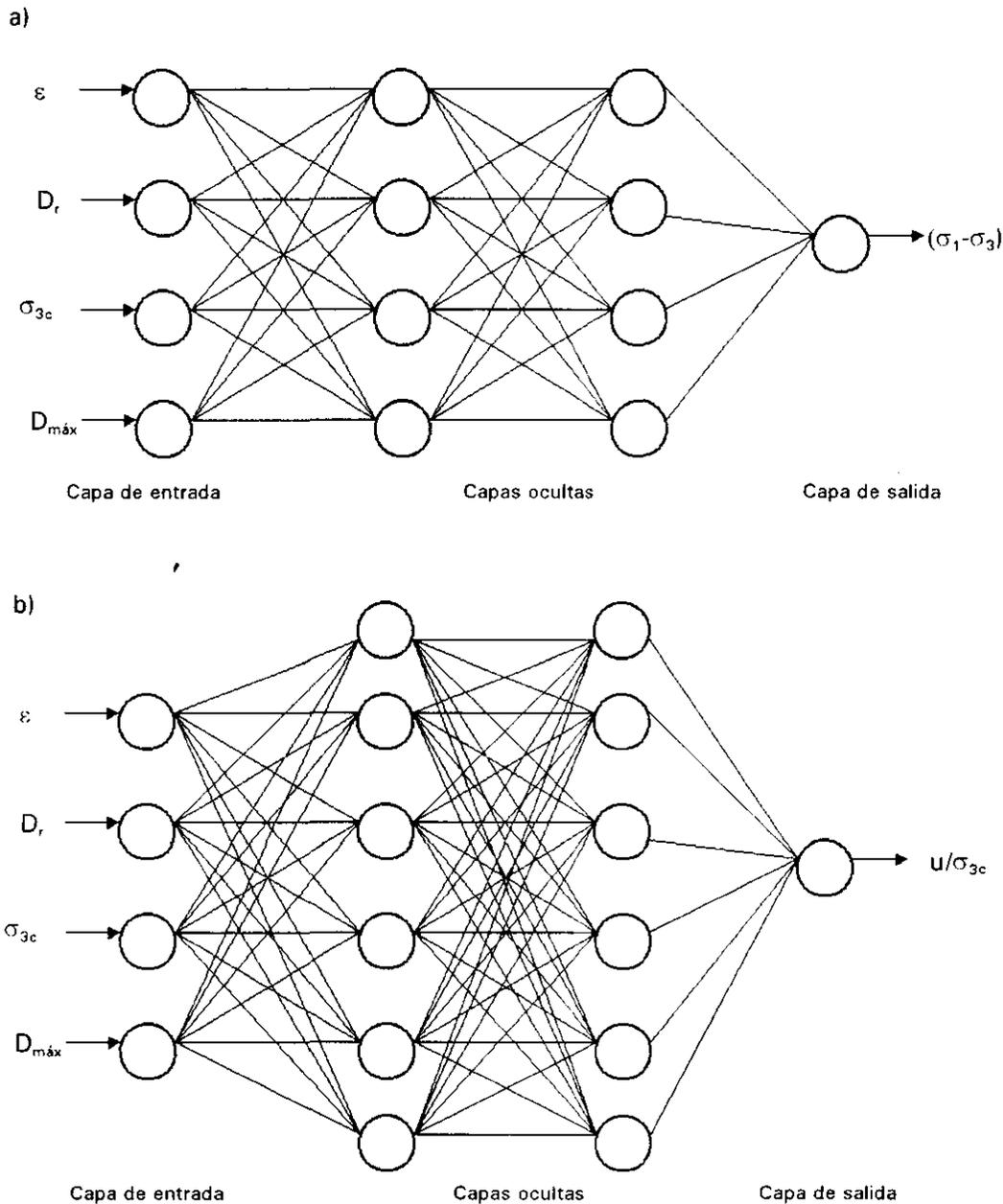


Figura 6.9 . Arquitectura de redes neuronales secuenciales usadas para simular el efecto de σ_{3c} y D_r en el comportamiento de la arena gruesa, a) para la curva $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs. ϵ , b) para la curva u/σ_3 vs. ϵ .

El ajuste obtenido cuando la red está tratando de reproducir el comportamiento con el cual ha sido entrenado se presenta en la Figura 6.10. Para el caso de $\sigma_1-\sigma_3$ se alcanzó un valor de correlación lineal de 0.999, mientras que para la u/σ_3 el valor máximo alcanzado fue de 0.995.

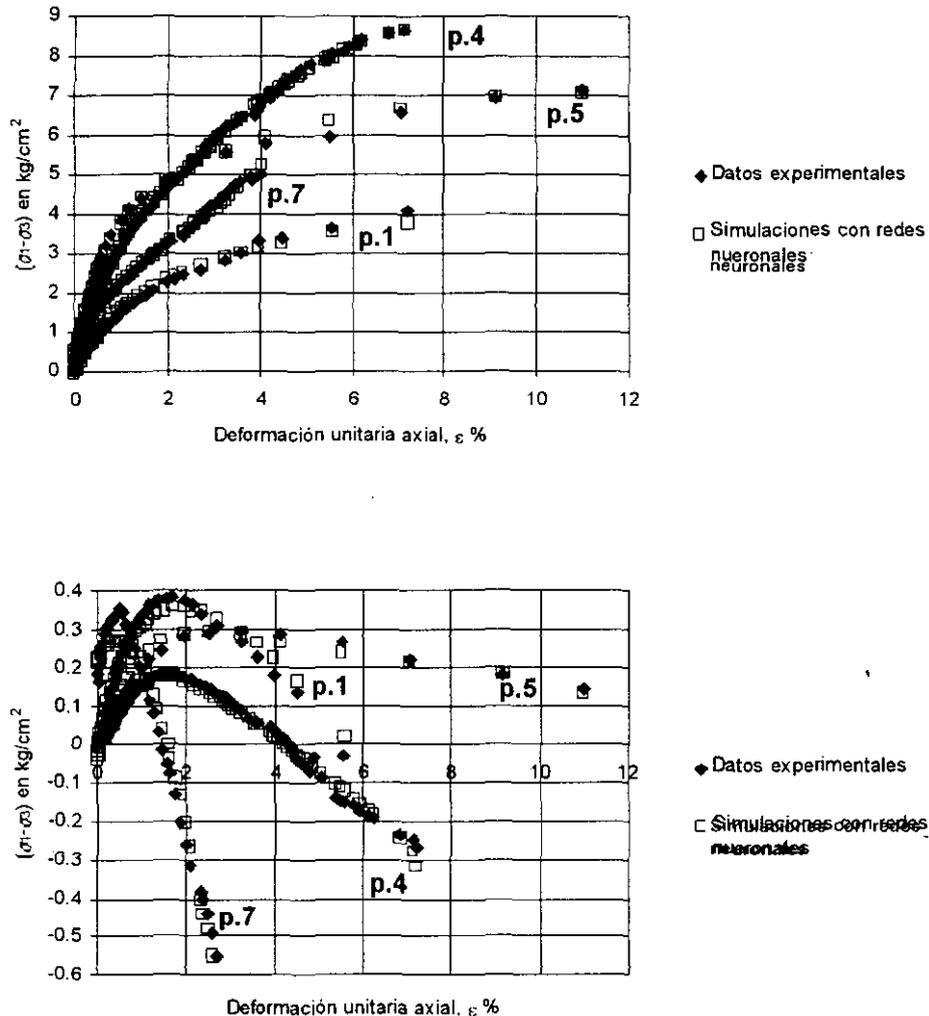


Figura 6.10. Simulación con redes neuronales de las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro normalizada-deformación para la arena gruesa. Arquitectura :4x4x4x1 y 4x6x6x1 respectivamente.

Estos resultados reflejan la capacidad de memorización de las redes durante su etapa de aprendizaje, sin embargo para demostrar las capacidades de ambas redes en el modo predictivo, éstas fueron utilizadas para calcular las curvas de otras tres pruebas, cuyos datos experimentales se conocen (en la tabla 1 se presentan los ensayos utilizados para este efecto). Los resultados se observan en la Figura 6.11.

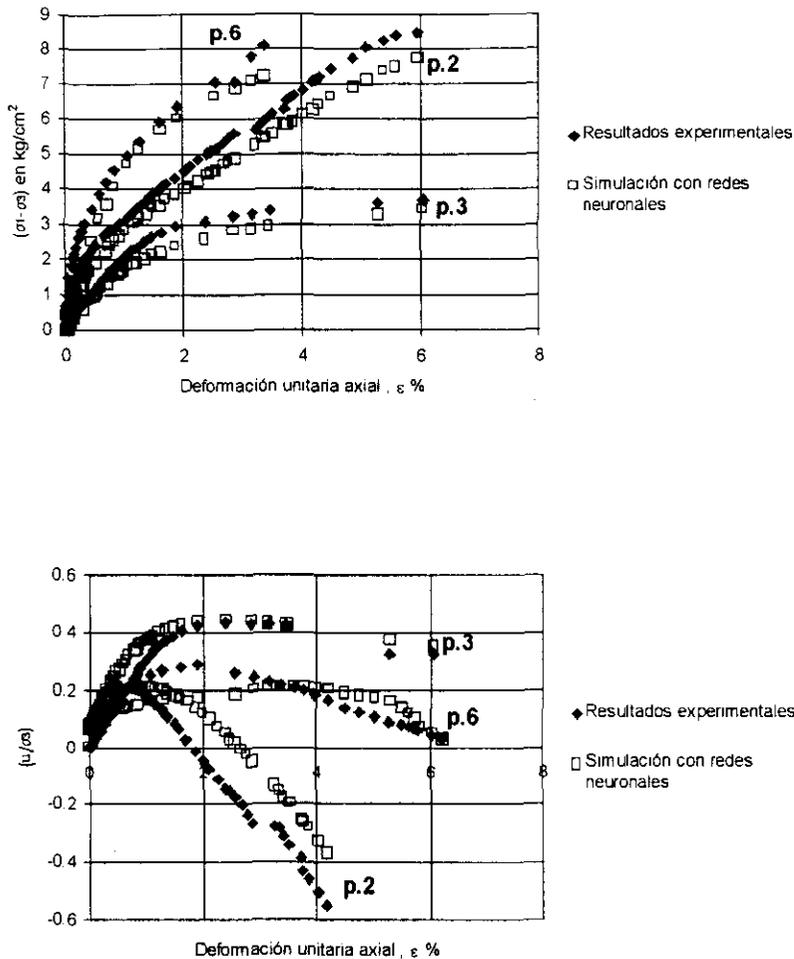


Figura 6.11. Simulación con redes neuronales de las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro normalizada-deformación para la arena gruesa. Arquitectura :4x4x4x1 y 4x6x6x1 respectivamente. Modo predictivo.

Se puede concluir a partir de la Figura 6.11 que la red neuronal entrenada puede predecir los resultados con buena aproximación. En el caso de las curvas esfuerzo-deformación la correlación entre los datos medidos y los simulados es muy cercana a la unidad, mientras que en el caso de la presión de poro el ajuste no es tan bueno, pero la tendencia de los puntos simulados concuerda con la variación general de los resultados experimentales.

Para determinar el efecto del esfuerzo de consolidación y la densidad relativa en el comportamiento de la arena, la red fue utilizada para predecir las curvas de bancos de datos donde se modificara la D_r y σ_{3c} , mientras las demás variables permanecieran constantes. Las tendencias de las curvas mostradas en las Figuras 6.12 y 6.13 ajustan bien con las observaciones en el comportamiento de este tipo de material.

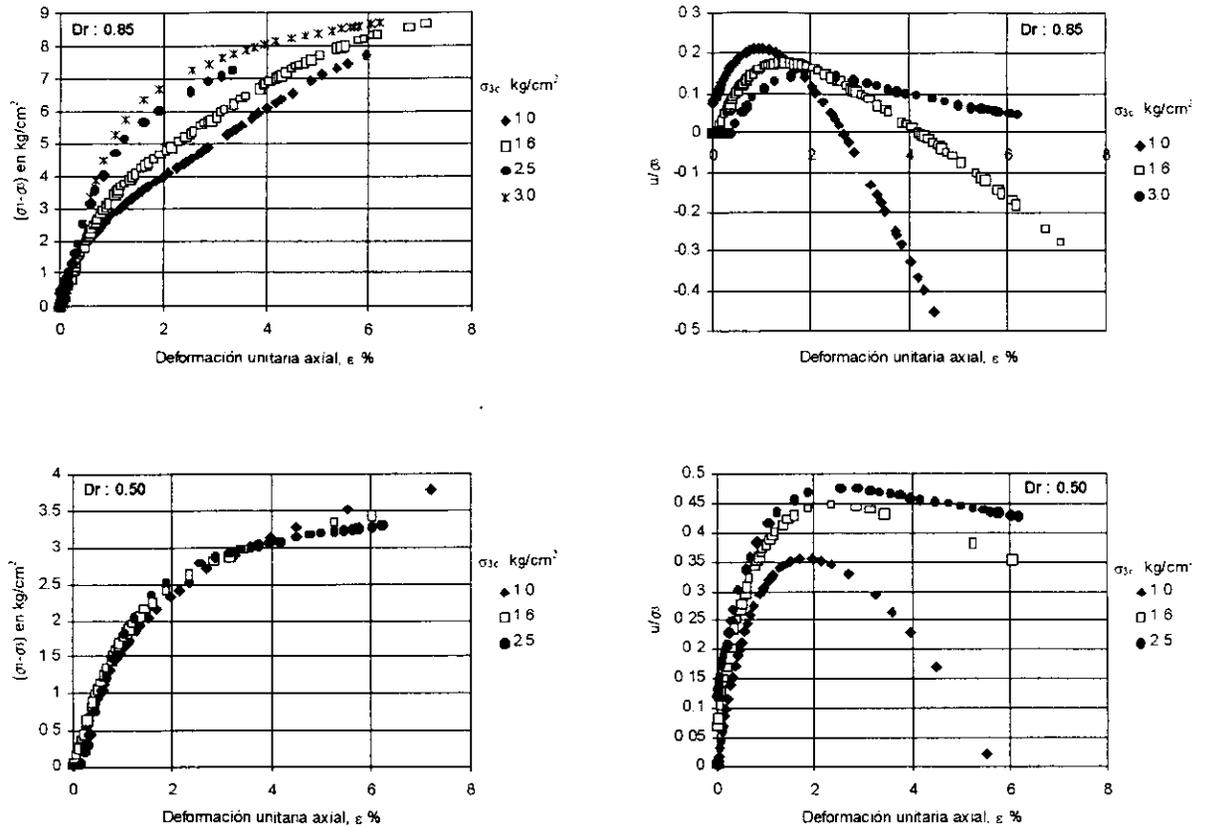


Figura 6.12. Simulación del comportamiento no drenado de la arena para diferentes esfuerzos de consolidación, manteniendo constante la densidad relativa del material.

Las curvas esfuerzo-deformación para densidades altas mantiene la tendencia de los datos experimentales de incrementarse conforme la deformación avanza, mientras que en el caso de las sueltas se mantiene constante por un rango definido de deformación. La respuesta de la red respecto a las curvas de presión de poro tiene similar interpretación, a mayor densidad las probetas dilatan a tempranas deformaciones (para cierto rango de esfuerzos acotado con una línea de estado), mientras que las probetas sueltas, a mayor esfuerzo de consolidación, manifiestan un crecimiento en el nivel de presión de poro (Figura 6.12).

En la Figura 6.13, donde se mantienen los esfuerzos constantes y se modifica la densidad relativa, el incremento de resistencia y decremento en la presión de poro conforme la densidad relativa es mayor confirma el comportamiento observado en las pruebas.

Conclusiones

Predecir de forma aproximada el nivel de resistencia y presión de poro acumulada de la arena en determinadas condiciones iniciales, ofrece la posibilidad de construir líneas de estado y por lo tanto, definir patrones de comportamiento (contractivo -licuación-, dilatante o parcialmente contractivo) para este tipo de material.

Estas observaciones indican el potencial de las redes neuronales bien entrenadas, para desarrollar modelos generales para evaluar el comportamiento de la arena que tomen en cuenta el efecto de variables como : tamaño de agregados, distribución granulométrica, grado

de compactación, historia de esfuerzos, etc. Además una red neuronal determina después del cálculo que variable tiene más importancia sobre el resultado final (diferente en cada variable de salida) lo que permite redirigir (o reestructurar) investigaciones experimentales (Figura 6.14).

La eficacia de este tipo de herramientas computacionales reside fundamentalmente en la calidad y cantidad de los datos experimentales con los que se alimenta al algoritmo.

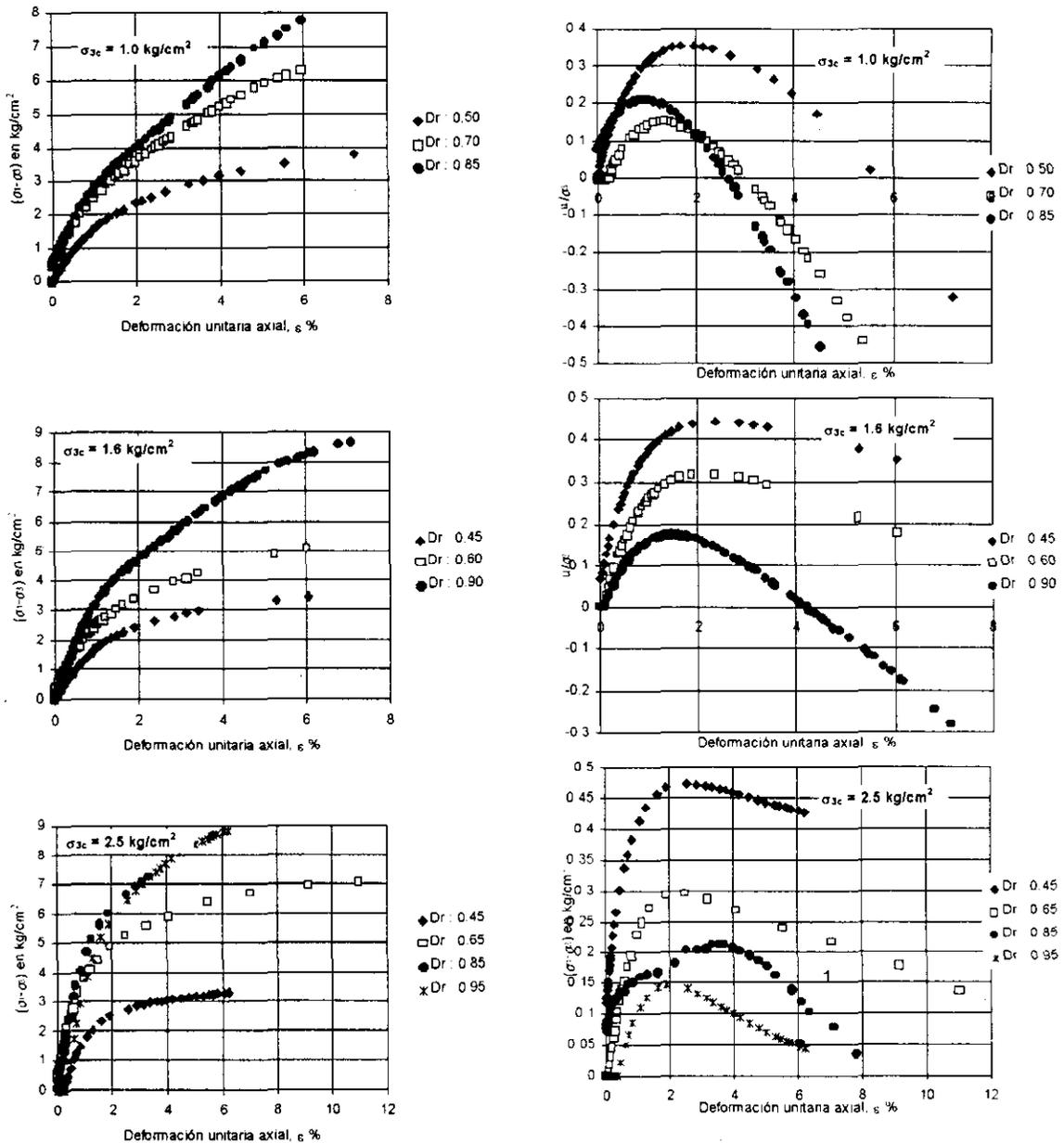


Figura 6.13. Simulación del comportamiento no drenado de la arena para diferentes densidades relativas, manteniendo constante el esfuerzo de consolidación.

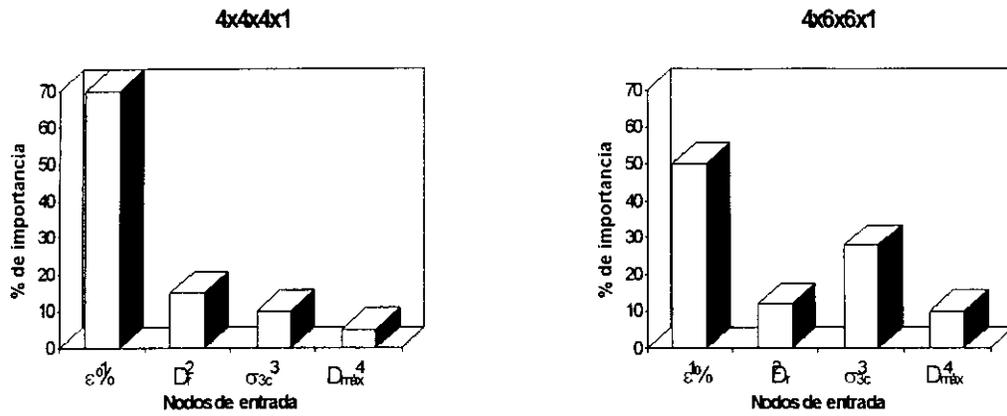


Figura 6.14. Porcentaje de contribución de cada nodo de entrada a cada nodo de salida (4x4x4x1 : esfuerzo desviador, 4x6x6x1 : presión de poro) , estos resultados concuerdan con las observaciones experimentales del capítulo 5.

Capítulo 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

PENETRACIÓN DE LA MEMBRANA

Para membranas del mismo espesor y tipo, el factor más importante que afecta la magnitud del acoplamiento volumétrico medido es la característica de graduación del suelo (tamaño del material granular y distribución de los tamaños de los granos).

Como la relación entre el área cubierta por la membrana y el volumen de la muestra varía inversamente con el diámetro de la probeta, los valores de corrección son proporcionales al inverso del diámetro de la muestra, y por lo tanto valores más pequeños se obtienen para muestras de diámetros mayores.

Durante el ensaye en condiciones no drenadas, el "desacoplamiento" de la membrana, causante de la modificación en las condiciones de frontera, es función directa del nivel de presión de poro que genere la probeta bajo cierta condición de carga, por lo que resulta lógico pensar que a menor nivel de presión de poro, menor corrección, y por el contrario, si el nivel de presión de poro crece, la presión en el agua, que hace a la membrana modificar su posición original, será mayor aumentando los vacíos creados en la periferia de la probeta, con lo que el agua fluye libremente disminuyendo las lecturas de presión de poro durante un ensaye.

En esta investigación y para este material en particular, cuando la presión de poro se mantiene en niveles menores a un décimo de la presión de confinamiento, la presión en el agua es tan pequeña que genera vacíos adicionales mínimos en la probeta, por lo que la presión de poro medida puede considerarse como la real. Sin embargo, cuando la presión de poro medida sobrepasa la mitad de la presión de confinamiento (cerca de $0.4\sigma_{30}$) la presión en el agua de poro ha anulado el esfuerzo principal horizontal efectivo, aunque la condición parcialmente drenada nos permita seguir midiendo presiones de poro positivas. A causa de este efecto no se puede precisar si las probetas que licuaron bajo carga monotónica lo hicieron de forma total o parcial.

Este efecto potencialmente adverso, en el caso de resultados de pruebas monotónicas puede ocasionar interpretaciones equivocadas del tipo de respuesta (contractiva o dilatante) del material granular y dificulta la construcción de líneas de estado. Para los resultados de pruebas cíclicas el efecto sobre el valor de la presión de poro es similar al caso de carga estática y se corrige bajo los mismos criterios, sin embargo, en estudios donde sea importante el número de ciclos en los que se alcanza, por ejemplo, la licuación, debe de tomarse en cuenta que la penetración de la membrana incrementa el número de ciclos y la relación de esfuerzos en los que la probeta alcanza tal situación de falla (ver Tokimatsu y Nakamura, 1987).

COMPORTAMIENTO BAJO CARGA MONOTÓNICA

En el rango de estados iniciales de la arena ensayada, el comportamiento esfuerzo-deformación encontrado corresponde a los tipos: deformación-reblandecimiento (contractivas), deformación-endurecimiento (dilatantes) y un tipo de comportamiento

intermedio aquí llamado parcialmente contractivo. La distinción de este tipo de comportamientos fue posible sólo después de corregir el efecto de la penetración de la membrana sobre las trayectorias de esfuerzos efectivos.

La compresibilidad de la arena gruesa para una relación de vacíos en particular, se encontró únicamente relacionada con el esfuerzo de consolidación. Se determinó la línea de estado con los puntos de transformación de fase de las probetas parcialmente contractivas y dilatantes, concluyendo que este estado absorbe a las probetas contractivas que licúan. Las regiones de respuesta contractiva y dilatante se determinan con las líneas L y TF respectivamente.

El comienzo de la dilatación durante la deformación no drenada es controlada por un valor único de relación de esfuerzos efectivos, sin importar el tipo de respuesta no drenada o los parámetros iniciales de estado de la arena. El ángulo de fricción movilizado en transformación de fase (TF) y licuación es idéntico. La relación de esfuerzos efectivos en el estado de transformación de fase es idéntica al estado estable si se desarrolla la licuación.

La línea de transformación de fase en el corte monotónico no drenado constituye una frontera de estado.

El efecto de un cambio repentino en el ordenamiento de las partículas (inestabilidad estructural) que es de poca consecuencia en corte drenado, resulta en un crecimiento casi instantáneo de la presión de poro en corte no drenado y una consecuente drástica reducción en la presión efectiva de confinamiento.

La línea L es la línea de demarcación en el diagrama de estado que separa los estados iniciales en los cuales la arena exhibirá deformación de flujo ilimitada bajo condiciones de estado estable de aquellas en las que la arena exhibe sólo deformación de flujo limitado seguido de deformación por endurecimiento. La línea TF separa dichos estados de aquellos donde predomina la dilatación.

No es posible hacer predicciones acerca de la respuesta no drenada de la arena (contractiva o dilatante) sin la especificación de la densidad relativa, esfuerzo de consolidación y grado de anisotropía.

Puede ser posible que por la forma de sus partículas (redondeada a subredondeada) este material tenga baja susceptibilidad de compresión y bajo un rango amplio de esfuerzos de consolidación, la densidad relativa sola sería capaz de caracterizar el comportamiento de ese estado inicial. Para estados de arena muy suelta, ésta siempre licuará, sin tener mayor efecto los otros parámetros de estado. Para densidades iniciales en exceso de un cierto mínimo, la respuesta se convierte en dilatante y no cambia a contractiva aún si se le somete a esfuerzos de confinamiento y cortantes estáticos muy altos. Un mayor número de pruebas con barridos más amplios de esfuerzos de consolidación y densidades relativas aclararían la hipótesis anterior.

Para probetas densas, cuyo índice de estado (I_e) oscile entre 0 y 3.6, un incremento en el valor del índice significa un incremento súbito de la resistencia en el estado de TF, mientras que las sueltas en este mismo rango y condición presentan resistencias mucho menores (probetas que licuaron) que tienden a una resistencia límite conforme la posición inicial del espécimen se aleja de la línea de estado.

La resistencia y la deformación en las que se presenta el estado de TF y licuación son función directa y exponencial del esfuerzo de consolidación, cuya única variación la representa la densidad relativa del material.

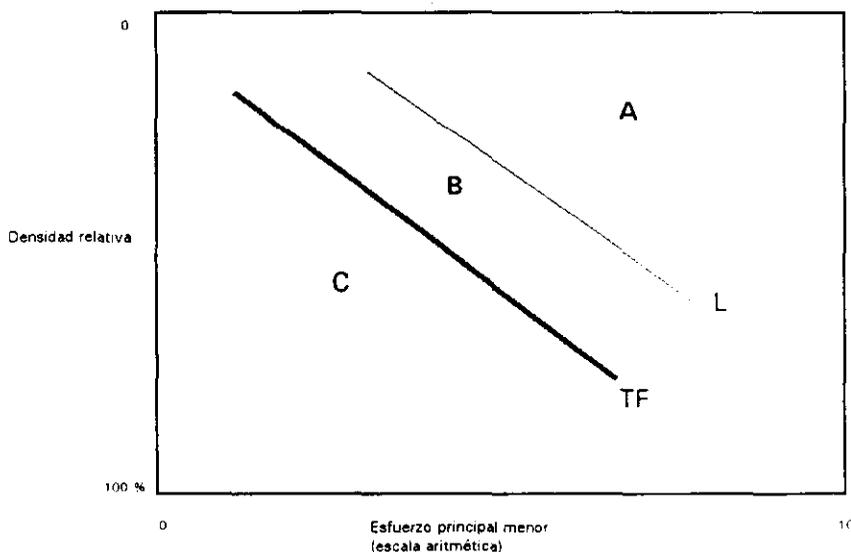
COMPORTAMIENTO BAJO CARGA CÍCLICA

La línea de transformación de fase es única en coordenadas $D_r - \sigma_{3c}$ para las arenas gruesas y no es afectada por la trayectoria de esfuerzos no drenada que desarrolló durante la respuesta contractiva o parcialmente contractiva.

Existen dos tipos de comportamiento no drenado de las arenas saturadas, la licuación (comportamiento asociado con pérdida de resistencia y deformaciones ilimitadas) y la movilidad cíclica (la deformación es resultado de la degradación progresiva de la resistencia y no es un estado que se asocie a grandes deformaciones, a menos que se sujete a un cambio en la dirección de aplicación de la carga, comúnmente llamado estado de esfuerzos negativos).

La respuesta del material ante carga cíclica se pudo predecir con la ayuda de los resultados monotónicos. Dependiendo de la ubicación del estado inicial de la arena ensayada respecto a la línea de Transformación de Fase se determina su posibilidad de licuación o de deformación debida a movilidad cíclica.

Diagrama de Estado



- A. Estados iniciales que se ubiquen por arriba y a la derecha de la línea L presentan respuesta del tipo deformación-reblandecimiento con posibilidad de licuación parcial o total bajo la aplicación de carga monotónica y cíclica. Para estos mismos estados, cuando se someten a cortantes dinámicos se pronostican respuestas contractivas bajo la aplicación de cualquier relación de esfuerzos. La relación de esfuerzos cíclicos respecto a la resistencia en TF obtenida de ensayos estáticos repercutirá en el número de ciclos y nivel de deformación axial acumulada necesarios para alcanzar la falla.
- B. Estados iniciales ubicados entre las líneas TF y L tendrán comportamientos parcialmente contractivos bajo la aplicación de carga monotónica y cíclica. Bajo carga estática se caracterizan por presentar "codos" o giros en su trayectoria de esfuerzos efectivos. Cuando se someten a carga dinámica presentan deformación debida a movilidad cíclica. El punto de

falla en el espacio p' - q está gobernado por la magnitud del cortante cíclico aplicado (lo que acerca o aleja la trayectoria de esfuerzos efectivos de la línea TF) y de la misma forma el número de ciclos de falla dependerá de esta posición, pues la frontera de crecimiento de presión de poro lo marca la línea TF. La aplicación posterior de carga axial confirma el comienzo de la dilatación, pues las probetas caminan sobre la línea de falla invariablemente. Este tipo de probetas puede presentar licuación limitada si se rebasa la relación $\tau_p / S_{TF} = 1$.

C. Los estados iniciales ubicados en esta zona son especímenes dilatantes bajo la aplicación de cortantes en forma estática y dinámica. Estas probetas no tienen la posibilidad de fluir por lo que la falla se deberá únicamente al fenómeno de movilidad cíclica.

El inicio de la deformación-reblandecimiento bajo carga cíclica depende de la amplitud del esfuerzo cíclico cortante, en general, no ocurre en la línea REC determinada a partir de los ensayos monotónicos.

Resumen de Factores que afectan el comportamiento de la arena gruesa saturada en consolidación isotrópica. Pruebas Triaxiales Cíclicas

Tipo de Espécimen	$\tau_p < S_{TF}$	$\tau_p > S_{TF}$
Contractivo $\sigma_{3c} >> \sigma_{3TF}$	Crecimiento de la presión de poro limitado por la envolvente de resistencia $p' = \sigma_3' = 0$ es posible Ocurren deformaciones de flujo	Crecimiento de la presión de poro limitado por la envolvente de resistencia $p' = \sigma_3' = 0$ es posible Ocurren deformaciones de flujo, el nivel de deformación es mucho más severo
Parcialmente contractivo $\sigma_{3c} > \sigma_{3TF}$	Crecimiento de la presión de poro limitado por la envolvente de resistencia $p' = \sigma_3' = 0$ es posible Ocurren deformaciones de flujo	Crecimiento de la presión de poro limitado por la envolvente de resistencia $p' = \sigma_3' = 0$ es posible Ocurren deformaciones de flujo y se puede presentar licuación limitada
Dilatante $\sigma_{3c} < \sigma_{3TF}$	Crecimiento de la presión de poro limitado por la envolvente de resistencia $p' = \sigma_3' = 0$ no es posible No ocurren deformaciones de flujo	

El número de ciclos en los que se alcanza el estado de transformación de fase es función potencial de la relación esfuerzo cortante cíclico/esfuerzo efectivo de consolidación. Una vez obtenido el número de ciclos en TF se puede calcular aproximadamente la deformación axial acumulada durante un ensayo hasta el punto de transformación de fase.

El crecimiento máximo de presión de poro en una prueba dinámica se puede predecir aproximadamente si se determina el estado inicial del material en el diagrama de estado y su posición relativa a la línea de TF.

Se encontró una relación única entre deformación residual axial y la relación de esfuerzos cíclicos $\sigma_{dc}/2\sigma_{3c}$ al momento en que se alcanza el estado de TF

La corrección por penetración de la membrana en los resultados de ensayos dinámicos se realizó directamente sobre el valor de la presión de poro, como en el caso estático. La corrección por número de ciclos no se llevo a cabo, por ser de mayor importancia la

confirmación de la posición de la línea de TF, la que sólo depende del nivel de presión de poro positiva. Sin embargo, la corrección por número de ciclos es función directa de las curvas de acoplamiento de la membrana sin importar los cortantes aplicados (Tokimatsu y Nakamura, 1987) por lo que disminuye en la misma proporción el número de ciclos para alcanzar TF de todas las probetas, es decir, las curvas de resistencia y deformación se recorren un cierto número de ciclos a la izquierda.

Algunos de los estudios que hacen referencia al comportamiento en licuación y a la línea del estado estable a partir de los resultados de pruebas de compresión no drenada pueden sobrestimar la resistencia del material y mal interpretar su potencial de licuación si no se evalúa y corrige, en su caso, el efecto de la penetración de la membrana.

Capítulo 8

BIBLIOGRAFÍA

- Alarcón Guzmán, A., Leonards, G.A., y Chameau, J.L. (1988). "Undrained monotonic and cyclic strength of sands." *ASCE J. Geotech. Engrg.*, 114, 1089-1109.
- Anderson, S.A., Riemer, M.F. (1995). "Collapse of saturated soil due to reduction in confinement." *J. Geotech. Engrg.* 121-2, 216-220.
- Baldi, G. y Nona, R. (1984). "Membrane penetration effects in triaxial testing." *J. Geotech. Engrg. Di. Am. Soc. Civ. Engrs.*, 110-3, 403-420.
- Been, K. y Jefferies, M.G. (1985). "A state parameter for sands." *Geotechnique*, 35(2), 99-112.
- Been, K., Jefferies, M.G. y Hachey, J. (1991). "The critical state of sands." *Géotechnique* 41, No.3, 365-381.
- Bohac, J. y Feda, J. (1992). "Membrane penetration in triaxial Tests." *Geotech. Test. J.* 15-3, 288-294.
- Casagrande, A. (1976). "Liquefaction and cyclic deformation of sands- a critical review." *Harvard Soil Mechanics Series No. 88*, Harvard Univ., Cambridge, Mass.
- Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands." *Harvard Soil Mechanics Series No.81*, Harvard University, Cambridge, Mass.
- Castro, G. (1975) "Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands." *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 101(GT6), 551-569.
- Castro, G. y Poulos, S. J. (1977). "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility." *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 103 (GT6), 501-516.
- Chu, J. (1995). "An experimental examination of the critical state and other similar concepts for granular soils." *Can. Geotech. J.* 32, 1065-1075.
- Ellis, G.W., Yao, C. et al (1995). "Stress-Strain modeling of sands using artificial neural networks". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No.5. pp 429-435.
- Evans, M.D. (1992). "Density changes during undrained loading - membrane compliance." *J. Geotech. Engrg.*, 118-12, 1924-1936.
- Fan, M. (1993) "Experimental study of drained and undrained anisotropy of granular material." *Thesis for the Degree of Master of Science. Rensselaer Polytechnic Institute.*
- Frydman, S., Zeitlen, J.G. y Alpan, I. (1973). "The membrane effects in triaxial testing of granular soils." *ASTM J. Testing and Evaluation* 1, 37-41.
- Ghaboussi, J., Garret, J.H. et al (1991). "Knowledge-based modeling of material behavior with neural networks". *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 117, No.1. pp. 133-153

- Goh, Anthony T.C. "Neural-Network modeling of CPT seismic liquefaction data". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.122, No.1. pp. 70-73.
- Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N., Fuji, T. (1991). "Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests." *Soils and Found.* 31-3, 60-76.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. y Yasuda, S. (1975) "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses." *Soils Found., JSSMFE*, 15(1), 29-44.
- Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes." *Géotechnique* 43, No.3, 351-415.
- Kiekbusch, M. y Schuppener, B. (1977). "Membrane penetration and its effect on pore pressures." *J. Geotech. Engng. Div.* Vol. 193, (GT11), 1267-1279
- Konrad, J.M. (1990). "Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands." *J. Geotech. Engng. ASCE* 116, No.6, 948-963.
- Konrad, J.M. (1993). "Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression test." *Géotechnique*, 43, 1, 69-89.
- Kramer, S.L. y Sivaneswaran, N. (1989). "Stress-Path-Dependent Correction for membrane penetration." *J. Geotech. Engng.*, 115-12, 1787-1804.
- Kramer, S.L. y Sivaneswaran, N. (1990) "Analysis of membrane penetration in triaxial test." *J. Geotech. Engng.* 116-4, 773-789.
- Lade, P. V. y Hernández, S. B. (1977). "Membrane penetration effects in undrained tests." *J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 103, (GT2), 109-125.
- Martin, G.R., Finn, W.D. y Seed, H.B. (1978). "Effects of system compliance on liquefaction tests." *ASCE, J. Geotech. Engng. Div.* 104 (GT4), 463-479.
- Mohamad, R. y Dobry, R. (1986) "Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand." *J. Geotech. Engng.*, 112(10), 941-958.
- Negussey, D. e Islam, M.S., (1993). "Uniqueness of steady state and liquefaction potential." *Can. Geotech. J.* ,31, 132-139.
- Newland, P. L. y Allely, B. H. (1957). "Volume changes in drained triaxial tests on granular materials." *Géotechnique*, 7-1, 17-34.
- Nicholson, P.G., Seed, R.B. y Anwar, H.A.. (1993). "Elimination of membrane compliance in undrained triaxial testing." *Can. Geotech. J.* 30, 727-738.
- Ohara, S. y Yamamoto, T. (1991). "A practical method for obtaining correction factor of liquefaction resistance for membrane penetration." *Soils and Found.*, 31-2, 188-196.
- Ovando-Shelley, E. y Segovia, P.J. (1996). "Licuación de arenas." *TGC Geotecnia*. México.
- Ovando-Shelley E. y Pérez, B. E.. (1997). "Undrained behaviour of clayey sands in load controlled triaxial tests." *Géotechnique* 47, No.1, 97-111.

- Pierce, W. G. (1985). "Constitutive relations for saturated sand under undrained cyclic loading." Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Rensselaer Polytechnic Institute.
- Poulos, S. J. (1981). "The steady state of deformation." *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 107 (GT5), 553-562.
- Ramana, K.V. y Raju, V.S. (1982). "Membrane penetration in triaxial tests." *J. Geotech. Engrg. Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 108 (GT2), 305-310.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N., y Wroth, C.P. (1958), "On the yielding of soils." *Géotechnique*, 8, 22-53.
- Sasitharan, S., Robertson, P.K., Sego, D.C. y Morgenstern, N.R., (1993). "Collapse behavior of sand." *Can. Geotech. J.* 30, 569-577.
- Seed, H.B. y Lee, K. L. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading." *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 92 (SM6), 105-134.
- Seed, R.B., Anwar, H.A. y Nicholson, P.G. "Elimination of membrane compliance effects in undrained testing."
- Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., y Krahn, J. (1985). "The liquefaction of sands, a collapse surface approach." *Can. Geotech. J.*, 22(4), 564-578.
- Tatsuoka, F., Ishihara, K. (1973). "Stress path and dilatancy performance of a sand." *Proc. 8th. ICSMFE, Moscow*, 1, 419-424.
- Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S., Yasuda, S., y Tanizawa, F. (1986). "Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand." *Soils and Found.*, 26, No.3, 99-116.
- Toki, S., Tatsuoka, F. Seiichi, M., Yoshimi, Y. Yasuda, S., y Makihara, Y. (1986). "Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program." *Soils and Found.*, 26, 117-128.
- Tokimatsu, K., y Nakamura, K. (1987). "A simplified correction for membrane compliance in liquefaction tests." *Soils and Found.* 27-4, 111-122.
- Vaid, Y. P. y Chern, J. C. (1983) "Effect of static shear on resistance to liquefaction." *Soils and Found.*, JSSMFE, 23(1), 47-60.
- Vaid, Y. P. y Chern, J. C. (1985b). "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands." *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, ASCE Annual Convention, Detroit, Mich.*, 120-147
- Vaid, Y.P., y Negussey, D. (1984). "A critical assessment of membrane penetration in triaxial test." *Geotech. Testing J.*, 7, 70-76.
- Vaid, Y.P., Chung, E.K.F. y Kuerbis, R.H. (1990). "Stress path and steady state". *Can. Geotech.* 3-27, 1-7.
- Wong, R.T., Seed, H.B., Chan, C.K. (1975). "Cyclic loading liquefaction of gravelly soils." *J. Geotech. Engrg. Div. GT6*, 571-583.