0103

# DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE FINOS EN EL COMPORTAMIENTO NO DRENADO DE UN RESIDUO MINERO PROCEDENTE DE SAN LUIS POTOSI

# ISMAEL RODRIGUEZ VAZQUEZ



S PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

IINIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE :

# MAESTRO EN INGENIERIA

(MECANICA DE SUELOS)

DIRECTOR DE TESIS: DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY

CIUDAD UNIVERSITARIA 2001



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. Para:

Norma y Norma Guadalupe

Mis dos amores.

*Con*  $e_c = 1.1$ 

A mis padres.

A mis hermanos.

A mis amigos.

#### AGRADACEMIENTOS.

Agradezco a Dios por haberme dado vida y salud para realizar mis estudios de posgrado.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por permitirme realizar mis estudios.

Al Instituto de Ingeniería por las facilidades proporcionadas para realizar mi trabajo de investigación.

Al CONACYT por la beca proporcionada durante mis estudios.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley por su dirección y apoyo en mi trabajo de investigación y su comprensión en los problemas laborales y personales que se presentaron durante el desarrollo de este trabajo.

Al M.I. Osvaldo Flores Castrellón, por su aportación en la elaboración de esta Tesis y todo el apoyo y facilidades brindadas.

A la Ing. Lorena Vega Muñoz, por su ayuda en la realización de los ensayes y la revisión de esta tesis. Le agradezco su amistad y la paciencia con la que me ayudo a solucionar todos y cada uno de los problemas que tuve durante mi estancia en la maestría. A ella y a su familia les estaré por siempre agradecido.

Al Ing. Raúl Vicente Orozco, por las facilidades que proporcionó en el traslado del residuo minero de la mina de San Luis Potosí a la ciudad de México.

A los laboratoristas del Instituto de Ingeniería por su ayuda en el desarrollo de los ensayes y en especial a Germán Aguilar quien siempre estuvo en la mejor disposición de colaborar.

A la Ing. Rocío Villa Escobar, por su ayuda en la revisión de esta tesis, por todo el apoyo brindado y sobretodo su amistad. Les agradezco a Rocío y Lorena el que me ayudaran a sobrellevar la tristeza y soledad que significó el estar alejado de mi familia durante el tiempo que estuve en México.

Agradezco también a Carmen y Agustín, estudiantes de servicio social por la ayuda prestada en la realización de algunos ensayes.

Quiero también hacer un reconocimiento especial a quienes aunque no participaron directamente en el desarrollo de este trabajo, con su apoyo, motivación y esperanzas me inculcaron la fuerza necesaria para culminar esta etapa en mi carrera profesional. Me refiero en principio a mi esposa Norma quien a pesar de la distancia y un embarazo supo comprender mi situación y mis aspiraciones. A mis padres quienes siempre confían y esperan que de lo mejor de mí en todo lo que emprendo. A mis hermanos quienes a pesar de los problemas que se presentaron en nuestra familia durante mi ausencia supieron unirse y sacarlos adelante cuidando una de mis principales preocupaciones: el bienestar de mis Padres.

#### A todos ustedes GRACIAS.

#### RESUMEN.

En este trabajo se presentan los resultados de una investigación experimental que se llevó a cabo en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el objetivo de estudiar el comportamiento con diferentes contenidos de material fino que tiene un residuo minero procedente de la mina "Charcas", localizada en San Luis Potosí. El material fino utilizado es el que resulta de la molienda de material que se realiza en la actividad minera. Este estudio pone énfasis en el comportamiento no drenado que tiene este material para diferentes contenidos de finos tanto en pequeños como en altos porcentajes y su influencia sobre el comportamiento esfuerzo – deformación y presión de poro – deformación de estos materiales.

Para observar los efectos del contenido de finos, se realizó inicialmente una serie de ensayes estáticos CU en muestras en las que, además de la cantidad de finos, también se varió el esfuerzo de consolidación efectivo y la densidad de las probetas. A partir de estos ensayes se analizó también la influencia que tiene la distribución granulométrica en estos materiales combinada con la influencia del contenido de finos. Además, se establecieron comparaciones entre el material de San Luis Potosí y otros residuos mineros de diferentes procedencias, analizados previamente en el Instituto de Ingeniería. Por último, se investigaron los efectos de escala al comparar resultados de pruebas en muestras de 3.6 cm de diámetro, ensayadas en la cámara estática de alambres y probetas de 10.0 cm de diámetro ensayadas en el equipo Triaxial Cíclico MTS. Con estos ensayes se observó que la influencia del contenido de finos está ligada a la relación de vacíos que tiene el material y se encontró un valor para la relación de vacíos después de la cual tiende a desaparecer la influencia del contenido de finos y los especímenes ensayados sufren un colapso estructural. Se estableció un contenido de finos en el intervalo de 0 a 10 % de finos para la cual se tiene comportamiento crítico del residuo minero. También se encontró que el alto contenido de finos incrementa el potencial de licuación de estos materiales.

Posteriormente se realizó una serie de ensayes dinámicos no drenados en columna resonante, con el fin de observar la influencia que tiene el contenido de finos en los parámetros dinámicos (módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento) del residuo minero. Con los resultados de estos ensayes se encontró que el incremento del contenido de finos disminuye la rigidez de estos materiales.

Los resultados de esta investigación permiten ampliar el conocimiento sobre este tipo de materiales, además de establecer y dar recomendaciones para el empleo de residuos mineros en la elaboración de estructuras (principalmente presas) con el fin de que tengan un comportamiento adecuado bajo solicitaciones estáticas y dinámicas.

# ÍNDICE

	Nomenclatura.	5
ه م	INTRODUCCIÓN.	
	1.1 Antecedentes.	5
	1.2 Objetivos.	6
	1.3 Alcance.	7

## 2. COMPORTAMIENTO DE ARENAS Y ESTABLECIMIENTO DE CONCEPTOS BÁSICOS.

2.1 El fenómeno de licuación de arenas.	8
2.2 Aspectos teóricos en el comportamiento de arenas.	10
2.2.1 Trayectoria de esfuerzos.	11
2.3 Comportamiento de arenas sometidas a carga estática.	14
2.3.1 Comportamiento en condiciones drenadas.	14
2.3.2 Comportamiento en condiciones no drenadas.	17
2.3.2.1 Estado estable de deformación.	20
2.3.2.2 Estructura de flujo.	22
2.3.2.3 Diagramas de estado y parámetros de estado.	22
2.3.2.4 Relación de vacíos intergranular.	25
2.4 Comportamiento de arenas sometidas a cargas dinámicas.	
2.4.1 Generalidades.	25
2.4.2 Comportamiento en pruebas CU bajo cargas cíclicas.	27
2.4.2.1 Licuación en pruebas cíclicas.	27
2.4.2.2 Movilidad cíclica.	28
2.4.2.3 Superficie de estado límite.	31
2.4.2.3 Diferencias entre licuación y movilidad cíclica.	32

# 3. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE ARENAS.

34
34
34
35
35
35
36
37
38
39

_			
3.3	B Facto	res que afectan la variación del módulo de rigidez y el amortiguamiento.	39
	3.3.1	Efecto de la amplitud de deformación angular.	40
	3.3.2	Efecto de la presión de confinamiento y la relación de vacíos.	41
	3.3.3	Efecto del número de ciclos de carga.	47
	3.3.4	Efecto del método para la formación de la probeta.	49
	3.3.5	Efecto de la distribución granulométrica.	49
	3.3.6	Efecto del tiempo de consolidación.	52
	3.3.7	Efecto de la cementación.	55

# 4. INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE FINOS EN EL COMPORTAMIENTO DE ARENAS: ANTECEDENTES.

4.1 Antecedentes.	56
4.2 Comportamiento de arenas muy sueltas.	57
4.3 Influencia del contenido de finos en el comportamiento de las arenas.	66
4.3.1 Influencia del contenido de finos en condiciones estáticas.	66
4.3.2 Influencia del contenido de finos en condiciones dinámicas.	82

# 5. COMPORTAMIENTO DE RESIDUOS MINEROS.

5.1 Conceptos básicos.		84
5.1.1	Características de los residuos mineros (Jales).	84
5.1.2	Depositación de los residuos mineros.	85
5.1.3	Propiedades de los residuos mineros.	86
5.2 Licuación en residuos mineros. 8		89
5.3 Estudios realizados en el Instituto de Ingeniería.		97

# 6. ENSAYES REALIZADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

6.1 Intro	ducción.	107
6.2 Cara	cterísticas del material utilizado.	109
6.3 Méto	do para la determinación de la relación de vacíos y formación	110
de la	probeta.	
6.3.1	Equipo utilizado.	111
6.3.2	Preparación del material.	113
6.3.3	Determinación de la relación de vacíos.	113
6.4 Deter	rminación de la relación de vacíos máxima, e <sub>máx</sub> y mínima, e <sub>mín</sub> .	116
6.5 Ensayes en cámara estática de alambres.		118
6.5.1	Resultados de ensayes del residuo minero con diferentes contenidos	118
	de finos.	
6.5.2	Análisis de resultados del residuo minero con diferentes contenidos	134
	de finos.	
6.5.3	Resultados de ensayes del residuo minero con distribución	150
	granulométrica mejorada y diferentes contenidos de finos.	

<ul> <li>6.5.4 Análisis de resultados de ensayes del residuo minero con distribución granulométrica mejorada y diferentes contenidos de finos.</li> <li>6.6 Comparación de resultados entre residuos mineros de diferentes procedencias.</li> <li>6.7 Pruebas estáticas en el equipo MTS.</li> <li>6.8 Pruebas dinámicas en columna resonante.</li> </ul>	158 176 182 189
7. CONCLUSIONES.	
BIBLIOGRAFÍA.	207
APÉNDICE A. EQUIPOS UTILIZADOS Y TÉCNICAS EXPERIMENTALES.	212

•

# NOMENCLATURA.

Am	Área de la probeta de suelo, en $cm^2$ .
ai	Aceleración correspondiente a la frecuencia $f_n \sqrt{2}$ .
a <sub>máx</sub>	Aceleración máxima determinada en la curva de respuesta, en m/s <sup>2</sup> .
В	Coeficiente de la presión de poro de Skempton.
B <sub>G</sub>	Valor dependiente de C <sub>u</sub> , e y p'.
% FINOS	Contenido de finos, en %.
$C_u$	Coefficiente de uniformidad de la arena, $C_u = D_{60} D_{10}$ .
Cc	Coeficiente de curvatura.
Cr	Compacidad relativa del material granular, en %.
CR	Prueba de columna resonante.
Cw	Velocidad de onda de acuerdo con el tipo.
$CD^*$	Parámetro de estado (Ishihara y Verdugo).
CSR	Línea de la relación de esfuerzos críticos.
D	Diámetro de la probeta, en m.
$D_{60}$	Tamaño tal que el 60 % en peso del suelo, sea igual o menor.
$D_{50}$	Tamaño tal que el 50 % en peso del suelo, sea igual o menor.
D <sub>10</sub>	Llamado diámetro efectivo, es el tamaño tal que el 10 % en peso del suelo, sea
	igual o menor.
E	Módulo de elasticidad estático, en kg/cm <sup>2</sup> .
e	Relación de vacíos.
e <sub>er</sub>	Relación de vacíos crítica.

------

\_\_\_\_\_

(e <sub>máx</sub> ) <sub>lım</sub>	Relación de vacíos máxima límite.
∨gi e.	Relación de vacíos máxima
Contra Co	Relación de vacíos mínima
e	Relación de vacíos de una muestra en particular
v. Р	Relación de vacíos correspondiente al estado estable para el esfuerzo efectivo de
VSS	campo
۵	Campo. Relación de vacíos que corresponde a su estado inicial
€a F	Frequencia natural de la probeta de suelo, en Hz
1n f. f.	Frequencias determinadas en la curva de respuesta para la determinación del
11, 12	amortiguamiento en Hz
FIS	Superficie de licuación de fluio
G	Módulo de rigidez dinámica, en ka/cm <sup>2</sup>
G ,	Módulo de rigidez dinámica máxima, en ka/cm <sup>2</sup>
G	Grado de saturación en %
G	Mádula de rigidar nero un valor de deformación encular $u = 10^{-6}$ en $leg/cm^2$
U0 C	Modulo de figidez para di valor de deformación angular $\gamma = 10^{\circ}$ , en kg/cm . A seleronión de la gravadad $0.81 \text{ m/s}^2$
B I	Acceleration de la gravedad, 9.61 m/s . Momento polar de inercia de mass de la probeta, en $ka m s^2$
I I	Momento polar de inercia de masa del sistema máxil de la columna resonante.
IS	resolution = res
T	CII Ng III S. Momento polar de inercia de masa referido a un eje de referencia cualquiera, en
1	ka m $s^2$
L	ng m s. Índice de densidad (Es igual a la compacidad relativa más no está expresada en
ъD	norcentaie)
kaut	Factor que denende de la densidad relativa de la arena
k.	Coeficiente de empuie de tierras en renoso
K K	Relación de esfuerzos principales
I	L'ongitud de la probeta de suelo, en m
L.	Altura total del molde en el que se determina la relación de vacíos ( $I_{1}=8.46$ cm)
$L_2$	Espesor de la probeta correspondiente a 3 canas de material en cm
La	Diferencia entre L <sub>1</sub> v L <sub>2</sub> en cm
Lo	Longitud inicial de la muestra, en cm
L <sub>T</sub>	Espesor de la probeta correspondiente a 10 capas de material, en cm
MTS	Prueba en equipo triaxial cíclico MTS
M	Pendiente de la envolvente de falla en la curva p' $-a$ .
m	Masa en ko
$m(\gamma)$	Valor dependiente del nivel de deformación angular
N	Número de ciclos de carga y descarga en la prueba triaxial cíclica
n	Modo de vibrar de una probeta de suelo
OCR	Grado de preconsolidación
p'	Esfuerzo principal medio, $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ , en kg/cm <sup>2</sup> .
P <sub>n</sub>	Peso del pisón utilizado para compactar el material, en gr.
- у О	Esfuerzo desviador, en kg/cm <sup>2</sup> .
1 Qmáx	Esfuerzo cortante máximo, en kg/cm <sup>2</sup> .
Qn	Resistencia residual, en $kg/cm^2$ .
1-	

PT	Línea de fase de transformación.
R	Parámetro de licuación inicial.
SSL	Línea de estado estable.
SSE	Envolvente de estado estable.
SSP	Punto en el estado estable.
Sus	Resistencia residual en el estado estable.
Ss	Densidad de sólidos.
s'	Esfuerzo efectivo promedio, en kg/cm <sup>2</sup> .
t	Esfuerzo cortante máximo, en kg/cm <sup>2</sup> .
t <sub>peak</sub>	Esfuerzo cortante máximo, en kg/cm <sup>2</sup> .
u, ∆u	Exceso de presión de poro, en kg/cm <sup>2</sup> .
Vo	Volumen inicial de la probeta de suelo, en cm <sup>3</sup> .
$V_{m}$	Volumen total de la probeta de suelo, en cm <sup>3</sup> .
$V_{v}$	Volumen de vacíos de la probeta de suelo, en cm <sup>3</sup> .
VT	Volumen de la probeta, correspondiente a 10 capas de suelo, en cm <sup>3</sup> .
$V_s$	Velocidad de onda de corte, en m/s.
$V_0$	Volumen inicial de la probeta, en m <sup>3</sup> .
$V_{f}$	Volumen de finos, en cm <sup>3</sup> .
V <sub>ps</sub>	Volumen de partículas sólidas.
w	Contenido de agua, en %.
W	Peso de una muestra de suelo, en gr.
Ws	Peso de la fase sólida de la probeta de suelo, en gr.
$W_w$	Peso de la fase líquida de la probeta de suelo, en g.
$\mathbf{W}_{h}$	Peso del suelo húmedo utilizado para determinar la relación de vacíos, en gr.
$W_{hc}$	Peso del suelo húmedo por capa, en gr.
$W_{ht}$	Peso del suelo húmedo correspondiente a 10 capas de suelo, en gr.
W <sub>st</sub>	Peso del suelo seco correspondiente a 10 capas de suelo, en gr.
β	Valor obtenido de la expresión $\beta \tan \beta = I_m/I_s$ .
$\Delta w$	Área de la curva de histéresis.
ΔL	Decremento de la longitud de la probeta, en m.
φ'	Ángulo de fricción de la arena movilizado en la falla en una prueba CU.
¢` <sub>gmáx</sub>	Ángulo de fricción interna movilizado en la resistencia máxima.
¢'mob	Ángulo de fricción movilizado en el pico máximo.
γ	Deformación angular, en %.
Yer	Deformación angular crítica, en %.
γd	Peso volumétrico seco, en g/cm <sup>3</sup> .
1 <i>⊷</i> γ <sub>e</sub>	Peso específico de la fase sólida del suelo, en $g/cm^3$ .
73 V.v.	Peso específico del agua en condiciones reales de trabajo, en g/cm <sup>3</sup> .
No.	Peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y a presión atmosférica
10	correspondiente al nivel del mar $(1 \text{ g/cm}^3)$ .
ν.	Deformación angular de referencia, en %.
/T	Deformación angular para la columna reconante 2 en %
γ2 2	Americanoni angular para la columna resoliante 2, en 70.
Λ j	Amoniguamiento del suelo, en 70.
ん <sub>mín</sub>	Amortiguamiento del suelo para deformaciones angulares pequenas, en %.
$\lambda_{máx}$	Amortiguamiento del suelo en la etapa de falla, en %.

λss	Pendiente de la línea de estado estable (Been y Jefferies).
π	Valor de $Pi = 3.1416$ .
ė	Velocidad angular.
Ö	Aceleración angular.
ρ	Densidad de masa de la muestra, en kg /m <sup>3</sup> .
$\rho_m$	Brazo de momento, en m.
$\sigma_1$	Esfuerzo principal mayor, en kg/cm <sup>2</sup> .
$\sigma_3$	Esfuerzo principal menor, en kg/cm <sup>2</sup> .
$\sigma_{c}$	Esfuerzo de confinamiento, en kg/cm <sup>2</sup> .
$\sigma_{cp}$	Esfuerzo de contrapresión, en kg/cm <sup>2</sup> .
σ'	Esfuerzo efectivo, en kg/cm <sup>2</sup> .
$\sigma_{dc}$	Esfuerzo desviador cíclico de falla, en kg/cm <sup>2</sup> .
$\sigma'_{oct}$	Esfuerzo normal octaédrico, en kg/cm <sup>2</sup> .
$\sigma_{dp}$	Esfuerzo desviador máximo, en kg/cm <sup>2</sup> .
$\sigma_d, \sigma_a$	Esfuerzo desviador, en kg/cm <sup>2</sup> .
l'oct	Esfuerzo cortante octaédrico, en kg/cm <sup>2</sup> .
l'ciclico	Esfuerzo cortante cíclico, en kg/cm <sup>2</sup> .
l'estático	Esfuerzo cortante estático, en kg/cm <sup>2</sup> .
ε, ε <sub>a</sub>	Deformación axial, en %.
ΨΑ	Parámetro de estado (Been y Jefferies).

El esfuerzo efectivo de consolidación aparece durante este trabajo con las siguientes nomenclaturas: p',  $\sigma'$ ,  $\sigma_{cons}$ ,  $p_e$ ,  $\sigma'_c$ ,  $\sigma_c y \sigma'_o$ .

Nota: Para definir dimensionalmente la fuerza se utilizaron los símbolos gr y kg en lugar de gf y kgf, respectivamente.

## 1. INTRODUCCIÓN.

#### 1.1 Antecedentes.

Es ampliamente conocido que la industria minera provee un importante ingreso en la economía en varias regiones en el mundo Se reconoce también que las minas están directamente ligadas con el medio ambiente considerando la enorme cantidad de desperdicios que producen, por ejemplo, para obtener aproximadamente 10 g de oro se producen más de 5 toneladas de sólidos y líquidos de desperdicio.

La operación de las minas puede producir varios tipos de desperdicios, entre los cuales los jales (residuos mineros con tamaños similares a los de las arenas y finos), con frecuencia son la causa de la mayoría de los problemas particularmente desde el punto de vista geotécnico y ambiental.

A pesar de que los residuos mineros pueden usarse en rellenos para excavaciones, en la mayoría de los casos, estos residuos se depositan sobre la superficie en forma de slurry dando lugar a depósitos importantes de material (tailings ponds). donde posteriormente se consolidan.

Alrededor de los sitios de deposición, por lo general se construyen presas con materiales obtenidos de bancos de préstamo ó bien con los mismos residuos mineros con el fin de confinar los desperdicios sólidos y líquidos. Uno de los problemas en la ingeniería geotécnica es la posibilidad de licuación bajo la acción de cargas dinámicas producidas por sismos en estos depósitos.

En años recientes varias presas de residuos mineros han fallado durante la acción de sismos. Estas fallas por lo general acarrean fuertes pérdidas humanas y destrucción debido a los deslizamientos catastróficos que se originan. Las consecuencias de estas fallas destructivas han ocasionado que se tengan que poner serias restricciones en la construcción de rellenos (principalmente presas) con residuos mineros, lo cual ha ocasionado la necesidad de diseñar con sumo cuidado estas estructuras. Los problemas más frecuentes asociados con las fallas por sismos se deben principalmente a la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante producida por las cargas cíclicas. Esta reducción en resistencia es una consecuencia del incremento en la presión de poro durante o inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud y duración.

Las fallas ocurridas en presas de residuos mineros, tanto en México como en otros países, han despertado el interés y la necesidad de realizar estudios geotécnicos más amplios y detallados sobre estos materiales, con el fin de proporcionar una mayor seguridad y un mejor comportamiento bajo acciones sísmicas, principalmente.

#### 1.2 Objetivos.

Algunos investigadores han observado que el comportamiento dinámico de los residuos mineros está fuertemente influenciado por el contenido de finos producidos de la molienda en la explotación minera. Algunas experiencias han mostrado que los residuos mineros con bajos contenidos de finos son más resistentes a las cargas sísmicas que el mismo material con mayor contenido de finos. A partir de esto, surge la pregunta: ¿qué tan alto contenido de finos puede considerarse aceptable para que el residuo minero tenga el mejor comportamiento posible?

El objetivo principal de este trabajo es el de investigar la influencia que tiene el contenido de finos obtenido de la molienda en la explotación minera (finos no plásticos), en el comportamiento no drenado de un residuo minero de la mina "Charcas", localizada en San Luis Potosí, bajo condiciones de carga estática y dinámica.

Otros objetivos importantes que se persiguen en esta investigación son los siguientes:

- Observar el comportamiento bajo carga estática del residuo minero con diferentes contenidos de finos pero con una distribución granulométrica bien graduada.
- Comparar los resultados obtenidos con los encontrados para residuos mineros de diferentes procedencias.
- Observar los efectos de escala que se generen al comparar pruebas realizadas en la cámara triaxial estática tradicional donde se ensayan probetas de 3.5 cm de diámetro respecto a la cámara triaxial estática MTS donde las probetas tienen un diámetro de 10.0 cm.

#### 1.3 Alcance.

Para cumplir con los objetivos planteados, es necesario en principio establecer un marco teórico. Para esto, se desarrollaron cuatro capítulos donde se describen algunos aspectos teóricos importantes y necesarios para un mejor entendimiento de la investigación realizada.

En el capítulo No.2 se establecen los conceptos básicos que se utilizarán en esta investigación. Además, se hace un resumen acerca del comportamiento general de las arenas, ya que no hay que olvidar que los residuos mineros están compuestos de arenas finas y material fino que resulta de la explotación minera.

En el capítulo No. 3 se describen los factores más importantes que influyen el comportamiento mecánico de las arenas y se mencionan algunos de los factores que afectan a los parámetros dinámicos. Esto con el fin de tomar en cuenta las variables que influyen de manera importante en el comportamiento de las arenas y poder establecer un programa de ensayes adecuado.

En el cuarto capítulo se efectúa un análisis detallado de las investigaciones más recientes de la influencia del contenido de finos en el comportamiento de las arenas Hay que hacer notar que en la mayoría de los estudios hechos al respecto, se emplean finos plásticos, a diferencia de los finos presentes en los jales, los cuales son no plásticos al ser resultado de la molienda de roca.

En el quinto capítulo, se presentan algunas de las características principales de los residuos mineros, así como algunos estudios realizados por diversos investigadores tanto en México como en el extranjero.

Una vez establecido el marco teórico, se propuso un programa intensivo de ensayes repartidos de la siguiente manera:

- 26 Ensayes estáticos en la cámara de alambres para observar la influencia del contenido de finos.
- 10 Ensayes estáticos en la cámara de alambres para observar la influencia del contenido de finos en el residuo minero con una granulometría bien graduada.
- 7 Ensayes estáticos en la cámara triaxial MTS para observar los efectos de escala.
- 8 Ensayes dinámicos en columna resonante para observar la influencia del contenido de finos en los parámetros dinámicos.

En el capítulo No. 6 se presentan los resultados obtenidos de estos ensayes y se hace una análisis completo de los mismos para, posteriormente, establecer las conclusiones obtenidas.

Por último, en el apéndice A, se presenta una descripción detallada de los equipos utilizados en esta investigación y las técnicas de ensaye empleadas.

#### 2. COMPORTAMIENTO DE ARENAS Y ESTABLECIMIENTO DE CONCEPTOS BÁSICOS.

#### 2.1 El fenómeno de licuación de arenas.

Muchos de los problemas de la Mecánica de Suelos en el campo de la ingeniería sísmica están relacionados comúnmente con las arenas y otros suelos no cohesivos (Seed, 1986). El fenómeno de licuación es la causa de la mayor parte de las fallas en estos suelos. La licuación es un fenómeno que puede ocurrir en cualquier sitio compuesto por suelos no cohesivos (arenas, limos y gravas), con nivel de aguas y que se encuentren en una zona sísmica o sujeta a vibraciones.

La licuación ocurre únicamente en suelos granulares saturados, principalmente arenas. Las gravas son mucho menos susceptibles a licuarse (Wong, Seed y Chan, 1975).

Cuando el espacio entre las partículas del suelo está completamente lleno de agua, ésta ejerce una presión entre ellas (presión de poro). La presión de poro determina qué tanto contacto existe entre las partículas. Ante la excitación de un sismo la presión de poro puede aumentar al grado de separar las partículas ocasionando el fenómeno llamado licuación. La figura 2.1 muestra esquemáticamente la presión de poro antes y durante la licuación.





Cuando hay licuación, la resistencia del suelo puede disminuir hasta una décima parte y la capacidad del suelo para soportar las cimentaciones de edificios y puentes se reduce. Por otro lado, un suelo licuado, ejerce presiones mayores en muros de retención lo que puede provocar que estos se inclinen o se deslicen. El incremento de presión de poro también puede desencadenar deslizamientos y causar el colapso de presas. En el caso de las arcillas, la licuación no se presenta. El fenómeno de flujo que se observa en las arcillas sensitivas, aunque visualmente es similar, es de índole electromagnético y químico entre las partículas

Casagrande define el fenómeno de licuación como un grupo de comportamientos del suelo que tienen en común el incremento de presiones de poro, principalmente en arenas saturadas, ya sea debido a fuerzas monotónicas (estáticas) o cíclicas (dinámicas). en condiciones de volumen constante Gracias a las investigaciones realizadas en el laboratorio, es posible distinguir por lo menos dos fenómenos distintos denominados "licuación" y "movilidad cíclica" (Castro, 1975).

Por su parte Seed agrupa con el término licuación a los fenómenos: licuación de flujo y movilidad cíclica.



Licuación es la falla por deslizamiento o flujo y la movilidad cíclica es el reblandecimiento progresivo de una muestra de arena saturada cuando se le somete a cargas cíclicas con un contenido de humedad constante (Castro, 1977). Debido a que la licuación y la movilidad cíclica tienen en común que se presentan en arenas saturadas y que ambos fenómenos se desarrollan con el incremento de presiones de poro en donde no existe cambio de volumen del suelo, suelen estudiarse conjuntamente.

Una característica de todas las fallas debidas a licuación es que el estado de las arenas que la sufren se considera "suelto", en cualquier tipo de clasificación, ya sea basado en resultados de pruebas de penetración (SPT, CPT) o con base en su densidad relativa (Castro y Poulos. 1977). El movimiento provocado por un sismo o los incrementos monotónicos en el esfuerzo cortante de la arena han generado o pueden generar un sin número de fallas.

Un caso particular es el de la licuación limitada (estado cuasi - estable) que se comentará más adelante. Es importante distinguir entre ambos fenómenos porque la licuación se desarrolla únicamente en arenas sueltas, pero la movilidad cíclica puede ser inducida en el laboratorio hasta en arenas muy densas.

Como ya se comentó, la licuación se presenta cuando existe una súbita reducción de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo provocada por el incremento de la presión de poro independientemente de que la falla se deba a cargas monotónicas o cíclicas dejando al suelo con una resistencia residual.

Las ondas S, llamadas también ondas de corte o de cizalla, producen el esfuerzo cortante que afecta el suelo durante un sismo. Bajo la acción de estas ondas las partículas del medio se desplazan perpendicularmente a la dirección de propagación, por lo que están asociadas con deformaciones por cortante del terreno.

Las acciones que producen la licuación se presentan en el orden siguiente:

Las ondas sísmicas, principalmente las ondas S, al pasar por estratos granulares saturados, distorsionan el arreglo estructural conformado por las partículas del suelo, provocando el colapso de grupos de partículas en arreglos estructurales sueltos. Esta serie de colapsos provoca un incremento en la presión de poro entre los granos si el suelo no tiene drenaje. Si la presión de poro aumenta a un grado de aproximarse al peso de la capa de suelo que se encuentra sobre ella, el estrato granular, temporalmente se comporta como un líquido viscoso más que como un sólido. En este momento la licuación ocurre.

Un suelo licuado se deforma presentando poca o nula resistencia al corte. La factibilidad para que un suelo se licue, depende primordialmente de lo suelto que esté, de la cantidad de cementante o arcilla entre las partículas y de qué tan restringido esté el drenaje. La cantidad de deformación que sigue a la licuación depende de la compacidad del suelo, de la profundidad, del espesor y extensión en área del estrato licuado, de la pendiente del terreno y de la distribución de cargas aplicadas por construcciones y otras estructuras. Las fallas provocadas por la licuación se caracterizan por desplazamientos grandes que ocurren rápidamente, los cuales pueden tener efectos catastróficos.

#### 2.2 Aspectos teóricos en el comportamiento de arenas.

Cuando un suelo granular tiene todos los espacios entre las partículas que lo componen completamente llenos de agua y se encuentra bajo presión dos condiciones pueden suceder:

En el primer caso, el suelo comunica toda la presión mediante el contacto entre las partículas (Fig. 2.2a). El agua entre partículas no está sujeta a ninguna presión, de tal forma que ésta no interfiere en la capacidad de carga del suelo. En este sentido la resistencia a la fricción del material al deslizarse (Fig. 2.2b) es la misma que si dicho material se encontrara en estado seco.

En el segundo caso (Fig. 2.3), el agua entre las partículas está bajo presión. La presión del agua hacia las partículas tiende a separarlas y parte de la presión del suelo pasa al agua. Esto provoca que la presión transmitida por los contactos entre las partículas disminuya. Esto incrementa la presión en el agua que es ahora quien la toma. Conforme la presión de agua aumenta, la resistencia a la fricción entre las partículas disminuye. Si la presión en el agua es suficientemente grande para igualar la presión que originalmente había por los contactos entre las partículas, el agua terminará separando a las partículas y el material arenoso se comportará como un fluido viscoso.

Para que una presión tan alta se genere en un suelo granular en estado suelto y provoque las condiciones antes mencionadas no se necesitan grandes terremotos; basta la vibración provocada por el paso de un tren sobre un suelo con dichas características. Es entonces, sencillo imaginarse el efecto que tendrán vibraciones causadas por el hincado de pilotes, explosiones subterráneas, maquinaria o cualquier otro tipo de acción dinámica que provoque que el suelo tienda a disminuir su volumen.



Figura 2.2. (a) Partículas o granos de suelo. La altura de la columna derecha, representa el nivel de presión de poro del suelo. (b) La longitud de las flechas representa el tamaño de las fuerzas de contacto individual entre cada partícula. Las fuerzas de contacto son grandes, cuando la presión de poro baja (Terés, 1999)



Figura 2.3. Partículas de suelo en estado de licuación (Terés, 1999)

## 2.2.1 Trayectoria de esfuerzos.

Para propósitos ingenieriles, el comportamiento de los suelos se describe mediante variables de esfuerzo deformación apropiadas. El de las arenas ensayadas en cámaras triaxiales suele hacerse mediante curvas de esfuerzo desviador o presión de poro contra deformación unitaria axial; así mismo, es muy útil contar con las trayectorias de esfuerzo. Estas últimas se representan con gráficas en las que en el eje de las abscisas se da el esfuerzo normal efectivo medio, y en el de las ordenadas el esfuerzo cortante.

Para conocer el estado de esfuerzos de un material utilizamos el círculo de Mohr Este representa el estado de esfuerzos en un punto en equilibrio en el espacio  $\sigma$ ' -  $\tau$  (Fig. 2.4).



Figura 2.4. Representación de estados sucesivos de esfuerzos al aumentar  $\sigma_1$ , manteniendo constante  $\sigma_3$ . Los puntos del A al H, representan estados idénticos en ambos diagramas. (a) Círculo de Mohr, (b) Diagrama s' – t.

Debido a que nos interesa conocer el estado de esfuerzos durante toda la prueba y el graficarlo en un solo esquema del círculo de Mohr sería complicado y confuso, se pueden utilizar las trayectorias de esfuerzo s' – t, donde se toman los esfuerzos normales y cortantes máximos.

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

Los subíndices indican esfuerzos principales efectivos. Las trayectorias de esfuerzo también se pueden representar con el diagrama p' – q, siendo p' el esfuerzo efectivo octaédrico o esfuerzo efectivo medio y q el esfuerzo desviador. Usualmente, se utiliza el esfuerzo desviador q en lugar del esfuerzo cortante octaédrico  $\tau_{oct}$ :

$$p' = \sigma'_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$
$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2]}}{3}$$

cuando:  $\sigma'_2 = \sigma'_3$ 

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3)}{3}$$
$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

Para las pruebas convencionales de compresión en la cámara triaxial, el esfuerzo efectivo vertical  $\sigma'_v = \sigma'_1$  y el horizontal  $\sigma'_h = \sigma'_3$ .

12

#### Trayectorias drenadas (CD)

Si una muestra se consolida hasta una presión  $\sigma'_{o}$  y después se le aplican esfuerzos cortantes, su trayectoria de esfuerzos es una línea recta con pendiente 1:1 en el espacio s' – t (Fig. 2.4) y con pendiente 3:1 en el espacio p'- q (Fig. 2.5)





#### Trayectorias no drenadas (CU).

Cuando a una muestra sin drenaje se le aplican esfuerzos cortantes después de la consolidación, la presión de poro que se genera provoca que la trayectoria de esfuerzos se desvíe hacia la izquierda de la que correspondería una trayectoria drenada. La distancia horizontal que existe entre la trayectoria de esfuerzos drenada y la no drenada es el exceso de presión de poro,  $\Delta u$  (Fig. 2.6).



Figura 2.6 Trayectorias de esfuerzos efectivos de compresión triaxial CU y CD (Ovando y Segovia, 1996).

#### 2.3 Comportamiento de arenas sometidas a carga estática.

#### 2.3.1 Comportamiento en condiciones drenadas.

Si se aplican esfuerzos cortantes a un suelo granular suelto saturado, experimentará una compresión y su volumen se reducirá. La reducción de volumen será mayor cuanto más suelto se encuentre el material, antes de la aplicación de esfuerzos. Si el material es medianamente denso, la reducción de volumen puede ser pequeña y puede ocurrir después de que se han generado deformaciones y esfuerzos cortantes suficientemente grandes, para que el volumen del material aumente. Estos cambios de volumen son iguales a los volúmenes de agua que expulsa el suelo al contraerse o a los que absorbe cuando se dilata. Los suelos que se comprimen por el efecto de la aplicación de cargas se definen aquí como contractivos; los que aumenten de volumen, como dilatantes.

Casagrande (1935) realizó una serie de pruebas triaxiales drenadas con deformación controlada en arenas con diferentes densidades relativas. Concluyó que al someter una arena suelta a esfuerzos cortantes disminuye su volumen, y de manera opuesta, una arena densa al ser sometida también al mismo tratamiento tiende a aumentar su volumen. Casagrande observó que ambas arenas sueltas y densas, llegaban a una misma magnitud del esfuerzo desviador y a una misma relación de vacíos. donde a pesar de que las deformaciones continuaran, el volumen ya no cambiaba.

El comportamiento de tres muestras de arena saturada sometidas a compresión triaxial se ilustra en la figura 2.7 (Ovando y Segovia, 1996). Los ensayes se llevaron a cabo consolidando las probetas a una misma presión, y aplicando los esfuerzos cortantes en condiciones de drenaje libre (pruebas consolidadas – drenadas). Cada una de las muestras se formó con una relación de vacíos diferente y sus estados iniciales van desde el suelto hasta el denso. En la Fig. 2.7a, se presentan las curvas esfuerzo – deformación. La curva obtenida al ensayar el espécimen denso indica que es más rígido y resistente que las otras dos; además, después de que el esfuerzo desviador alcanza un máximo, se manifiesta una reducción de resistencia. Las características de la curva del espécimen suelto, permiten afirmar que es el menos rígido y resistente. En la curva correspondiente no se define un valor pico para el esfuerzo desviador. La curva que se obtuvo del ensaye en la probeta medianamente densa tiene un pico menos pronunciado que el que se aprecia en la curva del material denso

En la parte (b) de la figura, se graficó la relación de vacíos como función de la deformación axial. Como se ve, la muestra densa primero se contrae ligeramente y luego aumenta de volumen conforme se le aplican esfuerzos cortantes; la muestra de densidad media primero se contrae y después se dilata; la muestra suelta sólo experimenta reducciones de volumen. Cuando se han generado deformaciones axiales suficientemente grandes, el volumen de los especímenes tiende a permanecer constante y, como se aprecia en la figura, la relación de vacíos que alcanzan las tres muestras es aproximadamente la misma, independientemente de su compacidad inicial. La relación de vacíos de las muestras al final de los ensayes fue llamada por Casagrande como relación de vacíos crítica. De lo anterior se concluye que si una probeta de arena se forma con una relación de vacíos mayor que la crítica, la aplicación de esfuerzos cortantes provocará reducciones de volumen y cuando el material moviliza su resistencia máxima, las deformaciones axiales crecen indefinidamente, sin que el volumen de la muestra sufra cambios posteriores.



Figura 2.7. Comportamiento de arenas ensayadas en pruebas CD (Ovando y Segovia, 1996).

En el comportamiento de las muestras en términos de sus trayectorias de esfuerzo se movilizan ángulos de fricción diferentes cuando alcanzan su resistencia máxima, como se aprecia en la figura 2.7c. Sin embargo, cuando llegan a su condición última, el ángulo movilizado es prácticamente el mismo, sin importar su relación de vacíos inicial. A este se le ha denominado ángulo de fricción de volumen constante pues hacia el final de la historia de cargas, ya no hay cambios de volumen.

Si se repite el experimento y se ensayan otras tres probetas formadas con densidades iniciales diferentes, pero ahora consolidadas con una presión de confinamiento menor, su relación de vacíos crítica al final de los ensayes será mayor. Por el contrario, si se utiliza una presión de consolidación más grande, la relación de vacíos crítica será menor. De aquí se concluye que la relación de vacíos crítica depende únicamente de los esfuerzos efectivos empleados para consolidar a las muestras. Como se ve en la figura 2.8a, las relaciones de vacíos críticas definen una línea curva en el espacio e - p', y una línea aproximadamente recta en el espacio  $e - \log p'$  (figura 2.8b), llamada línea de relación de vacíos crítica  $e_{cr}$ .

Como se muestra en la figura 2.8b, el comportamiento contractivo o dilatante, durante el corte, depende no únicamente de la relación de vacíos inicial, sino también del esfuerzo de confinamiento. Por ejemplo, una muestra de arena con una relación de vacíos constante que originalmente presenta un comportamiento contractivo a un esfuerzo de confinamiento dado (Y1), puede presentar un comportamiento dilatante si disminuimos el esfuerzo de confinamiento provocando que ésta se posiciones ahora del lado izquierdo de la línea e<sub>cr</sub> (Y2). La línea e<sub>cr</sub> constituye un límite entre el comportamiento contractivo y dilatante en pruebas triaxiales de compresión drenadas. Un suelo cuyo estado inicial se ubique por encima de la línea e<sub>cr</sub> tendrá un comportamiento contractivo y viceversa.



Figura 2.8. Línea de relación de vacíos crítica (Ovando y Segovia, 1996).

El comportamiento de arenas en pruebas drenadas se ha usado para definir el concepto de estado crítico el cual fue definido como el estado, en el cual el suelo se continua deformando a esfuerzo y relación de vacíos constante (Roscoe et al., 1958). Como se observará más adelante, esta definición es similar con la que Puolos define como estado estable.

Been y Jefferies (1991) realizaron una investigación para establecer alguna diferencia entre ambos estados en la arena de Erksak, y encontraron que la línea de estado crítico y la línea de estado estable son prácticamente las mismas, por lo que concluyeron que ambos estados son similares. La diferencia que tradicionalmente existe entre ambos conceptos, es que el estado estable ha sido establecido usando pruebas no drenadas en arenas sueltas, mientras que el estado crítico se establece a partir de pruebas drenadas.

#### 2.3.2 Comportamiento en condiciones no drenadas.

A diferencia de los ensayes drenados, si los ensayes se llevan a cabo sin permitir el drenaje, el comportamiento es el que se muestra en la figura 2.9. La muestra densa genera presiones de poro negativas mientras que la muestra ensayada en un estado muy suelto, sólo genera presión de poro positiva.

En la curva esfuerzo deformación de esta última se define un máximo después del cual, la presión de poro continua aumentando, hasta que a deformaciones grandes tiende a mantenerse constante. Después del esfuerzo cortante máximo, los aumentos de presión de poro posteriores, producen reducciones en los esfuerzos normales efectivos y en los esfuerzos cortantes, observando que hacia el final de la prueba se alcanza un esfuerzo residual que incluso puede ser nulo. La muestra se licua al desarrollar presiones de poro positivas que anulan a los esfuerzos efectivos y las deformaciones que ocurren cuando se presenta la licuación suelen denominarse deformaciones de flujo. La figura 2.10 muestra el tiempo que transcurre durante una prueba donde la muestra presenta licuación. El valor pico de q se alcanza en 16 min., mientras que el esfuerzo desviador residual se alcanza en una fracción de segundos (0.15 seg.)



Figura 2.9. Comportamiento no drenado de arenas en compresión triaxial (Ovando y Segovia, 1996).



Figura 2.10. Tiempo que tarda el espécimen en llegar al valor del esfuerzo desviador máximo y cómo la falla sucede en apenas una fracción de segundo (Terés, 1999).

Las condiciones en las que se presenta la licuación han sido analizadas y discutidas por muchos investigadores. Casagrande (1936), introdujo el concepto de relación de vacíos crítica para referirse a la condición en la que una arena alcanza su resistencia residual con deformaciones de flujo y sin cambios de volumen o de presión de poro posteriores, en el espacio e (relación de vacíos) contra p'(esfuerzo efectivo normal octaédrico); posteriormente Castro (1969, 1975) lo desarrolla ampliamente e introduce el término de movilidad cíclica para describir el comportamiento de arenas densas. El concepto de estado crítico se utilizó después para describir los estados últimos de materiales arcillosos (Schofield y Wroth, 1968). La condición última de las arenas también se ha denominado estado estable (steady state) que se define como el estado en el que se alcanza la resistencia última de las arenas, sin cambios de volumen o de presión de poro y en que, además, las deformaciones ocurren a velocidad constante.

El comportamiento de una arena que no esté muy suelta puede ser preponderantemente contractivo y puede ocurrir que también experimente una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta en una muestra que alcanza el estado crítico o el estado estable. Como se ve en la figura 2.11, la probeta moviliza una resistencia reducida que permanece aproximadamente constante durante un intervalo más o menos grande de deformaciones y después recupera parte de capacidad para resistir esfuerzos cortantes. La presión de poro aumenta inmediatamente después de sobrepasar la resistencia pico; cuando la probeta moviliza la resistencia reducida. alcanza su máximo, con poca variación; finalmente. la presión de poro disminuye dando lugar al incremento de resistencia y rigidez que se observa al final de la prueba.

Los incrementos de presión de poro que ocurren durante la movilización de la resistencia reducida pueden producir disminuciones significativas de los esfuerzos efectivos y las deformaciones también pueden ser de gran magnitud. Por ello, esta condición es una de licuación parcial en la que la muestra pasa por el estado estable dentro de un intervalo limitado de deformaciones. Para referirse a ella, Alarcón et al (1988) usaron el término estado cuasi – estable (quasy steady state). Las reducciones de presión de poro, junto con el incremento de rigidez dan lugar a que la trayectoria de esfuerzos efectivos cambie de dirección y comience a subir a lo largo de la envolvente de falla. como se indica en la figura 2.11. El cambio de comportamiento contractivo a dilatante constituye una transformación de fase según Ishihara (1993) y los puntos donde ocurre ésta, definen una línea en el espacio de esfuerzos, la línea de transformación de fase que, en general, no coincide con la envolvente de falla aunque también pasa por el origen.



Figura 2.11. Comportamiento no drenado de una muestra suelta en la que se presenta el estado cuasi – estable (Ovando y Segovia, 1996).

Algunos autores plantean que el estado cuasi – estable es, más bien, un comportamiento provocado en el laboratorio. También plantean la necesidad de trabajos de investigación sobre dicho comportamiento (Zhang y Garga, 1997). Ishihara propone que el estado estable y el cuasi – estable deben ser agrupados en la misma categoría. Debe también mencionarse que la resistencia residual no drenada real puede ser menor que la resistencia en el estado cuasi – estable en algunos casos (Zhang y Garga, 1997), de forma tal que este valor debe manejarse con cuidado.

#### 2.3.2.1 Estado estable de deformación.

El estado estable de deformación para cualquier masa de partículas es el estado en el que la deformación, el volumen, el esfuerzo efectivo normal y la velocidad de deformación son constantes. El estado estable de deformación se alcanza únicamente después de destruir la estructura original de la muestra por completo, de tal forma que el esfuerzo cortante necesario para continuar la deformación y la velocidad de ésta permanecen constantes (Poulos, 1981).

Castro graficó la relación entre el esfuerzo efectivo de confinamiento y la relación de vacíos, e - p', durante la licuación. Poulos (1971) denominó esta gráfica como línea de estado estable (SSL por sus siglas en inglés), la cual es similar a la línea  $e_{cr}$  obtenida de pruebas drenadas por Casagrande. La línea de estado estable (Fig. 2.12) se encuentra ligeramente a la izquierda de la línea  $e_{cr}$ .



Figura 2.12. Comportamiento no drenado con carga monotónica con densidad relativa constante (a) Diagrama de estado, (b) Trayectoria de esfuerzos (Alarcón et al 1988).

En la parte (b) de la figura se observa que las trayectorias de esfuerzo presentan un valor máximo del esfuerzo cortante. Si prolongamos una recta que cruce sobre los máximos de dichas trayectorias encontramos la línea de la relación de esfuerzos críticos (línea CSR, por sus siglas en inglés), o también llamada superficie de licuación de flujo (FLS) (Kramer, 1996).

Al no permitirse el cambio de volumen en estas pruebas, la relación de vacíos permanece constante, de forma tal que la trayectoria de las pruebas hacia la línea de estado estable es horizontal en el espacio e - p'. Si una muestra presenta comportamiento contractivo, su trayectoria será hacia la izquierda hasta llegar a la línea de estado estable. En el comportamiento dilatante, la trayectoria viaja hacia la derecha, aunque no necesariamente llega a la línea de estado estable.

El estado estable de deformación no ocurre en condiciones estáticas, sólo se presenta mientras exista deformación por cortante (Poulos, 1981). Si la deformación por cortante se detiene, las partículas se acomodan en una estructura diferente a la que existía cuando estaba en el estado estable de deformación. Si la deformación continua otra vez en las mismas condiciones de la prueba, la muestra no regresa al estado estable sino hasta que las deformaciones sean lo suficientemente grandes como para crear la estructura de flujo.

En la figura 2.12b, hay seis muestras con la misma relación de vacíos pero con diferentes esfuerzos de consolidación. En principio, se tiene una región en la gráfica en la cual la arena presenta una marcada disminución de esfuerzo (desde el punto D, E o F, hasta el punto S); es decir, después del esfuerzo pico en la curva esfuerzo deformación, posterior a un esfuerzo relativamente pequeño, hay una marcada reducción en el esfuerzo hasta que la deformación se estabiliza y llega a la resistencia residual. Esta deformación se llama deformación de flujo o licuación. Las trayectorias de esfuerzo correspondientes (muestras D, E, o F en la Fig. 2.12b) muestran unos máximos. Posteriormente la trayectoria desciende, tocando a la envolvente de falla del estado estable en el punto de estado estable (punto S) o SSP por sus siglas en inglés. La zona sombreada, donde está el espécimen C (Fig. 2.12a), muestra la región donde las probetas presentan el estado cuasi – estable y finalmente los especímenes A y B muestran el comportamiento dilatante.

El estado estable existe cuando se alcanzan deformaciones muy grandes y las condiciones iniciales del suelo se han alterado, es decir, cuando el suelo ya se ha remoldeado. ya no está la influencia de la historia previa de esfuerzos y deformaciones y las condiciones de carga han cambiado.

Alarcón et al (1988), introdujeron un nuevo concepto, el de colapso estructural para explicar el comportamiento de arenas en cortante no drenado. El comportamiento de deformaciones por reblandecimiento durante cargas no drenadas está asociado con el hecho de que la estructura de arenas contractivas está cambiando. En un esqueleto colapsable, pequeñas deformaciones de cortante pueden ser suficientes para producir un repentino reordenamiento de los granos y la pérdida de puntos de contacto entre granos vecinos. En el cortante no drenado, el colapso de la estructura resulta de que la carga se transfiere repentinamente del esqueleto del suelo al agua, resultando un incremento de la presión de poro. Consecuentemente la resistencia al cortante se reduce sustancialmente y la arena sufre grandes deformaciones en un periodo de tiempo muy corto. En el proceso de deformación. los granos de arena alcanzan una orientación estática en el estado estable, después de la cual los esfuerzos cortantes necesarios para continuar con la deformación eventualmente alcanzan valores constantes muy bajos (estado estable).

#### 2.3.2.2 Estructura de flujo.

Con base en los estudios realizados sobre el deslizamiento de la presa Fort Peck, Casagrande desarrolló el concepto de "estructura de flujo". Asumió que durante un deslizamiento por licuación (falla de flujo), la posición relativa de los granos está constantemente cambiando, para lo cual la masa de arena moviliza una mínima resistencia. Casagrande explicaba que el cambio de un arreglo estructural normal a un arreglo estructural de flujo comenzaría casi accidentalmente en un núcleo y que posteriormente éste se extendería a toda la masa en una reacción en cadena.

#### 2.3.2.3 Diagramas de estado y parámetros de estado.

Como ya se comentó anteriormente 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 los ensayes no drenados, las trayectorias son líneas horizontales pues en estos casos no hay cambio de volumen. Si se tienen muestras puramente contractivas las trayectorias siempre se desplazan hacia la izquierda hasta llegar al estado estable. Uniendo los estados estables de todas las probetas, se define la línea de estado estable. 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. Los estados iniciales que quedan arriba y a la derecha de la línea de estado estable, representan materiales contractivos susceptibles de licuarse o de sufrir deformaciones de flujo. La susceptibilidad de licuación aumenta conforme los estados iniciales definen puntos más alejados por arriba y a la derecha de la línea de estado estable.

Si el estado inicial queda por debajo y a la izquierda de la línea de estado estable, el comportamiento del material será tanto más dilatante cuanto más alejado esté de dicha línea.

Para cuantificar la licuabilidad de una arena en términos de su estado inicial y de su posición relativa con respecto a la línea de estado estable se han utilizado índices o parámetros de estado. El siguiente, por ejemplo, se debe a Been y Jefferies (1985):

$$\psi_A = e_\lambda - e_{ss}$$

Donde  $\psi_A$  es el parámetro de estado,  $e_\lambda$  es la relación de vacíos de una muestra en particular (o la de campo) y  $e_{ss}$  la relación de vacíos correspondiente al estado estable para el esfuerzo efectivo de campo. La arena tendrá un comportamiento contractivo cuando  $\psi_A > 0$  y dilatante si  $\psi_A < 0$ . Por su parte Ishihara y Verdugo (1991) proponen:

$$CD^* = \frac{e_0 - e_a}{e_0 - e_{ss}}$$

22

En donde CD\* es el parámetro de estado,  $e_0$  es la relación de vacíos que corresponde a su estado inicial más suelto posible;  $e_a$ , es la relación de vacíos que corresponde a su estado inicial. Cuando CD\* < 0 se tiene un comportamiento contractivo; CD\*  $\cong$  0.7 indica la transición donde se obtiene la resistencia mínima y CD\* > 1 significa que el comportamiento será dilatante. En la figura 2.13 se presenta un diagrama de estado que ilustra el significado de los parámetros  $\psi_A$  y CD\*.



Figura 2.13. Definción de parámetros de estado (Ovando y Segovia, 1996).

Cuando un material sufre licuación parcial, pasa por el estado cuasi – estable, antes de alcanzar el estado estable. Los estados iniciales de estos materiales quedan cerca de la línea de estado estable, por arriba de ella y los estados cuasi – estables, por debajo de la misma. La zona que definen los estados iniciales en donde las probetas sufrirán deformaciones de flujo limitadas, es decir, donde las probetas experimentan estados cuasi – estables define una línea paralela a la línea de estado estable llamada línea  $\psi_A$  (Alarcón et-al, 1988; Been y Jefferies, 1985; Konrad 1990,1993). Los estados iniciales que quedan fuera y a la derecha de la línea  $\psi_{UF}$  sufrirán licuación total. La licuación parcial se presenta en probetas cuyos estados iniciales quedan comprendidos entre la línea de estado estable y la línea  $\psi_{UF}$ , pasando por el estado cuasi – estable (Fig. 2.14).

Para aplicaciones y fines prácticos conviene construir diagramas de estado en términos de la resistencia mínima, sin distinguir entre estados estables y cuasi – estables. Esto tiene la ventaja adicional de permitir la normalización de los diagramas con respecto a la presión de consolidación.



Figura 2.14. Diagrama de estado para una arena ensayada por Konrad (1990).

En la figura 2.15 se presenta el diagrama de estado normalizado para los datos de la figura 2.14. (Ovando y Segovia, 1996). La normalización de las resistencias mínimas no implica de ninguna manera que todo el comportamiento esfuerzo deformación sea normalizable De hecho, es bien sabido que la geometría de las trayectorias de esfuerzo cambia con la presión de consolidación, lo que impide su normalización con respecto a ésta. Sin embargo, el comportamiento esfuerzo – deformación – presión de poro de las arenas normalmente consolidadas puede suponerse como normalizable, dentro de intervalos limitados de esfuerzo, con respecto a la presión de consolidación, sin incurrir en errores significativos (Ovando 1986; Georgiannou et al, 1990).



Esfuerzo efectivo normal octaédrico normalizado, p'/pe



#### 2.3.2.4 Relación de vacíos intergranular.

El comportamiento de las mezclas arena – finos está dominado por el de la estructura granular durante el proceso de carga (Ovando y Meza, 1991). Simplificadamente puede decirse que los finos no contribuyen a tomar y transmitir cargas con excepción del caso de mezclas muy sueltas con porcentajes relativamente grandes de material fino. La presencia de los finos también tiene el efecto de disminuir el número de contactos entre las partículas de arena y de inducir anisotropía en su distribución. Por consiguiente, deberán buscarse relaciones causales no con la relación de vacíos en el sentido usual sino con la relación de vacíos referida al esqueleto sólido arenoso (volumen de vacíos incluyendo a los finos como fracción del volumen total de sólidos), llamando a ésta, relación de vacíos intergranular egi propuesta por Mitchell (1976) y Kenny (1977).

$$e_{gf} = \frac{V_v + V_f}{V_{ps}}$$

Donde  $e_{gf}$  es la relación de vacíos intergranular,  $V_v$  el volumen de vacíos,  $V_f$  el volumen de finos, y  $V_{ps}$  el volumen de arena. Utilizando esta definición para la relación de vacíos, también se pueden construir diagramas de estado.

#### 2.4 Comportamiento de arenas sometidas a cargas dinámicas.

#### 2.4.1 Generalidades.

El paso de ondas sísmicas distorcionales (ondas S) a través de una masa arenosa produce esfuerzos cortantes cíclicos (Ovando y Segovia, 1996). Si las ondas inciden verticalmente, los esfuerzos cortantes actúan en planos horizontales. Estas condiciones de esfuerzo, que corresponden a las de deformación plana, pueden simularse en el laboratorio. Existen varios tipos de aparatos para tal efecto, cuyo intervalo de aplicabilidad queda determinado por la magnitud de las deformaciones que se induce en cada uno de ellos. Si se estudia el comportamiento a deformaciones pequeñas, deben usarse columnas resonantes o cámaras triaxiales con dispositivos para la medición local de deformaciones. El comportamiento a deformaciones grandes, como las que se tienen cuando se presenta la licuación de arenas, se ha estudiado en aparatos de corte simple cíclico, en 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 el laboratorio. En ella se incrementan cíclicamente los esfuerzos verticales totales, manteniendo constante el esfuerzo de confinamiento con lo cual se generan esfuerzos cortantes cíclicos en planos inclinados a 45°. En algunas pruebas, los esfuerzos verticales cíclicos pueden variar alternadamente entre los estados, de compresión y extensión.

El primer estudio basado en pruebas de laboratorio para obtener la respuesta dinámica de suelos se llevó a cabo hace sesenta años cuando Iida (1938-1940) realizó un tipo de prueba de columna resonante aplicando presión de confinamiento baja. En la década de los sesenta, dicha prueba fue utilizada por un gran número de investigadores como Hardin y Richart (1963), Hall y Richart (1963), Hardin (1965), Hardin y Blank (1969) y Drnevich y Richart (1970), que hicieron posibles las mediciones de propiedades dinámicas para diferentes tipos de suelos.

En las últimas décadas, estudios de licuación de suelos efectuadas por varios grupos de investigadores de Japón, Estados Unidos de América y Canadá han propiciado un gran avance en la comprensión de este fenómeno, especialmente después de los sismos de Niigata y Alaska a mediados de la década de los sesenta. El primer análisis cuantitativo fue presentado por Seed y Lee (1968) para estudiar la licuación en arenas saturadas. Drnevich y Richart (1977) mencionaron que las arenas con niveles de deformación angular de 10<sup>-4</sup> no se ven afectadas en su compacidad relativa o en el decremento del módulo de rigidez.

Las dos propiedades dinámicas principales para el cálculo de respuesta son el módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento, ambas dependen de la deformación angular. Las características del suelo bajo cargas dinámicas pueden ser evaluadas mediante pruebas de laboratorio en las que generalmente se usa carga senoidal como fuerza de excitación. En el capítulo siguiente se presenta un resumen de los principales factores que afectan el módulo de rigidez y el amortiguamiento. Por otro lado, el intervalo de deformación angular inducida en la superficie de un depósito de suelo durante un sismo está estimado entre 10<sup>-4</sup> a 10<sup>-1</sup>; por tanto, es necesario evaluar la relación del módulo de rigidez y la deformación angular para este intervalo, los cuales pueden ser determinados mediante pruebas de laboratorio.

Los métodos recientes de análisis numérico para respuesta dinámica no lineal en depósitos o estructuras de suelo durante un sismo fuerte requieren del conocimiento de las propiedades dinámicas correspondientes, para pequeños y altos niveles de deformación angular. Hardin y Drnevich (1970), desarrollaron un aparato torsional cíclico de baja frecuencia para especímenes cilíndricos y condujeron un estudio experimental haciendo énfasis en la influencia del nivel de deformación angular del suelo. Esta investigación reveló un decremento considerable en el módulo de rigidez y un incremento en el amortiguamiento cuando la deformación angular es mayor de 10<sup>-4</sup>. Silver y Seed (1971), hicieron algo similar con arenas, empleando el aparato de corte simple y obtuvieron algunas conclusiones importantes acerca del módulo de rigidez y el amortiguamiento y su dependencia con la deformación angular. Iwasaki, Tatsuoka y Takagi (1976), desarrollaron una serie de pruebas con arenas de Toyoura usando la columna resonante y el aparato torsional cíclico y corroboraron los resultados de los anteriores trabajos.

#### 2.4.2 Comportamiento en pruebas CU bajo cargas cíclicas.

#### 2.4.2.1 Licuación en pruebas cíclicas.

Los aspectos generales del comportamiento en una cámara triaxial de una arena suelta, sometida a cargas cíclicas no drenadas de amplitud y frecuencias constantes se resumen en la figura 2.16, donde se observa que por efecto de la aplicación repetida de cargas, la presión de poro se acumula progresivamente. La licuación está indicada por incremento rápido de la presión de poro. Al presentarse ésta, las deformaciones de la muestra también crecen y, a deformaciones grandes, la probeta alcanza el estado estable. La presión de poro puede acumularse aún en el caso de que las muestras no sean muy sueltas. Puede ocurrir licuación parcial, si el estado del material pasa por el estado cuasi – estable o bien, presentarse el fenómeno de movilidad cíclica, en muestras medianamente densas. Cuando ocurre movilidad cíclica, las trayectorias de esfuerzo pasan por o cerca del origen del espacio de esfuerzos, lo que origina la acumulación progresiva de deformaciones, cada que se anulan transitoriamente los esfuerzos efectivos. La licuación parcial y la movilidad cíclica dan lugar al desarrollo de deformaciones en las probetas de gran magnitud, pero menos bruscas que las que ocurren en la licuación total.



Figura 2.16. Resultados de una prueba cíclica CU en una muestra de arena suelta donde se desarrolló licuación (Seed y Lee, 1966)

La licuación total puede presentarse cuando la amplitud del esfuerzo cortante cíclico es menor que el que provoca la licuación bajo cargas monotónicas, debido a que, por efecto de la aplicación de cargas repetidas, se acumulan deformaciones irreversibles. Estas deformaciones eventualmente conducen a la falla del espécimen. El concepto de superficie de estado límite explica este comportamiento (Ovando, 1986, Ovando y Segovia, 1996).

La figura 2.16 muestra los resultados de una prueba cíclica CU en arena suelta. Durante los primeros 9 ciclos casi no existe deformación, pero si observamos la presión de poro. ésta ha aumentado en cada ciclo. Entre el noveno y el décimo ciclo, la presión de poro se incrementó rápidamente llegando a igualar la presión de confinamiento (+ 100 kPa). Seed define este punto como licuación inicial. A partir de este punto el suelo sufre grandes deformaciones en los siguientes cuatro ciclos hasta alcanzar el 20 % de deformación, cuando se alcanza la licuación total. Durante estas pruebas Seed y Lee (1966) observaron que la muestra, en este punto, se encontraba en un estado fluido en una amplia gama de esfuerzos. La rapidez en el colapso es evidencia de que la muestra experimentó licuación. Según Seed hay licuación parcial en cualquier punto entre los límites de la licuación inicial y total. La figura 2.17 muestra la trayectoria de esfuerzos de cargas monotónicas y cíclicas.



Figura 2.17. Licuación inducida por cargas monotónicas y cíclicas (Terés, 1999).

El proceso de licuación puede describirse en dos etapas. Primero, el exceso de presión de poro que existe con deformaciones pequeñas mueve a la trayectoria del esfuerzo efectivo hacia la línea CSR o FLS y cuando dicha trayectoria la cruza, el suelo se vuelve inestable. Si el suelo alcanza dicho estado en condiciones no drenadas, su resistencia al corte decrece hasta alcanzar su resistencia residual. Como resultado, el esfuerzo cortante estático conduce las grandes deformaciones cuando la trayectoria de esfuerzos se mueve hacia el punto de estado estable, S o SSP.

#### 2.4.2.2 Movilidad cíclica.

Hasta ahora sólo se ha comentado sobre resultados de pruebas estáticas y cíclicas en arenas sueltas donde se genera licuación, pero ¿ qué sucede en las arenas densas?. Seed y Lee (1966) encontraron resultados sumamente interesantes al ensayar muestras de arena densa. Para estas pruebas utilizaron la misma arena que en las pruebas anteriores de la figura 2.16 y el mismo esfuerzo de confinamiento (+ 100 kPa). La única variante fue la densidad relativa Dr, que pasó de 38 % a 78 %, es decir, más compacta.
Los resultados (figura 2.18) mostraron que durante los primeros 10 ciclos las deformaciones fueron casi nulas. La presión de poro fue aumentando por cada ciclo hasta igualar también el esfuerzo de confinamiento(+ 100 kPa) en el ciclo 13. En este momento la diferencia entre el esfuerzo de confinamiento y la presión de poro era cero. A pesar de que el esfuerzo efectivo era cero durante una parte del ciclo, el espécimen aún podía soportar más ciclos de esfuerzo. Observe en la figura 2.18 como la amplitud del esfuerzo era menos del 10 % incluso después de 20 ciclos y la muestra no se colapsó como en el caso de la arena suelta.



Figura 2.18. Resultados de una prueba cíclica CU en una muestra de arena densa donde se desarrolló movilidad cíclica (Seed y Lee, 1966).

Si la densidad relativa y/o el esfuerzo de confinamiento aumentan serán necesarios un mayor número de ciclos para provocar que el material falle. La movilidad cíclica se puede iniciar de tres maneras (Kramer, 1996). Todas ellas comienzan con un esfuerzo cortante estático menor que la resistencia en el estado estable.

En el primer caso (a) (figura 2.19), el esfuerzo cortante inducido por la carga cíclica no es lo suficientemente grande como para causar un esfuerzo cortante de tensión, de forma tal que la trayectoria de esfuerzos simplemente va hacia la izquierda conforme la presión de poro aumenta. Como la trayectoria de esfuerzos no toca la línea CSR no hay licuación, pero si hay grandes deformaciones permanentes debido a la baja resistencia durante esfuerzos de confinamiento bajos.



Figura 2.19. Movilidad cíclica, trayectoria de esfuerzos tipo (a) (Terés, 1999).

El segundo caso (b) (figura 2.20) difiere del primero debido a que el esfuerzo cortante inducido es lo suficientemente grande como para que la trayectoria de esfuerzos toque la línea CSR, causando inestabilidades momentáneas. En el caso (c) (figura 2.21) involucra cambios en la dirección de los esfuerzos principales, lo que genera un acelerado incremento de la presión de poro, provocando que la trayectoria de esfuerzos se mueva más rápidamente hacia el origen de coordenadas. Al pasar por el origen, el suelo se encuentra en un estado de esfuerzos efectivos nulos y momentáneamente pierde toda rigidez, pero si en este momento aplicamos una carga monotónica en este estado de esfuerzos efectivos nulos (figura 2.22), el suelo se deformará y presentará un comportamiento dilatante hasta que alcance su resistencia en el estado estable.



Figura 2.20. Movilidad cíclica, trayectoria de esfuerzos tipo (b) (Terés, 1999).



Figura 2.21. Movilidad cíclica, trayectoria de esfuerzos tipo (c) (Terés, 1999).



Figura 2.22. Comportamiento dilatante que ocurre durante la carga monotónica de un suelo después de haber presentado movilidad cíclica (Terés, 1999).

Durante las pruebas cíclicas, las muestras presentan algunas anomalías en su geometría. En la parte inferior se densifican y en la superior su densidad disminuye, presentando un ahorcamiento o adelgazamiento durante extensión y un abultamiento en la compresión, ambas en la parte superior. Estas variantes en la geometría afectan también la distribución del contenido de humedad en el cuerpo de la muestra. Es por ello que los resultados de este tipo de pruebas subestiman la capacidad de las arenas densas a soportar las cargas cíclicas (Castro, 1969). El abultamiento y ahorcamiento sólo se presentan a muy grandes deformaciones y por eso es necesario ejercer criterio para fijar el límite de aceptabilidad o credibilidad de los ensayes. Los resultados de estos ensayes dejan de tener relevancia cuando es posible observar en la muestra estas características de deformación.

## 2.4.2.3 Superficie de estado límite.

Las trayectorias de esfuerzos efectivos así como las envolventes de falla de los comportamientos descritos anteriormente, definen superficies de estados límite. Los estados y trayectorias de esfuerzos que se producen al ensayar una muestra ya sea en una prueba monotónica o cíclica quedan contenidos dentro del espacio delimitado por la superficie de estado límite. La superficie de estado límites es el lugar geométrico de los puntos que definen los límites para los estados posibles de un material en un espacio de esfuerzos (por ejemplo, el espacio p' – q o el espacio s' – t). Las trayectorias de esfuerzos efectivos de arenas normalmente consolidadas sometidas a cargas no drenadas y las envolventes de falla, definen superficies de estado límite. Asimismo, las trayectorias de esfuerzos que se obtienen al someter muestras normalmente consolidadas o preconsolidadas a cargas cíclicas. también quedan contenidas dentro de esta misma región del espacio de esfuerzos, como se ilustra en la figura 2.23.

En el caso de arenas sometidas a la acción de cargas cíclicas no drenadas, la generación de presiones de poro provoca que las trayectorias de esfuerzo migren hacia la izquierda del espacio de esfuerzos. Cuando las trayectorias de esfuerzo interceptan a la superficie de estado límite, puede sobrevenir el colapso estructural que da lugar a la licuación total o parcial o bien, presentarse movilidad cíclica.

En la figura 2.23 también se presentan trayectorias cíclicas no drenadas, obtenidas al ensayar muestras de arena suelta en una cámara triaxial así como su correspondiente superficie de estado límite.



Figura 2.23. Superficie de estado límite para ensayes de compresión y de extensión (Ovando y Segovia, 1996).

## 2.4.2.4 Diferencias entre licuación y movilidad cíclica.

A continuación se presentan las diferencias entre la licuación y la movilidad cíclica de forma gráfica. Observemos el diagrama de estado siguiente (figura 2.24).



Figura 2.24. Diagrama de estado (Castro y Poulos. 1977)

El comportamiento del punto C (muestra suelta) es contractivo y su trayectoria es horizontal y hacia la izquierda, hasta llegar al punto A, donde encuentra su resistencia en el estado estable. El punto D (muestra densa), durante pruebas monotónicas, tendrá una trayectoria hacia la derecha en forma horizontal, pero ante cargas cíclicas, su trayectoria será hacia la izquierda hasta llegar al punto B, que es una condición de esfuerzo nulo. Ésta es la condición de movilidad cíclica Otra forma de entender las diferencias entre licuación y movilidad cíclica se encuentra en la figura 2.25 (ver también figura 2.26), donde se muestran dos tipos de curvas esfuerzo – deformación obtenidas de pruebas de laboratorio CU.



Figura 2.25. Curvas esfuerzo – deformación en pruebas no drenadas mostrando licuación y movilidad cíclica (Castro 1975).

La curva (a) muestra falla por licuación, donde se observa que el esfuerzo residual llega a un valor muy bajo pero claramente no es cero. La curva (b) presenta el tipo de comportamiento a la mitad de un ciclo en una prueba CU cíclica una vez llegada a la licuación inicial ( $\Delta u = p'$ ). La arena se deforma en un rango de esfuerzos con un esfuerzo efectivo nulo. Cuando la muestra es deformada en compresión más allá de 8 % aumenta de manera importante la resistencia, acompañada de una disminución de la presión de poro.



Figura 2.26. Definición de licuación (Ovando y Segovia, 1996).

# 3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE ARENAS.

#### 3.1 Consideraciones generales.

El comportamiento de materiales granulares saturados, es un tema importante en muchos investigadores de la ingeniería geotécnica. Los depósitos de arena saturada, arena limosa o arcillosa son frecuentes en ambientes aluviales. Durante sismos (principalmente), estos materiales reciben esfuerzos cíclicos. Los resultados obtenidos bajo cargas no drenadas en muchos de estos sitios han mostrado que el comportamiento no drenado de materiales granulares en un tema de importancia práctica considerable.

Los factores que determinan el comportamiento de materiales granulares son muchos y la influencia de cada uno de ellos es todavía objeto de estudios y debate. A continuación se presenta un breve resumen de los principales factores que intervienen en el comportamiento de materiales granulares.

## 3.2. Factores que determinen el comportamiento de arenas.

#### 3.2.1 Relación de vacíos.

Este concepto se ha reconocido como un parámetro clave en la determinación de la resistencia y las relaciones esfuerzo – deformación. Numerosas correlaciones entre la resistencia (estática y dinámica) y la relación de vacíos inicial para una variedad de materiales han sido publicadas (Casagrande, 1975; Castro 1969, entre otros).

Se ha aceptado ampliamente que la relación de vacíos inicial influirá en cualquier cambio subsecuente de volumen o, en el caso de carga no drenada, influirá la magnitud de los cambios en la presión de poro. Skinner (1969), puntualiza que otros factores también influirían en el comportamiento de arenas, sugiriendo que los parámetros que controlan comportamiento de arenas son la distribución de contactos y la carga de contacto con respecto a la magnitud y dirección del esfuerzo aplicado, pero en aplicaciones prácticas y en la vasta mayoría de las investigaciones, la determinación de estos parámetros no es común. De aquí, que la relación de vacíos aún se utiliza en casi todos los estudios en materiales granulares.

# 3.2.2 Densidad relativa.

La densidad relativa es un parámetro que, por definición, tiene el mismo propósito que la relación de vacíos. Como concepto no existe ninguna duda de que es más eficaz que la relación de vacíos especialmente cuando se compara el comportamiento de diferentes materiales granulares. Su uso requiere la determinación de las densidades máxima y mínimas, las cuales pueden obtenerse por una gran variedad de métodos, lo que constituye su principal desventaja, ya que con cada método se pueden obtener diferentes valores de dichos parámetros.

# 3.2.3 Granulometría y tamaño de la partícula.

La respuesta de arenas uniformes puede resumirse como sigue (Townsend, 1978): a) arenas con  $D_{50} \approx 0.1$  mm (arenas finas) son de menor resistencia a la aplicación de esfuerzos cortantes; b) conforme se incrementa el tamaño de la partícula se incrementa la resistencia de la arena; c) algunas arenas con  $D_{50} < 0.1$  mm muestran un incremento gradual en la resistencia. Materiales bien graduados son ligeramente más resistentes, comparados con materiales uniformes con igual  $D_{50}$ .

A pesar de que estas observaciones generalmente se han creído correctas, se han realizado investigaciones más recientes con relación a estos parámetros. Ishihara (1985) puntualizó la necesidad de investigar el comportamiento y propiedades de gravas y arenas gravosas. Por otro lado, la necesidad de estudiar limos y limos arenosos se ha acrecentado para el entendimiento del comportamiento de presas de residuos mineros (jales). Actualmente ya se han realizado estudios en gravas y arenas con pequeños porcentajes de finos para observar su comportamiento bajo carga estática (como se verá más adelante) y dinámica.

# 3.2.4 Forma de la partícula.

La forma de la partícula afecta el comportamiento de materiales influenciando: a) la distribución y la orientación de los contactos intergranulares; b) la magnitud de las fuerzas de fricción entre partículas.

Se ha probado con experimentos (Konishi et al, 1982) que granos alargados desarrollarán más contactos a lo largo de su mayor dimensión y que conforme la forma de la partícula tiende a ser redondeada, la distribución de los contactos llegará a ser más uniforme. En arenas naturales, sería de esperarse encontrar una mejor distribución de contactos en arenas redondeadas que arenas de grano irregular.

Frossard (1979) examinó los factores morfológicos que afectan la fricción interna y postuló que el ángulo de fricción entre partículas depende de varios factores, uno de los cuales es función de la forma de los granos de arena. Aunque el papel de la forma de los granos es un factor que contribuye importantemente en la fricción entre partículas, la fricción entre partículas es por sí misma un factor muy importante en el comportamiento de las arenas.

Algunas investigaciones experimentales han mostrado que el comportamiento pos – pico de ciertos suelos está influenciado por la forma de la partícula. Lupini (1980) identificó tres distintos tipos de comportamientos para condiciones residuales para los cuales se pueden asociar distintas formas de partículas; un modo descendente en la resistencia en forma regular en minerales con una fricción entre partículas baja como en las arcillas (figura 3.1a); una caída de resistencia en forma irregular en minerales con una fricción entre los dos anteriores, para minerales en los cuales no hay influencia de la forma de la partícula.



Figura 3.1. Influencia de la forma de la partícula en la resistencia pos - pico. (Lupini, 1980)

#### 3.2.5 Fricción entre partículas.

En estudios realizados sobre los procesos microscópicos que se presentan cuando una arena granular media se carga, la fricción entre las partículas figura como la principal aportadora de resistencia en la arena. Rowe (1962) retomó las ideas de anteriores investigadores sobre el papel de la fricción entre partículas y desarrolló su propia teoría de dilatancia de esfuerzos la cual fue confirmada experimentalmente por estudios posteriores, en los cuales, debido a condiciones de frontera muy particulares el comportamiento pos – pico predominante fue el de la figura 3.1a.

Experimentos posteriores confirmaron que la fricción entre partículas no está solamente condicionada por la mineralogía sino que también está influida por el estado físico – químico de la superficie de los granos de arena (Lambe y Whitman, 1969; Frossard, 1979). En experimentos realizados por Skinner en una caja de corte, donde varió el ángulo de fricción entre partículas en un material de vidrio, observó, que para propósitos prácticos la resistencia del material no fue afectada. Otros investigadores han corroborado esta conclusión, por ejemplo, Konishi (1982). Symes (1983), encontró que la resistencia de un material no depende fuertemente del ángulo de fricción entre partículas.

# 3.2.6 Efectos de la microestructura.

El término microestructura (o entramado) ha sido usado en diferentes contextos en la mecánica de suelos. Oda (1980) define entramado como el arreglo espacial de las partículas sólidas y los correspondientes vacíos.

Es conocido que el método de formación de la muestra afecta el comportamiento esfuerzo – deformación de las arenas. Se acepta generalmente que los diferentes métodos de formación proporcionan una estructura inicial diferente, la cual. en principio, proporciona diferentes características esfuerzo – deformación con la misma relación de vacíos inicial. La relación existente entre el tipo de entramado y los esfuerzos tienen importantes consecuencias. Esto implica que los cambios en el entramado pueden producir que conforme los esfuerzos son aplicados se incremente la capacidad de un material para soportar carga. Se ha sugerido que los cambios en el entramado influyen en el reblandecimiento o endurecimiento de una determinada muestra. Se han realizado estudios experimentales para soportar, al menos cualitativamente estas ideas, como por ejemplo, Mtsuoka (1982), Konishi et al (1982), quienes han usado una variedad de técnicas de medición y materiales en varios aparatos.

Se ha encontrado que la carga se transfiere a través del material en forma no uniforme y que las partículas en las cuales se concentra el esfuerzo tienden a alinearse a lo largo de ciertas direcciones preferentes (esfuerzo principal o direcciones de fabricación). Los granos cargados forman columnas a través de las cuales la carga es transferida. El proceso de formación de columnas implica la desaparición de algunos contactos intergranulares y las formaciones de otros nuevos, que implica un cambio en la microestructura resultante.

Recientemente, Zlatovic e Ishihara (1997), realizaron una investigación con ensayes triaxiales en diferentes materiales, con el fin de determinar los efectos del entramado, usando tres métodos diferentes que producen diferentes estructuras. Los métodos fueron los siguientes:

- 1. El método de pluviación por aire, en el cual, el suelo es colocado en seco desde una altura constante.
- 2. El método de sedimentación en agua, en donde el suelo fue colocado en seco por medio de un embudo en cuatro capas, pero en el molde se tiene un tirante de agua.
- 3. El tercer método utilizado fue el de compactación por capas (moist tamping), en el cual se va colocando el suelo por capas y se apisona cuidadosamente hasta llenar el molde. El suelo se puede colocar con diferente humedad.

Después de haber realizado sus ensayes, los autores concluyeron que para cada una de las series de especímenes preparados con métodos idénticos, se encontró que las curvas esfuerzo – deformación y las trayectorias de esfuerzos normalizadas con respecto al esfuerzo de confinamiento inicial prácticamente coinciden. En otras palabras, las formas de las curvas esfuerzo – deformación y las trayectorias de esfuerzos no cambian significativamente con la presión de confinamiento inicial. Además, todos los especímenes del mismo material preparados usando varios métodos tienen sus curvas esfuerzo – deformación y trayectorias de esfuerzos normalizadas, casi idénticas, después de la resistencia pico. Esto significa que la resistencia pico, es independiente del método de formación.

Los resultados obtenidos que sugieren que si una arena en su estado más suelto puede formarse con diferentes métodos en el laboratorio, la resistencia pico determinada será la frontera más baja de la resistencia pico in situ. Sin embargo, una vez que el esfuerzo alcanza el valor pico el efecto del método de preparación se manifiesta y la resistencia residual normalizada varía con el tipo de método de formación.

Un aspecto importante a resaltar sobre el método de formación con pisón (moist tamping), es, que resulta muy conveniente en pruebas en arena, porque este método proporciona especímenes con un amplio rango de relaciones de vacíos, desde un valor mínimo, para el cual se requiere un peso de pisón muy elevado, hasta valores tan altos como el peso del pisón pueda reducirse.

# 3.2.7 Anisotropía.

Si en un material se mide una propiedad mecánica (digamos, rigidez o resistencia), en cualquier dirección arbitraria, entonces:

- a) El material es isótropo con respecto a dicha propiedad mecánica si la propiedad no varía con la dirección a lo largo de la cual es medida.
- b) Se dice que el material es anisótropo si sus propiedades mecánicas cambian a lo largo de la dirección en la cual fue medida.
- c) Si después de la depositación del material se encuentra una anisotropía, entonces este tipo de anisotropía se denomina anisotropía inherente.
- d) Si durante la aplicación de la carga la distribución de la propiedad en estudio cambia, se dice que se tiene una anisotropía inducida.
- e) La anisotropía inicial deberá entenderse como la distribución de la propiedad mecánica bajo estudio, en el inicio del proceso o fenómeno bajo estudio. La anisotropía inicial puede incluir los efectos de la inherente y/o la inducida.

El suelo siempre se ha reconocido como un material anisótropo. En el caso particular de las arenas, los efectos de la anisotropía han sido cuidadosamente analizados por Symes (1983). El estudio experimental de los efectos de la anisotropía inicial puede llevarse a cabo en el laboratorio aplicando carga, pero rotando las direcciones de los esfuerzos principales. Consecuentemente los aparatos de prueba usados para este propósito deben ser capaces de cambiar y controlar independientemente la magnitud y dirección de los esfuerzos principales. El estudio de los efectos de la rotación de esfuerzos principales en pruebas no drenadas se ha desarrollado por un grupo de investigadores de Tokio. Para dicho estudio, Ishihara et al (1985), han usado la cámara triaxial con especímenes cilíndricos huecos.

Los resultados de estos dos grupos de investigadores, coinciden en mostrar que bajo carga no drenada, se desarrollan presiones de poro cuando el esfuerzo principal se rota para un esfuerzo desviador constante; cuando el esfuerzo principal se rota cíclicamente para un esfuerzo desviador constante, se acumula presión de poro positiva y el suelo puede alcanzar la falla. El grupo de la universidad de Tokio considera que la anisotropía inherente no es importante en la presión de poro observada en muestra huecas. El grupo del Imperial College, considera que el factor dominante responsable del desarrollo de presiones de poro positivas es la anisotropía inicial de la arena.

# 3.2.8 Historia de esfuerzos.

La secuencia y las condiciones en las cuales se aplica un estado de esfuerzos a una muestra de suelo, influirá en su comportamiento. En este sentido son dos aspectos relevantes hasta el momento en el estudio de suelos en el laboratorio:

- a) La trayectoria de esfuerzos durante la consolidación.
- b) La trayectoria de esfuerzos durante la aplicación del cortante.

Diversas investigaciones realizadas, han mostrado que la respuesta cortante de suelos granulares finos, está fuertemente influenciada por la trayectoria de consolidación. Algunos investigadores han mostrado que el comportamiento esfuerzo – deformación de muestras consolidadas isotrópicamente difiere considerablemente del comportamiento de muestras consolidadas bajo condiciones de  $k_o$ . Estos estudios también han examinado la influencia de la pre – consolidación para trayectorias de esfuerzo de consolidación isotrópicas y anisotrópicas

Un hecho que ha emergido de estudios en arenas consolidadas isotrópicamente es que la dilatancia disminuye con el incremento de la presión de consolidación. Para muestras consolidadas a extremadamente bajas presiones (menores de 30 kPa), la dilatancia controla el comportamiento en pruebas drenadas. La contraparte no drenada de estas pruebas muestra un comportamiento contractivo. Por otro lado, para altas presiones de confinamiento, Skinner (1975) puntualizó que el incremento excesivo en la presión de consolidación tiene también el efecto de disminuir la dilatancia, es decir, a altos niveles de esfuerzo, cualquier muestra se comportará como una muestra suelta. En el caso de muestras preconsolidadas consolidadas isotrópicamente se ha encontrado que el OCR incrementa la resistencia a la licuación en estudios de resistencia no drenada de arenas bajo la acción de carga cíclica.

# 3.3 Factores que afectan la variación del módulo de rigidez y el amortiguamiento.

Hasta el momento se han discutido diversos factores que influyen en el comportamiento general de las arenas. Es evidente entonces que estos factores también afectan los valores del módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento en las arenas. Aunados a los factores ya descritos, se presenta una lista de factores que afectan a G y  $\lambda$  pero analizados a partir de resultados obtenidos en pruebas dinámicas (parte de este resumen esta tomado de la referencia: Flores, 1997).

Entre los factores que influyen en la variación de los parámetros dinámicos se pueden citar los siguientes: la amplitud de la deformación angular ( $\gamma$ ), el esfuerzo efectivo principal medio,  $\sigma'_{o}$ , la relación de vacíos, y el número de ciclos de carga, N (Hardin y Drnevich, 1972<sup>a</sup>). A estos pueden agregarse: el método para formar la muestra (Tatsuoka y Yoshiwara, 1979), la distribución granulométrica (Hardin y Richart, 1963) y el tiempo de consolidación a que se somete el suelo (Mulilis, 1977 y Troncoso, 1995), así como la frecuencia de la aplicación de la carga.

## 3.3.1 Efecto de la amplitud de deformación angular.

El módulo de rigidez y el amortiguamiento del suelo dependen de la magnitud de la deformación angular. Las figuras 3.2 y 3.3 (Tatsuoka, Iwasaki y Takagi, 1978) presentan la relación de amortiguamiento de las arenas de Toyoura y Ban-nosu para  $\sigma' = 1 \text{ kg/cm}^2$ , obtenidas en pruebas de columna resonante y torsional. La relacion entre el amortiguamiento y la deformación angular está dada por la curva de la figura 3.2, en que se observa una diferencia entre los valores del amortiguamiento en los dos tipos de prueba para una deformación angular de 10<sup>-4</sup>. Se puede ver que el incremento del amortiguamiento se da al aumentar la deformación angular, principalmente entre valores de 10<sup>-4</sup> y mayores.



Figura 3.2. Relación entre  $\lambda$  y  $\gamma$  para  $\sigma$ '=1 kg/cm<sup>2</sup> para la arena de Toyoura (Tatsuoka, Iwasaki y Takagi, 1978).

Takeji y Kokusho (1980) efectuaron una serie de pruebas en arena saturada utilizando la cámara triaxial cíclica para un intervalo de deformación angular entre  $10^{-6}$  y  $10^{-3}$ . La figura 3.4 muestra la relación entre el módulo de rigidez y la deformación angular, obtenida de 13 pruebas drenadas en muestras densas (e  $\approx 0.64$ ) para un intervalo de esfuerzos de confinamiento entre 0.2 y 3 kg/cm<sup>2</sup>.

Entre los valores de  $2x10^{-6}$  a  $10^{-3}$  en la deformación angular, el módulo de rigidez presenta un decremento continuo y permite la extrapolación de éste para una deformación angular de 1 x  $10^{-6}$ , denominado Go. El módulo de rigidez, G, normalizado por Go para cada presión de confinamiento se incluye en la figura 3.5. La figura 3.6 muestra la variación del amortiguamiento medido en la misma prueba en la cual se observa una disminución de su valor con el aumento del esfuerzo efectivo. En la figura 3.7 se comparan las relaciones entre G/Go y  $\gamma$  obtenidas por Takegi y Kokusho (1980) en pruebas triaxiales cíclicas y las presentadas por Hardin y Drnevich (1970) e Iwasaki et al (1976) como resultado de pruebas torsionales; en ellas se aprecia poca variación entre las curvas correspondientes para un mismo esfuerzo efectivo.



Figura 3.3. Relación entre  $\lambda$  y  $\gamma$  para  $\sigma$ ' =1 kg/cm<sup>2</sup> para la arena de Ban-nosu (Tatsuoka, Iwasaki y Takagi, 1978)



Figura 3.4. Relación entre G y  $\gamma$  para arena densa para diferentes presiones de confinamiento (Takeji y Kokusho, 1980).



Figura 3.5. Relación entre  $G/G_0$  y  $\gamma$  para arena densa para diferentes presiones de confinamiento (Takeji y Kokusho, 1980).



Figura 3.6. Relación entre  $\lambda$  y  $\gamma$  para arenas densas para diferentes condiciones de esfuerzos (Takeji y Kokusho, 1980).



Figura 3.7. Relaciones entre G/G<sub>0</sub> y  $\gamma$  reportadas por varios investigadores (Flores, 1997).

# 3.3.2 Efecto de la presión de confinamiento y la relación de vacíos.

En las figuras 3.3 y 3.8 puede observarse que no es clara la influencia de la relación de vacíos en el amortiguamiento obtenido en pruebas de columna resonante y torsional (Tatsuoka, Iwasaki y Takagi, 1978).



Figura 3.8. Relación entre  $\lambda$  y e para p=1 kg/cm<sup>2</sup> en la arena de Toyoura (Tatsuoka, Iwasaki y Takagi, 1978).

En las figuras 3.2, 3.3 y 3.8 los valores de amortiguamiento determinados con la columna resonante son menores que los obtenidos con la prueba torsional para una misma deformación angular. En opinión de los últimos autores mencionados esto se debe principalmente a los efectos de número de ciclos de carga. El amortiguamiento ante cualquier deformación angular fue medido después de algunos cientos de ciclos de torsión en la prueba de columna resonante y se midió después del décimo ciclo en la probeta torsional; en el último caso hubo una degradación mayor de la estructura del suelo para la misma deformación angular.

En la figura 3.9 (Takeji y Kokusho, 1980) se observa que al disminuir la relación de vacíos, el módulo de rigidez se incrementa. En la figura 3.10 se muestra la relación entre el amortiguamiento y la deformación angular obtenida del mismo grupo de pruebas y no se aprecia una influencia de la relación de vacíos en el amortiguamiento. La figura 3.11 ilustra la relación entre el amortiguamiento y la deformación angular obtenida por varios investigadores con diferentes tipos de prueba. Es notorio que los resultados obtenidos son distintos, lo cual indica la dificultad de evaluar el amortiguamiento y el importante efecto que tiene el uso de uno o de otro tipo de prueba.



Figura 3.9. Relación entre G y  $\gamma$  para  $\sigma'=1$  kg/cm<sup>2</sup> para diferentes relaciones de vacios (Takeji y Kokusho, 1980).

De acuerdo con investigaciones de Hardin, Richart y Drnevich, el efecto de la relación de vacíos, e, sobre Vs, se ilustra por los datos de la figura 3.12 para arenas limpias con partículas redondeadas obtenidas por Hardin y Richart (1963) usando la columna resonante. El incremento en la relación de vacíos tiene dos efectos: (1) la densidad de masa decrece, por lo que Vs tiende a incrementarse; (2) el módulo G decrece. Con base a estos resultados Richart, et al (1970) llegaron a la siguiente expresión para la determinación de G<sub>máx</sub>:

$$G_{\text{max}} = 6900 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma^{10.5}$$

Donde  $G_{max}$  y  $\sigma$ ' están en kPa.



Figura 3.10. Relación entre  $\lambda$  y  $\gamma$  para  $\sigma$ '=1 kg/cm<sup>2</sup> para diferentes relaciones de vacíos (Takeji y Kokusho, 1980).



Figura 3.11. Relaciones entre  $\lambda$  y  $\gamma$  publicadas por varios investigadores (Flores, 1997).

Hardin y Richart también obtuvieron resultados para varias formas y graduaciones de partículas angulares. Estos resultados se pueden observar en la figura 3.13. La ecuación correspondiente para arenas limpias y arena limosa de cuarzo (angulosa) es en kPa:

$$G_{\max} = 3200 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma^{0.5}$$

45



Figura 3.12. Variación de la velocidad de onda de cortante con la presión de confinamiento y la relación de vacíos, en arena limpia con partículas redondeadas (Hardin y Richart, 1963).



Figura 3.13. Variación de Vs y G<sub>máx</sub> con el esfuerzo de confinamiento en arena limpia con partículas redondeadas y angulosas (Hardin y Richart, 1963).

Por su parte Seed e Idriss (1970) modificaron la ecuación anterior como:

$$G_{\max} = 1000 \cdot K_{2\max}(\sigma')^{0.5}$$

46

Donde los valores están dados en psf, y el valor de  $K_{2max}$  depende de la compacidad relativa de la arena, Cr. Esta ecuación puede usarse cuando no es posible determinar la relación de vacíos pero, sí la densidad relativa de un depósito de arena. Esto pasa, por ejemplo, cuando la densidad relativa in situ de una arena se estima a partir de pruebas de penetración estándar. Sin embargo, esta expresión debe ser usada con cuidado, ya que las evidencias indican que  $G_{max}$  se puede aproximar mejor relacionándolo con la relación de vacíos que la densidad relativa, y dos arenas diferentes con la misma compacidad relativa puede tener diferentes relaciones de vacíos.

Iwasaki y Tatsuoka (1977) y sus colaboradores, también desarrollaron un programa sistemático y extensivo de pruebas en varias arenas usando columna resonante y pruebas de torsión cíclicas. Los resultados obtenidos confirmaron las conclusiones básicas obtenidas por Hardin, Richart y Drnevich sobre la importancia de  $\sigma$ ' y e en la determinación de G<sub>max</sub>, así como la importancia de la angularidad y el tamaño de la partícula, pero Iwasaki y Tatsuoka propusieron una expresión algo diferente para el cálculo de G<sub>máx</sub> de arenas limpias y concluyen también que el efecto de la graduación y el contenido de finos es importante y debe ser considerado. Bajo estas consideraciones, propusieron una ecuación para obtener G<sub>máx</sub> en arenas limpias y uniformes:

$$G_{\text{max}} = 11000 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma^{10.4}$$

Esta es una expresión para arenas limpias y uniformes de cualquier tamaño y angularidad.

#### 3.3.3 Efecto del número de ciclos de carga.

Para ilustrar el efecto del número de ciclos de carga en la relación de amortiguamiento, en la figura 3.14 se muestran las curvas medias de dicha relación en pruebas de torsión para el segundo, quinto y décimo ciclo de carga, con  $\sigma' = 1 \text{ kg/cm}^2$  (Tatsuoka et al, 1978). A fin de obtener la relación de amortiguamiento para un número mayor de ciclos de carga con amplitud de deformación controlada se efectuaron ensayes en la columna resonante. Los resultados se presentan en la misma figura, en la cual se aprecia una gran diferencia entre la curva de 10 ciclos en prueba torsional y la correspondiente a más de 5000 ciclos en columna resonante.

Drnevich y Richart (1970) aplicaron muchos ciclos de deformación angular significativa para una arena limpia en estado suelto y denso, deteniendo periódicamente el proceso de deformación para medir el valor de G a bajas deformaciones. Algunos de estos resultados que muestran el efecto de las deformaciones cíclicas previas se presentan en la figura 3.15. La figura posee otros datos presentados por Drnevich y Richart que muestran: (i) mil ciclos de deformación cíclica previa de amplitud significativa arriba de  $10^{-4}$ , incrementan G<sub>max</sub> entre un 10 y 40 %; (ii) después de un millón de ciclos G<sub>máx</sub> alcanza el doble de su valor; y (iii) cuando  $\gamma$  llega a ser pequeña las deformaciones cíclicas previas tienden a ser no destructivas y G<sub>máx</sub> cambia muy poco con el número de ciclos. Como no ocurre un cambio significativo en la densidad en estas pruebas, un decremento en el valor de e en las ecuaciones propuestas por Hardin y Tatsuoka se salen de la regla como una posible explicación del incremento observado en  $G_{máx}$ . Drnevich y Richart supusieron que el comportamiento en la figura 3.15 puede deberse al reacomodo en los contactos entre las partículas, que dan lugar al incremento en las áreas de contacto, o a la formación de contactos adicionales con el número de ciclos.



Figura 3.14. Efectos de la carga repetida en el amortiguamiento, para  $\sigma$ '=1.0 kg/cm<sup>2</sup> en arena de Toyoura (Tatsuoka et al, 1978).



Figura 3.15. Efecto de grandes amplitudes de deformación cíclica previa en el G<sub>máx</sub> de una arena densa (Drnevich y Richart, 1970).

## 3.3.4 Efecto del método para la formación de la probeta.

Los factores mencionados no son los únicos que influyen en la variación de las propiedades dinámicas de las arenas, puesto que la estructura del suelo puede tener una importante influencia en éstas.

Ladd (1974) encontró que la resistencia cíclica no drenada de muestras reconstituidas de arena en pruebas triaxiales cíclicas se modifica al variar los métodos de preparación de la probeta.

Anderson y Wood (1977) estudiaron la influencia de la técnica de formación de la probeta en el módulo de rigidez en una arcilla limosa, utilizando la columna resonante. Concluyeron que la influencia del método de compactación en el módulo de rigidez es notable, y el efecto parece ser más significativo cuando las presiones a las que se someten las muestras son bajas.

Para evaluar la influencia del método de preparación de la probeta, Tatsuoka y Yoshiwara (1979) analizaron el comportamiento de la arena de Toyoura, con 0 % de finos y aristas angulosas. El aparato empleado para realizar las pruebas fue la columna resonante; se ensayaron 21 probetas de arena de 10 cm de altura y 7 cm de diámetro, con los métodos de preparación incluidos en la figura 3.16. Con base en los resultados de las pruebas, se concluyó que el método de formación de la probeta utilizado tiene una influencia pequeña en la variación del módulo de rigidez y el amortiguamiento de la arena, para intervalos de deformación angular entre  $10^{-6}$  y  $10^{-2}$ ; en muestras saturadas la influencia es mayor.

#### 3.3.5 Efecto de la distribución granulométrica.

Una serie de pruebas efectuadas por Hardin y Richart (1963) en la columna resonante con arena limpia y uniforme de Ottawa permitieron a estos autores establecer expresiones empíricas para calcular el módulo de deformaciones angulares de 10<sup>4</sup> o menores:

$$G = 700 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma^{10.5}$$
 para  $e \le 0.80$ 

$$G = 325 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma^{0.5} \qquad \text{para } e > 0.80$$

donde:

e = Relación de vacíos

 $\sigma' = \text{Esfuerzo principal medio}, \ \sigma' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ 



Figura 3.16. Métodos de preparación de especímenes empleados en la investigación realizada por Tatsuoka y Yoshiwara (1979).

Iwasaki y Tatsuoka (1977) encontraron que el módulo de rigidez es distinto para una arena con finos y para una arena limpia. Para concluir lo anterior, llevaron a cabo una serie de pruebas en la columna resonante tipo Drnevich (Drnevich y Richart, 1970) con muestras cilíndricas huecas de varios materiales y un amplio intervalo de distribución de tamaños. En las figuras 3.17 y 3.18 se presentan las distribuciones granulométricas de los tres grupos de arenas utilizados; el grupo 1 corresponde a arenas limpias con un coeficiente de uniformidad menor que las del grupo 2. El último grupo (3) se subdividió en: arenas no uniformes con finos, arenas no uniformes sin finos y arenas uniformes con finos (entre 1 y 14 % de finos).

Después, propusieron ecuaciones empíricas para el cálculo del módulo de rigidez de arenas uniformes sin finos para niveles de esfuerzo principal medio,  $\sigma'$ , entre 0.2 y 4 kg/cm<sup>2</sup>:

$$G = 900 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma^{10.4} \qquad \text{(para deformación angular } \gamma = 10^{-6}\text{)}$$

$$G = 850 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma^{10.44} \qquad \text{(para deformación angular } \gamma = 10^{-5}\text{)}$$

$$G = 700 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 - e} \cdot \sigma^{10.50} \qquad \text{(para deformación angular } \gamma = 10^{-4}\text{)}$$

Donde: G es el módulo de rigidez de la muestra de arena, en kg/cm<sup>2</sup>.

1+e

A partir de los resultados de las probetas ensayadas, Iwasaki y Tatsuoka (1977) plantearon la siguiente expresión para calcular el módulo de rigidez para arenas limpias y con finos:

$$G = A(\gamma)B_{G} \frac{(2.17 - e)^{0.5}}{1 + e} \cdot \sigma^{im(\gamma)}$$

Donde A( $\gamma$ ) y m( $\gamma$ ) están en función de  $\gamma$ : A( $\gamma = 10^{-6}$ ) = 900, A( $\gamma = 10^{-5}$ ) = 850, A( $\gamma = 10^{-4}$ ) = 700, m( $\gamma = 10^{-6}$ ) = 0.4, m( $\gamma = 10^{-5}$ ) = 0.44, m( $\gamma = 10^{-4}$ ) = 050, y B<sub>G</sub> es un parámetro dependiente de la variación de las características de la arena. El valor de B<sub>G</sub> depende de la deformación angular, del esfuerzo principal medio, del coeficiente de uniformidad y del contenido de finos. En las expresiones anteriores el valor de B<sub>G</sub> es de 1.



Figura 3.17. Distribución granulométrica en arenas del grupo 1 (Iwasaki y Tatsuoka, 1977).

51



Figura 3.18. Distribución granulométrica en arenas del grupo 3 (Iwasaki y Tatsuoka, 1977).

#### 3.3.6 Efecto del tiempo de consolidación

Mulilis et al (1977) condujeron una investigación con el propósito de estudiar el incremento de resistencia a la licuación de las arenas después de estar sujetas a periodos de presión sostenida. Inicialmente se desarrollaron una serie de cuatro pruebas no drenadas utilizando la cámara triaxial cíclica. Las muestras fueron formadas por pluviación con una compacidad relativa alrededor del 50 % y ensayadas con un esfuerzo de consolidación durante 20min, 1 día, 10 días y 100 días.

Se definió un parámetro R, denominado "parámetro de licuación inicial", definido por:

$$R = \frac{\pm \sigma_{dc}}{2\sigma'_{c}}$$

En la cual:

 $\sigma_{dc}$  = Esfuerzo desviador cíclico de falla  $\sigma'_{c}$  = Esfuerzo de consolidación.

Como se puede ver en la figura 3.19, el valor de R no sufre incremento durante el primer día, pero en un periodo de 10 días éste aumenta aproximadamente un 26%.

Se desarrolló una segunda serie de 8 pruebas formadas por pluviación y consolidadas isotrópicamente en la cámara triaxial cíclica. A partir de los resultados de estas pruebas (figura 3.20) se extrapoló para un tiempo de 2500 años (un periodo de tiempo relativamente corto geológicamente) el valor de R, el cual se incrementa entre 50 y 100 %.



Figura. 3.19. Incremento de la resistencia en la arena Monterey No. 0 después de un periodo de presión sostenida (Mulilis et al, 1977).



Figura 3.20. Influencia de la carga sostenida en la relación de esfuerzos cíclicos que causan licuación inicial (Mulilis et al, 1977).

Un estudio realizado por Troncoso (1995) reveló evidencias del comportamiento sísmico satisfactorio en presas de jales antiguas, en zonas donde ocurren sismos fuertes. Este comportamiento es una consecuencia natural de diferentes factores tales como la consolidación, el desecado, la cementación, los cambios químicos y los efectos de la historia de esfuerzos. La resistencia cíclica en muestras inalteradas obtenidas en depósitos de jales de diferentes edades se incrementó al aumentar la edad del depósito; especímenes de 30 años presentaron una resistencia cíclica del orden del doble de la resistencia de las muestras de un año de edad (figura 3.21).



Figura 3.21. Efecto del tiempo en residuos mineros (Troncoso, 1995)

De acuerdo con Richart (1977), el efecto del tiempo de aplicación de la presión de confinamiento sobre G se ilustra por los resultados mostrados en la figura 3.22. El módulo se incrementa mas o menos linealmente con el logaritmo del tiempo de confinamiento, pero con  $\Delta G_{máx}$  siendo pequeño, del orden de 1 a 3 % de  $G_{máx}$  por ciclo logarítmico de tiempo para arenas limpias. Sin embargo, el incremento es más grande para arenas limosas y limos secados al aire, para los cuales  $\Delta G_{máx}$  varía del 5 al 10 % por ciclo logarítmico de tiempo (Afifi y Woods, 1971, Afifi y Richart, 1973; Richart, et al, 1977; Anderson y Stokoe, 1978).

Como se indica en la figura 3.22, en suelos sin cohesión el cambio de la relación de vacíos asociado con el tiempo es muy pequeña y no explica el incremento de  $G_{máx}$ . Este efecto del tiempo de confinamiento es mucho más importante en suelos cohesivos.



Figura 3.22. Variación de G<sub>máx</sub> con el tiempo de aplicación del esfuerzo confinante para una arena seca (Richart, 1977).

#### 3.3.7 Efecto de la cementación.

La cementación de los suelos sin cohesión incrementa sus velocidades de onda y el módulo, por el incremento en la rigidez de los contactos entre partículas. La figura 3.23 ilustra la tendencia típica observada encontrada en estudios de laboratorio de  $G_{máx}$  en arenas cementadas artificialmente. Aún pequeños contenidos de cementante pueden incrementar  $G_{máx}$ , especialmente a bajos niveles de confinamiento.

Por otro lado, como el contenido de cementantes se incrementa,  $G_{max}$  llega a ser menos sensible a la presión. Tendencias similares para otras arenas cementadas natural y artificialmente han sido reportadas por Clough, et al. (1981), Sexena, et al. (1988), y Stokoe, et al. (1995).



Figura 3.23. Variación de G<sub>máx</sub> con la presión de confinamiento y el contenido de cementante para una arena (Whitman y Dobry, 1997).

# 4. INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE FINOS EN EL COMPORTAMIENTO DE ARENAS: ANTECEDENTES.

#### 4.1 Antecedentes.

En muchas ocasiones el ingeniero geotecnista se enfrenta a problemas que involucran la presencia de arenas ligeramente arcillosas o limosas. La mayoría de los resultados de pruebas reportados en la literatura referente a los estudios de licuación son para arenas limpias (menos del 5 % de finos), esto es, arenas que tienen contenidos de partículas finas insignificantes.

En situaciones prácticas, la presencia de pequeños porcentajes de partículas finas en una masa de arena (5 a 12 % en peso), son generalmente ignoradas, bajo la suposición que su influencia es despreciable. Sin embargo, experimentos han mostrado que las partículas finas en pequeños porcentajes incrementan el potencial para generar presión de poro (Ford, 1985; Ovando, 1986; Georgiannou et al,1990). Las partículas finas promueven la formación de estructuras más sueltas por lo que se reduce el número de puntos contactos entre los granos gruesos y también tienden a mantenerlos separados. Si el material fino aumenta progresivamente, el potencial para generar presión de poro se incrementa, pero esta tendencia se invierte después de un cierto porcentaje de material fino alcanzado; después de este punto, el comportamiento depende altamente de las características del material fino.

La influencia de los finos (limos o arcillas) en el comportamiento no drenado de depósitos naturales ha sido poco estudiada. Tradicionalmente se ha pensado que los finos disminuyen la susceptibilidad de la licuación y de hecho los procedimientos empíricos de campo para estimarla así lo consideran (Seed et al, 1988).

En ensayes de laboratorio de torsión cíclica se ha corroborado lo anterior cuando las arenas contienen porcentajes relativamente grandes (mayores de 10 %) de limos. Algunos estudios recientes llevados a cabo en arenas con pequeños porcentajes de finos (10 % o menos) contradicen esta idea. En efecto, los resultados obtenidos por algunos investigadores (Ford, 1985, Georgiannou, 1991, Been y Jefferies, 1985), indican que para la misma relación de vacíos se obtiene mayor presión de poro en muestras de arena "contaminadas". Podría deducirse que cuando la cantidad de finos es pequeña, la susceptibilidad de licuación aumenta y que ocurre lo contrario cuando se tienen porcentajes mayores. A continuación se presentan algunos estudios realizados en los últimos diez años por diversos investigadores.

## 4.2 Comportamiento de arenas muy sueltas.

El propósito de desarrollar brevemente esta parte del capítulo, es el de tener un panorama sobre las recientes investigaciones sobre el comportamiento de arenas sueltas, en especial puesto que en las presas de residuos mineros (jales), los materiales se colocan por lo general en estado suelto. A continuación se resumen algunas investigaciones más recientes a este respecto.

Como ya se ha comentado, la línea de estado estable (SSL) de los suelos, está definida por la relación entre la relación de vacíos y su resistencia residual (o de estado estable). En pruebas recientes en muestras sueltas, se ha observado que existe un límite mínimo de densidad, debajo del cual una muestra no siempre mostrará una resistencia al cortante de estado estable, es decir las muestras presentarán resistencia residual nula. Mas aún, esta densidad límite parece ocurrir a una densidad relativa entre 0 y 10 %. Riemer et al (1990) presentaron datos relacionados con esta aparente densidad, basada en los resultados de laboratorio de cuatro investigadores en tres diferentes arenas. Los resultados analizados corresponden a pruebas que se realizaron en las arenas del río Sacramento y arenas de Monterey con 0 y 16 % de finos. La arena de Sacramento es aluvial fina y uniforme compuesta de cuarzo subredondeado, la arena de Monterey 0% es también subredondeada con una distribución granulométrica similar a la de sacramento. La arena de Monterey 16% es también uniforme pero con granos más gruesos y contiene partículas subangulares. Las pruebas realizadas en esta investigación fueron de compresión triaxial estática en muestras saturadas reconstituidas consolidadas isotrópicamente. Las muestras fueron preparadas usando un pisón.

Los resultados de 27 pruebas hechas en las tres arenas se resumen en las figuras 4.1 y 4.2. Las líneas de estado estable para la arena de Sacramento y Monterey 0%, se grafican juntas en la figura 4.1. mientras que las líneas de estado estable para ambas arenas son aproximadamente lineales (logarítmicas) y relativamente inclinada para relaciones de vacíos abajo de 0.8, las pendientes de esas líneas llegan a incrementarse hasta llegar a ser prácticamente horizontales conforme la relación de vacíos alcanza valores aparentes límites correspondientes a una relación de vacíos límite máxima ( $e_{máx}$ )<sub>lím</sub>. Tres de estas pruebas son de particular interés, denominadas A, B y C, en la figura 4.1. Estas tres muestras fueron muy sueltas y la presión de poro siguió incrementándose durante la aplicación de carga hasta que se alcanzó el esfuerzo de confinamiento. En este punto, las muestras literalmente se derrumbaron, perdiendo contacto con el cabezal de carga de la cámara triaxial. Esas muestras no tuvieron resistencia en el estado estable por lo que representan un límite aparente en la densidad a la cual tales resistencias pueden ser medidas, al menos en pruebas triaxiales.



Figura 4.1. Líneas de estado estable para las arenas de Sacramento y Monterey 0 % (Riemer et al 1990).

La figura 4.2 muestra la línea de estado estable para el material grueso de la arena de Monterey 16 %. La línea de estado estable de este material muestra la misma tendencia que las dos anteriores.



Figura 4.2. Línea de estado estable para la arena Monterey 16 % (Riemer et al 1990).

Los autores concluyen que los datos presentados sugieren que existe una densidad mínima límite, debajo de la cual los suelos arenosos no exhibirán una resistencia residual o resistencia en el estado estable, para condiciones de carga no drenadas. Un interesante descubrimiento de los autores es que la  $(e_{max})_{lim}$  coincide aproximadamente con la relación de vacíos máxima de las arenas. Mientras las pruebas de estado estable son muy convenientes para determinar esta máxima relación de vacíos, los hallazgos no sugieren que hay significado físico adicional para este parámetro del suelo: La relación de vacíos máxima aparentemente corresponde a la menor densidad a la cual el suelo no exhibirá una resistencia residual o resistencia en el estado estable que pueda ser medida.

Un aspecto importante en el comportamiento de suelos sueltos es la inestabilidad que presentan. La inestabilidad es un fenómeno que antecede a la licuación en la cual hay un decremento repentino en la resistencia del suelo bajo condiciones no drenadas. Esta pérdida de resistencia como ya se comentó está relacionada con el desarrollo de grandes presiones de poro que reducen la resistencia efectiva del suelo.

Yamamuro y Lade, han mostrado que la inestabilidad de una arena se presenta cuando una arena contractiva volumétricamente, es cargada en una condición no drenada. Esto pude mostrarse mediante el desarrollo de pruebas en suelos densos a altas presiones de confinamiento o en suelos muy sueltos a bajos y altos esfuerzos de confinamiento.

Yamamuro y Lade (1997), desarrollaron un estudio para investigar el comportamiento de arenas sueltas bajo carga monotónica en condiciones no drenadas con presiones de confinamiento comunes en la mecánica de suelos. Los resultados obtenidos se enfocaron en el concepto de inestabilidad de un suelo.

En esta investigación, las pruebas se desarrollaron en arenas de Nevada y Ottawa. La arena de Ottawa se modificó en su granulometría con materiales entre las mallas No. 50 y 200. Ambas arenas están compuestas de cuarzo y pueden clasificarse como angulares. Las pruebas triaxiales se desarrollaron en especímenes cilíndricos de 9.7 cm de diámetro y 9.7 cm de altura. Los especímenes hechos con la arena de Nevada se hicieron con el método de deposición y los especímenes de arena de Ottawa se formaron con el método del pisón colocando el material en 10 capas (moist tamping).

En la figura 4.3 se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos para pruebas triaxiales en compresión en la arena de Nevada con densidades relativas de 12 %. Como se puede ver la licuación estática completa se presentó en las cuatro pruebas con presiones de confinamiento iniciales bajas en un rango de 25 a 125 kPa (0.25 a 1.25 kg/cm<sup>2</sup>). El término de licuación estática se define como:  $\sigma_3^2 = 0$  y  $\sigma_1 - \sigma_3 = 0$ , en donde  $\sigma_3^2$  es el esfuerzo efectivo de confinamiento y  $\sigma_1 - \sigma_3$  es el esfuerzo desviador. La figura 4.3 también muestra que cuando la presión inicial es mayor de 125 kPa, la trayectoria de esfuerzos efectivos exhibe un comportamiento que se caracteriza por el incremento de la estabilidad o el incremento en la resistencia contra la licuación. Esto se demuestra examinando las curvas esfuerzo deformación de la figura 4.4. La presión inicial de confinamiento y las relaciones de vacíos de consolidación se muestran en cada curva. Las curvas esfuerzo deformación de 150, 300 y 500 kPa de esfuerzo de confinamiento muestran que el esfuerzo desviador no alcanza el valor de cero como en las pruebas que muestran licuación total, pero decrece hasta un valor mínimo antes de alcanzar niveles de esfuerzo por encima del pico inicial. Esta es condición de licuación temporal (También llamado estado cuasi - estable).

La licuación temporal se describe como la condición donde el esfuerzo desviador (no drenado), alcanza un valor pico inicial después del cual decrece hasta un valor mínimo. Esto es causado por el incremento rápido en la presión de poro ocasionando un decremento en los esfuerzos efectivos. Posteriormente el esfuerzo desviador se incrementa hasta un valor por encima del valor pico. Esto es producto de un incremento en la dilatancia del suelo, lo cual decrece la presión de poro aumentando los esfuerzos efectivos.



Figura 4.3. Trayectorias de esfuerzos efectivos en arena de Nevada con densidad relativa de 12% (Yamamuro y Lade, 1997).



Figura 4.4. Curvas esfuerzo – deformación para pruebas en la arena de Nevada con densidad relativa de 12 % (Yamamuro y Lade, 1997).

En la figura 4.5 se presentan las trayectorias de esfuerzos para las pruebas realizadas sobre la arena de Ottawa con una densidad relativa de 0 %. En estas curvas se observa el mismos patrón de comportamiento general exhibido por la arena de Nevada. La licuación estática completa se presentó en pruebas con una presión inicial de confinamiento de 25 kPa. Las pruebas con presiones de confinamiento mayores no alcanzaron la licuación completa y exhibieron grandes niveles de dilatancia o resistencia a la licuación.

Los resultados de las pruebas no drenadas en las arenas de Nevada y Ottawa, claramente indican que la licuación estática completa ocurre a bajas presiones de confinamiento para densidades bajas. Para densidades bajas, el incremento en las presiones de confinamiento incrementa la dilatancia o la resistencia a la licuación.



Figura 4.5. Trayectorias de esfuerzos efectivos para pruebas en arena de Ottawa con densidad relativa de 0 % (Yamamuro y Lade, 1997).

Parece que existen dos razones del porqué grandes presiones de confinamiento incrementan la resistencia a la licuación. La primera razón es que el efecto de incrementar la presión confinate durante la compresión isotrópica, densifica sustancialmente la arena muy suelta. La segunda razón es que en pruebas con grandes presiones de confinamiento, existe simplemente mayor presión de confinamiento que absorbe las presiones de poro generadas antes de que la licuación estática pueda ocurrir.

Por otro lado, el efecto de incrementar la densidad relativa se investigó desarrollando pruebas no drenadas en la arena de Nevada con densidades iniciales de 22 y 31 %. Las trayectorias de esfuerzos se presentan en las figuras 4.6 y 4.7. La figura 4.6 muestra que todavía se presenta la licuación estática, pero el rango de presiones de confinamiento donde se observa que la licuación estática decrece de 125 kPa para una densidad de 12 % a 25 kPa para una densidad de 22 %. Las pruebas con presiones de confinamiento iniciales mayores exhibieron licuación temporal. Esto muestra que el efecto de incrementar la densidad relativa es el de incrementar en el suelo la resistencia contra la licuación volviendo al suelo más dilatante.



Figura 4.6. Trayectorias de esfuerzos efectivos en arena de Nevada con densidad relativa de 22 % (Yamamuro y Lade, 1997).

61

La figura 4.7 muestra que el incremento de la densidad relativa en la arena de Nevada con densidad de 31 % aumenta grandemente la tendencia por la dilatancia. En esta densidad el suelo no se licuó aún a bajas presiones, y la presión de confinamiento inicial máxima que exhibe licuación temporal decrece a 300 kPa. También se desarrollaron pruebas en la arena de nevada con densidades de 42 % (que no se muestran), y los resultados muestran una total dilatancia en el comportamiento del suelo sin presentar licuación total o temporal.



Figura 4.7. Trayectorias de esfuerzos efectivos en arena de Nevada con densidad relativa de 31 % (Yamamuro y Lade, 1997).

El efecto de la densidad relativa en la licuación también se muestra en las figuras 4.8 y 4.9, en las cuales se muestran las trayectorias de esfuerzos efectivos de cuatro pruebas con presiones iniciales de confinamiento de 25 y 100 kPa respectivamente con un porcentaje de finos de 6 %. La figura 4.8 indica que para una presión de confinamiento inicial de 25 kPa, se presenta la licuación estática para las dos densidades menores (12 y 22 %). En una densidad de 31 % se presenta la condición de licuación temporal, mientras que a 42 % el suelo presenta un comportamiento totalmente estable.



Figura 4.8. Trayectorias de esfuerzo en pruebas en la arena de Nevada para 4 diferentes densidades y el mismo esfuerzo de confinamiento inicial de 25 kPa (Yamamuro y Lade, 1997).

La figura 4.9 muestra que, para una presión de confinamiento inicial de 100 kPa, se presenta licuación total para una densidad de 12 %, mientras que en la de 22 % y 31 % se presenta la licuación temporal. En la muestra con densidad relativa de 42 % se observó un comportamiento estable. En las figuras 4.8 y 4.9 se observa que la pendiente de las trayectorias de esfuerzos efectivos se incrementan conforme se incrementa la densidad relativa.



Figura 4.9. Trayectorias de esfuerzo en pruebas en la arena de Nevada para 4 diferentes densidades y el mismo esfuerzo de confinamiento inicial de 100 kPa (Yamamuro y Lade, 1997).

Otro aspecto importante en el comportamiento de estas arenas fue el ángulo de fricción movilizado cuando se presenta la inestabilidad en el suelo (Ver figura 4.10). Este ángulo de fricción de inestabilidad en el ángulo de fricción secante asociado con el valor máximo del esfuerzo desviador en una trayectoria de esfuerzos efectivos que exhibe licuación total o el pico inicial en las muestras que exhiben licuación temporal. La parte (a) de la figura 4.10 muestra el ángulo de inestabilidad para las pruebas con tres densidades bajas de la arena de Nevada relacionadas con la presión inicial de confinamiento. Esta figura claramente muestra que densidades iniciales altas tienden a alcanzar altos ángulos de inestabilidad. Lade (1993) notó una relación similar para resultados de muchas pruebas no drenadas en diferentes arenas. También mostró que para una densidad relativa dada, las pruebas que exhiben licuación total tienden a tener valores de ángulos de inestabilidad menores que los obtenidos en pruebas que presentan licuación temporal.

Las densidades más altas (22 y 31 %) indican ángulos de inestabilidad relativamente constantes, pero la arena más compresible para una densidad baja (12 %) muestra un ligero incremento en el ángulo de inestabilidad con el incremento de la presión de confinamiento. La parte (b) de la figura 4.10, muestra los ángulos de inestabilidad relacionados con la relación de vacíos después de la consolidación para las mismas pruebas de la parte (a). Se observa que el ángulo de inestabilidad decrece con el incremento de la relación de vacíos. Bjerrum et al. (1961) encontraron un comportamiento similar en la arena de Valgrinda.



Figura 4.10. Ángulo de fricción de inestabilidad de las tres densidades más sueltas de la arena de Nevada. (a) Incrementando la densidad relativa se incrementa el ángulo de inestabilidad. (b) Relación única entre la relación de vacíos y el ángulo de inestabilidad (Yamamuro y Lade, 1997).

Los resultados de las arenas sueltas de Nevada y Ottawa, claramente muestran que la licuación estática es un fenómeno de bajas presiones y que el efecto de incrementar la presión de confinamiento, incrementa la resistencia a la licuación. Esta observación parece ser razonables cuando se compara con casos históricos de licuación. Muchos de los casos reportados con licuación, tales como taludes submarinos, presas o estructuras formadas con jales, se han presentado a profundidades 5 a 40 m, con alturas por de debajo de los 20 m (Bjerrum 1968; Sladen et al, 1985; Troncoso, 1988; Berti et al. 1988; Lade, 1993). Estos resultados se obtuvieron en presiones relativamente bajas (entre 0 y 250kPa) en arenas típicas sueltas y saturadas. Para densidades típicas en el campo, el comportamiento normal del suelo observado en arenas limpias requeriría presiones de confinamiento más altas para alcanzar un comportamiento inestable. Muchos de los resultados obtenidos en pruebas in situ usados en la evaluación del fenómeno de licuación (Tatsuoka, 1980; Tokimatsu, 1983; Seed, 1983; Campanella, 1980), soportan la aseveración de que la licuación es un fenómeno de bajas presiones.

Combinando los resultados de estudios antiguos y recientes, se forma la hipótesis de que hay cuatro tipos generales de comportamiento no drenado de arenas muy sueltas bajo carga monotónica con la misma densidad inicial. Estas, se muestran esquemáticamente en la figura 4.11. están compuestas por: (1) Licuación estática completa, (2) Licuación temporal. (3) Inestabilidad temporal, y (4) Inestabilidad.


Figura 4.11. Cuatro trayectorias de esfuerzos efectivos diferentes de arenas limosas sueltas (Yamamuro y Lade 1997).

La licuación estática se presenta a bajas presiones, como se muestra en la figura, y se caracteriza por el desarrollo de grandes presiones de poro que resultan en presiones efectivas de confinamiento nulas y un esfuerzo desviador nulo. El ángulo de fricción efectivo máximo se incrementa con el incremento de la presión de confinamiento inicial. La figura esquemática 4.11, también muestra, en forma exagerada, que en arenas sueltas la línea de inestabilidad es no lineal. En las regiones de licuación y licuación temporal el ángulo de fricción de inestabilidad se incrementa con el incremento de la magnitud de los esfuerzos. y permanece constante para altas presiones.

La licuación temporal se presenta a mayores esfuerzos que la región de licuación estática y se caracteriza por un valor pico inicial en el esfuerzo desviador, seguido de un decremento en el mismo. Bajo el cortante continuo, el espécimen exhibe tendencias dilatantes y la presión de poro decrece, por lo que el esfuerzo desviador incrementa su magnitud hasta valores mayores que el valor pico inicial. Esto se presenta para grandes deformaciones axiales. En esta región, los especímenes exhiben un incremento en la dilatancia con el incremento de la presión de confinamiento inicial. La pendiente de la porción de la trayectoria de esfuerzos efectivos que exhibe dilatancia tiende a no ser paralela con las obtenidas para altas presiones y puede localizarse ligeramente bajo la línea de falla obtenida a altas presiones. El esfuerzo desviador máximo se incrementa con el incremento de las presiones de confinamiento. A bajas presiones, donde se presenta la licuación total y parcial, el mecanismo predominante de contracción volumétrica se debe a un nuevo arreglo de la estructura granular suelta compresible.

La inestabilidad temporal (Yamamuro y Lade, 1997), como se muestra en la figura 4.11 se presenta bajo esfuerzos mayores que los presentados en la licuación temporal y pueden ocurrir en una región similar a la licuación temporal excepto por dos diferencias significantes. La primera diferencia es que el valor en que se incrementa el esfuerzo desviador arriba del pico inicial para la inestabilidad temporal no es tan grande como la exhibida en la licuación temporal. La segunda diferencia es que el suelo exhibe un incremento en la contractividad con el incremento de la presión de confinamiento.

Estas diferencias se presentan porque los esfuerzos requeridos para la inestabilidad temporal son mucho más grandes que las regiones de licuación total y parcial. Esto corresponde a un cambio en el mecanismo de contracción volumétrica de un reordenamiento de los granos a un rompimiento de partículas.

La región de inestabilidad se localiza a presiones más grandes que las generadas en la región de inestabilidad temporal (Yamamuro y Lade, 1997) y se caracterizan en cuanto a que el esfuerzo desviador alcanza un valor pico, posteriormente decrece pero nunca se vuelve a incrementar a un valor mayor que el valor pico inicial antes de alcance la línea de falla. A altas presiones el rompimiento de las partículas es el principal mecanismo de contracción en las arenas (Lade et al. 1996).

### 4.3 Influencia del contenido de finos en el comportamiento de las arenas.

#### 4.3.1 Influencia del contenido de finos en condiciones estáticas

Ovando y Meza (1991) estudiaron el comportamiento esfuerzo deformación de una arena fina saturada a la cual se le agregó materia fina (caolín o bentonita) en diferentes proporciones. Realizaron ensayes tipo CU en muestras en las que se varió el contenido de finos (3, 5, 7 y 10 %), además de la presión de consolidación y la densidad de las probetas. En los resultados se observó que a medida que se incrementa el contenido de caolín y la relación de vacíos, la magnitud del exceso de presión de poro aumenta, ocasionando la pérdida de resistencia. Esto también se observó al utilizar bentonita en los ensayes.

En la figura 4.12 se presentan los resultados del ensaye de especímenes de arena con diferentes contenidos de caolín, manteniendo constante la relación de vacíos (0.86) y la presión de consolidación efectiva (1 kg/cm<sup>2</sup>). En términos generales, los especímenes al comienzo de la prueba muestran una gran rigidez siendo mayor en la arena sin finos. El exceso de presión de poro aumenta a medida que aumenta el contenido de finos hasta 7 % de caolín. Las muestras con 10 % de caolín generan presiones de poro de magnitudes muy parecidas a las de las probetas de 7 % de caolín.

Al ensayar arenas con diferentes contenidos de bentonita, igual presión de consolidación y relación de vacíos, los especímenes mostraron mayor rigidez al comienzo de la prueba que los que contienen caolín. La magnitud del exceso de presión también aumenta a medida que aumenta el porcentaje de bentonita, pero de menor magnitud que la observada en las muestras de caolín. Además, se analizaron los resultados obtenidos de ensayes para especímenes en estado suelto y denso de arena sin finos, arena con 5 % de caolín y arena con 5 % de bentonita consolidadas hasta 1 kg/cm<sup>2</sup>. De ensayes los autores encontraron lo siguiente:

- a) Las mezclas arena bentonita son más rígidas que las de arena caolín. Lo anterior es especialmente notorio para los especímenes de mayor densidad.
- b) La magnitud de la presión de poro inducida depende del contenido de finos, la relación de vacíos y tipo de finos.
- c) Cuando el exceso de presión de poro alcanza su máximo, la resistencia del material disminuye ligeramente y la muestra tiende a la dilatación. Esto ocurre en muestras muy sueltas y con altos porcentajes de finos (de 7 a 10 %).



Figura 4.12. Resultados obtenidos al ensayar muestras arena – caolín con la misma relación de vacíos inicial y la misma presión de consolidación (Ovando y Meza, 1991).

Con el programa experimental realizado se mostró que la resistencia, la rigidez y la capacidad para generar presión de poro dependen del porcentaje y tipo de finos para muestras con la misma relación de vacíos inicial.

Con este programa se buscó un porcentaje de finos de umbral que definiera la cantidad de material fino que revirtiera las tendencias señaladas arriba. Es decir, un porcentaje de material fino arriba del cual la magnitud de la máxima presión de poro dejara de incrementarse al aumentar la cantidad de finos. Los resultados de las pruebas demostraron que en el caso de las muestras arena – caolín el porcentaje de umbral es de 7 %; en los especímenes de arena bentonita no se llegó a definir con precisión tal umbral aunque los resultados experimentales sugieren que no difiere mucho del porcentaje señalado en las arenas con caolín. El esfuerzo efectivo de consolidación máximo usado en esta investigación fue de 3 kg/cm<sup>2</sup>

Georgiannou et al (1990) realizaron una investigación en arenas arcillosa. Formaron especímenes individuales de arena por sedimentación dentro de una suspensión de arcilla. Las dos partes constituyentes de la muestra fueron: la arena del río Ham y caolín, cuyo comportamiento individual ha quedado bien establecido y pueden usarse como base con la cual se puede comparar la respuesta de la arena arcillosa. En esta investigación describieron el comportamiento observado durante la aplicación de carga tanto en extensión como en compresión, los efectos de la variación en el contenido de arcilla y la relación de vacíos intergranular. Todos los especímenes se consolidaron anisotrópicamente y se siguió una trayectoria de esfuerzos para diferentes valores de k en compresión (k = 0.49). La respuesta no drenada en la arena arcillosa en un estado relativamente suelto se muestra en la figura 4.13 ( $e_{gf} = 0.8$  y contenidos de finos entre 3.5 y 7.6 %). La parte inicial de las curvas esfuerzo deformación se muestran en la figura 4.14 y la variación del exceso de presión de poro se muestra en la figura 4.15. En compresión las trayectorias de esfuerzos efectivos coinciden aproximadamente a pesar del contenido de finos. Las trayectorias divergen en un punto correspondiente a una deformación axial de 0.05 % y la arena arcillosa exhibe un reblandecimiento el cual es mayor en las arenas con 7 % de finos. En pruebas de extensión, el material se licuó en una deformación axial de 2 %. De acuerdo con las figuras 4.13 a 4.15 se puede observar que no hay efectos en el comportamiento en pruebas de extensión con pequeños contenidos de finos. De acuerdo con esta investigación la arena arcillosa en contraste con la arena limpia, exhibe un reblandecimiento durante la compresión triaxial no drenada, antes de que el material se licue.



Figura 4.13. Trayectorias de esfuerzos de compresión y extensión triaxial no drenada con variación del contenido de arcilla para diferentes relaciones de vacíos (Georgiannou et al, 1990).

De acuerdo con Georgiannou y co-autores, el papel de la arcilla en las muestras de arena arcillosa, formada por sedimentación de la arena dentro de una suspensión de arcilla, parece deberse a dos causas: a) El contenido de arcilla en la muestra areno arcillosa genera una relación de vacíos intergranular mayor que la relación de vacíos en la arena limpia. b) Modifica la distribución de contactos de la arena, incluyendo las condiciones de contacto, así que los cambios en el reblandecimiento pueden tomar lugar a relación de vacíos constante. El incremento de la fracción de arcilla a relación de vacíos intergranular constante reduce la estabilidad de la muestra. Para fracciones de arcilla arriba del 20 %, la arcilla no reduce significativamente el ángulo de fricción interna de la componente granular. El esfuerzo efectivo de consolidación para las pruebas fue de 3.5 kg/cm<sup>2</sup>



Figura 4.14. Curvas esfuerzo – deformación de compresión y extensión triaxial no drenada con variación del contenido de arcilla para diferentes relaciones de vacíos (Georgiannou et al, 1990).



Figura 4.15. Curvas relación de vacíos – exceso de presión de poro en pruebas de compresión y extensión triaxial no drenada con variación del contenido de arcilla para diferentes relaciones de vacíos (Georgiannou et al, 1990).

Pitman, Robertson y Sego (1994), realizaron una investigación sobre la influencia de los finos en el colapso de arenas sueltas bajo condiciones no drenadas en pruebas de compresión consolidadas isotrópicamente. El mismo método de preparación, nivel de esfuerzos efectivos de consolidación y procesos de laboratorio se usaron para todas las muestras con fines de comparación. En esta investigación se varío el contenido de finos tanto plásticos como no plásticos. La arena utilizada fue de cuarzo subredondeada limpia y uniforme.

Los materiales finos utilizados fueron caolínita (plástico) y los no plásticos fueron finos producto de la trituración de sílice. También se usó como finos no plásticos una arena fina subredondeada y limpia (70-140 silica sand). Para estudiar el efecto del contenido de finos se hicieron pruebas con 10, 20, 30 y 40 % de finos por peso. Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 4.16 a la 4.18. Las figuras 4.16 y 4.17 indican que el incremento del contenido de finos parece inducir una menor deformación por reblandecimiento. Los resultados también indican que parece existir una pequeña diferencia entre los resultados usando finos plásticos y no plásticos. La figura 4.18 indica que no parecen existir cambios en la respuesta del suelo cuando cambia la graduación por el incremento de diferentes porcentajes de la arena fina (70-140). Para entender mejor el comportamiento se normalizaron los resultados con respecto al esfuerzo cortante máximo (tpeak) o el esfuerzo desviador máximo ( $\sigma_{dp}$ ). Los resultados normalizados se presentan en las figuras 4.19-4.21. Los resultados en las figuras 4.19 y 4.20 (caolinita y finos de sílice triturado) muestran una clara tendencia de decrecer la deformación por reblandecimiento con el incremento del contenido de finos arriba del 30 %, en todas las pruebas donde se siguió la misma trayectoria de esfuerzos.



Figura 4.16. Trayectorias de esfuerzo s'- t y curvas esfuerzo – deformación para varios porcentajes de caolinita (Pitman, Robertson y Sego, 1994).



Figura 4.17. Trayectorias de esfuerzo s'- t y curvas esfuerzo – deformación para varios porcentajes de finos de sílice triturado (Pitman, Robertson y Sego, 1994).



Figura 4.18. Trayectorias de esfuerzo s'-t y curvas esfuerzo – deformación para varios porcentajes de arena sílica 70-140 (Pitman, Robertson y Sego, 1994).

71

El comportamiento dúctil de la caolinita y el sílice triturado en porcentajes de 40 % indican que el comportamiento no drenado está gobernado por el contenido de finos. Las figuras 4.19 y 4.20 ilustran este comportamiento para un contenido de 40 % de fino. Nótese que para un contenido de 40 % de finos no se define un pico y el esfuerzo desviador continua elevándose, hasta que se vuelve constante para grandes deformaciones cuando la muestra alcanza su estado estable. Una de las observaciones principales de esta investigación fue que el reblandecimiento no drenado decrece si el contenido de finos (plástico y no plásticos) se incrementa. Los investigadores concluyen que para contenidos de finos de 40 %, la trayectoria de esfuerzos sufre solamente deformación por endurecimiento hasta alcanzar el estado estable, pero no por reblandecimiento.



Figura 4.19. Curvas t / t pico vs. s' y  $\sigma/\sigma d$  vs.  $\varepsilon_a$  para varios porcentajes de caolinita (Pitman, Robertson y Sego, 1994).

Los resultados de este estudio sugieren que el reblandecimiento puede no estar controlado por la plasticidad de los finos pero sí por el contenido de finos, al menos para porcentajes mayores de 10%. También se observó que el comportamiento no drenado monotónico permaneció virtualmente sin cambios con la graduación de la arena (figura 4.21). Se observó que el riesgo de la inestabilidad estructural disminuye con el incremento de finos. El porcentaje y la plasticidad de los finos afectan el grado para el cual la relación de vacíos preparada cambia durante la saturación y la consolidación. La localización de la línea de estado estable también parece cambiar con el cambio en el porcentaje de finos. Sin embargo, es necesario realizar más pruebas significativas a diferentes niveles de esfuerzos para confirmarlo. El contenido de 20% de finos parece marcar la transición entre una arena dominada por los granos de arena y una dominada por la matriz de finos. El esfuerzo efectivo de consolidación en todas las pruebas fue de 3.5 kg/cm<sup>2</sup>. Es importante mencionar que no se investigaron contenidos de finos entre 0 y 10% que como ya se ha comentado presentan un comportamiento indeseable desde el punto de vista de la licuación.



Figura 4.20. Curvas t / t pico vs. s' y  $\sigma/\sigma d$  vs.  $\varepsilon_a$  para varios porcentajes de finos de silice triturado (Pitman, Robertson y Sego, 1994).



Figura 4.21. Curvas t / t pico vs. s' y  $\sigma/\sigma d$  vs.  $\varepsilon_a$  para varios porcentajes de finos de arena sílica 70-140 (Pitman, Robertson y Sego, 1994).

Ovando y Pérez (1997) realizaron una investigación para examinar el comportamiento de mezclas de arena y caolín sujetas a carga monotónica no drenada en una cámara triaxial. La consolidación fue aplicada tanto isotrópica como anisotrópicamente para diferentes valores de K, en pruebas de extensión y compresión. Las muestras fueron formadas por capas aplicando el método de pisonado húmedo (wet tamping). Las curvas, esfuerzo - deformación y presión de poro – deformación mostradas en la figura 4.22 son típicas y fueron obtenidas de una serie de ensayes de extensión y compresión en muestras sueltas consolidadas anisotrópicamente. Las trayectorias de esfuerzo correspondientes se muestran en la figura 4.23. La influencia de pequeños contenidos de caolín en el comportamiento esfuerzo deformación de muestras, cargadas en compresión es evidente a partir del análisis de las figuras 4.22 y 4.23. El esfuerzo desviador pico y la resistencia mínima es mayor en muestras con pequeños porcentajes de caolín. También para cualquier valor particular de la deformación axial se generaron valores menores de presión de poro para muestras con menores contenidos de caolín. En contraste, durante las pruebas de extensión el contenido de partículas finas tiene solo una pequeña influencia en la forma de las curvas esfuerzo - de formación y las trayectorias de esfuerzos efectivos.



Figura 4.22. Curvas típicas de esfuerzo - deformación y presión de poro – deformación en muestras consolidadas anisotrópicamente (Ovando y Perez, 1997).

Estos efectos ya habían sido observados antes (Ford, 1985; Ovando y Meza, 1990; Geogiannou et al, 1991) y puede resumirse diciendo que cualitativamente, para los porcentajes de partículas finas usadas en esos experimentos, el incremento del contenido de caolín es análogo al incremento de la relación de vacíos inicial. Estas tendencias no continúan indefinidamente, ya que las partículas finas dominarán eventualmente el comportamiento de las mezclas.



Figura 4.23. Trayectorias de esfuerzos efectivos para los resultados de la figura 4.30 (Ovando y Pérez, 1997).

Arriba de un cierto porcentaje de umbral de partículas finas, la presión de poro crecerá para un incremento en proporción directa al incremento de partículas finas. Para mezclas de arena y caolín similares, las tendencias se revierten para porcentajes de 7 %. En el caso del material estudiado por Georgiannou, el porcentaje es de 20 % (para la arena del río Ham). Si se agregan más partículas finas, el colapso estructural y la deformación de flujo después del esfuerzo cortante pico serán inhibidos y las mezclas eventualmente se comportarán como arcillas.

En esta investigación se corroboran los hallazgos previos referentes a la influencia de pequeños contenidos de finos en el comportamiento no drenado de una masa de arena, y que se basan en que la presencia de pequeños contenidos de finos incrementan el potencial para generar exceso de presión de poro durante carga no drenada; esto también reduce la resistencia y la rigidez. Partículas finas en pequeños porcentajes no contribuyen a la capacidad de carga de la arena.

Además del contenido de finos, en esta investigación (Ovando y Pérez, 1997) se encontró que para diferentes relaciones de consolidación el potencial para generar presión de poro durante la carga no drenada también depende de la relación de vacíos intergranular, de la posición relativa del estado de esfuerzos después de la consolidación con respecto a la envolvente de falla y de la trayectoria de carga (extensión o compresión). El esfuerzo efectivo de consolidación máximo fue de 2 kg/cm<sup>2</sup>

Lade y Yamamuro, (1997), realizaron un programa experimental consistente en el desarrollo de pruebas de compresión triaxial no drenadas para evaluar el potencial de la licuación estática de las arenas con una sistemática variación en el contenido de finos para diferentes graduaciones de arenas limpias. Las dos diferentes graduaciones se hicieron con arena de Nevada (una con materiales entre la malla 50 y 80 y otra entre las mallas 50 y 200).

También fueron utilizadas dos diferentes graduaciones de arena de Ottawa (una entre las mallas 50 y 200 y otra entre las mallas 60 y200, Ottawa **F-95**). Los finos usados fueron partículas que pasan la malla 200 obtenidos de la arena natural de Nevada. Debido a que la mayoría de las arenas que se licuan bajo carga estática o cíclica han sido depositadas bajo condiciones marina o aluviales, se utilizó un método de deposición que simula dichas condiciones de energía de deposición. Se ha encontrado que la pluviación en seco crea una estructura similar a la que se presenta en los ríos por naturaleza.

Los especímenes usados fueron preparados en su estado más suelto posible. El efecto de los finos en la arena de Nevada (50/200) se muestra en la figura 4.24. En la parte a se muestra la trayectoria de esfuerzos efectivos y en la parte b su correspondiente curva esfuerzo deformación. La figura 4.24a muestra que el incremento en el contenido de finos, la trayectoria de esfuerzos efectivos tiende a ser achatada con una valor menor del esfuerzo desviador.



Figura 4.24. Incremento del potencial de licuación estático con el contenido de finos. (a)Trayectorias de esfuerzos efectivos; (b) Curva esfuerzo – deformación (Lade y Yamamuro, 1997).

La figura 4.24b muestras que el incremento en el contenido de finos produce licuación a bajos valores de deformación axial. También se observa que el potencial de licuación estática se incrementa aún cuando las densidades relativa y absoluta se incrementan. De acuerdo con Yamamuro esta observación es inconsistente con el comportamiento normal del suelo, el cual sugiere que el suelo debe exhibir mayor dilatancia conforme se incrementa la densidad. Esto implica que ni la densidad relativa ni la relación de vacíos pueden proveer indicaciones satisfactorias del potencial de licuación en arenas limosas.

La arena de Nevada (50/80) fue escogida para observar el efecto de la graduación y compararla con la arena de Nevada (50/200). La arena entre las mallas 80 y 200 fue removida de la graduación de la arena 50/200 para crear la graduación más uniforme (50/80). La trayectoria de esfuerzos efectivos y la curva esfuerzo – deformación para variaciones en el contenido de finos con la arena de Nevada 50/80 se muestran en la figura 4.25. La prueba con cero porcentaje de finos exhibe licuación temporal, mientras que la arena Nevada 50/200 con 0% de finos exhibe licuación estática total.



Figura 4.25. Incremento del potencial de licuación estático con el contenido de finos. (a)Trayectorias de esfuerzos efectivos; (b) Curva esfuerzo – deformación (Lade y Yamamuro, 1997).

Para probar que los resultados anteriores no están sólo limitados a la arena de Nevada, se desarrollaron pruebas no drenadas en arena de Ottawa con dos diferentes graduaciones usando los finos de la arena de Nevada. Los resultados para la arena de Ottawa 50/200 se presentan en la figura 4.26. de acuerdo con los resultados, esta arena parece ser más resistente a la licuación que la arena de Nevada, ya que las pruebas con 0% de finos presentaron licuación temporal. Sin embargo, conforme aumenta el contenido de finos la licuación total se presenta a pesar del incremento en la densidad. Para la arena de Ottawa F-95, los resultados se presentan en la figura 4.27. En este caso se desarrollaron dos pruebas no drenadas y los resultados exhiben el mismo patrón de comportamiento observado en las otras arenas. La prueba sin finos exhibe una licuación temporal, mientras la prueba con 10 % de finos indica una licuación total. De nuevo, la licuación ocurre a grandes densidades, indicando que la relación de vacíos y la densidad relativa no son totalmente adecuadas para estimar el potencial de licuación de este tipo de suelo.



Figura 4.26 Incremento del potencial de licuación estático con el contenido de finos. (a)Trayectorias de esfuerzos efectivos; (b) Curva esfuerzo – deformación (Lade y Yamamuro, 1997).



Figura 4.27. Incremento del potencial de licuación estático con el contenido de finos. (a)Trayectorias de esfuerzos efectivos; (b) Curva esfuerzo – deformación (Lade y Yamamuro, 1997).

78

Como conclusiones generales se tiene, que las arenas ensayadas tienen diferentes susceptibilidades a la licuación dependiendo de su graduación inicial. Las arenas sueltas siempre indicaron la mayor resistencia a la licuación. Todas las arenas mostraron que el incremento en el contenido de finos incrementa el potencial de licuación. Para diferentes contenidos de finos todas las arenas limpias alcanzaron la licuación estática completa.

Los esfuerzos efectivos de consolidación máximos que se aplicaron en esta investigación fueron de  $0.25 \text{ kg/cm}^2$ . Es importante mencionar que no se investigaron contenidos de finos entre el 0 y 10 % que como ya se ha comentado presentan un comportamiento indeseable desde el punto de vista de la licuación.

Thevanyagam (1998), realizó un programa experimental para investigar el efecto de los finos y cuantificar su impacto en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada. Se desarrollaron pruebas triaxiales de compresión (TC) en especímenes con dimensiones de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, preparados usando una arena base mezclada con diferentes contenidos de finos: (1) 10 % finos de sílice (GS), (2) 10 % caolín (KS) y (3) 25 % de caolín (KS). La arena base contenía 2 % de finos. Estos especímenes se denotan como A2, indicando el 2 % de finos en las figuras que se presentarán.

En esencia, los suelos descritos anteriormente tienen un contenido de finos total de 12, 12 y 27 % respectivamente. Los especímenes con cero contenido de finos están denotados por A0. Los especímenes fueron preparados por el método de pluviación en seco. Los resultados obtenidos en ese estudio se analizaron de acuerdo con las líneas de estado estable.

En la figura 4.28 se muestran los puntos de estado estable (a grandes deformaciones) en la curva e  $-\log(p')$  y la curva e  $-\log(Sus)$ , donde Sus es la resistencia en el estado estable y p' es el esfuerzo medio principal efectivo en el estado estable. Las comentarios que se derivan son los siguientes:

Primero, la resistencia en el estado estable para la arena base es relativamente insensible al esfuerzo de confinamiento. Segundo, comparando la arena base ensayada con 2 % de finos y la ensayada con 0% de finos, un pequeño contenido de finos parece ser suficiente para tener una posición diferente de la línea de estado estable con respecto a la obtenida para el 0% de finos. Tercero, como se ha observado en muchas investigaciones, los puntos de estado estable para arenas limosas caen debajo de los puntos de estado estable para la arena base con una misma relación de vacíos. Cuarta, los puntos de estado estable para cada una de las arenas limosas cae en una banda separada, con la excepción de la de 25% KS, la cual estuvo sujeta a dos diferentes esfuerzos de confinamiento, mostrando dos diferentes estados estables.

En la figura 4.29 se muestran los puntos de estado estable (a grandes deformaciones) en la curva  $e_{gf} - \log(p')$  y la curva  $e_{gf} - \log(Sus)$ . Dos observaciones se pueden hacer inmediatamente. Cuando los datos de la arena base (A0 y A2) se convierten a la equivalente  $e_{gf}$ , todos los datos caen en la misma línea de estado estable, con alguna variación que era de esperarse. Estos muestras indican (relativamente) insensibilidad al esfuerzo de confinamiento inicial.



Figura 4.28. Datos de Estado estable: (a) e vs p'; (b) e vs Sus (Thevanyagam, 1998).

Cuando se examinan los datos para las arenas limosas, los datos exhiben la siguiente tendencia. Mientras los datos de estado estable mostrados en la figura 4.28 dependen de e y el contenido de finos, un interesante descubrimiento se observa en la figura 4.29:

- Cuando e<sub>gf</sub> < e<sub>máx,HS</sub> (relación de vacíos máxima de la muestra base), Sus para la arena base y la arena limosa es similar cuando se comparan con el mismo valor de e<sub>gf</sub>. Los puntos desviados de esta observación corresponden a los especímenes dilatantes al final de la prueba.
- 2. Cuando egf está muy cercano a emax,HS, los valores de Sus son algo erráticos. La razón de esto es que el esqueleto de los granos, es inestable por sí mismo. Algunos de los finos pueden estar actuando como un vehículo de transferencia de carga secundario entre "algunos" de los granos gruesos, mientras que el resto de los finos se mantienen confinados en los vacíos intergranulares. La resistencia al esfuerzo cortante se deriva de una combinación de la fricción entre los granos y los finos.
- 3. Cuando egf >emáx,HS, los valores de Sus son muy bajos, típicamente menores de 50 kPa (para especímenes consolidados a 100 kPa). Para valores de Drs (densidad relativa intergranular) de alrededor del 50 %, Sus alcanza valores menores de 25 kPa. Para valores de Drs << -50 %, la tendencia observada indica una reducción continua en los valores de Sus.</p>



Figura 4.29. Datos de Estado estable: (a) es vs p'; (b) es vs Sus (Thevanyagam, 1998).

En esta investigación se concluye lo siguiente:

Los resultados experimentales en arenas limosas indican que la resistencia al esfuerzo cortante no drenada para grandes deformaciones (Sus) depende de relación de vacíos intergranular. La resistencia al cortante de un espécimen de arena limosa densa para una relación de vacíos intergranular es aproximadamente la misma que la de la arena base para la misma relación de vacíos. Cuando  $e_{gf} > e_{max,HS}$  la resistencia al cortante de la arena limosa es baja y depende del esfuerzo de confinamiento inicial. A densidades bajas, la **Sus** de una arena limosa depende de la relación de vacíos intergranular y del esfuerzo inicial de confinamiento.

#### 4.3.2 Influencia del contenido de finos en condiciones dinámicas.

Como ya se comentó en el capítulo anterior, el contenido de finos (cementante) en los suelos arenosos incrementa sus velocidades de onda y el módulo por el incremento en la rigidez de los contactos entre partículas (a pequeñas deformaciones). La figura 3.23 ilustra la tendencia típica observada encontrada en estudios de laboratorio de  $G_{máx}$  en arenas cementadas artificialmente. Aún pequeños contenidos de cementante pueden incrementar  $G_{máx}$ , especialmente a bajos niveles de confinamiento. Por otro lado, como el contenido de finos se incrementa,  $G_{máx}$  llega a ser menos sensitivo a la presión.

En el caso del amortiguamiento (a pequeñas deformaciones), en la figura 4.30 se muestra la influencia de la presión de confinamiento y pequeños contenidos de finos (cementante) en el amortiguamiento mínimo  $\lambda_{min}$  en condiciones secas. Estos valores corresponden a los valores de G<sub>máx</sub> de la figura 3.23.



Figura 4.30. Variación del amortiguamiento mínimo con el esfuerzo efectivo de confinamiento para una arena ligeramente cementada (Stokoe, 1995)

A partir de estos resultados se ha encontrado que bajo esfuerzos cortantes el amortiguamiento  $\lambda_{min}$ , en arenas secas con contenidos de finos, son independientes del valor de la frecuencia en el intervalo de f  $\approx$  1 a 100 Hz (Sponseller y Stokoe, 1995). Todos los valores están en el rango  $\lambda \approx 0.2$  a 1 %, con  $\lambda_{min}$  decreciendo con el incremento de la presión confinante y el contenido de finos.

En resumen podemos decir que el contenido de finos en arenas, ya sea natural o artificial, incrementa el valor de  $G_{máx}$  y disminuye el valor de  $\lambda$  a pequeñas deformaciones; fuertes contenidos de finos pueden además disminuir la influencia del esfuerzo de confinamiento.

El efecto del contenido de finos puede también cambiar la forma de las curvas del módulo de rigidez y el amortiguamiento, disminuyendo la importancia relativa de la fricción en los contactos entre partículas y la libertad de movimiento de los granos. En forma general se puede decir, que la respuesta esfuerzo – deformación llega a ser más lineal, con valores de  $G/G_{máx}$  incrementándose arriba del valor de 1 y  $\lambda$  disminuyendo.

El efecto del contenido de finos es más pronunciado a pequeñas deformaciones y quizá puede desaparecer a grandes deformaciones cíclicas al destruirse el efecto de la cementación; para esas deformaciones grandes  $\lambda$  y G pueden tener valores de arena no cementadas mientras G/G<sub>máx</sub> pueden caer bajo la curva correspondiente a la arena no cementada (Wang, 1986; Acar y El Tahir, 1986; Stokoe, 1989).

El papel del contenido de finos en el potencial de licuación parecería ser una parte muy estudiada, pero las conclusiones resultantes de previos estudios parecen algo contradictorias. Algunos estudios han concluido que la presencia de finos disminuye el potencial de licuación (Tokimatsu y Yoshimi, 1983; Seed et al, 1983; Robertson y Campanella, 1985; Kuerbis et al, 1988; Pitman et al, 1994). Algunos estudios indican que existe un pequeño efecto de la presencia de finos no plásticos (Ishihara, 1993), y algunos estudios concluyen que los finos incrementan la licuación (Troncoso y Verdugo, 1985; Sladen et al, 1985, Georgiannou, 1990, Ovando, 1990 y 1997). Actualmente, las conclusiones de estos estudios pueden todas ser ciertas, debido a que el contenido de finos de una arena dada está cambiando y por lo tanto el suelo se convierte en otro diferente. Ante esto, es necesario establecer bases de comparación entre estos resultados experimentales para obtener conclusiones razonables.

# 5. COMPORTAMIENTO DE RESIDUOS MINEROS.

### 5.1 Conceptos básicos.

### 5.1.1 Características de los residuos mineros (Jales).

Los residuos mineros (jales) son el producto que se desperdicia de la molienda que se realiza en la explotación minera. Estos residuos son el producto de la trituración de partículas de roca hasta tener tamaños similares a los de una arena, limo o arcilla. Los residuos típicos de la explotación metalúrgica consisten de partículas angulares con tamaños de 1 a 2 mm hasta 0.001mm o más finos aún. Los residuos finos se llaman comúnmente lamas o fangos mientras la parte gruesa se denomina simplemente arena. Generalmente contienen porcentajes altos de finos y por lo general son de baja o nula plasticidad.

Los residuos generalmente se transportan en forma de lodo, es decir, mezclas de agua y material sólido, desde el lugar donde se muelen hasta el sitio de depósito. El residuo se descarga en áreas de depósito donde las partículas sólidas se separan de la suspención al sedimentarse mientras que el agua se recicla para volver a ser usada en la molienda. Conforme las partículas sedimentadas se consolidan, constantemente fluye agua por su superficie que también se recicla.

Debido a que sus partículas son de tamaños pequeños, los residuos tienen una velocidad de sedimentación lenta, lo cual puede producir bajas densidades al momento de su depositación. Debido a eso producen masas con permeabilidad relativamente baja que se consolidan muy lentamente. El resultado final es la formación de grandes depósitos de residuos saturados relativamente sueltos, los cuales son muy susceptibles a la licuación.

### 5.1.2 Depositación de los residuos mineros.

Conforme los residuos se descargan en el área de depositación la velocidad del flujo, que ocasiona que las partículas de mayor tamaño se sedimenten primero y posteriormente lo hagan las partículas más finas conforme se incrementa la distancia del punto de descarga, generando así un cierto grado de segregación en el residuo. En estos depósitos se ha observado que los residuos con mejor graduación y densidad tienden a presentar un mayor grado de segregación que los mal graduados. La segregación de los residuos tiende a formar las llamadas "playas", es decir se produce una arena gruesa en el punto de descarga hasta residuos muy finos a distancias más largas del punto de descarga. En estas playas generalmente se forman taludes de 0.5 a 2 %.

Los residuos cercanos al punto de descarga, poseen altas compacidades relativas iniciales (es decir al momento de la descarga), la cual disminuye conforme se alejan de punto de descarga, debido a los mecanismos de depositación. En los materiales encontrados cerca del punto de descarga, la relación de vacíos varía de 0.6 a 1, mientras que en los más alejados este índice varía entre 1 y 1.6 o más. La permeabilidad que pueden presentar los residuos de grano grueso alcanza valores de hasta  $10^{-3}$  cm/s mientras que la de los más finos puede ser tan baja como  $10^{-8}$  cm/s.

Para la formación de playas con residuos más densos se puede colocar una serie de puntos de descarga cercanos entre sí localizados alrededor de la periferia del punto de descarga principal. Operando estos puntos de descarga en forma alternada se pueden formar capas delgadas de material lo más secas y densas posibles. El rango típico del espesor de estas varía de 4 a 6 pulgadas y la depositación, drenaje y consolidación puede tomar desde pocas horas hasta varios días. Conforme se van colocando las capas de residuos, se desarrollan presiones de poro negativas producidas por la acción de la capilaridad en el material fino. Estas presiones de poro pueden generar sobre consolidación y una considerable densificación de los residuos, la cual puede en muchas ocasiones, exceder la posible densidad que pudiera alcanzar el residuo por peso propio.

Troncoso (1999), clasifica los depósitos de residuos mineros en tres tipos:

1. Estructuras de rellenos hidráulicos. Este es el método más tradicional de depositación de residuos finos, en el cual se transportan como suspensión en agua y se depositan como relleno hidráulico. Estos depósitos están compuestos por dos estructuras principales: los muros resistentes o estructuras de contención, perimetrales, formados por los suelos más gruesos de los residuos disponibles y el prisma embalsado formado por los suelos más finos. En el interior de la cubeta de embalse se produce la sedimentación de los sólidos y la separación del agua clara, que puede ser evacuada, tratada o reciclada. La separación de los suelos gruesos, útiles para el peralte del muro y de los finos se hace por vaciamiento segregado.

- 2. Residuos filtrados. En este tipo de depósitos los residuos son espesados, aumentando su concentración de sólidos en agua, mediante sedimentación en estanques espesadores y/o reduciendo drásticamente su contenido de humedad mediante filtrado con equipos mecánicos. Estos depósitos se forman acopiando los residuos después de disminuir su contenido de humedad formando capas que se compactan con rodillos. De este modo se obtienen depósitos con bajos grados de saturación y altos grados de compactación, y por lo tanto, son más seguros ante solicitaciones sísmicas.
- 3. **Presas de tierra.** Los residuos minerales pueden ser embalsados en cubetas formadas con presas de tierra convencionales en casos en que la topografía de un sitio y la disponibilidad de bancos de préstamo permitan un diseño económico creando un embalse de gran volumen.

Cuando se utiliza el método de descarga en un solo punto para depositar los residuos se produce una rápida acumulación de capas con altos contenidos de agua, y no se pueden desarrollar los procesos de consolidación y desecación, por lo que estos residuos presentarán baja consolidación y permanecerán saturados durante y después de la operación de depositación. En general estas son las condiciones que presentan los residuos por lo que es necesario investigar su comportamiento referente al fenómeno de licuación.

## 5.1.3 Propiedades de los residuos mineros.

## Distribución granulométrica.

Los residuos mineros, se clasifican por lo general como arenas finas limosas o limos arenosos. El peso volumétrico unitario de las partículas sólidas varía entre 2.8 y 2.9 t/m<sup>3</sup>, el cual es mayor que el que posen los depósitos naturales. La figura 5.1 muestra algunas distribuciones granulométricas de residuos típicos, donde se puede observar que todos los materiales son en principio licuables.

## Compacidad Relativa.

La compacidad relativa que presentan los residuos depositados hidráulicamente sin compactación mecánica, varía entre 20 y 60 %, con valores promedios entre 45 y 50 %. La densidad depende principalmente de la distribución granulométrica (además del coeficiente de uniformidad y la forma de los granos), pero también depende (como ya se comentó) de las características del flujo (descarga, cantidad, concentración de partículas sólidas, velocidad de descarga, condiciones de drenaje, etc.). Para cualquier material se pueden obtener relaciones como las que se muestran en la figura 5.2.



Figura 5.1. Granulometrías típicas de residuos mineros (Perlea y Botea, 1984)



Figura 5.2. Relación entre la distancia de descarga de residuos y su densidad (Perlea y Botea, 1984)

### Resistencia al corte.

Los residuos generados en la industria minera son por lo general, materiales sin cohesión con ángulos de fricción interna que varían entre 25 y 40°. El ángulo de fricción interna depende principalmente de la distribución granulométrica. La influencia de los esfuerzos confinantes es despreciable en un intervalo de 0.5 a 5 kg/cm<sup>2</sup>, pero empieza a ser importante cundo los esfuerzos confinantes se incrementan por encima de 20 kg/cm<sup>2</sup>, que es una presión representativa para las zonas bajas de depósitos de gran altura (Perlea y Botea, 1984).

La figura 5.3a, muestra la variación del ángulo de fricción interna  $\phi$ ' con la densidad para algunos materiales de los que se presentaron en la figura 5.1. Las curvas A y B se obtuvieron del mismo material (4)(figura 5.1) a partir de los resultados de pruebas de corte directo en las que las muestras ensayadas se consolidan bajo esfuerzos normales de 0.5 a 3 kg/cm<sup>2</sup>; la diferencia entre ambos especímenes es que los resultados de la línea B, se obtuvieron sujetando las muestras a un esfuerzo normal de 20 kg/cm<sup>2</sup>.



Figura 5.3. Curvas que ilustran la influencia de la densidad en algunas propiedades de residuos mineros (Perlea y Botea, 1984)

### Permeabilidad.

El incremento en la compacidad relativa es un aspecto importante en el desarrollo de la resistencia al corte de los residuos mineros, pero a su vez, tiene una influencia desfavorable desde el punto de vista de la permeabilidad. En la figura 5.3b (Perlea y Botea, 1984), se ilustra la variación del coeficiente de permeabilidad con la densidad, determinada en el laboratorio en muestras remoldeadas en algunos materiales que se definieron en la figura 5.1. Debido a la estratigrafía horizontal que presentan los residuos, se presenta una gran anisotropía desde el punto de vista de la permeabilidad; esto es importante en el trazado de las redes de flujo que en el valor del coeficiente de permeabilidad.

#### 5.2. Licuación en residuos mineros.

Los residuos mineros depositados hidráulicamente están compuestos por materiales sin cohesión en estado saturado y por ello son grandemente susceptibles a la licuación bajo cargas sísmicas. La licuación de depósitos de residuos que a su vez son retenidos por una presa usualmente construida con materiales semejantes puede generar serios problemas en la estabilidad de la presa. En cuanto a la licuación, los residuos mineros difieren de los suelos naturales en varios aspectos. Estas diferencias deben tomarse en cuenta en la evaluación del potencial de licuación de los depósitos de residuos mineros.

En contraste con los depósitos de suelo, los finos que se encuentran en los residuos son no plásticos, muy finos y son producto de la trituración de roca, por lo que los finos de los residuos generalmente se comportan como suelos sin cohesión, mientras que al mismo tiempo exhiben algunas de las propiedades de un limo o una arcilla. La presencia de materiales finos ligeramente plásticos en los residuos tiende a incrementar la resistencia a la licuación.

Ishihara (1980), realizó una investigación exhaustiva en residuos de diferentes procedencias (tanto de Chile como de Japón), incluyendo una arena de cuarzo. Con estos materiales se realizaron especímenes con diversos métodos de fabricación (pluviación por aire y en forma de lodo principalmente), que fueron ensayados bajo carga senoidal axial con una frecuencia de 1 Hz, hasta que el espécimen alcanzara un 10 % de deformación axial en condiciones no drenadas. Cabe mencionar que se ensayaron por separado residuos compuestos sólo por arenas o sólo por finos (o lamas). Puesto que los residuos mineros tienen una gran variedad de distribuciones granulométricas desde materiales muy finos hasta arenas gruesas, el concepto de densidad relativa no es muy adecuado para interpretar consistentemente lo denso o suelto que pueda ser un residuo (Ishihara, 1980). Debido a esto, los resultados obtenidos se expresaron en función de la relación de vacíos tanto para las arenas como para los finos ensayados.

Con el fin de observar el efecto de la densidad en la resistencia cíclica de los residuos, Ishihara, utilizó el concepto de relación de esfuerzos cíclicos  $\sigma'_{dl} / 2\sigma'_{o}$  ( $\sigma'_{dl}$ : Esfuerzo desviador cíclico,  $\sigma'_{o}$ : esfuerzo de confinamiento), necesaria para causar una deformación axial de 5 % en doble amplitud. (5 % en extensión y 5 % en compresión). Estas resistencias se graficaron contra la relación de vacíos, obteniendo la curva que se observa en la figura 5.4. En esta figura se puede observar que la resistencia cíclica decrece consistentemente con el incremento de la relación de vacíos a pesar de que los materiales proceden de diferentes minas.

En la figura 5.5, una gráfica similar para los residuos finos ensayados con índices de plasticidad bajos (entre 5 y 10 %), donde se observa que la resistencia cíclica también disminuye conforme se incrementa la relación de vacíos. Sin embargo, al comparar la resistencia cíclica de los finos con las arenas para una misma relación de vacíos, se observa que la resistencia de los finos es menor que la de las arenas, es decir los finos (o lamas) son más licuables que las arenas. En las figuras 5.4 y 5.5 se puede observar que la resistencia cíclica para relaciones de vacíos grandes tiende a igualarse tanto en finos como en arenas.



Figura 5.4. Relación entre la resistencia cíclica y la relación de vacíos en residuos finos (Ishihara, 1980)



Figura 5.5. Relación entre la resistencia cíclica y la relación de vacíos en residuos finos de baja plasticidad (Ishihara, 1980)

Por otro lado, en residuos finos con índices de plasticidad mayores de 15 %, se observa que la resistencia cíclica es mayor que la de los residuos de baja plasticidad e incluso que la de las arenas (figura 5.6). Esto se debe a que los residuos finos con finos plásticos tienden a desarrollar cohesión y movilizan cierta resistencia al corte (Ishihara, 1980).



Figura 5.6. Relación entre la resistencia cíclica y la relación de vacíos en residuos finos de alta plasticidad (Ishihara, 1980)

Ishihara et al (1981), estudiaron el comportamiento de residuos mineros de Japón en muestras inalteradas obtenidas de 15 depósitos diferentes, mediante un tubo de pared delgada. Las muestras se ensayaron bajo carga cíclica senoidal axial con una frecuencia de 1 Hz, hasta que el espécimen alcanzara un 10 % de deformación axial en condiciones no drenadas. En la figura 5.7, se presentan los resultados obtenidos de residuos de minas de zinc ensayados con porcentajes de finos menores y mayores de 50 %. En esta figura se observa que la resistencia cíclica tiende a decrecer ligeramente conforme se incrementa la relación de vacíos. En la figura 5.8, se observan los resultados obtenidos en residuos procedentes de minas donde se explota oro y plata, con contenidos de finos mayores de 50 %; en este caso la resistencia cíclica es prácticamente independiente de la relación de vacíos.



Figura 5.7. Resistencia cíclica contra relación de vacíos (Ishihara, 1981)

91



Figura 5.8. Resistencia cíclica contra relación de vacíos (Ishihara, 1981)

En la figura 5.9, se observan también los resultados de ensayes en jales inalterados de la mina de cobre donde se observa un comportamiento similar al de los jales de las minas de oro. Finalmente, en la figura 5.10, se presentan los resultados de las pruebas realizadas en los residuos de la mina de Kuroko, donde se observa un comportamiento similar a los anteriores.



Figura 5.9. Resistencia cíclica contra relación de vacíos (Ishihara, 1981)

De acuerdo con los resultados obtenidos por Ishihara, se observa que la resistencia cíclica es prácticamente independiente de la relación de vacíos y del tipo de mina y mineral explotado. Por otro lado, una aspecto importante encontrado en esta investigación, es que el comportamiento cíclico esta influenciado por la plasticidad que pueda tener la parte fina de un residuo.



Figura 5.10. Resistencia cíclica contra relación de vacíos (Ishihara, 1981)

Los materiales ensayados por Ishihara tenían valores de índice de plasticidad entre 10 y 40 %. En la figura 5.11, se presenta la variación de la resistencia cíclica con respecto al índice de plasticidad, donde se observa que la resistencia cíclica en finos con índice de plasticidad de 40 % es un 50 % más alto que finos con índice de plasticidad de 10 %.



Figura 5.11. Relación entre la resistencia cíclica y en índice de plasticidad en residuos mineros (Ishihara, 1981)

Troncoso (1985), realizó una investigación para observar la influencia del contenido de finos no plásticos. Para esto se efectuaron ensayes triaxiales estáticos y cíclicos en un residuo procedente de una mina de cobre ubicada en la parte central de Chile. Los porcentajes analizados fueron de 0, 5, 10, 15, 22 y 30 %.

Para observar la variación de la resistencia, Troncoso realizó una serie de pruebas drenadas. El ángulo de fricción interna obtenido de la envolvente de falla para las series de ensayes efectuadas con la variación del contenido de finos para una misma relación de vacíos, se muestra en la figura 5.12. En esta figura se observa que el ángulo de fricción interna disminuye conforme aumenta el contenido de finos. Asimismo, se midieron los cambios volumétricos para una misma presión confinante observando que la dilatancia del material disminuye conforme aumenta el contenido de finos. En estas pruebas se determinó la relación de vacíos crítica definida por Casagrande, observando una disminución en su valor conforme se incrementa el porcentaje de finos.



Figura 5.12. Resistencia al corte y dilatancia en residuos mineros (Troncoso, 1985)

De las pruebas cíclicas realizadas, se obtuvieron las curvas de degradación del módulo de rigidez con respecto a la deformación angular (figura 5.13). En estas pruebas se observó que una influencia notable del contenido de finos. En la figura 5.13, se observa que el módulo decrece significativamente conforme se incrementa la deformación angular. En la figura se observa que para una presión confinante de 196 kPa y una relación de vacíos de 0.91, el módulo decrece un 40 % para un incremento en la deformación de 10<sup>-2</sup> a 10<sup>-1</sup> %. También se observa que el módulo de rigidez disminuye conforme aumenta el porcentaje de finos. Estos datos confirman que la deformabilidad de los residuos aumenta con el incremento del contenido de finos y con la magnitud de la deformación. Con estos resultados, es de esperarse que cuando los residuos están saturados, su comportamiento bajo cargas cíclicas esté influenciado en forma importante por su capacidad para deformarse.



Figura 5.13. Degradación del módulo de rigidez con la deformación angular (Troncoso, 1985)

En la figura 5.14, se observa que para un mismo incremento en la presión de poro, se tienen deformaciones mayores conforme aumenta el contenido de finos. Cualquier incremento en la presión de poro genera un decremento en el módulo de rigidez. Por otro lado, en la figura 5.15 puede observase que es muy importante el contenido de finos en la resistencia cíclica. En esta figura se aprecia que para un mismo esfuerzo de confinamiento, la resistencia cíclica se disminuye conforme se aumenta el contenido de finos.



Figura 5.14. Incremento de la presión de poro respecto a la deformación axial en residuos mineros con diferentes porcentajes de finos (Troncoso, 1985)



Figura 5.15. Resistencia cíclica en residuos mineros con diferentes porcentajes de finos (Troncoso, 1985)

Con estas investigaciones realizadas en residuos mineros se ha intentado demostrar que para una misma relación de vacíos, los finos no plásticos de los residuos mineros contribuyen a aumentar la capacidad para desarrollar presiones de poro y aumentar su potencial licuable (Ishihara et al 1980, 1981; Troncoso, 1986). Troncoso (1986) indicó que residuos compuestos de arenas limosas con 15 % de finos tienen solo un 50 % de la resistencia a la licuación que la arena limpia del mismo residuo para una misma densidad.

Con el fin de prevenir o limitar el potencial de licuación en residuos mineros, deben densificarse hasta una densidad mayor a la densidad crítica particular del material y reducir sus contenidos de humedad para que tengan un comportamiento dilatante bajo la acción de esfuerzos cortantes. La angularidad e irregularidad en la forma de las partículas pueden generar un alto número de contactos entre las partículas, generando un comportamiento dilatante para esfuerzos confinantes bajos a moderados en una condición densa o media.

La densidad crítica de un residuo puede alcanzarse y sobrepasarse mediante compactación mecánica o mediante la colocación por capas (como se comentó en el punto anterior). Con una depositación adecuada, la desecación que se puede producir genera densidades que pueden a su vez ser un 50 o hasta un 100 % mayores que la densidad que se puede alcanzar cuando se deposita el residuo en un solo punto de descarga (Blight y Steffen, 1979; Knight y Haile, 1983). Con este procedimiento se pueden obtener densidades de 60 a 70 %. Con este método también se puede generar una cierta sobreconsolidación en los residuos lo cual puede incrementar el coeficiente  $k_o$  y por lo tanto incrementar la resistencia a la licuación (Moriwaki et al, 1982).

Troncoso (1985), por su parte propone una separación mecánica de las fracciones de arena y finos con el fin de obtener materiales aceptables que puedan usarse en la construcción de presas. Esta separación, por lo general es cara y requiere un ciclonado centrífugo para obtener los menores contenidos de finos no plásticos. Este costo se incrementa conforme el porcentaje de finos aceptable decrece.

#### 5.3 Estudios realizados en el Instituto de Ingeniería.

A continuación se presentan algunas investigaciones recientes realizadas en el Instituto de Ingeniería referente al comportamiento de residuos mineros.

Ovando, Romo y Lagunas (1992), realizaron una investigación con el fin de estudiar el comportamiento esfuerzo deformación y presión de poro deformación de residuos mineros procedentes de la mina de La Caridad ubicada en el estado de Sonora. Para este estudio, se desarrolló una serie de ensayes estáticos en cámara triaxial en muestras saturadas consolidadas isotrópica y anisotrópicamente. El estudio pone énfasis en los efectos de la densidad y de la presencia de materiales finos en diversas proporciones en dichas propiedades.

En cuanto al efecto de la densidad inicial de las probetas, se observó que la tendencia es que la resistencia y la rigidez de las probetas aumentan conforme crece la densidad inicial mientras que la capacidad para generar presión de poro disminuye con el incremento de la densidad. Para observar la influencia de la historia de esfuerzos, se presentan los resultados obtenidos en las figuras 5.16 y 5.17, cuyas densidades son muy parecidas. De acuerdo con estas figuras, la muestra sin finos resultó ser más rígida aunque ambas generaron la misma presión de poro.





Figura 5.16. Trayectoria de esfuerzos de un espécimen sin finos consolidado anisotrópicamente (Ovando, Romo y Lagunas, 1992)

JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



Figura 5.17. Trayectoria de esfuerzos de una espécimen con 30% de finos consolidado anisotrópicamente (Ovando, Romo y Lagunas, 1992)

En las muestras ensayadas con 15 y 30 % de finos se observó el mismo comportamiento en cuanto al efecto de la densidad inicial y el comportamiento esfuerzo – deformación – presión de poro.

En los ensayes realizados en estos residuos, se observó que con el incremento del contenido de finos aumentan la resistencia, rigidez y la susceptibilidad de licuación. El contenido de finos afecta significativamente la resistencia en la falla de estos materiales, pero cuando el material que contiene finos se compacta hasta alcanzar un peso volumétrico alto, es posible desarrollar resistencias comparables con el residuo sin finos (figura 5.18).



Figura 5.18. Variación de la resistencia efectiva respecto al peso volumétrico en los residuos de la mina de La Caridad (Ovando, Romo y Lagunas, 1992)

Romo y Flores (1997) realizaron una serie de ensayes dinámicos en columna resonante en materiales procedentes de las minas La Caridad (Sonora) y El Baztán (Michoacán), en donde se utilizaron granulometrías con 0 y 30 % de finos. Las pruebas fueron drenadas. consolidadas isotrópicamente y durante los ensayes se midieron los cambios de volumen.

En las curvas de degradación del módulo de rigidez con el aumento de la deformación angular obtenidas de estos ensayes (figura 5.19), se observa que para valores de deformación entre  $10^{-5}$  y  $10^{-4}$ , el módulo de rigidez (G) y el amortiguamiento ( $\lambda$ ), permanecen prácticamente constantes, mientras que para valores mayores de la deformación angular ( $\gamma$ ), el valor de G disminuye, y el valor de  $\lambda$  aumenta.

Además se observa la influencia del esfuerzo efectivo en el comportamiento dinámico del suelo, ya que conforme aumenta el esfuerzo de efectivo aumentan los valores del módulo de rigidez, mientras que el amortiguamiento disminuye, aunque en este caso la influencia del esfuerzo de confinamiento es menor. Se observa también que al aumentar el esfuerzo de confinamiento, la deformación angular en el quiebre de la curva de degradación aumenta.

En la figura 5.20 se presentan algunas curvas de degradación del modulo de rigidez y amortiguamiento contra la deformación angular, para diferentes valores de compacidad relativa del suelo. En esta figura se observa, que conforme aumenta la compacidad aumenta el valor del módulo de rigidez, lo cual es más notable para el intervalo de deformación localizado entre  $10^{-5}$  y  $10^{-3}$  %.

En esa misma figura, se presenta la relación entre el esfuerzo efectivo al que se sometió el suelo, la compacidad relativa y el módulo de rigidez dinámico máximo, donde se observa que al aumentar la compacidad relativa aumenta el módulo de rigidez y disminuye el amortiguamiento.

Para apreciar más fácilmente, la influencia de la compacidad relativa y el esfuerzo de confinamiento, Romo y Flores (1997) presentaron las curvas de la figura 5.21, donde se aprecia que el valor del módulo de rigidez máximo aumenta con el esfuerzo de confinamiento y la compacidad relativa.

En cuanto a los cambios de volumen y deformación axial observados durante el desarrollo de las pruebas (figura 5.22), se encontró que para un cierto valor de deformación angular estos valores tienden a incrementarse rápidamente. A esta deformación se le llamó deformación angular crítica ( $\gamma_{cr}$ ).



Figura 5.19. Influencia del esfuerzo de consolidación en los parámetros dinámicos (Romo y Flores, 1997).


Figura 5.20. Influencia de la compacidad relativa en los parámetros dinámicos (Romo y Flores, 1997).



Figura 5.21. Variación de Gmax respecto al esfuerzo efectivo de confinamiento y la compacidad relativa para una deformación angular de 10<sup>-4</sup> % (Romo y Flores, 1997).



Figura 5.22. Deformación axial y cambios de volumen (Romo y Flores. 1997).

Romo y Flores (1997), realizaron un estudio con el fin de conocer las propiedades dinámicas de los residuos de la unidad minera El Herrero, localizada en el estado de Durango. En este estudio experimental se efectuaron ensayes triaxiales estáticos y ensayes de columna resonante. El material ensayado tiene un porcentaje de finos 83.6 %. Se realizaron un total de 8 ensayes estáticos a deformación controlada, en especímenes consolidados isotrópicamente.

En la figura 5.23, se presentan las curvas esfuerzo - deformación obtenidas de los ensayes estáticos. En esta figura se observa que los valores del esfuerzo desviador máximo van desde 0.15 a 0.45 kg/cm<sup>2</sup> y se alcanzan para una deformación aproximada de 2 %. El esfuerzo desviador alcanza valores mínimos después de que las probetas se han deformado un 8 %. También se observa que las curvas muestran un comportamiento característico de un material en estado suelto o medianamente denso.



Figura 5.23. Curvas normalizadas esfuerzo desviador – deformación (Flores y Romo, 1997)

En la figura 5.24, se presentan las curvas de presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo de consolidación contra la deformación. En esta figura se observa que el 85 % de la presión de poro que se genera durante la prueba se alcanza en un nivel bajo de deformación (aproximadamente 3 %). Las figuras 5.23 y 5.24 muestran un comportamiento característico de las arenas, ya que las resistencias máximas y la mayoría de la generación de la presión de poro se logran para deformaciones pequeñas respecto a la deformación total de la probeta.

En cuanto a las trayectorias de esfuerzo obtenidas (figura 5.25), se observa que los especímenes ensayados tuvieron un comportamiento contractivo para los esfuerzos efectivos de consolidación aplicados. El ángulo de fricción interna que desarrollan en la falla es de 31.5°, el cual es característico de materiales arenosos aunque hay que observar que este residuo tiene un alto porcentaje de finos, de lo cual se puede comentar que incluso los finos obtenidos de los procesos mineros se comportan como suelos arenosos.



Figura 5.24. Curvas normalizadas presión de poro – deformación (Flores y Romo, 1997)



Figura 5.25. Trayectorias de esfuerzos efectivos (Flores y Romo, 1997)

En las pruebas de columna resonante, se determinó, que los valores del módulo de rigidez máximo de este residuo van de 190 a 360 kg/cm<sup>2</sup>. Conforme aumenta la deformación angular el módulo de rigidez se degrada hasta alcanzar valores del orden de100 kg/cm<sup>2</sup> (Figura 5.26).



Figura 5.26. Degradación del módulo de rigidez en los residuos de la mina El Herrero (Flores y Romo, 1997)

En cuanto al amortiguamiento, se observa que este aumenta conforme se incrementa la deformación angular hasta alcanzar valores de 5 % (Figura 5.27).



Figura 5.27. Amortiguamiento obtenido en los residuos de la mina El Herrero (Flores y Romo, 1997).

Por otro lado, en la figura 5.28, se presenta la variación de la presión de poro con respecto a la deformación angular. En las figuras 5.27 y 5.28, se observa la existencia de una deformación angular crítica para la cual se presentan los mayores incrementos de presión de poro como se mencionó en párrafos anteriores.



Figura 5.28. Incremento de la presión de poro obtenido en los residuos de la mina El Herrero (Flores y Romo, 1997)

El hecho de conocer el comportamiento de residuos mineros es de gran importancia, ya que estos materiales componen el cuerpo de muchas presas. Los parámetros de resistencia y deformación de estos materiales estudiados en el Instituto de Ingeniería. por tal motivo, se realizan estudios experimentales y teóricos enfocados al desarrollo de métodos analíticos para solucionar la estabilidad de los taludes dichas presas, aspecto que es crítico en el comportamiento de estas estructuras por el origen de los residuos y su mal comportamiento mecánico bajo cargas estáticas y dinámicas.

Un nuevo concepto encontrado en estas investigaciones es el de la deformación angular crítica, la cual es importante en el caso de presas de residuos mineros que se encuentran en zonas sísmicas, ya que si se somete a la estructura a deformaciones angulares por encima de la crítica, el terraplén puede sufrir asentamientos considerables o bien presiones de poro que pongan en riesgo su estabilidad.

Es importante hacer notar que el comportamiento de residuos mineros en materiales de origen mexicano, se ha estudiado en el Instituto de Ingeniería desde 1975 hasta la fecha, tomando en cuenta una gama muy amplia en las densidades, contenidos de agua, etc.

# 6. ENSAVES REALIZADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

#### 6.1 Introducción.

La compactación es un proceso mecánico por medio del cual se busca, mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo – deformación de los suelos con el incremento de la densidad del material; este proceso por lo general implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen importantes, fundamentalmente ligados con la pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. La compactación incrementa la densidad del suelo a través de mecanismos tales como amasado, vibración, presión o impacto, haciendo que se reduzca el volumen de aire contenido en la estructura del suelo.

El objetivo de utilizar el concepto de compactación en esta investigación es el de poder establecer diferentes relaciones de vacíos (o densidades) en el material de estudio con el fin de conocer las características de resistencia y esfuerzo – deformación para casos particulares. Para esto es necesario encontrar una expresión que proporcione el valor la relación de vacíos del suelo para una determinada energía de compactación a partir de variables conocidas en el suelo.

107

Si se asume que

$$V_{\rm m} = V_{\rm s} + V_{\rm v} = 1$$
 (6.1)

y sabiendo que

$$\gamma_{d} = \frac{W_{s}}{V_{m}}$$
(6.2)

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$
(6.3)

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{6.4}$$

sustituyendo

$$\gamma_{d} = W_{s} \tag{6.5}$$

$$S_{s} = \frac{W_{s}}{V_{s}\gamma_{0}} = \frac{\gamma_{d}}{V_{s}\gamma_{0}}$$
(6.6)

$$V_{s} = \frac{\gamma_{d}}{S_{s} \gamma_{0}}$$
(6.7)

$$V_{v} = 1 - \frac{\gamma_{d}}{S_{s} \gamma_{0}}$$
(6.8)

$$\therefore e = \frac{1 - \frac{\gamma_d}{S_s \gamma_0}}{\frac{\gamma_d}{S_s \gamma_0}}$$
(6.9)

$$\mathbf{e} = \frac{\mathbf{S}_{s} \gamma_{0}}{\gamma_{d}} - 1 \tag{6.10}$$

La expresión 6.10 nos proporciona el valor de la relación de vacíos dadas la densidad de sólidos (S<sub>s</sub>), el peso volumétrico del agua ( $\gamma_0$ ), y el peso volumétrico seco del material y el peso volumétrico seco del suelo obtenido de la compactación ( $\gamma_d$ ), el cual dependerá del contenido de agua del suelo y de la energía de compactación aplicada.

#### 6.2 Características del material utilizado

En esta investigación se utilizó un material procedente de la mina de "Charcas", localizada en San Luis Potosí. El material es una arena producto de la trituración de roca (residuo minero también llamado Jal).

Al material integral proporcionado, se le determinó su distribución granulométrica, de la cual se encontró que el jal está predominantemente compuesto de arenas finas con tamaños comprendidos entre las mallas No. 40 y No. 200, con un contenido de finos no plásticos de 14 %. En la figura 6.1 se presenta la distribución granulométrica del material En observaciones realizadas al material en el microscopio se encontró que los granos de arena son predominantemente angulosos y alargados.



Figura 6.1. Distribución granulométrica del material integral en estudio.

También se determinó la densidad de sólidos del material para la cual se obtuvo un valor de 3.02, mientras que la fracción fina arrojó una densidad de sólidos de 3.01. La densidad de los finos se determinó con el fin de poder calcular la relación de vacíos intergranular definida previamente.

Puesto que en esta investigación se estudia la influencia del contenido de finos en el comportamiento del material, se determinaron las curvas granulométricas correspondientes a porcentajes de finos de: 0, 3, 6, 9 y 28 %, las cuales se muestran en la figura 6.2 En la tabla 6.1 se presentan los coeficientes de curvatura y uniformidad resultantes de cada una de las curvas granulométricas obtenidas y la clasificación S.U.C.S. correspondiente.



Figura 6.2. Distribuciones granulométricas para diferentes porcentajes de finos

Tabla 6.1 Coeficientes de curvatura y uniformidad para diferentes porcentajes de finos, así como, la clasificación S.U.C.S.

% FINOS	Cu	Cc	S.U.C.S.
28	-	-	SM
14	_	-	SM
9	3.1	1.5	SP-SM
6	2.7	1.3	SP-SM
3	2.4	1.1	SP
0	2.1	1.0	SP

# 6.3 Método para la determinación de la relación de vacíos y la formación de la probeta

Flores (1997) estandarizó el procedimiento de formación de la probeta y el cálculo de la relación de vacíos, mismo que se utilizó en esta investigación con el fin de poder establecer comparaciones posteriores con los resultados de otras investigaciones.

Para el material integral, se utilizó un intervalo de contenidos de agua de 5 a 13% y pesos de pisón de 0.1 a 5 kg. Con los resultados obtenidos se calcularon las relaciones de vacíos máxima,  $e_{máx}$ , y mínima,  $e_{min}$  correspondientes al intervalo de pesos de pisón utilizados. Esto nos ayuda conocer el intervalo de relaciones de vacíos que puecen obtenerse para la investigación.

A continuación se describe el método de formación de probetas establecido, la forma de calcular la relación de vacíos y los resultados obtenidos de pruebas de compactación.

# 6.3.1 Equipo utilizado.

- 1 Molde de lucita (Fig. 6.3)
- 1 Cilindro de latón (Fig. 6.4)
- 1 Pisón (Fig. 6.5)
- 1 Vernier
- 1 Báscula con aproximación de 0.01gr.
- 1 Recipiente refractario (0.4 x 0.25 m, aproximadamente) Juego de espátulas (para mezclar el material)
- 1 Espátula larga
- 4 Cápsulas de vidrio
- 1 Trapo húmedo
- 1 Cuchara de plástico



Figura 6.3. Molde de lucita (acotaciones en cm.) (Flores, 1997).



Figura 6.4. Cilindro de lucita o latón (Flores, 1997).



Figura 6.5. Pisones utilizados (Flores, 1997).

## 6.3.2 Preparación del material

Es recomendable usar entre 150 y 200 gr. de material seco, ya que en ocasiones es necesario hacer varias determinaciones.

- 1) Se propone un peso de suelo seco, W<sub>s</sub>, (entre150 y 200 gr.)
- 2) Se define el contenido de agua, w, con el que se va a trabajar.
- 3) Se calcula el peso del suelo húmedo, W<sub>h</sub>, con la siguiente expresión

$$W_h = W_s (1 + w)$$
 (6.11)

donde w se expresa en decimal

 Se agrega el agua necesaria para alcanzar el contenido de agua requerido, se mezcla sobre una superficie de vidrio y se coloca en un recipiente, cubriendo éste con un trapo húmedo para evitar pérdidas de humedad.

### 6.3.3 Determinación de la relación de vacíos, e.

A continuación se presenta el procedimiento para determinar una relación de vacíos correspondiente a un peso de pisón y una humedad.

- 1) Se define el peso del pisón, P<sub>p</sub>, a utilizar (para el presente trabajo se manejó un intervalo de 0.1 a 5 kg).
- 2) Se propone un peso de suelo húmedo por capa, W<sub>hc</sub>, entre 13 y 20 gr. Si ya se determinaron algunos puntos, se observa la tendencia de la gráfica e vs. P<sub>p</sub> y se propone un valor de W<sub>hc</sub>.
- Utilizando las cápsulas de vidrio se pesan tres tantos de W<sub>hc</sub>, se colocan dentro del recipiente refractario y se cubren con un trapo húmedo.
- 4) Con la espátula larga se vacía uniformemente el material de una cápsula en el molde, tratando de que la superficie libre del suelo quede horizontal. El material que se adhiera a la espátula se retirar con la brocha.
- 5) Se introduce lentamente el cilindro de lucita hasta hacer contacto con la superficie del material.
- 6) El suelo se compacta introduciendo lentamente el pisón doce veces, en el orden mostrado en la figura 6.6, interrumpiendo el apisonado después del punto 6 para repetir el paso 5 y continuar con los siguientes puntos.
- 7) Para las capas 2 y 3 se repiten los pasos 4 al 6.
- 8) Con el vernier se mide la distancia  $L_2$  de la figura 6.7.



Figura 6.6. Secuencia de apisonado (Flores, 1997).



Figura 6.7. Longitudes de capa determinados en el molde de prueba (Flores, 1997).

9) Se calcula L<sub>3</sub>, restando a la altura total  $L_1$  del molde de lucita la altura  $L_2$ .

$$L_{3} = (L_{1} - L_{2}) \tag{6.12}$$

En este caso  $L_1 = 8.50$  cm (altura del molde de la figura 6.3):  $L_3 = (8.50 - L_2)$ 

10) Considerando que se puede extrapolar el resultado de 3 capas, con la que se hizo la determinación, a 10 que corresponden a la longitud de la probeta.

$$W_{ht} = 10 W_{hc}$$
 (6.13)

donde W<sub>ht</sub> es el peso de suelo húmedo necesario para 10 capas, en gr.

11) La longitud de la probeta correspondiente a 10 capas de suelo es:

$$L_{m} = \frac{10 L_{3}}{3}$$
(6.14)

En caso de que  $L_m$  esté fuera del intervalo de 8.9  $\pm$  0.015 cm, se propone otro valor de  $W_{hc}$  y se repite el procedimiento a partir del paso 2.

12) Se calcula el volumen total de la muestra, V<sub>m</sub>.

$$V_m = A_m L_m$$
; donde  $A_m$  es el área de la muestra, en cm<sup>2</sup> (6.15)

13) Se obtiene el peso de suelo seco, W<sub>st</sub>, necesario para formar la probeta

$$W_{st} = \frac{W_{ht}}{(1+w)}; w \text{ en decimal}$$
 (6.16)

14) Se calcula el peso volumétrico seco de la muestra

$$\gamma_{d} = \frac{W_{st}}{V_{m}}$$
(6.17)

 Conociendo la densidad de sólidos, S<sub>s</sub>, se puede calcular la relación de vacíos utilizando la expresión 6.10:

$$e = \frac{S_s \gamma_0}{\gamma_d} - 1 \tag{6.18}$$

Este procedimiento se aplicó en el material integral para contenidos de agua de 5, 7, 9,11 y 13 % con pesos de pisón de 100, 300 500, 1000, 2000, 3000 y 5000 gr. (este último solo para una humedad de 9 %). En la figura 6.8 se presentan las curvas de compactación obtenidas en cada caso. En la figura 6.8, se puede observar que la humedad óptima para cada una de los pesos de pisón utilizados es de aproximadamente el 9 %.



Figura 6.8. Resumen de curvas de compactación para el material integral.

### 6.4 Determinación de la relación de vacíos máxima, emáx, y mínima, emín

Después de realizar las pruebas de compactación en el material integral, se observó que para valores de peso de pisón mayores a 3000 gr., la relación de vacíos varía muy poco (figura 6.9); por lo que se adoptó un valor máximo de  $P_p$ =3000 gr. para la realización de los ensayes. El valor mínimo de  $P_p$  se tomó, por facilidad de manejo, de 100 gr.

### Determinación de relación de vacíos mínima, emín

Al graficar los valores de la relación de vacíos e y el peso del pisón  $P_p$ , se obtiene la figura 6.9, donde para diferentes valores de w, se observa que para  $P_p$  mayores de 2000 gr. la pendiente de la curva es muy pequeña y por lo tanto, la variación de la relación de vacíos también. Se puede observar que al aumentar el contenido de agua las gráficas se corren ligeramente hacia abajo para pesos de pisón pequeños pero para pesos de pisón altos la variación es muy pequeña. La relación de vacíos mínima obtenida con este método correspondió a una humedad de 5 % y un peso de pisón de 3000 gr., con un valor de 0.764.



Figura 6.9. Variación de la relación de vacíos con el peso de pisón y la humedad.

# Determinación de relación de vacíos máxima, emáx

De la misma figura 6.9 se puede observar que la relación de vacíos máxima se tiene para una humedad de 9 % y un peso de pisón de 100 gr., con un valor de 1.531. Con los valores de la relación máxima y mínima se tiene un intervalo de valores en el cual se puede trabajar de acuerdo con las necesidades de la investigación. Cabe mencionar que estos valores se pueden utilizar para determinar densidades relativas, con las implicaciones que esto acarrea y que ya fueron comentadas en el capítulo 3.

Un aspecto importante que hay que comentar, es que para las relaciones de vacíos con diferentes porcentajes de finos, no se realizó todo el procedimiento descrito anteriormente, sino que se procedió a determinar a partir de los pesos de pisón de 100, 500, 1000 y 2000 gramos, la relación de vacíos correspondiente para una humedad del 9 % en todos los casos, ya que se observó que dicha humedad es aproximadamente proporciona el peso volumétrico de mayor magnitud para diferentes pesos de pisón, además de que en los resultados de los ensayes se elimina la variable correspondiente a la humedad con la que se formó la probeta. En la tabla 6.2 se presentan las relaciones de vacíos obtenidas para dichos casos.

FINUS	PESO	PESO	PESO	LONGITUD DE	VOL DE	PESO	PESO	RELAC.
⁰∕₀	DEL	HUM.	HUM.	LA	LA	SECO	VOL.	VACÍOS
	PISON	POR	TOTAL	MUESTRA	MUESTRA	TOTAL	SECO	
		CAPA						
	Pp.	Whc -	Wht	Lm j	Vm	Wst	Ya	e -
	gr.	gr.	gr.	cm	<u> </u>	gr		
<u>9.0</u>	100.0	11.5	115 0	<u>8.90</u>	90.58	105.50	1.16	1.593
	500.0	13.5	135.0	8.90	90.58	123.85	1.37	1.209
	1000.0	15.0	150.0	8.90	90.58	137.61	1.52	0.988
	2000.0	15.3	153.0	8.90	90.58	140.37	1.55	0.949
6.0	100.0	12.0	120.0	8.90	90.58	110 09	1.22	1.485
	500.0	13.7	137.0	8.90	90.58	125.69	1.39	1 177
	1000.0	14.7	147.0	8.90	90.58	134 86	1.49	1.028
	2000 0	15.2	152.0	8.90	90.58	139 45	1.54	0.962
30	100.0	11.8	118.0	8.90	90.58	108 26	1.20	1.527
	500.0	13.7	137.0	8.90	90.58	125.69	1.39	1.177
	1000.0	14.8	148.0	8.90	90.58	135.78	1.50	1.015
	2000.0	15.6	156 0	8.90	90.58	143.12	1.58	0 911
0.0	100 0	12.1	121.0	8 90	90.58	111.01	1 23	1.464
t	500 0	13.8	138.0	8 90	90.58	126 61	1 40	1 161
	1000 0	14.1	141 0	8 90	90.58	129 36	1 43	1115
	2000 0	14.6	146 0	8 90	90.58	133.94	1 48	1 042
28.0	500.0	13 8	138 0	8 90	90.58	126.61	1.40	1.161
	1000 0	14 7	147 0	8.90	90.58	134.86	1.49	1.028
	2000.0	15.5	155.5	8.90	90.58	142 20	1.56	0 923
	100.0	12.5	125 0	8 90	90.58	114 68	1.26	1.385

Tabla 6.2. Relaciones de vacíos para diferentes pesos de pisón y humedad de 9%

Las relaciones de vacíos obtenidas por el método de compactación (Moist Tamping), cuya aplicabilidad ya fue justificada en el capítulo 3, son valores iniciales que se tienen al terminar la formación de la probeta, pero que una vez terminado el montaje de una prueba determinada, este valor disminuirá. Además, en los procesos de saturación y consolidación la muestra sufre deformaciones axiales, que también disminuyen la relación de vacíos, por lo que la relación de vacíos en la falla será diferente que la relación de vacíos al terminar de formar la probeta.

### 6.5 Ensayes en cámara estática de alambres.

### 6.5.1 Resultados de ensayes del residuo minero con diferentes contenidos de finos.

El programa de ensayes que se llevó acabo esta investigación consistió inicialmente en efectuar 6 ensayes estáticos en la cámara triaxial estática de alambres descrita en el Apéndice A. Estos ensayes se realizaron en el residuo minero integral que se obtiene directamente de la explotación de la mina de San Luis Potosí, el cual ya fue descrito en el inciso 6.2 en cuanto a sus características físicas y clasificado de acuerdo con el S.U.C.S.

Posteriormente, y con el fin de observar la influencia del contenido de finos, se formaron 5 diferentes distribuciones granulométricas a partir de la distribución correspondiente a la muestra integral para diferentes contenidos de finos cuyos porcentajes fueron de 0, 3, 6, 9 y 28 %, con las cuales se efectuaron 20 ensayes estáticos. Al inicio de este capítulo ya se presentaron las distribuciones granulométricas correspondientes así como la clasificación S.U.C.S. para cada una de las granulométrias obtenidas. En la tabla 6.3 se presentan las condiciones de las probetas ensayadas en la cámara triaxial estática de alambres. También se presenta en esta tabla, la humedad y el peso de pisón usados en la formación de la probeta, así como el peso volumétrico seco de cada una. Las probetas ensayadas, una vez formadas con el procedimiento descrito en el Apéndice A, se consolidaron isotrópicamente, previa circulación de CO<sub>2</sub> y agua y saturación por contrapresión. Los esfuerzos de consolidación aplicados variaron entre 0.75 y 1.54 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que las relaciones de vacíos en la falla varían entre 0.89 y 1.536.

PRUEBA	PRUEBA	FINOS	HUMEDAD	PESO	Υd	e	σ'₀
No.	1		W	PISÓN		FALLA	
	]	%	%	g	kg/m <sup>3</sup>		kg/cm <sup>2</sup>
1	EISLP128%	28	9	1000.0	1500	1.014	1.500
2	EISLP228%	28	9	500 0	1418	1.129	1 000
3	EISLP328%	28	9	2000.0	1657	0.822	1.520
4	EISLP428%	28	9	100.0	1418	1.129	1.000
5	EISLP1	14	5	3000.0	1595	0 893	1.500
6	EISLP2	14	7	2000.0	1540	0.961	0.750
7	EISLP3	14	5	500.0	1403	1.152	1.030
8	EISLP4	14	7	300.0	1272	1.374	1.600
9	EISLP5	14	5	100.0	1190	1 536	1 270
10	EISLP6	14	5	50000.0	1675	0 803	1 520
11	EISLP19%	9	9	1000.0	1509	1.001	1.525
12	EISLP29%	9	9	2000 0	1533	0.999	1 520
13	EISLP39%	9	9	500 0	1394	1.116	1 040
14	EISLP49%	9	9	100.0	1291	1.340	0.990
15	EISLP16%	6	9	500.0	1383	1 183	1 020
16	EISLP26%	6	9	100.0	1247	1.422	0.980
17	EISLP36%	6	9	1000 0	1488	1.030	1.520
18	EISLP46%	6	9	2000.0	1531	0.972	1.540
19	EISLP13%	3	9	500 0	1416	1 132	1 025
20	EISLP23%	3	9	100 0	1245	1 425	1.250
21	EISLP33%	3	9	2000 0	1551	0 947	1 260
22	EISLP43%	3	9	1000.0	1487	1.031	1 540
23	EISLP10%	0	9	2000.0	1475	1.047	1 530
24	EISLP20%	0	9	1000.0	1427	1.116-	1 470
25	EISLP30%	0	9	500.0	1416	1.132	1.040
26	EISLP40%	0	9	100.0	1356	1.227	0.960

Tabla 6.3. Condiciones de las probetas ensayadas en la cámara triaxial.

Es importante mencionar, que las presiones y contra presiones aplicadas en la saturación de los especímenes fueron constantes en todos los ensayes, es decir, se aplicaron los mismos incrementos de presión y contrapresión en la saturación. Esto con el fin de eliminar esta variable en los resultados puesto que se ha encontrado que el aumentar los incrementos de esfuerzos durante la saturación aumenta la resistencia a la licuación en las arenas (Hong Xia y Ting Hu, 1991).

Los ensayes se efectuaron bajo condiciones no drenadas con aplicación de carga a deformación controlada la cual se aplicó a una velocidad de 0.1 mm/min. Durante la prueba se midió la presión de poro generada por la aplicación de carga.

Para el análisis de los resultados, se emplearán las siguientes relaciones definidas en el capítulo 2:

- Curvas esfuerzos deformación.
- Curvas presión de poro deformación.
- Trayectorias de esfuerzos p' q.
- Diagramas de estado (Been y Jeffries, 1985).

### Ensayes en el material con 28 % de finos.

### Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.10 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.20 y 0.97 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación entre 1 y 1.5 kg/cm<sup>2</sup>. También se observa que el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 2 % y posteriormente disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 8 %. El desarrollo de las curvas indica un comportamiento correspondiente a un material muy suelto.



Figura 6.10. Curvas esfuerzo – deformación (28 % de finos).

**Nota:** En la nomenclatura de las pruebas, el primer número indica el número de prueba de la serie de ensayes y el siguiente o siguientes, indican el contenido de finos de la probeta.

# Curvas presión de poro normalizada – deformación.

Las presiones de poro generadas durante el ensaye, alcanzaron los valores del esfuerzo de consolidación en todos los casos, como consecuencia de la licuación del material. En la figura 6.11 se presenta la variación de la presión de poro normalizada (respecto al esfuerzo efectivo de consolidación) contra la deformación, donde se observa que los valores normalizados de presión de poro alcanzan el valor de 1, lo que significa la licuación del material. En esta figura también se observa que el 85 % de la presión de poro acumulada se presenta para deformaciones axiales de 0 a 3 %.



Figura 6.11. Curvas normalizadas presión de poro – deformación (28 % de finos).

# Trayectorias de esfuerzo.

Las trayectorias de esfuerzo permiten observar la forma en que se acumula la presión de poro durante el ensaye, como función de los esfuerzos aplicados (ver capítulo 1). Cuando una muestra está en estado suelto, el pico de su trayectoria de esfuerzos está asociado con el esfuerzo cortante máximo que se observa en la curva esfuerzo – deformación. Después del pico, los esfuerzos cortantes disminuyen hasta que se alcanza una condición en que la trayectoria sigue una línea aproximadamente recta hasta alcanzar valores de resistencias al corte bajos (resistencia residual), que en algunos casos puede ser nula.

Las trayectorias obtenidas para diferentes especímenes definen una línea recta llamada línea o envolvente de falla. Como se observa en las figuras 6.10 y 6.12, después del valor pico de resistencia al corte se presenta la inestabilidad del espécimen. Este aspecto es importante desde el punto de vista práctico puesto que estos valores de resistencia definen una condición límite, a partir de la cual, el incremento en el esfuerzo cortante o en la presión de poro pueden llevar a la falla a un espécimen de suelo. Más adelante se hará un análisis detallado de los puntos de corte máximo que exhiben los especímenes ensayados. En la figura 6.12 se presentan las trayectorias obtenidas para el residuo minero con 28 % de finos, en la que se observa, que independientemente del esfuerzo de consolidación y de la relación de vacíos, las trayectorias de esfuerzos definen en forma clara una envolvente de falla con una pendiente de 1.5217.



Figura 6.12. Trayectorias de esfuerzos efectivos (28 % de finos).

#### Diagrama de estado.

Como ya se comentó anteriormente (en el capítulo No. 2), el espacio de relación de vacíos contra presión efectiva media (e – p') se utiliza para dibujar las trayectorias que siguen las muestras durante su etapa de falla. Cuando los ensayes son no drenados, las trayectorias son horizontales pues en estos casos no hay cambios de volumen. Cuando las muestras son contractivas, las trayectorias siempre se desplazan hacia la izquierda hasta llegar al estado estable (definido en el capítulo No. 2), uniendo los estados estables de todas las probetas se define la línea de estado estable (ó SSL por sus siglas en ingles). La representación de la línea de estado estable en este espacio constituye un diagrama de estado (Been y Jefferies, 1985). En la figura 6.13 se presenta la línea de estado estable obtenida para el residuo minero con 28 % de finos, que tiene pendiente  $\lambda$ ss de 2.48 (definida por Been y Jefferies, 1985). En esta gráfica se observa que los especímenes exhiben resistencias residuales muy bajas (con base a los valores de p'), debido a la gran capacidad para generar presión de poro



Figura 6.13. Diagrama de estado (28 % de finos).

### Ensayes en el material con 14 % de finos (muestra integral).

#### Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.14 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.20 y 0.9 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación de 0.75 a 1.6 kg/cm<sup>2</sup>. En el caso particular del ensaye No. 6 de esta serie, se observa que el material exhibe un comportamiento dilatante, a diferencia del resto de los ensayes los cuales muestran un comportamiento puramente contractivo. Esto se explica debido a la baja relación de vacíos que el espécimen tenía en la falla producto de haber usado un peso de pisón alto (5 kg).

En la figura 6.14 se observa que el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 2 % y posteriormente disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 8 %. El desarrollo de las curvas indica un comportamiento correspondiente a un material suelto a medianamente denso excepto el caso 6 donde el comportamiento corresponde a un material denso.



Figura 6.14. Curvas esfuerzo – deformación (14 % de finos)

#### Curvas presión de poro normalizadas – deformación.

Las presiones de poro generadas durante el ensaye, alcanzaron los valores del esfuerzo de consolidación en los primeros 5 ensayes de esta serie, como consecuencia de la licuación del material. En el ensaye EISLP6, se observa que la presión de poro empieza a disminuir para una deformación axial de 1 %, lo que corresponde a un cambio de un comportamiento contractivo (donde la presión de poro siempre aumenta con la deformación), a un comportamiento dilatante (donde la presión de poro empieza a disminuir con la deformación).

En la figura 6.15 se presenta la variación de la presión de poro normalizada contra la deformación, donde se observa que los valores normalizados de presión de poro alcanzan el valor de 1, lo que significa la licuación del material, excepto en el ensaye EISLP6, donde la presión de poro disminuye. En esta figura también se observa que el 85 % de la presión de poro acumulada en las muestras sueltas se presenta para deformaciones axiales de 0 a 3 %.



Figura 6.15. Curvas normalizadas presión de poro – deformación (14 % de finos).

#### Trayectorias de esfuerzo.

En la figura 6.16 se presentan las trayectorias de esfuerzo obtenidas, en las que se observa, que independientemente del esfuerzo de consolidación y de la relación de vacíos, las trayectorias de esfuerzos definen en forma clara una línea o envolvente de falla con un una pendiente de 1.5217 igual que la pendiente exhibida para muestras con 28 % de finos. En la curva correspondiente al ensaye EISLP6 se observa el cambio de un comportamiento contractivo a un comportamiento dilatante (cambio de fase).





### Diagrama de estado.

En la figura 6.17 se presenta la línea de estado estable obtenida para el residuo minero con 14 % de finos que corresponde a la muestra integral, la cual tiene pendiente,  $\lambda$ ss de 2.48. Como se observa en la figura, el ensaye EISLP6 de esta serie no alcanzó un estado estable, puesto que exhibió un comportamiento dilatante.



Figura 6.17. Diagrama de estado (14 % de finos).

### Ensayes en el material con 9 % de finos.

# Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.18 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.25 y 1.3 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación de 0.9 a  $1.525 \text{ kg/cm}^2$ .

En esta serie el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 2 %. Posteriormente la resistencia disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 12 % en el caso de las pruebas EISLP19% y EISLP29% de esta serie. En las pruebas EISLP39% y EISLP49%, se observa que el material sufrió un colapso en su estructura al disminuir rápidamente su resistencia hasta alcanzar resistencias residuales casi nulas para apenas el 3 % de deformación axial.

El desarrollo de las curvas indica un comportamiento correspondiente a un material suelto.



Figura 6.18. Curvas esfuerzo – deformación (9 % de finos)

#### Curvas presión de poro normalizadas – deformación.

En la figura 6.19 se presenta la variación de la presión de poro normalizada contra la deformación, donde se observa que los valores normalizados de presión de poro alcanzan el valor de 1, lo que significa la licuación del material. En las pruebas EISLP19% y EISLP29%, se observa que el 80 % de la presión de poro acumulada se alcanza para deformaciones axiales de 0 a 3 % y alcanzan una presión de poro acumulada (normalizada) igual al unidad para deformaciones axiales de 20 %. Por otro lado, en las pruebasEISLP39% y EISLP49% de esta serie, se observa que el material desarrolla una presión igual a la del esfuerzo efectivo de consolidación (licuación) para una deformación de 3 %, es decir el 100 % de la presión de poro generada en estos ensayes se alcanza en solo 3 % de deformación del espécimen.



Figura 6.19. Curvas normalizadas presión de poro – deformación (9 % de finos).

#### Trayectorias de esfuerzo.

En la figura 6.20 se presentan las trayectorias de esfuerzo obtenidas las cuales definen en forma clara una línea o envolvente de falla con un una pendiente de 1.4706, ligeramente menor que las pendientes exhibidas para muestras con 28 % y 14 % de finos.



Figura 6.20. Trayectorias de esfuerzo (9 % de finos)

### Diagrama de estado.

En la figura 6.21 se presenta la línea de estado estable obtenida para el residuo minero con 9 % de finos, cuya pendiente,  $\lambda$ ss es de 2.337. Los ensayes realizados en esta serie exhibieron un comportamiento puramente contractivo.



Figura 6.21. Diagrama de estado (9 % de finos).

### Ensayes en el material con 6 % de finos.

### Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.22 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.2 y 0.8 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación de 0.98 a  $1.54 \text{ kg/cm}^2$ .

En esta serie el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 2 %. Posteriormente la resistencia disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 12 % en el caso de las pruebas EISLP36% y EISLP46% de esta serie. En las pruebas EISLP16% y EISLP26%, se observa que el material sufrió un colapso en su estructura al disminuir rápidamente su resistencia hasta alcanzar resistencias residuales casi nulas para apenas el 2 % de deformación axial.

El desarrollo de las curvas indica un comportamiento correspondiente a un material suelto a medianamente denso.



Figura 6.22. Curvas esfuerzo – deformación (6 % de finos)

### Curvas presión de poro normalizadas – deformación.

En la figura 6.23 se presenta la variación de la presión de poro (normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación) contra la deformación axial. En las pruebas EISLP16% y EISLP26% de esta serie, se observa, que el material desarrolla una presión igual a la del esfuerzo efectivo de consolidación (lícuación) para una deformación de 2 %, es decir el 100 % de la presión de poro generada en estos ensayes se alcanza en solo 2 % de deformación del espécimen. En las pruebas EISLP36% y EISLP46%, se observa que el 80 % de la presión de poro acumulada se alcanza para deformaciones axiales de 0 a 8 %, y alcanzan valores de presión de poro normalizada acumulada cercanos a la unidad para deformaciones de 20 %.



Figura 6.23. Curvas normalizadas presión de poro - deformación (6 % de finos).

### Trayectorias de esfuerzo.

En la figura 6.24 se presentan las trayectorias de esfuerzo obtenidas las cuales definen en forma clara una línea o envolvente de falla con una pendiente de 0.9167, menor que las pendientes exhibidas para muestras con 28, 14, 9 % de finos.



Figura 6.24. Trayectorias de esfuerzo (6 % de finos)

### Diagrama de estado.

En la figura 6.25 se presenta la línea de estado estable obtenida para el residuo minero con 6 % de finos, cuya pendiente,  $\lambda$ ss es de 1.23. Los ensayes realizados en esta serie exhibieron un comportamiento puramente contractivo.



Figura 6.25. Diagrama de estado (6 % de finos).

### Ensayes en el material con 3 % de finos.

### Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.26 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.3 y 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación de 1.025 a 1.54 kg/cm<sup>2</sup>. En esta serie el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial no mayores de 2 %. Posteriormente la resistencia disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 10 % en el caso de las pruebas EISLP33% y EISLP43%. En las pruebas EISLP13% y EISLP23%, se observa, que el material sufrió un colapso en su estructura al disminuir rápidamente su resistencia hasta alcanzar resistencias residuales del orden del 25 % de su resistencia máxima para apenas el 3 % de deformación axial. El desarrollo de las curvas indica un comportamiento correspondiente a un material suelto a medianamente denso.



Figura 6.26. Curvas esfuerzo – deformación (3 % de finos).

### Curvas presión de poro normalizadas – deformación.

En la figura 6.27 se presenta la variación de la presión de poro (normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación) contra la deformación axial. En los ensayes, se observa que el 80 % de la presión de poro acumulada se alcanza para deformaciones axiales de 0 a 4 %. En las pruebas EISLP13% y EISLP23% de esta serie, se observa que el material desarrolla una presión igual a la del esfuerzo efectivo de consolidación (licuación) para una deformación de 3 %, es decir el 100 % de la presión de poro generada en estos ensayes se alcanza en sólo 3 % de deformación del espécimen. Mientras que en las pruebas EISLP33% y EISLP43%, se observa que la presión de poro normalizada acumulada alcanza valores cercanos a la unidad para deformaciones cercanas al 20 %.



Figura 6.27. Curvas normalizadas presión de poro – deformación (3 % de finos).

### Trayectorias de esfuerzo.

En la figura 6.28 se presentan las trayectorias de esfuerzo obtenidas, las cuales definen en forma clara una línea de falla con una pendiente de 1.2658. Esta es menor que las pendientes exhibidas para muestras con 28, 14, 9 % de finos pero mayor que la de 6 % de finos.

# Diagrama de estado.

En la figura 6.29 se presenta la línea de estado estable obtenida para el residuo minero con 3 % de finos, cuya pendiente,  $\lambda$ ss es de 0.86. Los ensayes realizados en esta serie exhibieron un comportamiento puramente contractivo.



Figura 6.28. Trayectorias de esfuerzo (3 % de finos).



Figura 6.29. Diagrama de estado (3 % de finos).

### Ensayes en el material con 0 % de finos.

#### ·Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.30 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.25 y 1.3 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación de 0.96 a 1.53 kg/cm<sup>2</sup>. En el ensaye EISLP10% de esta serie, se observa que el esfuerzo cortante máximo se alcanza para una deformación del 5 % y posteriormente disminuye hasta llegar a una resistencia aproximadamente 5 % menor que la máxima para una deformación del 20 %. En el resto de los ensayes, el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial no mayores de 2 %. Posteriormente, la resistencia disminuye hasta alcanzar su resistencia residual para deformaciones mayores de 10 % en el caso de la prueba EISLP20%.

En las pruebas EISLP30% y EISLP40%, se observa que el material sufrió un colapso en su estructura al disminuir rápidamente su resistencia hasta alcanzar resistencias residuales prácticamente nulas para el 4 % de deformación axial. El desarrollo de las curvas indica un comportamiento correspondiente a un material suelto a medianamente denso.



Figura 6.30. Curvas esfuerzo – deformación (0 % de finos).

#### Curvas presión de poro normalizadas – deformación.

En la figura 6.31 se presenta la variación de la presión de poro (normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación) contra la deformación axial. En el ensaye EISLP10% se observa que la presión de poro acumulada (normalizada) no alcanza valores tan altos como el esfuerzo efectivo de confinamiento (condición de licuación) y tiende a tomar un valor constante para deformaciones cercanas al 20 %. En el ensaye EISLP20%, se observa que el 80 % de la presión de poro acumulada se alcanza para deformaciones axiales de 0 a 4 %. En las pruebas EISLP30% y EISLP40%, se observa, que el material desarrolla una presión igual al valor del esfuerzo efectivo de consolidación (licuación) para una deformación de 3 %,



Figura 6.31. Curvas normalizadas presión de poro – deformación (0 % de finos).

### Trayectorias de esfuerzo.

En la figura 6.32 se presentan las trayectorias de esfuerzo obtenidas las cuales definen una línea de falla con pendiente de 1.2941, la cual es menor que las pendientes exhibidas para muestras con 28, 14, 9 % de finos pero mayor que la de 6 y 3 % de finos.



Figura 6.32. Trayectorias de esfuerzo (0 % de finos)

## Diagrama de estado.

En la figura 6.33 se presenta la línea de estado estable obtenida para el residuo minero con 0 % de finos, cuya pendiente,  $\lambda$ ss es de 0.111. Los ensayes realizados en esta serie exhibieron un comportamiento puramente contractivo.



Figura 6.33. Diagrama de estado (0 % de finos).

# 6.5.2 Análisis de resultados del residuo minero con diferentes contenidos de finos.

A continuación se presenta un análisis detallado de la influencia del contenido de finos en el comportamiento de este residuo minero, para lo cual se establecerán comparaciones, principalmente en cuanto a resistencia, deformación y capacidad para generar presión de poro entre otros.

### Comparación de resultados bajo condiciones de falla similares.

En la figura 6.34 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, trayectorias de esfuerzo y curvas presión de poro – deformación de 5 ensayes realizados bajo condiciones de esfuerzo y relación de vacíos aproximadamente iguales, con el fin de observar la influencia del contenido de finos. Las condiciones de falla corresponden a una relación de vacíos de 1.1 y un esfuerzo efectivo medio de consolidación de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>.

En las curvas esfuerzo deformación (figura 6.34a), se observa que conforme aumenta el contenido de finos, se disminuye la resistencia máxima que puede desarrollar el material para similares condiciones de falla, a excepción de la prueba con 14 % de finos, la cual desarrolla una resistencia máxima mayor que la muestra que no tiene finos. Este aspecto se discutirá más adelante.

En las trayectorias de esfuerzo correspondientes (figura 6.34b), se puede observar de una forma más clara la disminución de la resistencia respecto al incremento del contenido de finos. En esta figura también se observa que la muestra con 14 % finos desarrolla una resistencia máxima mayor. Una observación importante que comentar es que el espécimen con 6 % de finos desarrolla una resistencia máxima menor que la muestra con 3 % de finos. Esto puede deberse a que este contenido de finos en particular promueve una mayor formación de grumos disminuyendo los contactos entre partículas, provocando que suelo tenga resistencias menores.

En cuanto a la presión de poro desarrollada durante el ensaye (figura 6.34c), se observa independientemente del contenido de finos todos los ensayes realizados, tienen la misma capacidad para generar presión de poro. En esta figura se observa que la presión de poro alcanza el valor de 1 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual significa que alcanzó el esfuerzo efectivo de consolidación y como consecuencia la licuación.

En la figura 6.35, se presentan de manera similar los tres tipos de curvas pero ahora en especímenes ensayados con un esfuerzo efectivo de consolidación de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  y una relación de vacíos de 1.0. En las curvas esfuerzo – deformación y trayectorias de esfuerzo (figuras 6.35a y 6.35b), se observa también que la resistencia máxima disminuye conforme aumenta el contenido de finos y de igual forma que el caso anterior se puede apreciar que la resistencia máxima de la muestra con 6 % de finos es menor que la resistencia correspondiente a la muestra con 3 % de finos. Una aspecto importante que hay que notar en este caso, es que el espécimen con 0 % de finos desarrolla una resistencia máxima mucho mayor que los demás y su capacidad para generar presión de poro es menor que el resto de los ensayes, puesto que estos, alcanzaron presiones de poro muy cercanas o iguales al esfuerzo efectivo de consolidación (figura 6.35c).



6.34a. Curvas esfuerzo - deformación.







Figura 6.34. Influencia del contenido de finos en muestras con similares condiciones de falla.  $\sigma_0^{\circ} = 1.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ y e} = 1.1$ 





Figura 6.35. Influencia del contenido de finos en muestras con similares condiciones de falla.  $\sigma_{o}^{\circ} = 1.5 \text{ kg/cm}^{2} \text{ y e} = 1.0$
## Resistencia en la falla.

Con el fin de observar la influencia del contenido de finos en la resistencia movilizada por el residuo minero en la falla, se resumieron las envolventes de falla obtenidas para cada una de las series de ensayes realizadas (figura 6.36).



Figura 6.36. Envolventes de falla para diferentes porcentajes de finos.

A cada una de las líneas o envolventes de falla, se les determinó la pendiente M, con el fin de determinar el ángulo de fricción interna movilizado en la falla para la condición no drenada de falla en términos de esfuerzos efectivos. Una vez determinada la pendiente, el ángulo de fricción interna se obtiene con la expresión:

$$\phi' = \operatorname{sen}^{-1}(\frac{3 \cdot M}{6 + M})$$
 (6.19); en grados

En la tabla 6.4 se resumen los ángulos de fricción interna movilizados en la falla para cada uno de los porcentajes de finos analizados. A partir de los valores obtenidos, se observa que el valor de ángulo de fricción movilizado en la falla aumenta conforme aumenta el contenido de finos, a excepción del ángulo correspondiente al 6 % de finos, el cual es menor que el resto. En la figura 6.37 se presenta la variación del ángulo de fricción respecto al contenido de finos.

Tabla 6.4. Ángulos de fricción interna movilizados en la falla para diferentes contenido de finos.

% FINOS	M	¢' grados
28	1.5217	37.37
14	1.5217	37.37
9	1.4706	36.20
6	0 9167	23.43
3	1.2658	31 51
0	1.2941	32.16



Figura 6.37. Variación de  $\phi$ ' en la falla respecto al porcentaje de finos.

En la figura 6.37 se observa que para los porcentajes de 0 y 3 % el ángulo movilizado en la falla es prácticamente el mismo (aproximadamente 32°), mientras que para el 6 % el ángulo movilizado en la falla se reduce hasta valores de 23°. En el caso de las muestras con 9 % el valor del ángulo  $\phi$ ' aumenta hasta alcanzar valores de 36°. Por ultimo, para contenidos de finos de 14 y 28 % el ángulo de fricción movilizado en la falla es el mismo (37°).

De esta curva se pueden mencionar dos aspectos importantes: El contenido de 6 % de finos es un porcentaje crítico puesto que las resistencias en la falla son las más pequeñas que se obtuvieron. Por otro lado, se observa que a partir de un contenido de finos de 14 % la resistencia movilizada en la falla permanece constante.

#### Resistencia máxima.

Con el fin de observar la influencia del contenido de finos en la resistencia máxima desarrollada en el residuo minero en estudio, se determinaron los ángulos de fricción interna movilizados para esta condición en diferentes ensayes y diferentes condiciones de falla.

Para obtener el ángulo de fricción interna movilizado cuando un espécimen alcanza su resistencia máxima, es necesario trazar una línea que sale del origen y que toca el punto máximo de resistencia al esfuerzo cortante  $(q_{máx})$  en el diagrama p' – q (trayectoria de esfuerzos). Una vez trazada la línea, se determina su pendiente y al igual que en el cálculo del ángulo movilizado en la falla, se determina el ángulo movilizado para la resistencia máxima. En la tabla 6.5 se presentan los valores obtenidos para diferentes ensayes con similares condiciones de falla. Las condiciones de falla corresponden a una relación de vacíos de 1.1 y un esfuerzo efectivo medio de consolidación de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>.

Así mismo, en la tabla 6.6 se presentan los valores obtenidos para una serie de ensayes con condiciones de falla similares pero para un ésfuerzo efectivo de consolidación de 1.5 kg/cm<sup>2</sup> y una relación de vacíos de 1.0.

% FINOS	p' kg/cm <sup>2</sup>	q <sub>máx</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M	¢' <sub>qmax</sub> grados
28.0	0.806	0.403	0.5	13.34
14.0	0.509	0.497	1.0	24.83
9.0	0 520	0.341	0.7	17 19
6.0	0.625	0.327	0.5	13.92
3.0	0.553	0.344	0.6	16.37
0.0	0.563	0.399	0.7	18.48

Tabla 6.5. Ángulos de fricción interna movilizados en la resistencia máxima para diferentes contenido de finos.  $\sigma'_{o} = 1.0 \text{ kg/cm}^{2} \text{ y e} = 1.1$ 

Tabla 6.6. Ángulos de fricción interna movilizados en la resistencia máxima para diferentes contenido de finos.  $\sigma'_{0} = 1.5 \text{ kg/cm}^{2} \text{ y e} = 1.0$ 

% FINOS	p' kg/cm <sup>2</sup>	q <sub>máx</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M	¢' <sub>qmáx</sub> grados
28.0	0.473	0.200	0.4	11.39
9.0	0.928	1.122	1.2	30.21
6.0	0 867	0.648	0.7	19.41
3.0	0.685	0.787	1.1	28.82
0.0	1.053	1.346	13	31.79

En la figura 6.38, se presenta la variación del ángulo de fricción interna movilizado en la resistencia máxima respecto al contenido de finos para las condiciones de falla de las tablas 6.5 y 6.6.



Figura 6.38. Ángulos de fricción interna movilizados en la resistencia máxima para diferentes contenido de finos.

En la figura 6.38 se observa que para las condiciones de falla correspondientes a  $\sigma'_0 = 1.5$  kg/cm<sup>2</sup> y e = 1.0, el ángulo movilizado disminuye conforme aumenta el contenido de finos hasta 6 %. Posteriormente, el ángulo se incrementa para un porcentaje de finos de 9 % alcanzando una resistencia cercana a la correspondiente a 0 %. Por ultimo, el ángulo movilizado vuelve a disminuir para un porcentaje de finos de 28 %.

Por otro lado, para las condiciones de falla correspondientes a  $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ y e} = 1.1$ , el comportamiento es similar al anterior hasta el porcentaje de 9 %. Posteriormente para contenidos de finos de 14 % el ángulo movilizado supera el valor correspondiente al de 0 % para después disminuir nuevamente para un contenido de 28 % de finos. Debe observarse que ambos casos el ángulo movilizado en la resistencia máxima para 28 % de finos es el menor de todos.

De la figura 6.38 se puede notar que el porcentaje de finos de 6 % vuelve a mostrarse como un porcentaje de finos crítico puesto que su resistencia máxima es menor que las resistencias máximas desarrolladas en los especímenes con porcentajes de finos comprendidos entre 0 y 9 %. Además se observa que conforme aumenta el contenido de finos para porcentajes mayores de 14 % la resistencia máxima desarrollada disminuye, e incluso alcanza valores menores que los obtenidos con el porcentaje de 6 %.

En la figura 6.39, se presenta un resumen de las resistencias máximas obtenidas para los diferentes ensayes realizados. La gráfica relaciona la relación de vacíos en la falla y la resistencia máxima normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación con el fin de tomar en cuenta dicha variable en los resultados.

En todas las curvas se observa que la resistencia máxima disminuye conforme aumenta la relación de vacíos.

En la figura 6.39, se trazó una línea recta vertical que marca una relación de vacíos con valor de 1.1, que tiene 2 aspectos importantes:

- Los puntos que caen sobre la línea y a la derecha de la misma, corresponden a pruebas que sufrieron un colapso estructural repentino (licuación total a bajas deformaciones).
- A la izquierda de dicha línea se observa que las resistencias máximas tienden a aumentar en forma importante, lo cual indica que estos materiales tienen que tener relaciones de vacíos bajas (densidades relativas altas) para poder desarrollar resistencias máximas adecuadas, ya que estos valores son importantes sobre todo en el diseño y construcción de presas de residuos mineros.

Otro aspecto importante que hay que hacer notar es que los materiales que no tienen finos tienden a desarrollar resistencias máximas mayores que cualquier otro porcentaje de finos para relaciones de vacíos bajas, pero hay que notar que si estos materiales se colocan con relaciones de vacíos altas ( $e \ge 1.1$ ) el potencial de licuación se incrementa más que el mismo material con cualquier otro contenido de finos.



Figura 6.39. Variación de las resistencias máximas respecto a la relación de vacíos para diferentes contenidos de finos.

Con esta figura se confirman los resultados que se presentaron en las figuras 6.34 y 6.38, donde se aprecia que para una relación de vacíos de 1.1 la resistencia máxima para un contenido de finos de 14 % es mayor que la resistencia máxima para el material con 0 % de finos.

De la misma figura se confirma que el contenido de 6 % de finos genera resistencias máximas de menor magnitud que las resistencias máximas de los materiales con contenidos de finos entre 0 y 14 %, con lo que se puede afirmar que el porcentaje de 6 % es crítico en dicho intervalo.

En cuanto al material con 28 % de finos, todos los especímenes ensayados sufrieron colapso repentino (licuación total a bajas deformaciones) y además las resistencias máximas alcanzadas son las menores en todos los casos analizados. Esto indica que contenidos importantes de finos en los residuos mineros incrementan su potencial de licuación.

## Líneas de inestabilidad.

Con los resultados de los ensayes realizados, se trazaron las líneas de inestabilidad para las pruebas correspondientes a cada porcentaje de finos. La línea de inestabilidad es la que resulta de la unión de los puntos de resistencia máxima al cortante dibujados en el espacio p – q (trayectoria de esfuerzos). Esta línea es llamada de inestabilidad porque a partir de que la trayectoria de esfuerzos se cruza con esta línea, la resistencia al corte un espécimen determinado empieza a disminuir generando una inestabilidad en el residuo. Para cada una de las pruebas se determinó el punto donde el suelo alcanza su resistencia máxima independientemente de su esfuerzo efectivo de consolidación y su relación de vacíos en la falla. En la figura 6.40 se presentan las líneas de inestabilidad obtenidas para las series de ensayes realizados con diferentes porcentajes de finos.



Figura 6.40. Líneas de inestabilidad obtenidas de los ensayes realizados para diferentes contenidos de finos.

Tradicionalmente la línea de inestabilidad es trazada como una línea recta, pero como se observa en la figura 6.40, las líneas de inestabilidad resultantes tienen una tendencia parabólica. Esto concuerda con lo concluido por Yamamuro y Lade (1997), quienes observaron que para arenas sueltas ensayadas a bajos niveles de esfuerzos la línea de inestabilidad tiene una tendencia curva. Los resultados obtenidos son congruentes con lo concluido por Yamamuro y Lade puesto que los ensayes realizados corresponden a muestras sueltas con comportamiento contractivo y además los esfuerzos efectivos de consolidación no fueron mayores de 1.536 kg/cm<sup>2</sup> (bajos niveles de esfuerzos).

Las líneas de inestabilidad de la figura 6.40 tienen una tendencia similar que la tendencia mostrada en la figura 6.38. A partir de la línea de inestabilidad para 0 % se observa que las líneas de inestabilidad para 3 y 6 % están por debajo, por lo que las resistencias máximas movilizadas son menores que las de 0 %. Esto indica que las resistencias máximas disminuyen conforme aumenta el porcentaje de finos hasta un contenido de 6 %.

Para el contenido de finos de 9 % la línea de inestabilidad está muy pegada a la de 0 % pero ligeramente encima. Por otro lado, la línea de inestabilidad para 14 % de finos es la que presenta las resistencias máximas de mayor magnitud. Finalmente, en la figura 6.40 se observa que la línea de inestabilidad para 28 % de finos presenta las resistencias máximas de menor magnitud. A partir del porcentaje de 6 % las resistencias máximas aumentan conforma aumenta el contenido de finos hasta un porcentaje de 14 % pero después disminuyen para contenidos de finos de 28 %. Es importante observar que la tendencia de la línea de inestabilidad para 0 % cruza la línea de inestabilidad para 14 %, lo que indica que para ciertas condiciones de falla (sobre todo la relación de vacíos en la falla) de los especímenes con este residuo minero, las resistencias máximas serán mayores en muestras sin finos que en muestras con 14 % de finos o cualquiera de los porcentajes analizados.

## Resistencias residuales.

En la figura 6.41, se presentan las resistencias residuales  $(q_u)$  de todas las pruebas realizadas con diferentes contenidos de finos respecto a la relación de vacíos. La resistencia residual esta normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación. En la figura se puede observar que las resistencias residuales para relaciones de vacíos pequeñas tienden a disminuir conforme se aumenta el contenido de finos y aumentar conforme disminuye la relación de vacíos. En general, los valores de las resistencias residuales obtenidos en los ensayes son muy pequeños, ya que los valores se encuentran en un intervalo de 0 a 0.25, excepto un valor que corresponde a una prueba con 0 % de finos ensayada para una relación de vacíos relativamente pequeña.



Figura 6.41. Variación de la resistencia residual respecto a la relación de vacíos para diferentes contenidos de finos.

En la figura 6.41, se observa también que para relaciones de vacíos mayores o iguales de 1.1 ( $e \ge 1.1$ ), la resistencia residual es independiente del contenido de finos del residuo minero. Esto muestra que para materiales muy sueltos, la influencia del contenido de finos en la resistencia residual desaparece.

## Deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos.

En la figura 6.42, se presenta, la variación de la deformación axial que los ensayes tenían al alcanzar su resistencia máxima al corte ( $\epsilon_{aqmáx}$ ), respecto a la relación de vacíos en la falla. En resumen se puede comentar, que los esfuerzos cortantes máximos se alcanzan en general en un intervalo de deformaciones axiales de 0.5 a 3 %, aunque la tendencia es de que dicha deformación aumenta con la disminución del contenido de finos y la relación de vacíos. También se observa que para e  $\geq$  1.1, la deformación en la cual se alcanza el esfuerzo cortante máximo es independiente del contenido de finos y tiene un valor constante de aproximadamente 0.5 %.



Figura 6.42. Variación de la deformación en la que se alcanza la resistencia máxima respecto a la relación de vacíos para diferentes contenidos de finos.

Debe recordarse que los especímenes ensayados con  $e \ge 1.1$ , presentaron un colapso estructural repentino (licuación total a bajas deformaciones). Con esto se deduce que estos materiales, deben colocarse con relaciones de vacíos bajas (bien compactados) y tratar de evitar que sufran deformaciones axiales importantes.

## Lineas de estado estable (diagramas de estado).

En la figura 6.43, se resumen las líneas de estado estables para cada uno de los porcentajes de finos utilizados en el residuo minero de San Luis Potosí. En la figura, se observa que la tendencia de las líneas es de aumentar su pendiente conforme aumenta el contenido de finos. En la tabla 6.7 se presentan las pendientes de las líneas de estado estable (de acuerdo con Been y Jefferies, 1985), las cuales se trazaron respecto al contenido de finos y se presentan en la figura 6.44, donde se observa, que para porcentajes iguales y mayores que 9 %, la pendiente de las líneas de estado estable tienen un valor constante. En la figura 6.43 se trazó una línea horizontal que corresponde a la relación de vacíos de 1.1, para la cual se observa que existe un punto de cruce de las líneas con contenidos de finos entre 0 y 9 %.

Tabla 6.7. Pendientes de las líneas de estado estable para diferentes porcentajes de finos.

% FINOS	λss
28	2.480
14	2.480
9	2 337
6	1.230
3	0 860
0	0.111



Figura 6.43. Líneas de estado estable para diversos contenidos de finos.



Figura 6.4.4. Variación de la pendiente de la línea de estado estable con el contenido de finos.

A partir de la línea horizontal trazada en la figura 6.43, se observa que arriba del valor de e=1.1, los materiales con 0 % tienen mayor capacidad para generar presión de poro y por lo tanto cuando se alcanza el estado estable de estos materiales se tienen resistencias muy pequeñas. Conforme aumenta el contenido de finos, se pierde la capacidad para generar presión de poro y aumentan las resistencias para las cuales se alcanza el estado estable. Este comportamiento se presenta para contenidos de finos entre 0 y 14 %.

Por el contrario, para valores de e < 1.1, el comportamiento es inverso, es decir, conforme disminuye el contenido de finos, se disminuye la capacidad para generar presión de poro y las resistencias para las cuales de alcanza el estado estable son mayores.

En la figura 6.44, se observa que para contenidos de finos mayores de 9 % no existe influencia del contenido de finos e el valor de la pendiente de las líneas de estado estable, y que para contenidos de finos de 28 %, la línea de estado estable se mueve hacia la izquierda de la línea correspondiente a 14 %, lo que indica que entre mas finos tiene el material. se tendrá más capacidad para generar presión de poro y disminuirá la resistencia para la cual se alcanza el estado estable.

#### Líneas de estado estable usando el concepto de relación de vacíos intergranular.

Con el fin de observar el efecto que pudiera tener la relación de vacíos intergranular,  $e_{gf}$  (definida en el capítulo 2), en las líneas de estado estable obtenidas en el punto anterior se trazaron en función de dicho parámetro. En la figura 6.45, se presentan las líneas obtenidas para los diferentes contenidos de finos, donde se observa que la tendencia es la misma que las líneas obtenidas con anterioridad.



Figura 6.45. Líneas de estado estable en función de la relación de vacíos intergranular.

Puesto que la tendencia de las líneas fue similar, en la figura 6.46, se trazaron las líneas de estado estable para relaciones de vacíos naturales y relaciones de vacíos intergranulares, donde se observa que las líneas están prácticamente superpuestas, lo cual indica que con el concepto de relación de vacíos intergranular no permite unificar el comportamiento de estos residuos mineros. Esto se puede explicar con el hecho de que los finos de estos materiales se comportan como materiales puramente friccionantes (capítulo 5), y al tener este comportamiento, la parte fina que se toma en cuenta como volumen de vacíos en el cálculo de la relación de vacíos intergranular deja de tener sentido.



Figura 6.46. Comparación de líneas de estado estable respecto a relaciones de vacíos natural e intergranular.

## Líneas de estado estable normalizadas.

En las figuras 6.47 y 6.48, se presentan las líneas de estado estable normalizadas respecto al esfuerzo efectivo de consolidación (diagramas de estado normalizados), en función de la relación de vacíos natural y la intergranular respectivamente. Como se observa en ambas figuras, existe dispersión en los datos obtenidos. Las líneas trazadas en ambas gráficas corresponden a la línea de estado estable para un contenido de finos de 9 %.

En general, se puede comentar que en los diagramas de estado normalizados, aunque los puntos no definen con suficiente aproximación una línea única, las líneas de estado trazadas si pueden usarse con buena aproximación para fines prácticos.









#### Coeficientes de curvatura y uniformidad.

En la figura 6.49, se presenta la variación de los coeficientes de curvatura y uniformidad con respecto al contenido de finos (valores de la tabla 6.1). Como se observa en la figura la variación de dichos coeficientes es lineal respecto al contenido de finos. No hay que olvidar que los coeficientes obtenidos corresponden a muestras uniformes mal graduadas.



Figura 6.49. Variación de los coeficientes de uniformidad y curvatura respecto al contenido de finos.

A partir de los valores de estos coeficientes, se establecieron relaciones con la pendiente de la línea de estado estable y el ángulo de fricción interna movilizado en la falla para los diferentes contenidos de finos. Estas relaciones se presentan en las figuras 6.50 y 6.51.



Figura 6.50. Variación de la pendiente de las líneas de estado estable respecto a los coeficientes de uniformidad y curvatura.



Figura 6.51. Variación del ángulo de fricción interna movilizado en la falla respecto a los coeficientes de uniformidad y curvatura.

En la figura 6.50, se observa que conforme aumentan los coeficientes de uniformidad y curvatura aumenta en forma lineal el valor de la pendiente de las líneas de estado estable, esto significa que conforme aumentan los coeficientes (que puede significar un cambio de una arena mal graduada a una bien graduada), se disminuye la capacidad para generar presión de poro y las resistencias desarrolladas en el estado estable son mayores.

En cuanto a las resistencias alcanzadas en la falla (figura 6.51), se observa un comportamiento similar a los descritos anteriormente referidos a la resistencia en la falla, es decir, para coeficientes de curvatura y uniformidad pequeños (correspondientes a 0 y 3 %) prácticamente no hay variación de la resistencia. Para los coeficientes correspondientes a 6 %, existe una disminución apreciable de la resistencia mientras que para los coeficientes en el material con 9 % de finos la resistencia aumenta respecto al resto de los porcentajes analizados.

## 6.5.3 Resultados de ensayes del residuo minero con distribución granulométrica mejorada y diferentes contenidos de finos.

Con el fin de observar el efecto de la distribución granulométrica en el comportamiento de este residuo minero, se realizó una serie de ensayes con diferentes porcentajes de finos.

El programa experimental que se llevo acabo para esta investigación consistió en efectuar 10 pruebas estáticas en la cámara triaxial estática de alambres. Estos ensayes se realizaron en el residuo minero de San Luis Potosí, pero modificando la distribución granulométrica, de tal forma que la muestras formadas tuvieran una clasificación SUCS, correspondiente materiales bien graduados.

Con el material bien graduado se formaron 3 diferentes distribuciones granulométricas para 3 contenidos de finos cuyos porcentajes fueron de 0, 6 y 9 %. Se seleccionaron estos porcentajes en especial, puesto que el material con 0 % tiene un mejor comportamiento para relaciones de vacíos bajas y como consecuencia tiene mayor uso en la práctica. El contenido de 6 %, se seleccionó de acuerdo con los ensayes realizados anteriormente donde se observó que es un porcentaje crítico en cuanto a resistencia y potencial de licuación. Finalmente el material con 9 % se seleccionó por la conveniencia de conocer sus coeficientes de curvatura y uniformidad, además que su comportamiento es muy parecido al material integral que pose 14 % de finos.

En la figura 6.52, se presentan las distribuciones granulométricas utilizadas, y en la tabla 6.8 se presentan los coeficientes de curvatura y uniformidad resultantes de cada una de las granulometrías obtenidas y la clasificación S.U.C.S. correspondiente.



Figura 6.52. Distribuciones granulométricas mejoradas para diferentes contenidos de finos.

% FINOS	Cu	Cc	S.U.C.S.
9	8.0	2.6	SW-SM
6	7.5	2 1	SW-SM
0	6.0	1.7	SW

Tabla 6.8. Coeficientes de curvatura y uniformidad para diferentes porcentajes de finos, asícomo, la clasificación S.U.C.S.

En la tabla 6.9 se presentan las condiciones de las probetas ensayadas en la cámara triaxial estática de alambres. También se presenta en esta tabla, la humedad y el peso de pisón usados en la formación de la probeta, así como el peso volumétrico seco de cada una. Las probetas ensayadas, una vez formadas con el procedimiento descrito en el Apéndice A, se consolidaron isotrópicamente, previa circulación de  $CO_2$  y agua y saturación por contrapresión. Los esfuerzos de consolidación aplicados en esta serie de ensayes variaron entre 0.98 y 1.54 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que las relaciones de vacíos en la falla varían entre 0.979 y 1.291.

PRUEBA No.	PRUEBA	FINOS	·HUMEDAD W	PESO PISÓN	Yd	e (FALLA)	σ'₀
		%	%	g	kg/m <sup>3</sup>		kg/cm <sup>2</sup>
27	SW10%	0	9	2000.0	1487	1.030	1,48
28	SW20%	0	9	1000.0	1454	1.077	1.53
29	SW30%	0	9	500.0	1398	1.160	1.01
30	SW40%	0	9	100.0	1318	1.291	0 98
31	SW16%	6	9	1000.0	1503	1.009	1.54
32	SW26%	6	9	500.0	1425	1.120	1.03
33	-SW26%	6	9	100.0	1351	1.236	1 03
34	SW19%	9	9	1000.0	1526	0.979	1.54
35	SW29%	9	9	500.0	1437	1111	1.04
36	SW39%	9	9	100.0	1358	1.224	1 04

Tabla 6.9. Condiciones de las probetas ensayadas en la cámara triaxial.

Al igual que los ensayes anteriores, las presiones y contra presiones aplicadas en la saturación de los especímenes fueron constantes en todos los ensayes y se efectuaron bajo condiciones no drenadas con aplicación de carga a deformación controlada, con una velocidad de 0.1 mm/min. Durante la prueba se midió la presión de poro generada por la aplicación de carga.

Para el análisis de los resultados, se emplearán las mismas relaciones usadas en el análisis de los ensayes anteriores. Para diferenciar los ensayes en muestra bien graduadas se usaran las letras SW. Al igual que los ensayes anteriores, para el análisis se usarán las relaciones:

- Curvas esfuerzos deformación.
- Curvas presión de poro deformación.
- Trayectorias de esfuerzos p' q.
- Diagramas de estado (Been y Jeffries, 1985).

## Ensayes en el material SW con 0 % de finos.

## Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.53 se presenta las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.3 y 1.2 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación entre 0.98 y 1.53 kg/cm<sup>2</sup>. En las pruebas SW20%, SW30% y SW40%, las curvas indican un comportamiento correspondiente a un material suelto, donde se observa que el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 2 % y posteriormente disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 8 %. Mientras que la prueba SW10%, presenta una resistencia mucho mayor que el resto de las pruebas lo cual indica un comportamiento correspondiente a un material medianamente denso.



Figura 6.53. Curvas esfuerzo – deformación (SW 0 % de finos)

Nota: La nomenclatura para prueba, el primer número indica el número de ensaye de la serie y el segundo número indica el contenido de finos (ver tabla 6.9).

## Curvas presión de poro normalizadas – deformación.

Salvo el ensaye SW10%, las presiones de poro generadas durante el ensaye, alcanzaron los valores del esfuerzo de confinamiento y como consecuencia de la licuación del material. En la figura 6.54 se presenta la variación de la presión de poro normalizada (respecto al esfuerzo efectivo de consolidación).

## Trayectorias de esfuerzo.

En la figura 6.55 se presentan las trayectorias obtenidas para el residuo minero con 0 % de finos, en la que se observa que las curvas definen en forma clara una envolvente de falla con una pendiente de 1.5217. En general las probetas ensayadas exhiben un comportamiento contractivo aunque la probeta SW10%, presenta un ligero pico, el cual puede indicar que el material pasará de un comportamiento contractivo a un comportamiento dilatante.



Figura 6.54. Curvas presión de poro (normalizadas) – deformación (SW 0 % finos).



Figura 6.55. Trayectorias de esfuerzo (SW 0 % de finos)

#### Diagrama de estado.

En la figura 6.56 se presenta la línea de estado estable obtenida para el residuo minero SW con 0 % de finos, que tiene pendiente  $\lambda$ ss de 2.451 (definida por Been y Jefferies. 1985). En esta gráfica se observa que los especímenes exhiben valores de p' pequeños, lo que significa resistencias residuales muy bajas debido a la gran capacidad para generar presión de poro, excepto la prueba SW10%, donde se aprecia que la muestra no alcanza el estado estable para la deformación a la cual fue sometida.



Figura 6.56. Diagrama de estado (SW 0 % de finos).

## Ensayes en el material SW con 6 % de finos.

### Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.57 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.25 y 0.8 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación de 1.03 a 1.54 kg/cm<sup>2</sup>. Los esfuerzos máximos se alcanzan para valores de deformación axial menores de 2 % y posteriormente disminuyen hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 8 %. El desarrollo de las curvas indica un comportamiento correspondiente a un material suelto.



Figura 6.57. Curvas esfuerzo – deformación (SW 6 % de finos)

## Curvas presión de poro normalizadas – deformación.

En la figura 6.58 se presenta la variación de la presión de poro normalizada contra la deformación, donde se observa que los valores normalizados de presión de poro alcanzan el valor de 1, lo que significa la licuación del material. En esta figura también se observa que el 80 % de la presión de poro acumulada en las muestras sueltas se presenta para deformaciones axiales de 0 a 3 %.



Figura 6.58. Curvas presión de poro (normalizadas) – deformación (SW 6 % de finos).

#### Trayectorias de esfuerzo.

En la figura 6.59 se presentan las trayectorias de esfuerzo obtenidas, en las que se observa que las curvas definen una línea o envolvente de falla con un una pendiente de 1.5217 igual que la pendiente exhibida para muestras con 0 % de finos. Los tres ensayes realizados presentan un comportamiento contractivo.



Figura 6.59. Trayectorias de esfuerzo (SW 6 % de finos)

#### Diagrama de estado.

En la figura 6.60 se presenta la línea de estado estable obtenida que tiene pendiente,  $\lambda$ ss de 2.512. los valores pequeños de p', indican valores bajos en la resistencia residual producto de alta capacidad del material para generar presión de poro.



Figura 6.60. Diagrama de estado (SW 6 % de finos).

#### Ensayes en el material SW con 9 % de finos.

#### Curvas esfuerzo – deformación.

En la figura 6.61 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.4 y 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, para valores de esfuerzo de consolidación de 1.04 a 1.54 kg/cm<sup>2</sup>. Los esfuerzos máximos se alcanzan para valores de deformación axial menores de 3 %. El desarrollo de las curvas indica un comportamiento correspondiente a un material suelto a medianamente denso.



Figura 6.61. Curvas esfuerzo – deformación (SW 9 % de finos).

## Curvas presión de poro normalizadas – deformación.

En la figura 6.62 se presenta la variación de la presión de poro normalizada contra la deformación, donde se observa que los valores normalizados de presión de poro alcanzan el valor de 1, lo que significa la licuación del material.



Figura 6.62. Curvas presión de poro (normalizadas) – deformación (SW 9 % de finos).

## Trayecíorias de esfuerzo.

En la figura 6.63 se presentan las trayectorias de esfuerzo obtenidas las cuales definen en forma ciara una envolvente de falla con un una pendiente de 1.5217, igual que las pendientes exhibidas para muestras con 0 % y 6 % de finos.



Figura 6.63. Trayectorias de esfuerzo (SW 9 % de finos)

## Diagrama de estado.

En la figura 6.64 se presenta la línea de estado estable obtenida para el residuo minero SW con 9 % de finos, cuya pendiente,  $\lambda$ ss es de 2.423.



Figura 6.64. Diagrama de estado (SW 9 % de finos).

# 6.5.4 Análisis de resultados de ensayes del residuo minero con distribución granulométrica mejorada y diferentes contenidos de finos.

A continuación se presenta un análisis detallado de la influencia del contenido de finos en el comportamiento del residuo minero con la distribución granulométrica mejorada. para lo cual se establecerán comparaciones, principalmente en cuanto a resistencia, deformación y capacidad para generar presión de poro entre otros. Además, se establecerán comparaciones con los resultados obtenidos en los ensayes realizados con la granulometría mal graduada ( a la que se le llamará SP) y los obtenidos de los ensayes sobre muestras con la distribución granulométrica bien graduada (a la que se le llamará SW).

## Comparación de resultados bajo condiciones de falla similares.

En la figura 6.65 se presentan las curvas esfuerzo – deformación, trayectorias de esfuerzo y curvas presión de poro – deformación de 3 ensayes realizados bajo condiciones de esfuerzo y relación de vacíos aproximadamente iguales, con el fin de observar la influencia del contenido de finos. Las condiciones de falla corresponden a una relación de vacíos de 1.0 y un esfuerzo efectivo medio de consolidación de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

En las curvas esfuerzo deformación (figura 6.65a), se observa que la resistencia máxima de mayor valor corresponde al porcentaje de 9 % y disminuye para un contenido de finos de 0 %, mientras que para 6 % de finos se tiene la menor de las resistencias máximas.





Figura 6.65. Influencia del contenido de finos en muestras con similares condiciones de falla.  $\sigma_0^{\circ} = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ y e} = 1.0$ 

En las trayectorias de esfuerzos (figura 6.65b), se observa de igual forma que la resistencia máxima obtenida corresponde a la muestra con 9 % finos. Por otro lado, en las curvas presión de poro deformación (figura 6.65c) se observa que todos los especímenes sufrieron licuación ya que la presión de poro generada durante el ensaye alcanza valores correspondientes al esfuerzo efectivo de consolidación (1.5 kg/cm<sup>2</sup>).

Esta comparación permite ver que el porcentaje de finos en muestras bien graduadas tienden a incrementar la resistencia. Se observa también que el contenido de finos de 6 % sigue siendo un porcentaje que no genera un comportamiento adecuado en el residuo minero, ya que su resistencia máxima es menor que la correspondiente a residuo minero SW sin finos. Además, a pesar de la mejor distribución granulométrica los especímenes en estado suelto siguen manteniendo una gran capacidad para generar presión de poro hasta el grado de sufrir licuación total.

En las figuras 6.66 a la 6.68, se presentan comparaciones entre muestras con similares condiciones de falla e igual contenido de finos, para observar la influencia la distribución granulométrica en el comportamiento del residuo minero.

Para muestras sin finos (figura 6.66), se observa que la resistencia máxima se incrementa con el mejoramiento en la distribución granulométrica, aunque el incremento es muy pequeño. Por otro lado se observa que la capacidad para generar presión de poro no se ve afectada por la distribución granulométrica ya que ambos especímenes exhibieron licuación total.

Para muestras con 6 % de finos (figura 6.67), al igual que en las muestras sin finos, la resistencia máxima alcanzada es marcadamente mayor en la muestra con mejor distribución granulométrica. Por otro lado, la capacidad para generar presión de poro, prácticamente no varía para las granulometrías ensayadas.

En los ensayes con 9 % de finos (figura 6.68), la resistencia máxima sigue siendo mayor en la muestra con la mejor distribución granulométrica. De igual modo, la capacidad para generar presión de poro permanece invariable pese al mejoramiento de la granulometría.

Con estos resultados se pueden resumir las siguientes aseveraciones (en muestras en estado suelto):

- La resistencia máxima del residuo minero aumenta con el mejoramiento de la distribución granulométrica
- Independientemente de la distribución granulométrica el residuo minero conserva su alta capacidad para generar presión de poro.





6.66b. Trayectorias de esfuerzo.





Figura 6.66. Influencia de la distribución granulométrica en muestras con similares condiciones de falla ( $\sigma'_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ y e} = 1.1$ ) y contenido de finos (0 %).





Figura 6.67. Influencia de la distribución granulométrica en muestras con similares condiciones de falla ( $\sigma'_{o} = 1.04 \text{ kg/cm}^2 \text{ y e} = 1.18$ ) y contenido de finos (6 %).

162





6.68a. Curvas esfuerzo - deformación.



Figura 6.68. Influencia de la distribución granulométrica en muestras con similares condiciones de falla ( $\sigma'_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ y e} = 0.97$ ) y contenido de finos (9 %).

## Resistencia en la falla.

En la figura 6.69, se presentan las envolventes de falla del residuo minero (en el espacio p' - q), con la granulometría mejorada y diferentes contenidos de finos. Como se puede ver en la figura, para los tres contenidos de finos se tiene una sola envolvente de falla, lo que significa que el ángulo de fricción interna movilizado en la falla es el mismo en los tres casos analizados.



Figura 6.69. Envolventes de falla para diferentes porcentajes de finos.

A la envolvente de falla única se le determinó la pendiente M, y con la ecuación 6.19, se determinó el ángulo de fricción interna movilizado en la falla en términos de esfuerzos efectivos. El ángulo de fricción interna obtenido tiene un valor de 37.37°, el cual es igual a los encontrados en los ensayes con la granulometría mal graduada para contenido de 14 y 28 % de finos. En la figura 6.70, se presenta la variación del ángulo de fricción interna movilizado en la falla obtenido de los ensayes de las muestras con granulometría SP y SW. En la figura se observa que en las muestras bien graduadas el ángulo movilizado en la falla es permanece constante a partir de un porcentaje de 14 % en muestras SP, y no cambia con el mejoramiento de la granulometría y el contenido de finos para las muestras SW.



Figura 6.70. Variación de  $\phi$ ' en la falla respecto al porcentaje de finos.

Comparando las resistencias entre muestras SP y SW, para contenidos de finos de 0, 6 y 9 %, se tiene que las muestras SW tienen una mayor resistencia en la falla que las SP.

#### Resistencia máxima.

En la figura 6.71, se presenta un resumen de las resistencias máximas obtenidas para los diferentes ensayes realizados, donde se relaciona la relación de vacíos en la falla y la resistencia máxima normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación, donde se observa que la resistencia máxima disminuye conforme aumenta la relación de vacíos.



Figura 6.71. Variación de las resistencias máximas respecto a la relación de vacíos para diferentes contenidos de finos.

En esta figura se observa que la tendencia en la resistencia máxima del residuo minero SW, es de aumentar con el contenido de finos, ya que las resistencias máximas son mayores en muestras SW con 9 % de finos que en las que no tienen. Al igual que en las muestras SP, los especímenes SW con 6 % de finos, generan resistencias máximas de menor magnitud que las resistencias máximas de los materiales con contenidos de finos entre 0 y 9 %, mostrando un comportamiento inadecuado a pesar del mejoramiento de la granulometría.

En la figura 6.72, se presenta una comparación de las tendencias que siguen las resistencias máximas normalizadas para contenidos de finos de 0, 6 y 9 % en ensayes realizados en muestras SP y SW.

Para muestras sin finos (figura 6.72a), se observa que no hay una marcada diferencia entre las muestras SP y SW, lo mismo sucede en muestras con 6 % de finos (figura 6.72b), mientras que en las muestras con 9 % (figura 6.72c), se observa que las resistencias máximas en muestras SW son mayores que en muestras SP.



Figura 6.72. Tendencias de las resistencias máximas en muestras SW y SP, para diferentes contenidos de finos.

## Líneas de inestabilidad.

En la figura 6.73, se presentan las líneas de inestabilidad para las pruebas hechas en muestras SW (dibujados en el espacio p' - q). En la figura se observa que las líneas de inestabilidad tienen una forma curva de tendencia parabólica.



Figura 6.73. Líneas de inestabilidad obtenidas de los ensayes realizados para diferentes contenidos de finos.

Para contenidos de 0 y 6 % de finos, las líneas de inestabilidad prácticamente es la misma, aunque la línea de inestabilidad esta ligeramente arriba de la de 6 %, mientras que la línea de inestabilidad para un contenido de 9 %, al principio coincide con los dos restantes, pero a partir de un cierto valor la línea tiende a separarse por encima de las restantes.

Es importante observar el comportamiento de la línea de inestabilidad para muestras con 9 % de finos, tiene una tendencia similar a la encontrada por Yamamuro y Lade (1997), donde a partir de un cierto valor de p' y q, la línea de inestabilidad tiende a variar linealmente.

En la figura 6.74, se presenta una comparación de las líneas de inestabilidad en muestras SW y SP para iguales contenidos de finos. Para muestras sin finos (figura 6.74a), las líneas de inestabilidad están sobrepuestas con la misma tendencia, mientras que para 6 % de finos (figura 6.74b), la diferencia en las líneas de inestabilidad es muy pequeña aunque la tendencia es la misma, lo que indica que en estos porcentajes, la granulometría no influye de manera importante en las líneas de inestabilidad. Por otro lado, para muestras con 9 % de finos (figura 6.74c), si se observa una influencia marcada de la granulometría en la línea de inestabilidad, ya que la línea de inestabilidad en muestras SW esta por arriba de las muestras SP, lo que indica resistencias máximas de mayor magnitud en muestras SW.



6.74c. Muestras con 9 % de finos.

Figura 6.74. Líneas de inestabilidad para muestras SP y SW con diferentes contenidos de finos.

## Resistencias residuales.

En la figura 6.75, se presentan las resistencias residuales  $(q_u)$  de todas las pruebas realizadas con diferentes contenidos de finos respecto a la relación de vacíos. La resistencia residual esta normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación. En la figura se puede observar que las resistencias residuales prácticamente no están influenciadas por el contenido de finos para relaciones de vacíos mayores de 1.1 (e >1.1).

Los valores de las resistencias residuales son muy pequeños, ya que los valores obtenidos se encuentran en un intervalo de 0 a 0.25, excepto un valor que corresponde a una prueba con 0 % de finos ensayada para una relación de vacíos relativamente pequeña.



Figura 6.75. Variación de la resistencia residual respecto a la relación de vacíos para diferentes contenidos de finos.

En la figura 6.75, se observa también que para relaciones de vacíos mayores o iguales de 1.1 ( $e \ge 1.1$ ), la resistencia residual es independiente del contenido de finos del residuo minero. Esto muestra que para materiales muy sueltos, la influencia del contenido de finos en la resistencia residual desaparece a pesar del mejoramiento en la granulometría.

Para comparar las resistencias residuales entre muestras del residuo minero con las diferentes granulometrías, se presenta la figura 6.76. En esta figura se observa que tanto en muestras con 0 % de finos y muestras con 6 % las resistencias residuales de una granulometría mal graduada a una bien graduada prácticamente no varían, además debe observarse que las resistencias residuales en las muestras sin finos (figura 6.76a) tienden a incrementarse conforme disminuye la relación de vacíos en forma más rápida que los otros dos porcentajes analizados.

En cuanto a las muestras con 9 % de finos (figura 6.76c), la granulometría SW. proporciona resistencias residuales ligeramente mayores que las muestras SP. Esto se deduce por la posición de los puntos correspondientes a las muestras SW están por encima de los puntos para las muestras SP.



6.76a. Muestras con 0 % de finos.



6.76c. Muestras con 9 % de finos.

Figura 6.76. Variación de la resistencia residual para muestras SP y SW con diferentes contenidos de finos.

## Deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos.

En la figura 6.77, se presenta, la variación de la deformación axial que los ensayes en muestras SW tenían al alcanzar su resistencia máxima al corte ( $\varepsilon_{aqmáx}$ ), respecto a la relación de vacíos en la falla. En esta grafica se puede ver que los esfuerzos cortantes máximos se alcanzan en general en un intervalo de deformaciones axiales de 0.5 a 4.5 %. También se observa que para  $e \ge 1.1$ , la deformación en la cual se alcanza el esfuerzo cortante máximo es prácticamente independiente del contenido de finos.





A pesar del mejoramiento en la granulometría del residuo minero, se mantiene aún la característica de desarrollar su resistencia máxima a deformaciones axiales pequeñas, por lo que a pesar del mejoramiento en la granulometría, debe cuidarse que este material no sufra deformaciones importantes bajo la acción de cargas.

#### Líneas de estado estable (diagramas de estado).

En la figura 6.78, se resumen las líneas de estado estables para cada uno de los porcentajes de finos utilizados en la granulometría mejorada del residuo minero de San Luis Potosí, donde se observa que las líneas de estado estable son prácticamente paralelas, como se puede ver en la tabla 6.10, donde se presentan las pendientes de las líneas de estado estable (de acuerdo con Been y Jefferies, 1985). Estas pendientes se trazaron respecto al contenido de finos y se presentan en la figura 6.79. En esta figura se presenta también la variación de la pendiente  $\lambda$ ss con respecto al contenido de finos de las muestras con granulometrías SP. En la figura 6.78, se observa que las líneas de estado estable para contenidos de finos de 0 y 6 %, están prácticamente sobrepuestas, aunque la línea correspondiente a 6 % esta ligeramente a la izquierda. Para 9 % de finos, la línea de estado estable se ubica a la derecha de las dos anteriores. Esto significa que las muestras con 0 y 6 % de finos, tienen una resistencia residual en el estado estable mayor que muestras con 0 y 6 % de finos.

171

% FINOS	λss
9	2.423
6	2.512
0	2.451

Tabla 6.10. Pendientes de las líneas de estado estable para diferentes porcentajes de finos.

Un aspecto importante que hay que resaltar de la figura 6.79, es que la pendiente de la línea de estado estable tiene un valor máximo aproximado de 2.5, para el cual ya no influye el contenido de finos y no influye la distribución granulométrica del material.



Figura 6.78. Líneas de estado estable para diversos contenidos de finos.



Figura 6.79. Variación de la pendiente de la línea de estado estable con el contenido de finos.
### Líneas de estado estable usando el concepto de relación de vacíos intergranular.

En la figura 6.80, se presentan las líneas de estado estable obtenidas para los diferentes contenidos de finos empleando el concepto de relación de vacíos intergranular, donde se observa que la tendencia es la misma que las líneas obtenidas con anterioridad.



Figura 6.80. Líneas de estado estable en función de la relación de vacíos intergranular.

En la figura 6.81, se trazaron las líneas de estado estable para relaciones de vacios natural e intergranular, donde se observa que las líneas están prácticamente superpuestas (no se distingue una de la otra puesto que están superpuestas), lo cual indica que el concepto de relación de vacíos intergranular no tiene influencia en el comportamiento de estos residuos mineros a pesar del mejoramiento en la granulometría..



Figura 6.81. Comparación de líneas de estado estable respecto a relaciones de vacíos natural e intergranular.

#### Líneas de estado estable normalizadas.

En la figura 6.82, se presenta la línea de estado estable normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación (diagrama de estado normalizado), donde se observa que los puntos obtenidos definen con suficiente aproximación una línea de estado estable vertical.



Figura 6.82. Diagrama de estado estable normalizado (con relación de vacíos natural).

A partir de este diagrama de estado, se puede decir que los residuos mineros con una distribución granulométrica bien graduada tienen la misma capacidad para generar presión de poro y posen resistencias residuales (en el estado estable), independientemente del contenido de finos (para los porcentajes analizados).

### Coeficientes de curvatura y uniformidad.

En la figura 6.83, se presenta la variación de los coeficientes de curvatura y uniformidad con respecto al contenido de finos (valores de la tabla 6.8) para las muestra con granulometría bien graduada (SW). En esta figura se observa que la variación de dichos coeficientes es lineal respecto al contenido de finos.

En la figura 6.84, se presenta la variación de la pendiente de las líneas de estado estable de todos los porcentajes analizados respecto a los coeficientes de curvatura (figura 6.84a) y uniformidad (figura 6.84b). Como ya se había comentado, en las muestras con granulometría SP, los valores de  $\lambda$ ss aumentan en forma lineal con el incremento de los coeficientes Cu y Cc. En las muestras con granulometría SW, se observa que el valor de la pendiente permanece constante respecto a los valores de los coeficientes. En esta figura se observa que el valor de  $\lambda$ ss tiene un valor máximo en el cual, ya no influye el valor de los coeficientes Cc y Cu.



Figura 6.83. Variación de los coeficientes de uniformidad y curvatura respecto al contenido de finos en muestras bien graduadas.



Figura 6.84. Variación de la pendiente de las líneas de estado estable respecto a los coeficientes de uniformidad y curvatura.

### 6.6. Comparación de resultados entre residuos mineros de diferentes procedencias.

Con el fin de comparar el comportamiento de diferentes residuos mineros, en cuanto a la influencia del contenido de finos, se analizarán los resultados obtenidos al ensayar muestras procedentes de tres minas diferentes. Se establecerán comparaciones entre el comportamiento de jales de las minas de "Charcas" (San Luis Potosí) y los residuos mineros de la mina El Baztán (Michoacán) que tiene un 83.6 % de finos y densidad de sólidos de 2.7 y El herrero (Durango), el cual no tiene finos y tiene una densidad de sólidos de 2.74. Para el residuo minero procedente del Baztán se seleccionaron una serie de 6 ensayes que fueron realizados por los ingenieros Lorena Vega y Osvaldo Flores (1999). Los ensayes de la mina del Herrero fueron hechos por el ingeniero Osvaldo Flores (Flores y Romo, 1997).

Los ensayes para ambas minas se realizaron en la cámara estática de alambres a la misma velocidad de deformación que los ensayes hechos en el residuo minero de la mina de San Luis Potosí y bajo condiciones no drenadas.

Para este análisis, se usarán los resultados de los ensayes en el residuo minero con 14 % de finos (muestra integral) y 0 % de finos con distribuciones granulométricas SP y SW (analizadas anteriormente). En la figura 6.85, se presentan las distribuciones granulométricas de los residuos mineros que se analizan. En la tabla 6.11, se presentan los coeficientes de curvatura y uniformidad ( según el caso), y su clasificación S.U.C.S. correspondiente.



Figura 6.85. Distribución granulométrica para diferentes residuos mineros.

Tabla 6.11. Clasificación S.U.C.S. de los residuos mineros en análisis.

MINA	% FINOS	Cu	Cc	SUCS
SLP (SP)	14	-	-	SM
SLP (SP)	0	2.1	1.0	SP
SLP (SW)	0	6.0	1.7	SW
BAZTAN	0	2.3	1.0	SP
HERRERO	83.6	*	-	ML

Como se puede ver en la figura 6.85, las granulometrías para los residuos sin finos mal graduados (SLP 0 % y El Baztán 0 %) son muy similares al igual que la muestra integral de San Luis Potosí solo que esta tiene 14 % de finos.

#### Resistencia en la falla.

En la figura 6.86, se presentan las envolventes de falla de los residuos en cuestión trazadas en el espacio p' – q. Como ya se ha comentado, las líneas de falla en muestras SLP 14 % y SLP 0 % (SW), son iguales. En la tabla 6.12, se presentan los ángulos de fricción interna movilizados en la falla obtenidos con la expresión 6.19.

En las muestras SLP 0 % (SP) y Baztán 0%, las cuales como ya se comentó tienen una distribución granulométrica muy parecida, se observa que la resistencia movilizada en la falla del material del Baztán es menor que la resistencia movilizada para las muestras SLP 0 % (SP).



Figura 6.86. Envolventes de falla para diferentes residuos mineros.

Tabla 6.12. Ángulo de fricción interna movilizado en la falla para diferentes residuos mineros.

MINA	% FINOS	М	φ'
SLP (SP)	14	1.5217	37.37
SLP (SP)	0	1.2941	32.16
SLP (SW)	0	1.5217	37.37
BAZTAN	0	0.7360	19.13
HERRERO	83.6	1.2727	31.67

Otro aspecto importante que hay que observar, es que las resistencias movilizadas para las muestras SLP 0 % (SP) y el Herrero, son aproximadamente iguales a pesar de la diferencia existente en el contenido de finos y en la distribución granulométrica.

En las comparaciones hechas en resistencias en la falla se observa que el material integral de la mina de San Luis Potosí y las muestras SLP 0 % (SW), posen las mayores resistencias en la falla aunque no hay que olvidar que estas muestras tienen una densidad de sólidos mayor de mayor magnitud, y las muestras SLP 0 % (SW) tienen una distribución granulométrica mejorada.

### Líneas de inestabilidad.

En la figura 6.87, se presentan las líneas de inestabilidad para diferentes residuos mineros, donde se observa en general que tienen una tendencia parabólica. En la figura se observa que los residuos mineros de San Luis Potosí presentan resistencias máximas de mayor magnitud que los residuos del Baztán y el Herrero.



Figura 6.87. Líneas de inestabilidad para diferentes residuos mineros.

También se observa que la pese a que tienen una distribución granulométrica similar los residuos mineros SLP 0% (SP) y el Baztán, las muestras de San Luis Potosí, presentan resistencias máximas mayores que el Baztán. También se observa que el residuo del Herrero pese a su alto contenido de finos, presenta resistencias máximas mayores que el Baztán. el cual no tiene finos.

En la figura 6.88, se presenta la variación de la resistencia máxima normalizada, respecto a la relación de vacíos natural. En la figura se observa que la tendencia en los materiales de San Luis Potosí es la de aumentar más rápidamente conforme disminuye la relación de vacíos, lo cual no sucede en el residuo minero del Baztán donde la resistencia máxima casi no aumenta conforme se disminuye la relación de vacíos. En cuanto a las muestras del Herrero, se observa que la resistencia máxima permanece prácticamente constante respecto a la relación de vacíos.



Figura 6.88. Variación de la resistencia máxima normalizada respecto a la relación de vacíos para diferentes residuos mineros.

### Resistencias residuales.

En la figura 6.89, se presentan las resistencias residuales de los diferentes residuos mineros, donde se observa, que salvo las muestras sin finos, en las cuales las resistencias residuales tienen a aumentar para relaciones de vacíos bajas, en el resto de los materiales, la resistencia residual prácticamente no varía con la relación de vacíos y sus valores son muy cercanos a 0, con excepción del residuo del Herrero, donde la resistencia residual permanece constante respecto a la relación de vacíos, con un valor de 0.3.



Figura 6.89. Variación de la resistencia residual normalizada respecto a la relación de vacíos para diferentes residuos mineros.

#### Deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos.

En la figura 6.90, se presenta la variación de la deformación axial a la cual se alcanza la resistencia máxima en los especímenes respecto a la relación de vacíos. En esta figura se observa que en general, que para los residuos mineros con relaciones de vacíos altas (e > 1.1), la deformación axial a la cual se encuentra la resistencia máxima, se encuentra en un intervalo de 0.25 a1.5 %. Para relaciones de vacíos menores, salvo las muestras sin finos de San Luis Potosí (en las cuales la deformación axial correspondiente a la resistencia máxima tiende a aumentar conforme disminuye la relación de vacíos), la deformación axial a la cual se presenta la resistencia máxima se encuentra en el mismo intervalo mencionado.



Figura 6.90. Variación de la deformación en la que se alcanza la resistencia máxima respecto a la relación de vacíos para diferentes residuos mineros.

#### Diagramas de estado.

En la figura 6.91, se presentan las líneas de estado estable obtenidas para los diferentes residuos mineros, donde se observa que salvo la línea de estado para el residuo minero de San Luis Potosí con distribución granulométrica bien graduada (SLP 0 % SW), el resto de los residuos analizados tienen líneas de estado prácticamente paralelas y sólo están ligeramente desfasadas una respecto al otra lo cual indica una mayor capacidad para generar presión de poro en la falla y menores resistencias residuales entre más a la izquierda se encuentra. En la tabla 6.13, se presentan los valores de las pendientes de las líneas de estado estable obtenidas. Con los valores de esta tabla y los obtenidos en las tablas 6.7 y 6.1, se puede identificar el valor de 2.50 como el valor máximo que puede alcanzar la pendiente de la línea de estado estable para los residuos mineros analizados. Por último, en la figura 6.92, se presentan las líneas de estado estable normalizadas de los residuos mineros, donde se identifica que el material de San Luis Potosí (SW) y el material del Herrero, tienen una línea de estado vertical, aunque esta última se encuentra a la derecha. En las muestras del Baztán y SLP (SP), las líneas de estado son aproximadamente paralelas con un valor de 2.5.



Figura 6.91. Líneas de estado estable para diferentes residuos mineros.

 Tabla 6.13. Valor de la pendiente de la línea de estado estable para diferentes residuos mineros.

MINA	% FINOS	λss
SLP (SP)	14	2.480
SLP (SP)	0	0.111
SLP (SW)	0	2.451
BAZTAN	0	2.072
HERRERO	83.6	2.430



Figura 6.92. Líneas de estado estable normalizadas para diferentes residuos mineros.

#### 6.7. Pruebas estáticas en el equipo MTS.

Con el objetivo de observar las diferencias que se pudieran presentar en la realización de ensayes en el equipo MTS, respecto a la cámara estática de alambres. Los ensayes se realizaron con el apoyo del M.I. Osvaldo Flores Castrellón (Tesis de doctorado en preparación), quien está a cargo de la MTS.

El programa de ensayes que se llevó acabo para esta investigación consistió en efectuar 7 ensayes estáticos en la cámara triaxial MTS. Estos ensayes se realizaron en el residuo minero integral de San Luis Potosí, en muestras de 10 cm de diámetro y 25 cm de altura, conservando la misma relación alto diámetro de los ensayes en la cámara de alambres (aproximadamente una relación de 2.5). Los ensayes se realizaron bajo condiciones no drenadas con aplicación de carga a deformación controlada. Debido a las características del equipo, la velocidad de deformación que se puede aplicar en la MTS es de 1.98 mm/min., que es mayor que las pruebas hechas en la cámara de alambres donde la velocidad fue de 0.1 mm/min.

En la tabla 6.14 se presentan las condiciones de las probetas ensayadas en la cámara triaxial MTS. También se presenta en esta tabla la humedad usada en la formación de la probeta, así como el peso volumétrico seco de cada una. Las probetas ensayadas, una vez formadas con el procedimiento descrito en el Apéndice A, se consolidaron isotrópicamente, previa circulación de  $CO_2$  y agua y saturación por contrapresión. Los esfuerzos de consolidación aplicados en esta serie de ensayes variaron entre 0.726 y 1.89 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que las relaciones de vacíos en la falla varían entre 0.984 y 1.389.

PRUEBA	PRUEBA	FINOS	HUMEDAD	Ya	e	σ'。
No.			W		FALLA	
		%	%	kg/m <sup>3</sup>		kg/cm <sup>2</sup>
37	EstSLP1	14.0	80	1418	1.122	0 726
38	EstSLP2	14 0	65	1260	1.389	0.838
39	EstSLP3	14 0	6.5	1392	1 243	0 802
40	EstSLP4	14.0	6.5	1473	1.044	1 1 4 5
41	EstSLP5	14.0	6.5	1339	1.248	1 015
42	EstSLP6	14.0	8.0	1513	0.984	1.890
43	EstSLP7	14.0	8.0	1495	1.020	1 412

Tabla 6.14. Condiciones de las probetas ensayadas en la cámara triaxial.

En las figuras 6.93 y 6.94, se presentan comparaciones entre ensayes realizados en la cámara estática de alambres y la MTS, para similares condiciones de falla. En la parte (a) de ambas figuras se presentan las curvas esfuerzo – deformación obtenidas. donde se observa que las muestras ensayadas en la cámara de alambres tienen una resistencia al corte menor que las ensayadas en la MTS. Este resultado es de esperarse, ya que los ensayes en la MTS están hechos con velocidades de deformación mayores. Este aspecto se puede ver también en las trayectorias de esfuerzos (parte b de ambas figuras), donde se observa una mayor resistencia en las pruebas hechas en la cámara MTS.



Figura 6.93. Comparación de ensayes realizados en cámara de alambres y MTS.







En cuanto a la capacidad para generar presión de poro, en la parte (c) de las figuras 6.93 y 6.94, se presentan las curvas presión de poro – deformación, donde se observa que la presión de poro alcanza el valor del esfuerzo efectivo de consolidación y por lo tanto la licuación del material. En la figura 6.93c, se observa que la presión de poro durante el ensaye en la MTS, se genera en forma más lenta que en el ensaye en la cámara de alambres. lo cual no sucede en las curvas obtenidas en la figura 6.94c, donde se observa que en ambos equipos la presión de poro se acumula de igual manera.

#### Resistencia movilizada en la falla.

En la figura 6.95, se presentan las envolventes de falla obtenidas de los ensayes realizados en los equipos de alambres y MTS. En esta figura se puede observar que la resistencia movilizada en la falla es ligeramente mayor en los ensayes realizados en la cámara triaxial MTS, aunque para efectos prácticos se pueden considerar de igual magnitud. Los ángulos de fricción interna movilizados en la falla son de: 37.37° para la cámara de alambres y 39.17° para la MTS.



Figura 6.95. Envolventes de falla obtenidas en cámara de alambres y MTS:

## Líneas de inestabilidad.

En la figura 6.96, se presentan las líneas de inestabilidad obtenidas en ambos equipos. En esta figura se observa que la tendencia que sigue la línea de inestabilidad obtenida en los ensayes hechos en el equipo MTS es parabólica, manteniendo la tendencia de todas las líneas de inestabilidad obtenidas en esta investigación. Además, en esta misma figura se puede observar que las líneas de inestabilidad prácticamente se superponen para los ensayes realizados con ambos equipos.

Por otro lado, en la figura 6.97 se presenta la variación de la resistencia máxima normalizada contra la relación de vacíos en la falla, donde se aprecia que las resistencias máximas se presentan en los ensayes hechos en la cámara MTS.



Figura 6.96. Líneas de inestabilidad obtenidas en las cámaras de alambres y MTS:



Figura 6.97. Variación de la resistencia máxima normalizada respecto a la relación de vacíos en la falla en cámaras de alambres y MTS.

### Resistencias residuales.

En la figura 6.98, se presenta la variación de la resistencia residual normalizada en función de la relación de vacíos. En la figura se observa que las tendencias en el equipo MTS es el que la resistencia residual prácticamente no disminuye con el aumento de la relación de vacíos, además, hay que observar que las resistencias residuales obtenidas en los ensayes hechos en la MTS son mayores que las obtenidas en la cámara de alambres.



Figura 6.98. Variación de la resistencia residual normalizada respecto a la relación de vacíos en la falla en cámaras de alambres y MTS.

### Deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos.

En la figura 6.99, se presenta la variación de la deformación axial a la cual se alcanza la resistencia máxima respecto a la relación de vacíos. En esta figura se observa que la deformación axial para alcanzar  $q_{máx}$ , se mantiene en el intervalo de 0.5 a 3 % independientemente del tipo de equipo usado para hacer los ensayes.



Figura 6.99. Variación de la deformación en la que se alcanza la resistencia máxima respecto a la relación de vacíos en la falla en cámaras de alambres y MTS.

#### Diagrama de estado..

En la figura 6.100, se presentan las líneas de estado estable obtenidas con los ensayes hechos en ambos equipos. Como era de esperarse, las líneas de estado estable obtenidas están prácticamente sobrepuestas, lo cual indica que el estado estable se alcanza de igual manera en muestras pequeñas o en muestras de mayores dimensiones independientemente de la velocidad de deformación con la que se haga la prueba.



Figura 6.100. Líneas de estado estable obtenidas en cámaras de alambres y MTS.

Con los resultados obtenidos, ha quedado claro que existe un importante efecto de escala, que de acuerdo con éste, las muestras más grandes (MTS), deben tener mayores resistencias que las más pequeñas, recordando que la velocidad de deformación aplicada en la MTS es mayor que la aplicada en la cámara de alambres. Por otro lado, las condiciones en el estado estable no se modifican por el efecto de escala (figura 6.100).

### 6.8. Pruebas dinámicas en columna resonante.

Hasta el momento se ha estado investigando la influencia del contenido de finos en el comportamiento no drenado en el residuo minero de San Luis Potosí con ensayes estáticos. En lo que resta de este capítulo, se tratará de establecer la influencia del contenido de finos en el comportamiento no drenado del residuo minero pero bajo condiciones dinámicas. Es decir, se estudiará la influencia del contenido de finos en los parámetros dinámicos: módulo de rigidez al corte G, y amortiguamiento  $\lambda$ .

Para esto, se desarrolló un programa de 8 ensayes dinámicos en la columna resonante, que además del objetivo ya comentado, también tuvieron el propósito de probar la eficiencia del sistema automatizado de ensaye y adquisición de datos que se instaló para el mejor funcionamiento de la columna resonante.

Los ensayes se realizaron en el residuo minero integral (14% de finos), y en muestras con contenidos de finos de 0, 6 y 28 %. Al inicio de este capítulo ya se presentaron las distribuciones granulométricas correspondientes así como la clasificación S.U.C.S. para cada una de los materiales con diferentes porcentajes de finos. La selección de estos porcentajes de finos para la realización de los ensayes se efectuó de acuerdo con lo siguiente:

- 0 % finos: Los materiales sin finos tienden a desarrollar resistencias máximas de mayor magnitud conforme disminuye la relación de vacíos y por lo tanto su comportamiento es mejor desde el punto de vista práctico.
- 6 % finos: Con las pruebas estáticas, se encontró que el residuo minero con 6 % de finos, es un porcentaje crítico el cual desarrolla las resistencias máximas de menor magnitud y por lo tanto es un material con comportamiento crítico indeseable.
- 14 % *finos:* El residuo minero con 14 % se seleccionó puesto que es el material integral que resulta de la explotación de la mina.
- 28 % finos: El residuo minero con 28 %, se estudió por la importancia que tienen altos contenidos de finos en los residuos mineros sobretodo en el aumento de su potencial de licuación.

En la tabla 6.15 se presentan las condiciones de las probetas ensayadas en la columna resonante. También se presenta en la tabla 6.15, la humedad y el peso de pisón usados en la formación de la probeta. Las probetas ensayadas, una vez formadas con el procedimiento descrito en el Apéndice A, se consolidaron isotrópicamente, previa circulación de  $CO_2$  y agua y saturación por contrapresión. Los esfuerzos de consolidación aplicados fueron de 0.5, 0.8, 1.0 y 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

Es importante mencionar, que las presiones y contra presiones aplicadas en la saturación de los especímenes fueron similares a las utilizadas en los ensayes estáticos y se mantuvieron constantes en todos los ensayes, es decir, se aplicaron los mismos incrementos de presión y contrapresión en la saturación. Los ensayes se efectuaron bajo condiciones no drenadas con el procedimiento de ensaye descrito en el apéndice A. Durante la prueba se midió la presión de poro generada por la aplicación de carga. El cálculo de los parámetros dinámicos se efectuará conforme a lo descrito en el apéndice A.

PRUEBA	PRUEBA	FINOS	HUMEDAD	PESO	е	σ'.
No.			w	PISÓN	ensave	
		%	%	gr.		kg/cm <sup>2</sup>
44	CRSLP10%	0	9	1000 0	1 023	10
					I 014	1.5
45	CRSLP26%	6	9	1000 0	1 027	08
					1.023	10
					1018	15
46	CRSLP314%	14	9	1000 0	1 001	0.8
					0 999	1.0
					0.995	15
47	CRSLP414%	14	9	2000 0	0 766	0.5
					0 765	08
					0 764	10
					0 762	15
48	CRSLP528%	28	9	1000 0	0 941	0 5
					0 940	08
					0 938	1.0
					0 937	15
49	CRSLP628%	28	9	2000 0	0 720	05
					0.717	08
				Ĩ	0716	10
					0 715	15
50	CRSLP70%	0	9	2000 0	0 791	0.5
					0 790	0.8
					0 789	10
					0 789	15
51	CRSLP86%	6	9	2000 0	0 809	05
					0.808	08
				-	0 807	10
				1	0 805	1.5

Tabla 6.15. Condiciones de las probetas ensayadas en la columna resonante.

Para el análisis de los resultados, se emplearán las siguientes relaciones similares a las descritas en el capítulo 3:

- Curvas módulo de rigidez al cortante deformación angular (G  $\gamma$ ).
- Curvas amortiguamiento deformación angular ( $\lambda$   $\gamma$ ).
- Curvas presión de poro deformación angular (u γ).

#### Resultados de ensayes.

En las figuras 6.101 a la 6.105, se presentan los resultados de 5 de los 8 ensayes realizados en la columna resonante. En la parte a de las figuras se presentan las curvas  $G - \gamma$ , en la parte b las curvas  $\lambda - \gamma$ , y en la parte c las curvas u -  $\gamma$ . En las figuras se presentan las relaciones de vacíos y esfuerzos de confinamiento utilizados en el ensaye.

#### Curvas módulo de rigidez al cortante – deformación angular (G - $\gamma$ ).

En las curvas  $G - \gamma$ , se puede observar claramente la degradación que sufre el módulo de rigidez conforme se incrementa la deformación angular aplicada durante el ensaye. Esto es de esperarse puesto que al aumentar la deformación angular el residuo tiende a perder resistencia al corte. También se observa que conforme disminuye la relación y aumenta el esfuerzo efectivo de consolidación, las curvas de degradación del módulo de rigidez se van desplazando hacia arriba.

Estos resultados coinciden con las investigaciones realizadas por Silver y Seed (1971), Hardin y Drnevich (1972), Tatsuoka (1978), Romo y Flores (1997), entre otros.

#### Curvas amortiguamiento – deformación angular ( $\lambda$ - $\gamma$ ).

En estas curvas, se observa que el amortiguamiento tiende a incrementarse conforme aumenta la deformación angular en los especímenes. Esto indica que conforme aumenta la deformación pierde rigidez el material y como consecuencia el material tiene una mayor capacidad para disipar energía lo cual significa un incremento en el amortiguamiento (no hay que olvidar que el amortiguamiento de un suelo se define como la capacidad que tiene dicho suelo para disipar energía bajo la acción de cargas dinámicas).

En estas curvas no se observa una marcada influencia del esfuerzo efectivo de confinamiento y la relación de vacíos de ensaye ya que todas las curvas obtenidas están muy juntas.

#### Curvas presión de poro – deformación angular (u - γ).

En las curvas presión de poro – deformación angular, se puede observar como se incrementa la presión de poro generada durante el ensaye con el incremento de la deformación angular que sufre el espécimen.

### Deformación angular crítica.

En las figuras 6.101 a la 6.105, se observa que para un cierto valor de la deformación crítica, los valores de presión de poro y amortiguamiento tienden a incrementarse. Esta deformación coincide además con la deformación angular para la cual el módulo de rigidez empieza a degradarse. A esta deformación se le conoce como deformación angular crítica  $\gamma_{cr}$  (Romo y Flores, 1997).

Esta deformación angular tiene un valor aproximado de 0.002 %, y como se puede ver en los ensayes es independiente del contenido de finos que tiene el material, ya que los resultados mostrados tienen diferentes contenidos de finos. Este valor de deformación angular crítico encontrado, está dentro del intervalo de deformación crítica establecido para los residuos mineros de las minas La Caridad y El Baztán (Romo y Flores, 1997) encontrado a partir de pruebas dinámicas drenadas hechas en la columna resonante el cual está entre 0.0007 y 0.003 %.

Es claro que en los depósitos de residuos mineros que pueden estar sujetos a cargas dinámicas, deberá tomarse en cuenta que no es deseable que los materiales se sometan a niveles de deformación por encima de la deformación crítica, ya que esto producirá una pérdida rápida de la resistencia por un rápido incremento de la presión de poro en el material hasta alcanzar incluso la licuación total del depósito.



6.101a. Curvas módulo de rigidez al cortante – deformación angular (G - γ).



6.101b. Curvas amortiguamiento – deformación angular ( $\lambda - \gamma$ ).





Figura 6.101. Resultados de la prueba CRSLP10%, sin finos.



6.102a. Curvas módulo de rigidez al cortante – deformación angular (G - γ).



6.102b. Curvas amortiguamiento – deformación angular ( $\lambda$  -  $\gamma$ ).





Figura 6.102. Resultados de la prueba CRSLP314%, 14 % de finos.



6.103a. Curvas módulo de rigidez al cortante – deformación angular (G -  $\gamma$ ).



6.103b. Curvas amortiguamiento – deformación angular ( $\lambda$  -  $\gamma$ ).



6.103c. Curvas presión de poro – deformación angular  $(u - \gamma)$ .

Figura 6.103. Resultados de la prueba CRSLP414%, 14 % de finos.



6.104a. Curvas módulo de rigidez al cortante – deformación angular (G -  $\gamma$ ).



6.104b. Curvas amortiguamiento – deformación angular ( $\lambda$  -  $\gamma$ ).





Figura 6.104. Resultados de la prueba CRSLP628%, 28 % de finos.



6.105a. Curvas módulo de rigidez al cortante – deformación angular (G -  $\gamma$ ).



6.105b. Curvas amortiguamiento – deformación angular ( $\lambda - \gamma$ ).



6.105c. Curvas presión de poro – deformación angular  $(u - \gamma)$ .

Figura 6.105. Resultados de la prueba CRSLP86%, 6 % de finos

### Influencia del esfuerzo efectivo de consolidación en los parámetros dinámicos del residuo minero.

Como ya se observó en las figuras 6.101 a 6.105, el incremento del esfuerzo efectivo de consolidación incrementa el valor del módulo de rigidez al cortante En dichas figuras se marca con una flecha la tendencia que siguen las curvas de degradación del módulo de rigidez con el incremento del esfuerzo. Asímismo, en las figuras se marcó la tendencia que tiene el amortiguamiento de disminuir conforme aumenta el esfuerzo efectivo de consolidación. En general en las figuras no se puede ver claramente la variación del amortigumiento como función del esfuerzo puesto que las curvas están encimadas. Se aprecia también que conforma aumenta el esfuerzo de consolidación las curvas de degradación del módulo de rigidez tienden a correrse hacia la derecha debido a que la probeta se vuelve más rígida.

En la figura 6.106, se presenta el incremento del módulo de rigidez al corte para 4 de las pruebas hechas en la columna resonante. Cada punto de cada una de las líneas de tendencia corresponde a relaciones de vacíos aproximadamente iguales. El objetivo de esta figura es el de observar el incremento que sufre el módulo de rigidez (en este caso el máximo obtenido de cada ensaye) con el incremento en el esfuerzo efectivo de confinamiento.



Figura 6.106. Incremento del módulo de rigidez al corte con el incremento del esfuerzo efectivo de consolidación.

#### Influencia del contenido de finos en los parámetros dinámicos del residuo minero.

En la figura 6.107, se presentan las curvas de degradación del módulo de rigidez para muestras con diferentes contenidos de finos ensayadas con un esfuerzo efectivo de consolidación (1.5 kg/cm<sup>2</sup>) y una relación de vacíos aproximada de 1.0. En la figura se observa claramente que las curvas de degradación se desplazan hacia abajo y a la izquierda conforme se incrementa el contenido de finos (como lo indica la flecha marcada). Esto significa que en el incremento del contenido de finos en este residuo minero. disminuye su resistencia al corte bajo cargas dinámicas.



Figura 6.107. Curvas de degradación del módulo de rigidez para diferentes contenido de finos bajo condiciones similares de ensaye.

Los resultados presentados en la figura 6.107, coinciden con el comportamiento encontrado por Troncoso (1985), los cuales se presentan en la figura 5.13 del capítulo 5.

En la figura 6.108, se presenta la variación del amortiguamiento respecto a la deformación angular para diferentes contenidos de finos ensayados bajo las mismas condiciones. En esta figura se observa que conforme aumenta el contenido de finos, el amortiguamiento tiende a aumentar como resultado de la pérdida de rigidez mostrada en la figura anterior.



Figura 6.108. Variación del amortiguamiento para diferentes contenido de finos bajo condiciones similares de ensaye.

En cuanto a la presión de poro generada durante el ensaye, no se observa una tendencia marcada de la influencia del contenidos de finos en la generación de presión de poro. Pero si se puede apreciara que los materiales con finos presentaron mayores valores de presión de poro durante el ensaye que la muestra que no contiene finos (Figura 6.109).



Figura 6.109. Influencia del contenido de finos en la generación de presión de poro.

Para las pruebas mencionadas en las figuras 6.108 y 6.109, se obtuvieron los valores del módulo de rigiez al corte máximo ( $G_{máx}$ ) y el amortiguamiento mínimo obtenido ( $\lambda_{min}$ ), correspondientes a un esfuerzo efectivo de consolidación de 1.5 kg/cm<sup>2</sup> y relación de vacíos de 1.0. Cabe mencionar que los valores de  $G_{máx}$  considerados, son los correspondientes a los valores máximos obtenidos de las pruebas. Estos valores se graficaron respecto al contenido de finos de cada una de las pruebas y se presentan en las figuras 6.110 y 6.111. En la figura 6.110, se puede observar la tendencia que tiene el módulo de rigidez máximo de disminuir conforme se incrementa el contenido de finos, mientras que en la figura 6.111, se puede apreciar el incremento que tiene el amortiguamiento con el incremento del contenido de finos. Cabe mencionar que las deformaciones angulares para las cuales se obtuvó  $G_{max}$  y  $\lambda_{min}$  no tienen exactamente el mismo valor pero si un valor cercano a 10<sup>-3</sup> %.



Figura 6.110. Variación de G<sub>max</sub> con respecto al contenido de finos para condiciones similares de ensaye.



Figura 6.111. Variación de G<sub>máx</sub> con respecto al contenido de finos para condiciones similares de ensaye.

Para tomar en cuenta la deformación angular, se trató de ver la influencia del contenido de finos en G y  $\lambda$  para una deformación angular de 2.66 x 10<sup>-3</sup> % (figuras 6.112 y 6.113). En las figura se puede observar la misma tendencia que tiene G de disminuir y  $\lambda$  de aumentar conforme se incrementa el contenido de finos.



Figura 6.112. Variación de G con respecto al contenido de finos para condiciones similares de ensaye y  $\gamma = 1.66 \times 10^{-3}$  %.

Por último, se presenta la figura 6.114, donde se observa en forma simultanea para una misma relación de vacíos, el incremento que tiene el módulo de rigidez máximo respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y el incremento adicional que adquiere con la disminución del contenido de finos en el residuo minero de San Luis Potosí.



Figura 6.113. Variación de  $\lambda$  con respecto al contenido de finos para condiciones similares de ensaye y  $\gamma = 1.66 \times 10^{-3}$  %.



Figura 6.114. Variación de G<sub>max</sub>, respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y el contenido de finos.

### 7. CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos de los ensayes realizados, y del marco teórico desarrollado, se pueden efectuar las siguientes conclusiones y observaciones:

- Los residuos mineros (jales) por lo general se depositan en estado suelto (compacidades bajas y/o relaciones de vacíos altas) y saturado, es decir, son altamente susceptibles a sufrir el fenómeno de licuación.
- Existen diferentes factores que afectan el comportamiento de las arenas en general (incluyendo los residuos mineros). Uno de los factores que influye de manera importante en el comportamiento de materiales granulares es el contenido de finos. Sin embargo, los estudios sobre este aspecto son pocos relativamente. Los finos, que pueden ser plásticos (arcillas), o no plásticos (limos), aparecen de forma natural.

En los residuos mineros, a diferencia del tipo de finos usados en investigaciones realizadas con anterioridad, los finos que están presentes son los que resultan de la molienda de la roca en la explotación minera, los cuales de acuerdo con el S.U.C.S., tienen una clasificación correspondiente a un limo de baja plasticidad. Ante esto y de acuerdo con algunos estudios previos, surgió la necesidad de conocer con más precisión la influencia que pudieran tener este tipo de finos en los residuos mineros.

## PRUEBAS ESTÁTICAS.

De acuerdo con las pruebas estáticas realizadas en el residuo minero procedente de la mina "Charcas", localizada en San Luis Potosí, se puede concluir lo siguiente:

### Pruebas estáticas en el residuo mal graduado.

- Se estableció una relación de vacíos de colapso (e<sub>c</sub>), a partir de la cual, para valores mayores de relación de vacíos, los especímenes ensayados sufren un colapso estructural instantáneo (licuación total). Además de que gran parte del comportamiento del residuo minero tiene que ver con esta relación de vacíos. Para el residuo de San Luis Potosí, la relación de vacíos de colapso (e<sub>c</sub>)tiene un valor aproximado de 1.1.
- En cuanto a resistencia, se estableció el contenido de 6 % de finos como un contenido crítico en el intervalo de 0 a 10 %, puesto que tanto la resistencia máxima alcanzada, la resistencia alcanzada en la falla y el ángulo de fricción interna movilizado en la falla (a partir de la envolvente de falla), son de menor magnitud que el resto de los contenidos de finos analizados en dicho intervalo. Esta conclusión difiere de lo que encontró Troncoso (1985), quien afirmó que los residuos mineros tienen un mejor comportamiento con cantidades pequeñas de finos.
- Para los especímenes ensayados con relaciones de vacíos mayores que e<sub>c</sub> la resistencia (o el esfuerzo desviador máximo), aumenta con el incremento del contenido de finos hasta 14 % y posteriormente disminuye marcadamente para 28 % de finos. Además, todas las muestras se licuaron independientemente del contenido de finos. Las tendencias en las resistencias indican que las muestras sin finos son más licuables que cualquier otro porcentaje de finos, incluso el de 28 %, para relaciones de vacíos mayores que e<sub>c</sub>.
- Para muestras ensayadas con relaciones de vacíos menores que e<sub>c</sub> la resistencia (o el esfuerzo desviador máximo), disminuye con el incremento del contenido de finos. En este caso las muestras sin finos presentan mayor resistencia respecto al resto de los contenidos de finos analizados.
- Los especímenes ensayados con 28% de finos, sufrieron licuación independientemente de las condiciones de falla a las que fueron sometidos y son los que en general tuvieron bajos valores de resistencia máxima.
- Para relaciones de vacíos menores que e<sub>c</sub> la resistencia residual q<sub>u</sub> de los residuos mineros, se incrementa conforme se incrementa el contenido de finos.
- El ángulo de fricción interna movilizado en la falla (a partir de las envolventes de falla), se incrementa conforme se incrementa el contenido de finos hasta un contenido de 14 %, ya que después se vuelve constante.

- Las deformaciones en las cuales se alcanza la resistencia máxima se encuentran, en un intervalo del 0 al 5 %. Para relaciones de vacíos menores que e<sub>c</sub>, la deformación a la cual se alcanza la resistencia máxima se incrementa con la disminución del contenido de finos, es decir, la deformabilidad de los residuos mineros se incrementa conforme crece el contenido de finos.
- Después de la relación de vacíos de colapso (muestras sueltas), la resistencia residual y la deformación a la cual se alcanza la deformación máxima son prácticamente independientes del contenido de finos.
- Para relaciones de vacíos pequeñas (e < e<sub>c</sub>), el potencial de licuación en el residuo se incrementa conforme se incrementa el contenido de finos. Esto indica que los finos tienen un potencial de licuación mayor que la fracción correspondiente a la arena y por lo tanto a diferencia de los finos plásticos, no existe un porcentaje de umbral a partir del cual el residuo disminuya su potencial de licuación. Además las curvas esfuerzo deformación siguen presentando un pico máximo a pesar de la elevación del contenido de finos lo cual aunado a que el ángulo de fricción interno movilizado en la falla no varía con el incremento del contenido de finos (a partir del 14 %), indica que los finos encontrados en los residuos mineros tienen un comportamiento correspondiente al de un suelo sin cohesión.
- En los diagramas de estado, la pendiente de las líneas de estado estable (λ<sub>ss</sub>), se incrementan conforme aumenta el contenido de finos hasta alcanzar un valor constante a partir del 14 % de finos. En la figura 6.43, se observa que las líneas se interceptan para una relación de vacíos correspondiente a e<sub>c</sub>. Arriba de e<sub>c</sub> (en el diagrama de estado) conforme aumenta la pendiente de la línea de estado estable disminuye el potencial de licuación y debajo de e<sub>c</sub> sucede exactamente lo contrario.
- En los residuos mineros con finos no plásticos, no se puede emplear el concepto de relación de vacíos intergranular para interpretar unificadamente su comportamiento en virtud de que los finos presentes se comportan como materiales puramente granulares.

### Pruebas estáticas en residuos mineros bien graduados.

Las conclusiones obtenidas al ensayar residuos mineros de San Luis Potosí bien graduados:

- La resistencia en los residuos mineros se incrementa al mejorar la distribución granulométrica.
- La capacidad para generar presión de poro se reduce ligeramente en materiales con una mejor graduación, aunque las muestras sufren aún licuación total.
- El ángulo de fricción interna movilizado en la falla es independiente de los coeficientes de curvatura y uniformidad del material.

- La e<sub>c</sub> establece un límite a partir del cual q<sub>max</sub>, q<sub>u</sub> y ε<sub>gmax</sub> no varían prácticamente con el contenido de finos, independientemente de la variación en los coeficientes de curvatura y uniformidad.
- La pendiente de las líneas de estado estable permanece constante y es igual a la máxima obtenida en las muestras mal graduadas (uniformes).

### Comparación de resultados entre residuos mineros de diferentes procedencias.

A partir de estas comparaciones se concluye que:

- Es necesario investigar para cada residuo minero el efecto del contenido de finos, tomando en cuanta la densidad relativa de sólidos del material, así como los métodos empleados en minería para la trituración de la roca y el tipo de mineral explotado.
- Las líneas de inestabilidad para residuos mineros con o sin finos, independientemente de su distribución granulométrica, ensayados a bajos niveles de esfuerzos tienen una línea de inestabilidad de tendencia parabólica congruente con lo encontrado por Lade y Yamamuro (1997).

### Efectos de escala.

Al comparar los resultados obtenidos en pruebas efectuadas en la MTS y la cámara estática de alambres, se encontró lo siguiente:

- Con los resultados obtenidos, ha quedado claro que existe un importante efecto de escala. De acuerdo con lo observado, las muestras más grandes (MTS), tienen mayores resistencias que las más pequeñas debido a que la velocidad de deformación aplicada en la MTS es mayor que la aplicada en la cámara de alambres.
- Las condiciones en el estado estable no se modifican por el efecto de escala que produce el aumento en las dimensiones de los especímenes y la velocidad de deformación (figura 6.100).

## PRUEBAS DINÁMICAS.

De las pruebas dinámicas efectuadas en el residuo minero se concluye lo siguiente:

• El módulo de rigidez al cortante disminuye y el amortiguamiento aumenta con el incremento de la deformación angular.

- Conforme disminuye la relación de vacíos y aumenta el esfuerzo efectivo de consolidación las curvas de degradación del módulo de rigidez se desplazan hacia arriba.
- Se establece una deformación angular crítica ( $\gamma_{cr} = 0.002$  %), para la cual el módulo de rigidez empieza a degradarse y el amortiguamiento y la presión de poro tienden a incrementarse. Este valor de deformación angular crítica es independiente del contenido de finos.
- El módulo de rigidez al cortante máximo se incrementa con el aumento del esfuerzo efectivo de consolidación.
- El módulo de rigidez máximo disminuye con el incremento del contenido de finos y el amortiguamiento aumenta.
- Las curvas de degradación del módulo de rigidez se desplazan hacia abajo conforme se incrementa el contenido de finos para condiciones de ensaye similares.
- Con las conclusiones anteriores se puede afirmar que en general los residuos mineros sin finos con relaciones de vacíos pequeñas y con una mejor distribución granulométrica tienen el mejor comportamiento en cuanto a resistencia y deformabilidad bajo cargas estáticas y dinámicas.

Las conclusiones anteriores, indican que la influencia del contenido de finos en los residuos mineros es totalmente opuesta al comportamiento que tienen las arenas con finos plásticos citadas en el Capítulo No. 4. Esta es sin duda la aportación más importante del trabajo de investigación realizado en el comportamiento de los residuos mineros.

### Aplicaciones prácticas de los resultados obtenidos.

.

Con los resultados obtenidos se pueden recomendar las siguientes aplicaciones prácticas:

- Los residuos mineros deberán colocarse con las menores relaciones de vacíos posibles. Es decir de preferencia deben someterse a un proceso de compactación.
- Deberán colocarse de ser posible sin finos y si esto no es posible resulta recomendable encontrar un contenido de finos que proporcione una resistencia adecuada y que su obtención no signifique un gasto excesivo.

# BIBLIOGRAFÍA

- Alarcón, G. A., Leonards, A., Chameau, J. L., (1988), "Undrained Monotonic andCyclic Strength of Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 114, GT10, pp 1089-1109.
- Casagrande, A., (1936), "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes end Earth Filla", Journal of the Boston Society of Civil Enginners.
- Casagrande, A. (1975), "Liquefaction and cyclic deformation of sands A critical review", Fifth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina.
- Castro, G. (1969), "Liquefaction of Sands", Harvard Soils Mechanics No. 81, Cambridge Mass., Jan.
- Castro, G., (1975), "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, GT6, pp 551-569.
- Castro, G. Y Poulos, S. J., (1977), "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, GT6, pp 501-516.
- Been, K., y Jefferies, M.G., (1985), "A State Parameters for Sands", Geotechnique, 41, 2, pp 99-112.
- Been, K., Jefferies, M.G. y Hacheney, J., (1991), "The Critical State of Sands", Geotechnique, 41, 3, pp 365-381.
- Drenevich, V.P. y Richart, F. E. Jr. (1970), "Dynamic prestraining of dry sand", Journal of SMF Div., ASCE, Vol 96, No. SM2, Mar., pp. 453-469.
- Flores, C. O., (1997), "Comportamiento Dinámico de Jales", Tesis de Maestría DEPFI UNAM

- Frossard, E., (1979), "Effect of Sand Grain Shape in the Interparticle Friction; Indirect Measurement by Rowe's Stress – Dilatancy Theory", Geotechnique, 29, 3.
- Georgiannou, V.N., Burland, J. B. And Hight, D.W., (1990). "The Undrained Behaviour of Clayey Sands in Triaxial Compression and Extension", Geotechnique, 40, pp 431-449.
- Hallman, D. S. y Dorey, R., (1995), "Mine Tailings Deposition Practices, Liquefaction Potencial and Stability Implications", Proc.: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, St Louis Missouri, pp 451-456.
- Hardin, B.O. y Black, W.L. (1969), "Closure to vibration of normally consolidated clay", Proc. of ASCE, Vol. 95, SM6, pp 1531-1537.
- Hardin, B.O. y Richart, F.E.(1963), "Elastic wave velocities in granular soils". Jr of ASCE, Vol. 89, pp 33-65.
- Hardin, B.O. (1965), "The nature of damping in sands", Proc. of ASCE, Vol. 91, SM1, pp 63-97.
- Hardin, B.O. y Drenevich, V.P. (1970), "Shear modulus and damping in soils I, measurement and parameter effects", Technical Report, Soil Mechanics Series No. 1, Dept. of Civil Engineering, University of Kentucky.
- Hardin, B.O., Drnevich, V. P. (1972), "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, July, pp 667-692.
- Hardin, B. O. y Drnevich, V. P. (1972a), "Shear modulus and damping in soils I, measurements and parameters effects", Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol. 98, No. SM 6, pp 603-624.
- Hardin, B. O. y Drenevich, V. P. (1972b), "Shear modulus and damping in soils II. design equation and curves", Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol 98, No. SM 7, July, pp 667-692.
- Hall, J.R. y Richart, F.E. (1963), "Dissipation of elastic wave energy in granular soils", Proc. of ASCE, Vol. 89, SM 6, pp 27-56.
- Xia, Hong. y Hu, Ting, (1991), "Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction", Journal of the Geotechnical Enginnering Division, ASCE, 117, 9, pp 1347-1362.
- Iida, K. (1938), "The velocity of elastic waves in sand", Bulletin, Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University, Vol. 16, pp 131-144.
- Iida, K. (1940), "The elastic properties of soil, particularly in relation to its water content", Bulletin, Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University, Vol. 18, pp 657-690.
- Ishihara, K., Troncoso, J., Yasuhiro, K. y Yoshiki, T., (1980), "Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials", Soils and Foundation, Vol. 20, 4, pp 127-142
- Ishihara, K., Yamazaki, A. And Haga, K., (1985), "Liquefaction of k<sub>o</sub>-Cosolidated Sand Under Cyclic Rotation of Principal Stress Direction with Lateral constant", Soils and Foundation, 25, 4.
- Ishihara, K., (1993), "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", Rankine Lecture, Geotechnique 43, 3, pp 351-415.
- Ishihara, K., Yasuda, S. y Yokota, K. (1981), "Cyclic strength of undisturbed mine tailings", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, April, pp 53-58.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. y Takagi, Y. (1976), "Dynamic shear deformation properties of sands for wide strain range", Report of Civil Engineering Institute, No. 1085, Ministry of Construction.
- Iwasaky, T. y Tatsuoka F. (1977), "Effects of grain size grading on dynamic shear moduli of sands", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 17, No. 3. Sep., pp 19-35.
- Konishi, J., Oda, M. and Nemat-Nasser, S., (1982), "Inherent Anisotropy and Shear Strength of an Assembly of Oval Cross-Section Rods", Proc. INTAM Symp. On Defromation and Failure of Granular Materials, Delft.
- Konrad, J.M., (1990), "Minimum Undrained Strength Versus Steady State Strength of Sands", Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 116, 6, pp 948-963.
- Konrad, J.M., (1993), "Undrained Response of Loosely Compacted Sands During Monotonic and Cyclic Compresion Test", Geotechnique, 43, 1, 69-89.
- Kramer, S. L., (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Publicación Prentice Hall.
- Kuerbis, R., Negussey, D. Y Vaid, Y. P., (1988), "Effect of Gradation and Fines Content on the Undrained Response of Sand". In Hydraulic Fill Structures. Edited by D.J.A. Van Zyl and S.G. Vick. Geotechnical Special Publication 21, American Society of Civil Engineers, New York, pp 330-345.
- Ladd, R. S. (1974), "Specimen preparation and liquefaction of sands", J. GED, Proc. ASCE, Vol. 100, No. GT10, pp 1180-1184.
- Lade, V. P. y Yamamuro, A. J., (1997), "Effects of Non-Plastic Fines on Static Liquefaction of Sands", Canadian Geotechnical Journal, 34, pp 918-928.
- Lambe, W. T., y Whitman, R. V., (1969), Soil mechanics, New York, Jonh Wiley and Sons.
- Lazan, B. J. (1968), "Damping of materials and members in structural mechanics", Pergamon Press Ltd. London.
- Lupini, J. F., (1980), "The Residual Strength of Soils", PhD Thesis, University of London.
- Matsuoka, H., (1982), "A New Failure Criterion for Soils in Three Dimensional Stress", Proc. INTAM Symp. On Deformation and Failure of Granular Materials, Delft.
- Mulilis, P., Mori, K., Seed, B., Chan, C. (1976), "Resistance to liquefaction due to sustained pressure", Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. Vol 103. No. GT7, July, 1977.
- Oda, M., (1980), "Fabric Tensor for Discontinuous Geological Materials", Soils and Foundation, 22, 4.
- Orozco, R.V.(1995), "Criterios de proyecto, construcción y operación para persas de jales en México", Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol. 3, Guadalajara, México, pp 1498-1515.
- Ovando, S. E., (1986), "Stress-Strain Behaviour of Granular Soils Tested in the Triaxial Cell", Doctoral Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.
- Ovando, S. E. y Meza, C.M., (1991), "Undrained Behaviour of a Sand Contaitign Fines", Memorias, IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos en Ingeniería de Fundaciones, III, pp 1119-1136, Viña del Mar Chile.

- Ovando, S. E., Romo, O.M., Lagunas, I. (1992), "Comportamiento de los jales de la mina La Caridad", Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre.
- Ovando, S. E., y Perez, G. B. E., (1997), "Undrained Behaviour of Clayey Sands in Load Controlled Triaxial Test", Geotechnique, 47, 1, pp 97-111.
- Ovando, S. E., y Segovia, J. A., (1996), "Licuación de Arenas", Editorial TGC.
- Perlea, V. y Botea, E., (1984), "Stability Problems of Tailings Dams", Proc.: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, St. Louis Missouri, pp 451-456.
- Pitman, T. D., Robertson, P. K. y Sego, D. C., (1994), "Influence of Fines on the Collapse of Loose Sands", Canadian Geotechnical Journal, 31, pp 728-739.
- Poulos, S. J., (1971), "Stress Strain Curves of Soils", Geotechnical Engineers Inc, Winchester, Mass.
- Poulos, S. J., (1981), "The Steady State of deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107, GT5, pp 553-562.
- Riemer, F. M., (1990), "Steady State Testing of Loose Sands: Limiting Minimum Density", Journal of Geotechnical Engineering, 116, 2, pp 332-337.
- Robertson, P. K. y Campanella, R. G., (1985), "Liquefaction Potencial of Sands Using the CPT", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 111(3), pp 384-403.
- Romo, M. P. y Flores, C. O., (1997), "Comportamiento de los Jales de la Mina El Herrero", Reporte Interno del Instituto de Ingeniería.
- Rowe, P. W., (1962), "The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compresión, Plane Strain and Direct Shear", Geotechnique, 19, 1.
- Santoyo, E. Y Reséndiz, D., (1969), "Cámara Triaxial de Precision", Series del Instituto de Ingeniería, No. 235.
- Seed, B., Idriss, I. M. y Arango, I., (1983),"Evaluation of Liquefaction Potencial Using Field Performance Data", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 109(3), pp 458-486.
- Seed, B. Y Lee, K, (1986), "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92, pp 105-134.
- Seed, B. Y De Alba, P., (1986), "Use of the SPT and CPT test for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands", Proceedings of In Situ '86, ASCE, pp 281-302.
- Skinner, A. E., (1969), "A Note on the Influence of Interparticle Friction on the Shearing Strength of a Random Assembly of Spherical Particles", Geotechnique, 19, 1.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D. Y Krahn, J., (1985), "Back Analysis of the Nerlerk Berm Liquefaction Slides", Canadian Geotechnical Journal, 22, pp 579-588.
- Symes, M. J., (1983), "Rotation of Principal Stress in Sand", PhD Thesis, University of London.
- Tatsuoka, F. y Yoshiwara, M. (1974), "On the yielding characteristics of sands in triaxial compression", Porc. of the 9th Annual Meeting of JSSMFE, pp 211-214.
- Tatsuoka, F., Iwasaki, T. y Takagi, Y. (1978), "Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 18, No. 2. June., pp 26-40.
- Takeji, Kokusho (1980), "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 20, No. 2. June., pp 45-60.

- Terés, F. J. R., (1999), "Licuación, sus Bases Teóricas, su Evaluación y como mitigar sus Efectos", Tesis de Licenciatura, Benemerita Universidad Autónoma de Puebla.
- Thevanayagam, S., (1998), "Effect of Fines and Confining Stress on Undrained Shear Strength of Silty Sands", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 124. 6, pp 479-491.
- Tokimatsu, K. y Yoshimi, Y., (1983), "Empirical Correlation of Soil Liquefaction based on SPT n-Values and Fines Content", Soils and Foundation, 23, 4, pp 57-74.
- Townsend, F. C., (1978), "Review of Factor Affecting Cyclic Triaxial Test", Journal of Geotechnical Engineering Division, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654.
- Troncoso, J. H. y Verdugo, R., (1985), "Silt Content and Dynamic Behaviour of Tailings Sands". In Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Calif., Agosto, Vol. 3, pp 1311-1314.
- Troncoso, J., (1995), "Design and behavior of tailings dams under seismic conditions", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Abril, pp 1517-1522.
- Troncoso, J., (1999), "Diseño por Abandono de Depósitos de Residuos Mineros", Geotécnia y Manejo de Residuos Mineros, Editado Por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 21-29.
- Whitman and Dobry (1997), "Soil Dynamics", Libro en preparación.
- Wong, R. T., Seed, H. B. Y Chan, C. K., (1975), "Cyclic Loading Liquefaction of Gravelly Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, GT5, pp 571-583.
- Yamamuro, A. J. y Lade, V. P., (1997), "Static Liquefaction of Very Loose Sands", Canadian Geotechnical Journal, 34, pp 905-917.
- Zhang, H. y Garga, V. K., (1997), "Quasi-Steady State: A Real Behaviour?", Canadian Geotechnical Journal, 34, pp 749-761.
- Zlatovic, S. Y Ishihara, K., (1997), "Normalized Behaviour of Very Loose Non-Plastic Soils: Effects of Fabric", Soils and Foundations, 37, 4, pp 47-56.

# APÉNDICE A. EQUIPOS UTILIZADOS Y TÉCNICAS EXPERIMENTALES.

## A.1 Cámara triaxial estática de alambres.

## A.1.1 Descripción del equipo.

Para realizar la mayoría de los ensayes de esta investigación, se empleó la cámara triaxial de alambres, instrumentada para medir presión de poro, deformación y carga axial en la probeta (aplicando una deformación a velocidad controlada – Santoyo y Reséndiz, 1969 -). La cámara permite reducir al máximo la fricción del sistema de aplicación de carga, transmitiendo el esfuerzo desviador a través de alambres a tensión (ver figura A.1). Las pruebas realizadas en este equipo se hicieron con una velocidad de deformación controlada de 0.1 mm/min.

El cabezal superior está empotrado en una placa metálica, de la cual se fija una cánula en la parte central (para aplicar carga hacia arriba) y tres alambres en la periferia (para aplicar carga hacia abajo). La cánula está conectada a su vez, en la parte superior, a una cadena que pasa por una polea y se une a una barra metálica que sostiene el portapesas trasero; los tres alambres que salen de la periferia de la placa de carga, hacia abajo, se ligan fuera de la cámara a otra placa similar, la cual se une con una barra metálica que carga el portapesas delantero.



Vista frontal

Vista lateral

Figura A.1. Cámara estática de alambres (Flores, 1997)

Los alambres se tensan aplicando carga mayor de 30 kg en cada uno de los portapesas. Se determinan las cargas, para ambos portapesas, que permitan mantener el sistema en equilibrio y tendencias del cabezal superior a bajar y subir. Al montar la probeta (con el molde partido) en el cabezal inferior, el sistema se encuentra en equilibrio; al hacer el contacto del cabezal superior con la probeta, se da al sistema tendencia a bajar.

La deformación axial se mide con un micrómetro, el cual se apoya en la placa que une los alambres del sistema de carga inferior con la barra que sostiene al portapesas delantero. Para medir la carga aplicada a la probeta se utiliza un anillo de carga colocado entre la cadena y la barra que sostiene el portapesas trasero, o bien con un anillo que se coloca entre la placa del portapesas trasero y la máquina que aplica la deformación a velocidad controlada. La presión confinante, la contrapresión y la presión de poro que se genera en la etapa de falla se miden con una celda de presión. La celda de presión y el anillo de carga se calibraron antes de inicial el programa de ensayes.

## A.1.2 Calibración del equipo.

Antes de iniciar la prueba, fue necesario calibrar el transductor de presión y el anillo de carga.

Para calibrar el trasnductor, se utilizó una columna de mercurio y un puente electrónico donde se miden lecturas de puente para una presión correspondiente. El procedimiento aplicado fue el siguiente:

- Se aplica una presión en el manómetro. En este caso las presiones se fueron aumentando 0.25 kg/cm<sup>2</sup> en cada incremento.
- Para cada presión aplicada en el manómetro se registró la correspondiente lectura del puente y la altura de mercurio que se alcanzaba.
- Con la altura de mercurio, se calcula la presión efectiva aplicada multiplicando dicha altura por a densidad del mercurio (0.01354).
- Una vez alcanzada la presión máxima que se quiere aplicar, se aplica un proceso de descarga con un decremento igual al incremento aplicado en la carga tomando las correspondientes lecturas en la altura del mercurio y el puente.
- Se grafica la lectura del puente en eje de las abscisas y la presión efectiva en el eje de las ordenadas. La gráfica correspondiente se presenta en la figura A.2.

En la figura se observa que la línea de tendencia para los datos obtenidos es una línea recta cuya ecuación es:

$$y = 0.0013 \cdot x$$

De donde se tiene que la constante de calibración del transductor es:

$$Ct = 0.0013$$



Figura A.2. Curva de calibración del transductor de presión.

Para calibrar el anillo de carga, se aplicaron cargas conocidas sobre el anillo registrando la lectura correspondiente en el micrómetro (se aplica una carga muerta en el portapesas delantero y se aplica carga al anillo con el portapesas trasero). En este caso también se tomaron lecturas de descarga. Con los valores obtenidos se traza una grafica que relaciona las lecturas del anillo con la carga aplicada. La grafica obtenida se muestra en la figura A.3.



Figura A.3. Curva de calibración para el anillo de carga.

En la figura se observa también que la línea de tendencia para los datos obtenidos es una línea recta cuya ecuación es:

$$y = 0.5152 \cdot x$$

De donde-se tiene que la constante de calibración del transductor es:

$$Ca = 0.5152$$

## A.1.3 Cálculo de parámetros.

Los parámetros que se obtienen de la realización de ensayes en la cámara triaxial estática son:

- Deformación axial:  $\varepsilon_a$  (%).
- Presión de poro:  $\Delta u \ (kg/cm^2)$ .
- Esfuerzo desviador: q (kg/cm<sup>2</sup>).
- Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio (octaédrico): p' (kg/cm<sup>2</sup>).

La deformación axial se obtiene con la expresión:

$$\varepsilon_a = \frac{\delta}{h} \cdot 100$$
 (A.1)

Donde:

 $\delta$ : es la deformación axial que sufre el suelo para un incremento de carga, en mm.

h : Altura inicial de la probeta, en mm.

Presión de poro:

$$\Delta u = Ct (L - Lo)$$
 (A.2)

Donde:

Ct: Constante de calibración del transductor de presión L: Lectura en el puente para una presión de poro cualquiera. Lo: Lectura en inicial en el puente.

Esfuerzo desviador:

$$q = \frac{P}{Ac} \qquad (A.3)$$

Donde:

P: Incremento de carga aplicada, Kg.  $P = Cc (La - La_0)$  (A.4)

Cc: Constante de calibración del anillo de carga. La: Lectura en el anillo para una carga cualquiera. La<sub>0</sub>: Lectura inicial del anillo de carga.

Ac: Área corregida por deformación del espécimen, cm<sup>2</sup>. Obtenida con:

$$Ac = \frac{A}{1 - \frac{\varepsilon_a}{100}}$$
(A.5)

Donde:

A: Área inicial del espécimen, cm<sup>2</sup>.
εa: Deformación axial para el incremento de carga, %

A se obtiene con la expresión:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \qquad (A.6)$$

Donde: d es el diámetro inicial del espécimen, cm.

Esfuerzo efectivo medio:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3} \quad (A.7)$$

Donde:

 $\sigma'_1$ : Esfuerzo axial efectivo, kg/cm<sup>2</sup>.  $\sigma'_3$ : Esfuerzo radial efectivo, kg/cm<sup>2</sup>.

$$\sigma'_3 = \sigma_c - \Delta u$$
$$\sigma'_1 = \sigma'_3 - q$$

 $\sigma_c$ : Esfuerzo de confinamiento isotrópico inicial, kg/cm<sup>2</sup>.  $\Delta u$ : Presión de poro correspondiente a un incremento de carga, kg/cm<sup>2</sup>. q: Esfuerzo desviador para un incremento de carga, kg/cm<sup>2</sup>.

Un parámetro importante en esta investigación, es la relación de vacíos del suelo durante el ensaye, el cual se discutirá con detalle en el siguiente capítulo.

## A.1.3 Cámara triaxial cíclica MTS.

Como ya se comentó en el capítulo 2, la cámara triaxial ha sido el aparato más comúnmente usado para estudiar la licuación de las arenas bajo carga cíclica en el laboratorio. En ella se incrementan cíclicamente los esfuerzos verticales totales, manteniendo constante el esfuerzo de confinamiento con lo cual se generan esfuerzos cortantes cíclicos en planos de inclinados a 45°.

#### A.1.3 Descripción.

El equipo triaxial cíclico MTS sirve para hacer pruebas triaxiales estáticas y dinámicas. Consta, básicamente, de cuatro elementos:

- 1. Sistema hidráulico (aplicación de carga);
- 2. Panel de control;
- 3. Sistema de aplicación de presión (confinante y contrapresión); y
- 4. Sistema automatizado del equipo, captura y procesamiento de datos.

## 1. Sistema hidráulico de aplicación de carga (figura A.4)

La carga que se aplica a la probeta se hace mediante un sistema hidráulico con presión de aceite, el cual consta de una bomba que suministra aceite a dos acumuladores que a su vez están conectados cada uno a una manguera. El aceite viaja por una de las mangueras, en un sentido para hacer que el pistón aplique carga, y se libera por la otra para descargarlo, formando un circuito cerrado de presión de aceite.

La bomba tiene la capacidad de aplicar hasta 2500 psi de presión de aceite para hacer que se mueva el vástago y deforme a la probeta de suelo.



Salida del acumulador 2

Bomba

Salida del acumulador



## 2. Panel de control (figura A.5)

El equipo trabaja a carga o deformación controlada, según se requiera, a porcentajes de trabajo (10, 20, 50 ó 100%) con respecto a un valor máximo de carga de 500 kg y de deformación de 15 cm. En pruebas cíclicas se tiene un intervalo de deformación de  $\pm$  7.50 cm y en estáticas de 15 cm.

Con el panel de control se posiciona el cabezal superior durante el montaje de la probeta. Se ajusta, también, el valor de un amplificador (Span 1) para modo de trabajo en carga o deformación.

Se establecen los límites de trabajo superior e inferior, tanto en carga como en deformación, para los cuales el equipo se desactiva. Por ejemplo, si se desea trabajar en un intervalo de carga entre 10 y 200 kg se ajustan estos valores en el equipo como límites inferior y superior. Cuando se salga de cualquiera de estos dos valores de carga durante la prueba, el equipo dejará de aplicar carga y se quedará en el valor límite correspondiente.

La importancia de definir los límites de trabajo se consideran como un factor de seguridad de ciertos sensores utilizados en el equipo MTS.

En el panel de control todos los cambios son manuales y se hacen, en su mayoría, antes de montar la probeta.



Figura A.5. Panel de control (Cortesía de Osvaldo Flores).

## 3. Sistema de aplicación de presión (confinante y contrapresión) (figura A.6)

Para aplicar las presiones a la probeta se hace uso de dos reguladores de presión, por medio de un conjunto de llaves de paso se hace llegar a dos sensores para cuantificar la que pasa por los reguladores. Cuando la presión medida es la deseada, ésta queda lista para aplicarla a la probeta.

Para la aplicación de la contrapresión se utiliza una bureta que sirve como interfaz (aireagua) entre la presión de aire que sale de los reguladores y la de agua que llega a la probeta.



Sensor de presión

## 4. Sistema automatizado, control y procesamiento de datos (figura A.7)

Este sistema, formado por el equipo triaxial MTS, una computadora con una tarjeta de adquisición de datos instalada y un conjunto de sensores, permite diseñar y ejecutar cuatro diferentes tipos de pruebas:

- a) Prueba estática. Aplica un patrón de carga en rampa; es decir, carga o deformación a una velocidad de aplicación constante, con el tiempo de duración, valor inicial y final definidos.
- b) Prueba dinámica senoidal. Aplica como excitación, en carga o deformación controlada, un patrón senoidal en el que se varía la amplitud de la señal y número de ciclos, además se especifica si la prueba es de compresión - extensión (en los niveles requeridos), sólo compresión, o sólo extensión.

Para fines de esta investigación, las pruebas se hicieron sólo a compresión.

- c) Prueba con patrón dinámico arbitrario. Con este módulo se diseña una prueba con las siguientes señales: valor constante, rampa, senoidal, cuadrada, triangular, diente de sierra, o las combinaciones de éstas. Además se definen las características de frecuencia, número de ciclos y amplitud que se quieran.
- d) **Desplazigrama**. Permite cargar un archivo de un acelerograma que tenga un formato adoptado por el Instituto de Ingeniería y otras instituciones del país; carga en pantalla todas las características del sismo y permite seleccionar una de las direcciones en que se registró el evento. Hace la doble integración y la corrección de línea base para obtener una señal de desplazamiento contra el tiempo, la cual se escala y se reproduce en el equipo MTS.



Celda de carga

Figura A.7. Sistema automatizado, control y procesamiento de datos (Cortesía de Osvaldo Flores).

Después de que se diseña el ensaye, se capturan las características geométricas de la probeta y se ejecuta la prueba. Por medio de una tarjeta de adquisición de datos se controla automáticamente el equipo durante el ensaye y, de forma simultánea, se registran las señales obtenidas en los sensores instalados.

Al terminar el ensaye se entra al módulo de reporte, el cual procesa la información y se obtienen los parámetros estáticos o dinámicos del material, así como la lectura de cada sensor.

Los sensores instalados en la MTS son los siguientes:

- Una celda de carga;
- Un LVDT para medir la deformación del espécimen;
- Dos celdas de presión, donde se registra la presión de poro en la base y en la altura media de la probeta, en caso de ser prueba no drenada;
- Una celda de presión diferencial para registrar los cambios volumétricos, en caso de pruebas drenadas; y
- Un DCDT para medir la deformación axial en la probeta; y

## A.1.3 Calibración del equipo.

Debido a que en el equipo MTS, actualmente se están realizando ensayes dinámicos para investigaciones diversas, no fue necesario calibrar el equipo para los ensayes correspondientes a esta investigación.

## A.1.3 Cálculo de parámetros.

Para ensayes estáticos, los parámetros que se requieren calcular son los mismos que en la cámara triaxial estática de alambres, por lo que el cálculo de dichos parámetros es de forma similar.

En el caso de las pruebas dinámicas bajo una excitación senoidal, para el cálculo de los parámetros se utiliza un método lineal equivalente. Los parámetros que se obtienen de los ensayes son:

- El módulo de elasticidad dinámico: E (kg/cm<sup>2</sup>).
- El módulo de rigidez al cortante: G (kg/cm<sup>2</sup>).
- El esfuerzo cortante:  $\tau$  (kg/cm<sup>2</sup>).
- La deformación angular:  $\gamma$  (%).
- El amortiguamiento:  $\lambda$  (%).

Módulo de elasticidad dinámico:

Se obtiene con la expresión:

$$E = \frac{q}{\varepsilon_a} \quad (A.8)$$

Donde:

- q: Esfuerzo desviador definido por la ecuación (A.3) para un incremento de carga.
- $\epsilon_a$ : Deformación axial unitaria definida por la ecuación (A,l) para un incremento de carga.

Como se puede observar el módulo de elasticidad así obtenido es un módulo secante.

Módulo de rigidez al cortante(para un incremento de carga):

Se obtiene con la expresión:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \quad (A.9)$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad dinámico secante para un incremento de carga v: Relación de Poisson.

Esfuerzo cortante:

$$\tau = \frac{q}{2} \quad (A.10)$$

Donde:

q: Esfuerzo desviador definido por la ecuación (A.3) para un incremento de carga.

Deformación angular (para un incremento de carga):

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad (A.11)$$

Donde:

 τ: Esfuerzo cortante para un incremento de carga (Ecn A.5)
 G: Módulo de rigidez al cortante(para un incremento de carga) (ecuación A.9) Es importante mencionar que la mayoría de los suelos bajo carga cíclica exhiben relaciones esfuerzo – deformación curvilíneas. En la figura A.8 se presenta la curva esfuerzo – deformación característica para un ciclo de carga usando las expresiones descritas anteriormente. Debido a la forma de las curvas, el módulo de rigidez para un ciclo de carga se determina en estas pruebas como el módulo de rigidez secante.



Figura A.8. Curva esfuerzo – deformación para un ciclo de carga. (Curva de histéresis)

Amortiguamiento:

La relación de amortiguamiento es proporcional al área limitada por la curva histerética, y por lo tanto es una medida de disipación de mergía del material; el amortiguamiento de expresa como:

$$\lambda = \frac{\acute{a}rea \cdot de \cdot la \cdot curva}{4 \cdot \pi \cdot (\acute{a}rea \cdot ABC)} \quad (A.12)$$

#### A.1.3 Columna resonante.

El avance de los métodos de análisis para evaluar la respuesta dinámica de los suelos ha excedido la capacidad que se tiene en la determinación de sus propiedades y su comportamiento ante cargas transitorias. Se han desarrollado varias técnicas de campo y laboratorio que intentan reproducir las características del fenómeno sísmico y las condiciones in situ que prevalecen durante la acción de temblores de diferentes magnitudes.

El ensaye de columna resonante para determinar  $\lambda$  y G de suelos, se basa en la teoría de la propagación de ondas en barras prismáticas. De acuerdo con esta teoría la frecuencia de resonancia de una barra depende de sus condiciones de frontera, distinguiéndose tres casos:

Caso I: Ambos extremos empotrados.

$$Wn = \frac{n \cdot \pi}{L} \cdot Cw$$
; n = 1, 2, 3 (A.13)

Caso II: Un extremo empotrado y el otro libre.

$$Wn = \frac{n \cdot \pi}{2 \cdot L} \cdot Cw$$
;  $n = 1, 2, 3$  (A.14)

Caso III: Un extremo empotrado y en el otro un peso Wm.

$$\frac{Wn \cdot L}{Cw} \cdot tan \cdot \frac{Wn \cdot L}{Cw} = \frac{Ib}{Im} \quad (A.15)$$

Donde:

Wn: Frecuencia circular del modo de vibración correspondiente (rad/seg)

n: Modo de vibración.

L: Longitud de la barra (probeta, en cm).

Cw: Velocidad del tipo de onda generada en el medio que forma la barra (m/seg).

Ib, Im: Momentos polares de inercia de las masas de la barra y del peso sujeto en el extremo.

Las ecuaciones A.13 y A.15 son válidas para el caso de ondas longitudinales de barra y para ondas de cortante. Para el caso de ondas de cortante la velocidad Cw es igual a la velocidad de corte Cs (ó Vs), del suelo en el campo (sí el medio es homogéneo).

La frecuencia natural fn en ciclos /seg está dada por la relación:

$$fn = \frac{Wn}{2 \cdot \pi} \quad (A.16)$$

El ensaye de columna resonante ya sea de torsión o longitudinal se hace variar la frecuencia de la vibración forzada inducida hasta obtener la condición de resonancia para el primer modo de vibración. La resonancia es la condición en la que la amplitud de vibración de respuesta del espécimen de suelo es máxima. Es recomendable determinar las frecuencias de resonancia en los primeros tres modos de vibración para obtener una estimación más precisa de los datos obtenidos.

La columna resonante es uno de los dispositivos de laboratorio usado para estudiar los suelos en condiciones dinámicas. El intervalo de deformación angular que se puede aplicar está entre  $10^{-5}$  y  $10^{-2}$  %.

## A.1.3 Descripción.

La columna resonante del Instituto de Ingeniería consiste en una cámara de confinamiento en la cual se coloca una muestra cilíndrica de suelo sujeta en su base. En la parte superior de la muestra se fija una placa en cuyos extremos opuestos se encuentran dos imanes, los cuales se introducen en unas bobinas. A través de las bobinas se hace pasar un voltaje variable con una forma de onda conocida (en nuestro caso es senoidal), cuya frecuencia se varía a voluntad; al ser excitadas las bobinas se genera un campo magnético variable de igual forma de onda que el voltaje, el cual provoca que los imanes se desplacen induciendo un momento torsionante cíclico en el espécimen. El arreglo del espécimen corresponde al caso de una barra empotrada en un extremo y en el otro un peso. En la figura A.9 se presenta esquemáticamente la columna resonante.



Figura A.9. Columna resonante.

Los instrumentos de medición con que cuenta la columna son:

- Una celda de presión, con la cual se registran los valores de presión confinante y contrapresión a los que esta sometida la probeta, así como la presión de poro que se genera durante el ensaye.
- Un medidor de desplazamiento (DCDT), el cual registra la deformación axial de la probeta en cada etapa de la prueba.
- Un acelerómetro, que empotrado en una de las esquinas de la placa del sistema móvil, permite registrar la aceleración de respuesta de la probeta, excitada a diferentes frecuencias.

El acelerómetro tiene una constante por la cual se multiplica el voltaje de respuesta de la probeta y se obtiene la aceleración correspondiente. La celda de presión y el DCDT se calibran previamente y se obtiene la relación del voltaje con la presión y el desplazamiento.

El sistema de excitación y adquisición de datos consta de los siguientes elementos.

- Una computadora ACER P75, a la cual se le acondiciono un amplificador para aplicar una señal senoidal a la probeta.
- Una tarjeta adquisidora de datos, que junto con la computadora constituyen un sistema completo para el registro de los datos.
- Un equipo acondicionador de señal, que amplifica y filtra la señal eléctrica proveniente de un transductor con la finalidad de que dicha señal se pueda medir y registrar adecuadamente.

## A.1.3 Calibración del equipo.

Para calibrar los transductores de desplazamiento axial (DCDT) se utilizó un tornillo micrométrico, al cual se sujeta el cuerpo del DCDT en uno de sus extremos (figura A.10), se aplican incrementos de desplazamiento conocidos y se miden los voltajes correspondientes los cuales se introducen directamente en la computadora. En la figura A.11 se presentan los valores de voltaje y desplazamiento, a los cuales se les ajusta la ecuación de una recta.



Figura A.10. Esquema de calibración del transductor de desplazamientos. DCDT.

Para calibrar la celda de presión, se aplico el mismo procedimiento que en el caso de la cámara estática (con columna de mercurio). En ambos casos es posible conocer la presión que se está aplicando, la cual se relaciona con el voltaje correspondiente y se les ajusta la ecuación de una recta (figura A.12). los voltajes correspondientes a cada presión en la columna de mercurio, también son capturados directamente en la computadora



Figura A.11. Curva de calibración del DCDT.



Figura A.12. Curva de calibración para el transductor de presión.

Para calibrar el acelerómetro, se instaló un acelerómetro con constante conocida (MTS), encima del acelerómetro de la columna (CR), y se aplico excitación al sistema. Primero se conectaba el acelerómetro de la columna y se media el voltaje que se generaba con la excitación. Posteriormente se conectaba el acelerómetro con constante conocida y para la misma excitación se determinaba el voltaje que se producía. Puesto que las aceleraciones en amos acelerómetros son las mismas es posible determinar la constante del acelerómetro (CR) de la siguiente manera: Si las aceleraciones son iguales:

Aceleración(CR) = Aceleración(MTS)

Entonces:

Cte(CR) V2 = Cte(MTS) V1

Donde:

Cte(CR): Constante del acelerómetro de la columna resonante. Cte(MTS): Constante del acelerómetro de la MTS. V2: Voltaje que se genera en el acelerómetro de la columna para una excitación. V1: Voltaje que se genera en el acelerómetro de la MTS para la misma excitación.

Por lo que:

$$Cte(CR) = Cte(MTS) \cdot \frac{V1}{V2}$$
 (A.17)

En la tabla A.1 se presentan los valores de los voltajes obtenidos para diferentes frecuencias de excitación y diferentes ganancias en la salida de los voltajes. Se calcularon las relaciones de voltaje para cada caso y se encontró una relación promedio.

		MTS	CR	and the second sec
Amplitud	Frecuencia	Acelerómetro 1	Acelerómetro 2	
		ganancia	ganancia	
		100	1000	
		Voltaje Vl	Voltaje V2	V1/V2
volts.	hz.	volts.	volts.	
0.1	10	0.05	0.28	1.79
0.1	15	0.03	0.16	1.88
0.1	20	0.02	0.09	2.22
		MTS	CR	

		MTS	CR	
Amplitud	Frecuencia	Acelerómetro 1	Acelerómetro 2	
		ganancia	ganancia	
		100	100	
		Voltaje V1	Voltaje V2	V1/V2
volts.	hz.	volts.	volts	
0.1	10	0.06	0.03	2.00

Tabla A.1. Voltajes obtenidos para la calibración del acelerómetro.

La relación de voltajes promedio es: V1/V2 = 1.97La constante del acelerómetro MTS es: 0.000123 volts/g. Por lo que la constante del acelerómetro de la columna es:

#### A.1.4 Cálculo del momento polar de inercia de masa del sistema.

En la dinámica de los cuerpos rígidos interviene la expresión  $\int \rho_m^2 dm$  que se conoce como el *momento polar de inercia de masa*, la cual consiste en sumar el producto de cada masa diferencial, dm, por el cuadrado de su brazo de momento,  $\rho_m$ , con respecto al eje de inercia. Esta expresión puede considerarse como la medida de distribución de la masa. Ya que la masa es equivalente a W/g, tenemos:

m L<sup>2</sup> = 
$$\frac{W}{g}$$
 L<sup>2</sup> =  $\frac{kg}{m/s^2}$  m<sup>2</sup> = m kg s<sup>2</sup> (A.18)

Para un cuerpo referido a un sistema de ejes cualquiera, el momento polar de inercia es igual a la suma de momentos de inercia con respecto a un eje centroidal, paralelo a un eje de referencia y un término de conversión que es el producto de la masa por el cuadrado de la distancia entre el eje de referencia y el centro de masa del elemento, es decir,

$$I = \bar{I} + md^2 \quad (A.19)$$

donde

- I = Momento de inercia la masa, con respecto a un eje de referencia cualquiera, en m kg s<sup>2</sup>
- $\overline{I}$  = Momento de inercia la masa, referido a un eje paralelo al eje de referencia que pasa por su centroide de masa, en m kg s<sup>2</sup>
- m = Masa, en kg.
- d = Distancia entre el centro de masa y el eje en el cual se desea obtener el momento de inercia, en m

El momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante, ya fue obtenido con anterioridad (Flores, 1995). El momento polar de inercia obtenido es:

$$I = 0.0002292 \text{ kg m s}^2$$

## A.1.5 Cálculo de parámetros.

De la curva que relaciona aceleración y frecuencia se obtiene el valor de la aceleración máxima y la frecuencia correspondiente, llamada frecuencia natural,  $f_n$ .

Con los valores de  $f_n$ , la longitud de la muestra, L, y el valor de b calculado a partir de los momentos polares de inercia del suelo y del sistema móvil en la columna resonante, se puede conocer la velocidad de onda con la que se excita la muestra:

$$V_s = \frac{2 \pi f_n L}{\beta} \qquad (A.20)$$

donde

 $V_s$  = Velocidad de corte, en m/s

 $\pi = 3.1416$ 

 $f_n$  = Frecuencia natural de la muestra, en hz

L = Longitud de la muestra, en m

 $\beta$  = Valor obtenido de la expresión  $\beta tan\beta$  = Im I

- $I_m$  = Momento polar de inercia de masa de la muestra, en kg m s<sup>2</sup>
- I = Momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante, en kg m s<sup>2</sup>

considerando que  $V_s^2 = G/\rho$ , se tiene que

$$G = \rho V_s^2 \qquad (A.21)$$

donde

 $G = M \acute{o} du lo de rigidez dinámica, en kg/cm<sup>2</sup>$ 

 $\rho$  = Densidad de masa de la muestra, en kg/m<sup>3</sup>

La deformación angular queda definida por la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} \frac{D_{ext}^{3} - D_{int}^{3}}{D_{ext}^{2} - D_{int}^{2}}$$
(A.22)

donde

 $\gamma$  = Deformación angular, en %

 $\theta$  = Distorsión angular

L = Longitud de la muestra, en m

Dext = Diámetro externo de la probeta, en m

D<sub>int</sub> = Diámetro interno de la probeta, en m

como se trata de muestras sólidas,  $D_{int} = 0$ , de tal forma que

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} D \qquad (A.23)$$

donde D es el diámetro de la probeta, en m

La aceleración inicial media, a, y la rotación en la parte superior de la probeta se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$a = \theta r$$
 (A.24)

donde

 $\theta$  = Aceleración angular

r = Distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de la muestra, en m

Si se supone una respuesta senoidal de la muestra, se tiene que

$$\theta = \frac{\theta}{\left(2 \pi f\right)^2} = \frac{\theta}{4 \pi^2 f^2} \qquad (A.25)$$

por tanto,

$$\theta = 4 \theta \pi^2 f^2 \qquad (A.26)$$

sustituyendo la expresión A.26 en A.24

 $a = 4 \theta \pi^2 f^2 r \qquad (A.27)$ 

despejando  $\theta$ 

$$\theta = \frac{a}{4\pi^2 f^2 r}$$
(A.28)

sustituyendo la expresión A.28 en A.23, obtenemos

$$\gamma = \left(\frac{1}{3} \ \frac{1}{4 \ \pi^2 r}\right) \frac{D}{L} \ \frac{a}{f^2}$$
 (A.29)

Los valores de r para las columnas resonantes 1 y 2 son, respectivamente

$$r_1 = 0.062 m$$
  
 $r_2 = 0.066 m$ 

por tanto, cuando,  $a = a_{max}$ , la deformación angular queda expresada como sigue

$$\gamma_1 = 0.1362 \frac{D}{L} \frac{a_{max}}{f_n^2}$$
 (A.30)

$$\gamma_2 = 0.1297 \frac{D}{L} \frac{a_{max}}{f_n^2}$$
 (A.31)

donde

 $\gamma_1$  = Deformación angular para la columna resonante 1, en %

 $\gamma_2$  = Deformación angular para la columna resonante 2, en %

Para el cálculo del amortiguamiento se propuso el método basado en la curva de respuesta (aceleración *vs* frecuencia). El método utiliza un ancho de la curva de respuesta, el cual está definido por las frecuencias en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de respuesta, f<sub>1</sub> y f<sub>2</sub>, las cuales ocurren cuando  $a = a_{máx} / 1.4142$  (figura A.13). El amortiguamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda = \left(\frac{\mathbf{f}_2 - \mathbf{f}_1}{2\,\mathbf{f}_n}\right) \, 100 \tag{A.32}$$

donde  $\lambda$  se expresa en %.



Figura A.13. Cálculo del amortiguamiento.

## A.2 Procedimiento de prueba.

## A.2.1 Formación de la probeta y montaje.

Antes de formar y colocar la probeta en la cámara, es necesario saturar las líneas del sistema.

En las cámaras de alambres y MTS, se coloca la membrana en un molde partido, el cual se monta en una base postiza y se fija con arosellos, aplicando vacío con el fin de adherir la membrana al molde.

En la columna resonante, se coloca la membrana en el molde partido y se pone éste sobre el cabezal inferior, se extiende la membrana de tal forma que cubra el cabezal y se ponen dos arosellos. Posteriormente se aplica vacío al molde por medio de un orificio que tiene en la parte media, para que la membrana se adhiera uniformemente al molde.

Posteriormente se forma la probeta utilizando el procedimiento por apisonado descrito en el capítulo 6.

Para el montaje, en las cámaras de alambres y MTS, se coloca la base postiza en la base de la cámara y se hace contacto con el cabezal superior con la probeta, colocando arosellos en ambos extremos. Se aplica vacío por el drén superior (en la columna resonante se hace por el drén inferior), con el fin de sostener la estructura del suelo al retirar el molde, después de lo cual se miden la altura y el diámetro de la probeta, se llena la cámara de agua y se aplican pequeñas presiones de confinamiento  $(0.3 \text{ kg/cm}^2)$ .

En la columna resonante, se monta el molde en la base rígida de la columna resonante, se fija el cabezal inferior a la base por medio de cuatro opresores, se baja la membrana y se ponen dos arosellos. Se coloca el sistema móvil, donde está fijo en cabezal superior, se extiende la membrana y se ponen dos arosellos. Posteriormente se circula agua y al terminar se aplica vacío por el drén inferior, con el fin de sostener la estructura del suelo al retirar el molde, luego se pone el DCDT, se conectan las bobinas y el acelerómetro, se coloca la cámara de lucita y se le introduce agua destilada y desairada hasta cubrir la mitad del cabezal superior; se aplica una presión confinante de 0.3 kg/cm<sup>2</sup> y simultáneamente se retira el vacío.

#### A.2.1 Circulación de CO<sub>2</sub>.

El objetivo de circular este gas, es el de desplazar el aire existente en la probeta y facilitar la saturación del espécimen. Para esto se coloca la manguera de salida del tanque de  $CO_2$  al drén inferior observando que la velocidad de salida no sea muy grande. La circulación del gas se realiza por espacio de 20 a 30 minutos.

#### A.2.1 Circulación de agua.

Aplicando un gradiente hidráulico se hace circular agua destilada y desairada por medio del drén inferior a una velocidad de 0.5 ml/min, la cual sale por el drén superior (en la columna el cabezal tiene un orificio en la parte superior). La circulación se suspende cuando la relación de volúmenes de entrada y salida, a diferentes tiempos es constante.

### A.2.1 Saturación.

Para saturar la muestra se utiliza el método de contrapresión, el cual busca por medio de la aplicación de una presión intersticial en la muestra, comprimir y disolver las burbujas de aire presentes en la estructura. Se incrementa la presión de confinamiento y la contrapresión, manteniendo un esfuerzo efectivo pequeño, dando tiempo a que la contrapresión disuelva el aire que queda en la estructura.

Al aplicar un incremento de presión confinante,  $\Delta\sigma_c$ , a la probeta se mide el incremento de presión de poro que se genera en la estructura de la probeta,  $\Delta\sigma_p$ ; cuando la relación  $B=\Delta\sigma_p/\Delta\sigma_c$  es cercana a 1, se asume que la muestra ha adquirido un grado de saturación cercano al 100%.

#### A.2.1 Consolidación.

Cuando se ha saturado la probeta, se procede a consolidarla, ya sea isotrópicamente, aplicando un incremento en la presión confinante y permitiendo que la probeta expulse agua. Adicionalmente se registran los cambios de longitud de la probeta con el fin de llevar un control de las deformaciones del suelo y calcular la correspondiente relación de vacíos.

#### A.2.1 Ensaye.

En las cámaras de alambres y MTS, la falla del espécimen se desarrolla aplicando una deformación a velocidad constante (en pruebas estáticas), midiendo la presión de poro, la deformación del espécimen y la carga axial aplicada durante la prueba. La velocidad de deformación es 0.1 mm/min. para la cámara se alambres y de 0.2 mm/min. para la MTS.

En la columna resonante, la prueba se realiza aplicando a la probeta una deformación angular senoidal con amplitud constante. Se varía la frecuencia de oscilación de menor a mayor, con incrementos muy pequeños; por medio de la tarjeta adquisidora de datos, se registran los valores de frecuencia y los voltajes de salida correspondientes a la aceleración de respuesta de la muestra, medida con un acelerómetro piezoeléctrico. Con los valores de frecuencia y convirtiendo los voltajes de aceleración en aceleraciones totales, se construye una gráfica que relaciona la amplitud de aceleración y la frecuencia, como se presenta en la figura A.13. Además, se registran los voltajes correspondientes al desplazamiento axial, la presión de poro y el nivel de bureta, al inicio y al final de cada barrido.

Al finalizar cada barrido se aumenta la amplitud de la señal de entrada y se hace el siguiente barrido de frecuencias, ya que de cada uno de éstos se obtendrá un valor deformación angular y los valores de módulo de rigidez y amortiguamiento correspondientes.

Ya que la muestra se ve sometida a niveles de deformación angular pequeños durante la prueba, al terminar una serie de barridos se puede aplicar un nuevo esfuerzo de consolidación a la muestra y efectuar una nueva serie de barridos.