



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE JALES MINEROS NO SATURADOS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ALFONSO ANTONIO FERNÁNDEZ LAVÍN

TUTOR PRINCIPAL
DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, AGOSTO 2016

Ciudad Universitaria, CDMX



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Efraín Ovando Shelley
Secretario: Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Vocal: Dr. Osvaldo Flores Castrellón
1^{er}. Suplente: Dr. Eduardo Botero Jaramillo
2^{do}. Suplente: Dr. Raúl Vicente Orozco Santoyo

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN

DEDICATORIA:

A mi esposa y compañera de vida Claudia y a mis hijos Gabriel y Martín por su amor, paciencia y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTO:

A la República del Ecuador, que por medio de la Secretaria de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación financió esta Maestría.

A mi tutor principal, a cada uno de los miembros del Jurado y al Dr. Miguel Romo por el tiempo dedicado a la revisión y valiosos comentarios efectuados.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por permitirme realizar cada una de las etapas que conforma el presente trabajo.

RESUMEN:

Se estudia la influencia de las fuerzas capilares, compacidad relativa y esfuerzo confinante iniciales en las propiedades de resistencia de jales mineros (relaves) no saturados ante cargas estáticas y dinámicas. Empleando un equipo triaxial cíclico se efectuaron pruebas de carga monotónica y cíclica, complementando la información con pruebas efectuadas en la columna resonante. En estado seco se obtuvieron las características mecánicas más altas, disminuyendo con el incremento del grado de saturación. Por otro lado un incremento en la densidad relativa inicial de las probetas o del esfuerzo de confinamiento, generan un incremento en las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante de la probeta, independientemente del tipo de prueba realizada. Mediante un modelo hiperbólico se estudia la curva $G/G_{\text{máx}}-\gamma$ y se propone un modelo para el cálculo del $G_{\text{máx}}$, considerando las propiedades físicas iniciales de la muestra y el esfuerzo de confinamiento.

ABSTRACT:

The influence of capillary forces, relative density and initial confining stress on the strength properties of unsaturated mine tailings to static and dynamic loads are studied. Using cyclic triaxial testing equipment, monotonic and cyclic loading were made, complementing the information with tests on resonant column. Dry higher mechanical characteristics are obtained, decreasing with increasing degree of saturation. Furthermore, an increase in the initial relative density or confining stress, generating an increase in the properties of shear strength of the specimen, regardless of the type of test performed. By a hyperbolic curve model $G/G_{\text{max}}-\gamma$ is studied and a model for calculating the G_{max} is proposed, considering the initial sample physical properties and confining stress.

SIMBOLOGÍA:

A_{corr}	Área corregida de la probeta (cm^2)
$a_{máx}$	Aceleración máxima (m/s^2)
A y B	Parámetros de forma curva G- γ , modelo Davidenkov
a y b	Parámetros de forma curva G- γ , modelo Hardin y Drnevich
a_1	Aceleración para una frecuencia $f_n \sqrt{2}$ (m/s^2)
C	Cohesión en esfuerzos totales (kg/cm^2)
c'	Cohesión en esfuerzos efectivos (kg/cm^2)
CR	Columna resonante
C_u	Coefficiente de uniformidad
D	Diámetro (mm)
Dr	Compacidad relativa (%)
D_{10}	Tamaño tal que el 10% en peso, sea menor (%)
D_{30}	Tamaño tal que el 30% en peso, sea menor (%)
D_{50}	Tamaño tal que el 50% en peso, sea menor (%)
D_{60}	Tamaño tal que el 60% en peso, sea menor (%)
e	Relación de vacíos
E	Módulo de rigidez axial (kg/cm^2)
$e_{máx}$	Relación de vacíos máxima
$e_{mín}$	Relación de vacíos mínima
E_{sec}	Módulo de rigidez axial secante (kg/cm^2)
E_{tan}	Módulo de rigidez axial tangente (kg/cm^2)
E_{50}	Módulo de rigidez axial tangente para $0.5q_{máx}$ (kg/cm^2)
f_n	Frecuencia natural de la probeta (hz)
f_1, f_2	Frecuencia determinada en la curva de respuesta (hz)
F(e)	Parámetro que relaciona la relación de vacíos
G	Módulo de rigidez al corte (kg/cm^2)
$G_{máx}$	Módulo de rigidez al corte máximo (kg/cm^2)
G_{sec}	Módulo de rigidez al corte secante (kg/cm^2)
G_{tan}	Módulo de rigidez al corte tangente (kg/cm^2)
H_o	Altura inicial de la muestra (cm)
k	Parámetro función de plasticidad (Ec. 5.20)
k_s	Coefficiente de permeabilidad (cm/s)
m	Masa de un objeto (kg)
M	Masa de la muestra de suelo (g)
Ma	Masa de aire en la muestra de suelo (g)
Mc	Masa contacto aire-agua (cm^3)
Ms	Masa de sólidos en la muestra de suelo (cm^3)
Mw	Masa de agua en la muestra de suelo (cm^3)
OCR	Grado de preconsolidación del suelo
P	Carga axial (kg)
Pa	Presión atmosférica (kg/cm^2)
q	Esfuerzo desviador (kg/cm^2)
$q_{máx}$	Esfuerzo desviador máximo (kg/cm^2)
SC	Contenido de sólidos (%)
Sr	Grado de saturación (%)
TC	Cámara triaxial cíclica
u_w	Presión de poro de agua (kg/cm^2)
u_a	Presión de poro de aire (kg/cm^2)

$u_a - u_w$	Succión mátrica (kg/cm^2)
V	Volumen total de la muestra de suelo (cm^3)
V_a	Volumen de aire en la muestra de suelo (cm^3)
V_c	Volumen contacto aire-agua (cm^3)
V_s	Volumen de sólidos en la muestra de suelo (cm^3)
V_s	Velocidad de ondas de corte (m/s)
V_w	Volumen de agua en la muestra de suelo (cm^3)
w	Contenido de agua (%)
W	Área de máxima energía de deformación en lazo de histéresis (cm^2)
γ	Deformación angular (mm/mm o %)
γ_r	Deformación angular referencial (mm/mm o %)
γ_h	Deformación angular hiperbólica (mm/mm o %)
$\gamma_{\text{máx}}$	Deformación angular máxima (mm/mm o %)
$\gamma_{\text{mín}}$	Deformación angular mínima (mm/mm o %)
ε	Deformación unitaria axial (mm/mm)
δ	Deformación axial (mm)
ΔW	Área del lazo de histéresis (cm^2)
λ	Relación de amortiguamiento (mm/mm ó %)
$\lambda_{\text{máx}}$	Relación de amortiguamiento máxima (mm/mm ó %)
$\lambda_{\text{mín}}$	Relación de amortiguamiento mínima (mm/mm ó %)
ν	Coefficiente de Poisson's
ρ	Densidad del material (g/cm^3)
σ	Esfuerzo total (kg/cm^2)
σ'	Esfuerzo efectivo (kg/cm^2)
$\sigma - u_a$	Esfuerzo normal neto (kg/cm^2)
σ_c	Esfuerzo de confinamiento (kg/cm^2)
σ_1 y σ_3	Esfuerzos principales mayor y menor (kg/cm^2)
σ_m'	Esfuerzo efectivo medio (kg/cm^2)
τ	Esfuerzo cortante (kg/cm^2)
$\tau_{\text{máx}}$	Esfuerzo cortante máximo (kg/cm^2)
$\tau_{\text{mín}}$	Esfuerzo cortante mínimo (kg/cm^2)
ϕ'	Ángulo de fricción interna en esfuerzos efectivos ($^\circ$)
ϕ	Ángulo de fricción interna en esfuerzos totales ($^\circ$)
ϕ^b	Ángulo de fricción interna, respecto a la succión mátrica ($^\circ$)
χ	Parámetro relacionado con el grado de saturación
ψ	Succión mátrica (kg/cm^2)
ψ_b	Succión por entrada de aire (kg/cm^2)

TABLA DE CONTENIDO

<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>PAG.</i>
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos	4
1.2. Alcance	4
1.3. Industria minera y depósitos de jales	5
1.4. Breve historia de la actividad minera en América Latina	7
1.5. Proceso comunes para beneficiar el mineral	9
1.6. Elementos que constituyen un depósito de jales	10
1.7. Técnicas para el depósito de relaves mineros en su almacenamiento final	13
1.8. Tipos de depósitos de jales, por procedimiento constructivo	20
1.8.1. Método constructivo “aguas abajo”	21
1.8.2. Método constructivo “línea central” -	22
1.8.3. Método constructivo “aguas arriba” -	22
2 CONCEPTOS BÁSICOS DE SUELOS NO SATURADOS Y COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ARENAS Y RELAVES MINEROS	23
2.1 Comportamiento no saturado de los suelos	23
2.1.1 Fases de un suelo no saturado	23
2.1.2 Estado de esfuerzo en suelos no saturados	24
2.1.3 Envolvente de falla Mohr-Coulomb para suelos no saturados	26
2.1.4 Relación entre la curva característica de retención de agua y la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados	28
2.1.5 Condición no saturada en depósito de relaves mineros.	29
2.2 Comportamiento dinámico de los suelos	30
2.2.1 Medida de las propiedades dinámicas de los suelos.	30
2.2.2 Comportamiento dinámico de arenas	33
2.2.3 Comportamiento esfuerzo-deformación	33
2.2.4 Módulo de rigidez y amortiguamiento	34
2.2.5 Relaciones módulo de rigidez y amortiguamiento contra deformación	35
2.2.6 Factores que influyen en el comportamiento dinámico no saturado de arenas y relaves mineros.	35
2.3 Comportamiento de arenas ante cargas estáticas	44
2.3.1 Factores que influyen en el comportamiento estático de los materiales granulares	44
3 EQUIPOS DE PRUEBA Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL	48
3.1 Cámara triaxial cíclica (CTC)	48
3.1.1 Descripción general de equipo	48
3.1.2 Descripción de los programas de operación y calibración	52
3.1.3 Calibración de los sensores que componen el sistema triaxial cíclico	56
3.2 Columna resonante (CR)	56
3.2.1 Descripción general de equipo	56
3.2.2 Descripción de los programas de operación y calibración	59
3.2.3 Calibración y verificación de los sensores que componen la columna resonante	60
4 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYE	61

4.1.	Origen de los relaves mineros estudiados.....	61
4.2.	Propiedades índice, granulométricas y clasificación del material estudiado	62
4.3.	Pruebas de compactación.....	64
4.4.	Determinación de la relación de vacíos máxima y mínima.	68
4.5.	Análisis del método empleado para la fabricación de probetas	71
4.6.	Procedimiento del ensayo	75
5	PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	79
5.1.	Influencia de la compacidad relativa, el contenido de agua inicial y el confinamiento, en el comportamiento estático de los jales mineros estudiados	79
5.1.1.	Influencia de la compacidad relativa en el comportamiento estático de los jales mineros estudiados.	83
5.1.2.	Influencia del contenido de agua inicial (grado de saturación) en el comportamiento estático de los jales mineros estudiados	85
5.1.3.	Influencia del esfuerzo confinante en el comportamiento estático de los jales mineros estudiados.	92
5.2.	Influencia de la compacidad relativa, el contenido de agua inicial y el confinamiento, en el comportamiento dinámico de los jales mineros estudiados.	95
5.2.1.	Influencia de la compacidad relativa en el módulo de rigidez al corte.....	95
5.2.2.	Influencia de la compacidad relativa en la relación de amortiguamiento	96
5.2.3.	Influencia del contenido de agua inicial (grado de saturación) en el módulo de rigidez al corte.	97
5.2.4.	Influencia del contenido de agua inicial (grado de saturación) en la relación de amortiguamiento.....	99
5.2.5.	Influencia del esfuerzo confinante en el módulo de rigidez al corte	100
5.2.6.	Influencia del esfuerzo confinante en la relación de amortiguamiento.	102
5.3.	Modelo numérico para la relación módulo de rigidez y amortiguamiento contra deformación	104
5.4.	Comparación de los resultados dinámicos experimentales con otras investigaciones.	112
5.5.	Comportamiento unificado ante cargas estáticas y dinámicas de los relaves estudiados.	115
5.6.	Expresión para el cálculo de $G_{m\acute{a}x}$ en función del grado de saturación y relación de vacíos.	116
5.7.	Predicción de las curvas de degradación $G-\gamma$, empleando la expresión para el cálculo de $G_{m\acute{a}x}$ y parámetro A, B y γ_r del modelo Davidenkov.....	119
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	121
6.1.	CONCLUSIONES.....	121
6.2.	RECOMENDACIONES	124
7	BIBLIOGRAFÍA	126

ÍNDICE DE TABLAS

<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>PAG.</i>
Tabla 1.1.- Incidentes relacionados con almacenamiento de relaves mineros (Dam Safety Committee of New South Wales, 2012).....	5
Tabla 1.2.- Gravedad específica y densidad seca inicial de algunos relaves mineros (Cancela, M., 1987).....	7
Tabla 1.3.- Permeabilidad saturada de algunos relaves mineros (Cancela, M., 1987).....	7
Tabla 1.4.- Ángulo de fricción interna efectivo de algunos relaves mineros (Cancela, M., 1987)	7
Tabla 1.5.- Ventajas y desventajas de los jales prensados (www.tailings.info)	20
Tabla 2.6.- Algunas ecuaciones propuestas para el esfuerzo efectivo en suelos no saturados (Fredlund, 1977).....	25
Tabla 2.7.- Variación del módulo cortante a diferentes niveles de deformación y sus pruebas de laboratorio (Sawangsurriya, A., 2012)	31
Tabla 2.8 Métodos para la determinación de los parámetros dinámicos de los suelos (modificado de Sawangsurriya, A., 2012; Woods, R., 1994 y Kramer, 1996).....	32
Tabla 4.9.- Propiedades índice, granulométricas y clasificación del material estudiado.	62
Tabla 4.10.- Criterios y valores de redondez (Youd T., 1973)	64
Tabla 4.11.- Factores relacionados a la estructura de arena que pueden afectar las propiedades dinámicas de las arenas (Tatsuoka, F., <i>et al.</i> , 1979)	71
Tabla 4.12.- Muestras seleccionadas para ensayos en la cámara triaxial cíclica, con presiones de confinamiento de 0.4, 0.8 y 1.2 kg/cm ²	76
Tabla 5.13.- Características de las probetas ensayadas	80
Tabla 5.14.- Valores experimentales de los coeficientes A y B, para determinación de los módulos de rigidez al corte y relación de amortiguamiento.	108

ÍNDICE DE FIGURA

<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>PAG</i>
Figura1.1.- Conducción por tuberías de los relaves mineros hasta la disposición final. (www.tailings.info).....	11
Figura 1.2.- Almacenamiento de relaves mineros, por el método de línea central. (www.tailings.info)	11
Figura1.3.- Descarga subacuática de relaves (www.tailings.info)	14
Figura1.4.- Punto único de descarga. (www.tailings.info).....	15
Figura1.5.- Descarga de relaves mineros, empleando espigas (modificado de Valenzuela, L., 2015).	15
Figura1.6.- (a) Esquema de un ciclón, (b) Intervalos típicos de distribución granulométrica del proceso de cicloneado (modificado de Valenzuela, L., 2015).	17
Figura1.7.- Depósitos de relaves en celdas. (modificado de Valenzuela, L., 2015).	17
Figura1.8.-Relaves mineros no saturados (modificado de www.technology.infomine.com). (SC=contenido de sólidos).....	19
Figura1.9.- Disposición final de relaves prensados, empleando maquinaria (www.tailings.info)	19
Figura1.10.-Tipos comunes de presas de relaves	22
Figura 2.11.- Elemento de suelo no saturado con una fase de aire continua (Fredlund y Rahardjo, 1993).	24
Figura 2.12.- Diagrama de fases para un suelo no saturado, (a) riguroso y (b) simplificado (Fredlund y Rahardjo, 1993).....	24

Figura 2.13.- Envolvente de falla Mohr-Coulomb para suelos no saturados (Lu, N., 2004)	27
Figura 2.14.- Comportamiento teórico y magnitud de los esfuerzos entre partículas como función del grado de saturación (Lu, N. y Likos, W., 2006).....	28
Figura 2.15.- Curva de retención de agua característica típica, mostrando las zonas de desaturación (Vanapalli, S & Fredlund, D., 2000).....	29
Figura 2.16.- Esquema de un depósito para relaves mineros (presa convencional), indicando los factores y fenómenos que los afecta (modificado de Zandarín, M., <i>et al.</i> 2009)	30
Figura 2.17.- Variación del módulo cortante a diferentes niveles de deformación, para diferentes aplicaciones geotécnicas (Sawangsurriya, A., 2012).....	31
Figura 2.18.- Efecto del nivel de deformación en el módulo de corte y amortiguamiento (Romo y Ovando, 1995)	34
Figura 2.19.- Efectos de la amplitud de deformación, esfuerzo efectivo promedio principal y número de ciclos de carga en (a) el módulo de rigidez al cortante y (b) relación de amortiguamiento. (Hardin y Drnevich, 1972).....	36
Figura 2.20.- Relación entre G y el grado de saturación de la arena de Toyoura en pruebas en la columna resonante (Tatsuoka <i>et al.</i> , 1979).....	37
Figura 2.21.- (a) Relación entre G y p para arena de Toyura seca, en pruebas en columna resonante. (b) Relación entre amortiguamiento y distorsión angular para el décimo ciclo de carga para Arena de Toyoura con el equipo de corte torsional (Tatsuoka <i>et al.</i> , 1979).	37
Figura 2.22.- Módulo de rigidez al cortante a baja amplitud contra grado de saturación para Glacier Way Silt (Wu, S. <i>et al.</i> , 1985.....	38
Figura 2.23.- G/G_{seco} , contra el grado de saturación, (a) para varios esfuerzos de confinamiento y (b) para diferentes formas de la fracción fina (Qian <i>et al.</i> , 1991).....	39
Figura 2.24.- (a) $G_{m\acute{a}x}/G_{seco}$ contra tamaño del grano para arenas angulares y subredondeadas. (b) $G_{m\acute{a}x}/G_{seco}$ contra grado de saturación para arena #170 con diferentes fracciones de fino menor a malla #400 (Cs) (Qian, X., <i>et al.</i> , 1993)	40
Figura 2.25.- Efectos del grado de saturación en el máximo módulo de rigidez al cortante para (a) loess arenosas y (b) loess arcillosas (Hardcastle, J., <i>et al.</i> , 1998).....	41
Figura 2.26.- Efectos del grado de saturación en el (a) máximo módulo de rigidez al cortante y (b) relación de amortiguamiento en arenas de Silchar (Sanjay, P., <i>et al.</i> , 2007)	41
Figura 2.27.- Variación del módulo de rigidez al corte, (a) para diferentes grados de saturación bajo una deformación axial de 0.05% y (b) para diferentes deformaciones, sometidos a una succión de 3 kPa.....	42
Figura 2.28.- Efectos del grado de saturación en la arena de Toyoura, (a) en el módulo de rigidez al cortante y (b) en la relación de amortiguamiento. (Jafarzadeh, F. <i>et al.</i> , 2012).....	42
Figura 2.29.- Dependencia del módulo de rigidez al cortante para el décimo ciclo con respecto, (a) succión y (b) grado de saturación. (Jafarzadeh, F. <i>et al.</i> , 2014)	43
Figura 2.30.- Relación entre $G_{m\acute{a}x}$ con (a) esfuerzo de confinamiento efectivo y (b) compacidad relativa para $\gamma=10^{-4}\%$ (Flores, O. 1996).....	44
Figura 2.31.- Variación con respecto a la cantidad de finos de (a) curva $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y (b) $G_{m\acute{a}x}$ (Rodríguez, I., 2001)	44
Figura 2.32.- (a) Curvas esfuerzo-deformación de probetas ensayadas con succión mátrica de 30kPa y esfuerzo normal neto de 20kPa, (b) Curvas de cambio de volumen para una succión mátrica baja.	45
Figura 2.33.- Influencia del grado de saturación en (a) el esfuerzo desviador y (b) módulo de deformación secante ante carga estática. (Zhang, Y., 2014)	46
Figura 2.34.- El ángulo de fricción interna como función de (a) grado de saturación y (b) esfuerzo medio aplicado. (Lu, N. y Wu, B., 2005).....	47
Figura 2.35.- Propiedades mecánicas de relaves mineros no saturados para diferentes condiciones iniciales (Hernández, L., 2016).....	47

Figura 3.36.- Esfuerzo desviador con respecto al tiempo.....	49
Figura 3.37.- Lazo de histéresis típico en una prueba triaxial cíclica (Ishihara, K., 1996).....	49
Figura 3.38.- Cálculo de los parámetros elásticos a partir de la prueba en la cámara triaxial cíclica(O. Flores, 2008).....	51
Figura3.39.- Módulo para operación de la cámara triaxial cíclica.....	53
Figura3.40.- Módulo para operación de la cámara triaxial cíclica.....	53
Figura3.41.- Módulo de transductores.....	54
Figura3.42.- Módulo de transductores.....	54
Figura3.43.- Módulo etapa de ensaye, (a) prueba estática y (b) prueba dinámica.....	54
Figura3.44.- Módulo para la calibración y verificación del equipo triaxial cíclico.....	55
Figura3.45.- (a) Módulo de calibración del equipo y (b) calibración de la celda de carga.....	55
Figura3.46.- Verificación del sensor de carga, cámara triaxial cíclica.....	55
Figura 3.47.- Curva de respuesta bajo vibración forzada (O. Flores, 2008).....	58
Figura 3.48.- Cálculo de parámetros para muestra sólida, ensayo de columna resonante (O. Flores, 2008).....	58
Figura3.49.- Módulo etapa de ensaye columna resonante, (a) gráfico frecuencia-aceleración y (b) tiempo-aceleración.....	60
Figura 4.50.- Ubicación de la procedencia de los jales mineros estudiados (www.greatpanther.com).....	61
Figura 4.51.- Curvas de compactación estática y dinámica de un suelo (Honda <i>et al.</i> , 2003).....	65
Figura 5.52.- Carga posdinámica y ciclos de carga dinámicos para $w=20\%$ $W=1000$ g $\sigma_c=1.2$ kg/cm ²	79
Figura 5.53.- Módulo de rigidez tangente y secante.....	81
Figura 5.54.- Criterios de falla empleados (a) carga máxima y (b) deformación específica.....	82
Figura 5.55.- Envolvente de falla típica para el criterio Mohr-Coulomb.....	82
Figura 5.56.- Relación hiperbólica esfuerzo-deformación (Hardin y Drnevich, 1972).....	104

ÍNDICE DE GRÁFICOS

<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>PAG</i>
Gráfico 3.1.- Calibración sensores equipo triaxial. (a) Sensor desplazamiento, (b) Celda de carga y (c) Sensor de confinamiento.....	56
Gráfico 3.2.- Calibración sensores equipo triaxial. (a) Sensor desplazamiento, (b) Celda de carga y (c) Sensor de confinamiento.....	60
Gráfico 4.3.- Curva granulométrica de los jales mineros estudiados.....	63
Gráfico 4.4.- Análisis granulométricos típicos para un intervalo de relaves mineros obtenidos de diferentes procesos (Blight, G., 2010).....	63
Gráfico 4.5.- Pruebas de compactación, a) influencia del peso del pisón y b) influencia del contenido de agua en la relación de vacíos.....	67
Gráfico 4.6.- Pruebas de compactación, (a) S_r vs e y (b) S_r vs γ_d	68
Gráfico 4.7.- Relación entre e_{min} y $e_{máx}$ de los jales mineros, respecto a arenas naturales.....	69
Gráfico 4.8.- Relación entre los jales mineros y arenas naturales. a) contenido de finos vs $e_{máx}$, b) contenido de finos vs e_{min} , c) D_{50} vs $e_{máx}$ y d) Redondez vs $e_{máx} - e_{min}$ (Cubrinovski e Ishihara, 2002).....	70
Gráfico 4.9.- Uniformidad de las probetas preparadas, (a) relación de vacíos y (b) densidad seca.....	74
Gráfico 4.10.- Frecuencia relativa de la diferencia de contenidos de agua superior e inferior de las probetas.....	75

Gráfico 5.11.- Influencia de la compacidad relativa en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de 0.4 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.	83
Gráfico 5.12.- Influencia de la compacidad relativa en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de 0.8 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.	83
Gráfico 5.13.- Influencia de la compacidad relativa en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de 1.2 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.	84
Gráfico 5.14.- Influencia de la compacidad relativa en el ángulo de fricción interna y cohesión para una $S_r=17.02\%$	84
Gráfico 5.15.- Influencia de la compacidad relativa en el módulo de elasticidad para un mismo $S_r=17.02\%$ y esfuerzo de confinamiento (a) 0.4 kg/cm^2 , (b) 0.8 kg/cm^2 y (c) 1.2 kg/cm^2	85
Gráfico 5.16.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el comportamiento esfuerzo-deformación para un $D_r=80.6\%$ y esfuerzos de confinamiento de 0.4 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	86
Gráfico 5.17.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el comportamiento esfuerzo-deformación para $D_r=80.6\%$ y esfuerzos de confinamiento de 0.8 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	87
Gráfico 5.18.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $D_r=80.6\%$ y esfuerzos de confinamiento de 1.2 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	87
Gráfico 5.19.- Influencia del grado de saturación en el ángulo de fricción interna y cohesión para una $D_r=80.6\%$	88
Gráfico 5.20.- Envoltente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=5\%$ $W=100 \text{ g}$. ($S_r=12.4\%$ y $D_r=25.6\%$)	88
Gráfico 5.21.- Envoltente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=5\%$ $W=3000 \text{ g}$. ($S_r=19.9\%$ y $D_r=86.3\%$)	89
Gráfico 5.22.- Envoltente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=0\%$ $W=1000 \text{ g}$. ($S_r=0.0\%$ y $D_r=97.8\%$)	89
Gráfico 5.23.- Envoltente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=2.5\%$ $W=1000 \text{ g}$. ($S_r=9.1\%$ y $D_r=82.0\%$)	89
Gráfico 5.24.- Envoltente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=5\%$ $W=1000 \text{ g}$. ($S_r=16.6\%$ y $D_r=69.1\%$)	90
Gráfico 5.25.- Envoltente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=10\%$ $W=1000 \text{ g}$. ($S_r=32.4\%$ y $D_r=68.6\%$)	90
Gráfico 5.26.- Envoltente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=20\%$ $W=1000 \text{ g}$. ($S_r=75.5\%$ y $D_r=85.9\%$)	91
Gráfico 5.27.- Influencia del contenido de agua en el módulo de elasticidad para una misma $D_r=80.6\%$ y esfuerzo de confinamiento (a) 0.4 kg/cm^2 , (b) 0.8 kg/cm^2 y (c) 1.2 kg/cm^2	92
Gráfico 5.28.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.02\%$ y $D_r=25.6\%$ ($w=5\%$, $W=100 \text{ g}$) para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	92
Gráfico 5.29.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.02\%$ y $D_r=86.7\%$ ($w=5\%$, $W=100 \text{ g}$) para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	93
Gráfico 5.30.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=0.0\%$ y $D_r=80.6\%$ ($w=0\%$, $W=1000 \text{ g}$) para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	93

Gráfico 5.31.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=9.20\%$ y $D_r=80.6\%$ ($w=2.5\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	93
Gráfico 5.32.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.32\%$ y $D_r=80.6\%$ ($w=5\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	94
Gráfico 5.33.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=32.72\%$ y $D_r=80.6\%$ ($w=10\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	94
Gráfico 5.34.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=75.39\%$ y $D_r=80.6\%$ ($w=20\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.....	94
Gráfico 5.35.- Influencia de la compacidad relativa en el $G_{m\acute{a}x}$ ($\gamma \leq 10^{-4}\%$) para una $S_r=17.02\%$ y diferentes esfuerzos de confinamiento	95
Gráfico 5.36.- Influencia de la compacidad relativa en el módulo de rigidez al corte para una $S_r=17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de (a) 0.4 kg/cm ² , (b) 0.8 kg/cm ² y (c) 1.2 kg/cm ²	96
Gráfico 5.37.- Influencia de la compacidad relativa en la relación de amortiguamiento para una $S_r=17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de (a) 0.4 kg/cm ² , (b) 0.8 kg/cm ² y (c) 1.2 kg/cm ²	97
Gráfico 5.38.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el módulo de rigidez al corte, para una $D_r=80.16\%$ y esfuerzos de confinamiento de (a) 0.4 kg/cm ² , (b) 0.8 kg/cm ² y (c) 1.2 kg/cm ²	98
Gráfico 5.39.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el $G_{m\acute{a}x}$ ($\gamma \leq 10^{-4} \%$), para una $D_r=80.7\%$ y diferentes esfuerzos de confinamiento	99
Gráfico 5.40.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en la relación de amortiguamiento, para una $D_r=80.16\%$ y esfuerzos de confinamiento de (a) 0.4 kg/cm ² , (b) 0.8 kg/cm ² y (c) 1.2 kg/cm ²	100
Gráfico 5.41.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el $G_{m\acute{a}x}$ ($\gamma \leq 10^{-4}\%$) para (a) una densidad relativa de 80.7% y diferentes grados de saturación y (b) un grado de saturación de 17.02% y diferentes compacidades relativas.....	100
Gráfico 5.42.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el módulo de rigidez al corte para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%	101
Gráfico 5.43.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el módulo de rigidez al corte para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 0.0% , (b) 9.06% , (c) 16.60% , (d) 32.43% y (e) 75.50%	102
Gráfico 5.44.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en la relación de amortiguamiento para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%	102
Gráfico 5.45.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en la relación de amortiguamiento para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 0.0% , (b) 9.06% , (c) 16.60% , (d) 32.43% y (e) 75.50%	103
Gráfico 5.46.- Comparación de los coeficientes A y B con otras investigaciones.....	108
Gráfico 5.47.- Curva hiperbólica de $G/G_{m\acute{a}x}$ para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%	109
Gráfico 5.48.- Curva hiperbólica de $G/G_{m\acute{a}x}$ para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 0.0% , (b) 9.06% , (c) 16.60% , (d) 32.43% y (e) 75.50%	110
Gráfico 5.49.- Curva hiperbólica de la relación de amortiguamiento, para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%	111
Gráfico 5.50.- Curva hiperbólica de la relación de amortiguamiento para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 0.0% , (b) 9.06% , (c) 16.60% , (d) 32.43% y (e) 75.50%	112

Gráfico 5.51.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el (a) $G/G_{m\acute{a}x}$ y (b) relación de amortiguamiento, para una $D_r=80.16\%$	112
Gráfico 5.52.- Comparación de $G/G_{m\acute{a}x}$ para diferentes tipos de suelos y los obtenidos en el presente trabajo, para $D_r=80.6\%$ y diferentes S_r (modificado de Iwasaki, T., <i>et al.</i> , 1978).....	113
Gráfico 5.53.- Comparación de relación de amortiguamiento para diferentes tipos de suelos y los obtenidos en el presente trabajo, para $D_r=80.6\%$ y diferentes S_r . (modificado de Jafarzadeh, F. y Sadeghi, H., 2012).....	114
Gráfico 5.54.- Influencia de la compacidad relativa en el (a) $G/G_{m\acute{a}x}$ y (b) relación de amortiguamiento, para una $S_r=17.02\%$	114
Gráfico 5.55.- Comparación de $G/G_{m\acute{a}x}$ para diferentes tipos de suelos y los obtenidos en el presente trabajo, para $S_r=17.02\%$ y diferentes D_r . (Modificado de Iwasaki, T., <i>et al.</i> , 1978).....	115
Gráfico 5.56.- Comparación de relación de amortiguamiento para diferentes tipos de suelos y los obtenidos en el presente trabajo, para $S_r=17.02\%$ y diferentes D_r . (modificado de Jafarzadeh, F. y Sadeghi, H., 2012).....	115
Gráfico 5.57.- Comportamiento unificado ante cargas estáticas y dinámicas para $D_r=80.7\%$ y diferentes S_r	116
Gráfico 5.58.- Comportamiento unificado ante cargas estáticas y dinámicas para $S_r=17.02\%$ y diferentes compacidades relativas.....	116
Gráfico 5.59.- Comparación de valores medidos y calculados para $G_{m\acute{a}x}$	118
Gráfico 5.60.- Comparación de valores medidos y calculados para $G_{m\acute{a}x}$, en función del grado de saturación y relación de vacíos.....	118
Gráfico 5.61.- Predicción de la curva $G-\gamma$ para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%	119
Gráfico 5.62.- Predicción de la curva $G-\gamma$ para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 9.06% , (b) 16.60% , (c) 32.43% y (d) 75.50%	120

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

El comportamiento dinámico de los suelos ha sido estudiado a profundidad desde la década de los 60's, en especial de las arenas en condiciones saturadas debido a las tragedias provocadas por el fenómeno de licuación en varias partes del mundo. Por otro lado, el comportamiento de arenas no saturadas se ha enfocado a poder entender la influencia de una serie de parámetros, como son: granulometría, relación de vacíos inicial, esfuerzo de confinamiento, grado de saturación, forma de las partículas, entre otros, en los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante desde un punto de vista analizado con la aplicación de cargas estáticas y por otro lado desde un enfoque dinámico. Este tipo de estudios es muy reducido en la literatura actual disponible, en especial los efectuados sobre probetas elaboradas empleando relaves mineros no saturados, razón por lo que en la presente investigación se abordará este tema.

Desde la antigüedad la actividad minera se ha constituido en una fuente de ingresos económicos muy importante, desde los tiempos en los que se efectuaba la explotación de los minerales empleando rudimentarias herramientas, hasta nuestros tiempos con la tecnificación de estos procesos de aprovechamiento de diversos tipos de minerales metálicos y no metálicos. Los relaves o jales mineros, son los residuos que se originan del procesamiento de material rocoso durante la extracción de un mineral particular y el cual podrá ser, conducido, depositado y almacenado en forma de lodos o semiseca, de manera que el diseño de las estructuras confinantes y de contención cumplan con todos los requerimientos que la práctica moderna de la ingeniería demanda y de esta forma evitar eventos que pueden llegar a ser catastróficos; en México el término empleado es jales que proviene de la palabra arena en náhuatl (xalli).

Un suelo saturado es aquel que se encuentra conformado por dos fases (sólida y líquida); por otro lado, un suelo no saturado se encuentra conformado por tres fases (sólida-líquida-gaseosa). Muchas investigaciones se han llevado al cabo con el fin de poder extender el concepto de esfuerzo efectivo a los suelos no saturados, en función del esfuerzo desviador, presiones de agua y aire, para poder conocer la influencia de esos en los cambios volumétricos y de esfuerzo en una masa de suelo que cumpla estas características. La combinación más ventajosa para este fin ha demostrado ser el empleo del esfuerzo normal neto ($\sigma - u_a$) y la succión mátrica ($u_a - u_w$) (Fredlund y Morgenstern, 1977), puesto que el suelo se ve afectado de manera distinta por los cambios en estos parámetros. Los depósitos de relaves mineros depositados en forma de lodos, poseen principalmente dos zonas claramente identificadas y divididas por la línea superior de corriente, una

saturada (debajo) y otra no saturada (encima). Por otro lado la práctica moderna ha introducido procedimientos para transportar y disponer relaves en estado semiseco, constituyéndose una necesidad el estudio de las propiedades estáticas y dinámicas de resistencia al esfuerzo cortante de estos materiales no saturados.

La presente investigación se efectuó con el fin de estudiar la influencia del grado de saturación (fuerzas capilares), compacidad relativa (relación de vacíos) y esfuerzo confinante en las propiedades de resistencia del esfuerzo cortante ante cargas monotónicas y cíclicas de relaves mineros no saturados. Para cumplir este objetivo, el procedimiento experimental se dividió en cuatro partes; la primera relacionada con la caracterización de los suelos empleados para la fabricación de las probetas, realizando ensayos físicos para conocer la redondez de las partículas y clasificarlo conforme al SUCS (e.g. granulometría, límites de Atterberg, densidad de sólidos), así como también la ejecución de pruebas de compactación por apisonado húmedo, con el fin de analizar la influencia de la combinación entre el peso del pisón-contenido de agua, en la relación de vacíos y el grado de saturación del material. Como información adicional a estas pruebas se obtuvieron los valores de la relación de vacíos máxima y mínima, comparándolas con las investigaciones efectuadas sobre arenas compactadas con diversos métodos, diferentes granulometría y forma de las partículas. Con la información recopilada en esta etapa, se definieron las condiciones iniciales de las probetas a ser ensayadas, así como el análisis de la idoneidad del método de compactación empleado. Los especímenes fueron elaborados, de tal manera que se pueda conocer la influencia del grado de saturación en la resistencia al esfuerzo cortante manteniendo una misma relación de vacíos y esfuerzo confinante, así como también la influencia de la relación de vacíos, conservando un mismo grado de saturación y esfuerzo confinante.

En la segunda etapa, empleando una cámara triaxial, se efectuaron pruebas monotónicas aplicando hasta la falla el esfuerzo desviador a desplazamiento controlado y repitiendo el procedimiento con otras probetas sometidas a diferentes esfuerzos confinantes. Por otro lado utilizando el mismo equipo, una vez conformada y montada la probeta fue sometida a la aplicación del esfuerzo desviador de manera cíclica controlando la deformación vertical, en un intervalo entre 30 y 60% del esfuerzo desviador máximo obtenido en la prueba monotónica previa; cada ciclo de carga consistió en 20 repeticiones, considerando el décimo ciclo para el análisis de resultados. Una vez concluida esta etapa, se llevó hasta la falla a la probeta de manera monotónica de manera idéntica a lo efectuado en los ensayos previos, repitiendo el procedimiento con otras probetas sometidas a diferentes esfuerzos confinantes. El propósito de estos ensayos fue conocer el comportamiento

ante cargas monotónicas del material, posterior a un ciclo de cargas repetidas y determinar la relación del amortiguamiento y el módulo de rigidez al corte para grandes deformaciones angulares.

En la tercera etapa, empleando una columna resonante, se realizaron ensayos no destructivos a baja deformación angular, con el fin de establecer la relación del módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento conforme se incrementa la distorsión angular. Con estos resultados se puede conocer el valor aproximado del módulo de rigidez al corte a muy pequeñas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) y las curvas que relacionan el módulo de rigidez al corte y relación de amortiguamiento con la deformación angular, empleando el método de barrido de frecuencias. En la etapa experimental se construyeron y ensayaron un total de 49 probetas.

Para desarrollar el programa experimental se utilizaron los equipos, sistema de adquisición de datos y control, que se encuentran en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Empleando un modelo hiperbólico se determinaron los modelos teóricos y de forma similar las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte y la relación de amortiguamiento, en función de la deformación angular.

Con el fin de poder comparar el comportamiento ante cargas cíclicas de los relaves mineros ensayados, se efectuó una comparación de las curvas normalizadas con respecto al $G_{m\acute{a}x}$ con investigaciones llevadas a cabo sobre diferentes muestras de arenas secas y saturadas, con un esfuerzo promedio de 1.0 kg/cm^2 , observándose que el comportamiento es muy similar al de las arenas que se encuentran presentes en la naturaleza. Por otro lado, una comparación similar se efectuó para la relación de amortiguamiento, observándose importantes diferencias, en especial en la zona de grandes deformaciones, puesto que el material estudiado genera una menor pérdida de energía interna por la influencia de cargas cíclicas, comparado con otros suelos ensayados en condiciones secas y saturadas.

Por último, se propone una expresión para la obtención del $G_{m\acute{a}x}$, a partir del análisis de los datos experimentales, misma que relaciona al módulo de rigidez al corte con el grado de saturación, relación de vacíos y esfuerzo confinante.

1.1. Objetivos

Los objetivos que de la presente investigación son:

- Presentar brevemente los procesos que se emplean en la industria minera para el aprovechamiento de minerales, así como los diversos tipos de depósitos empleados para la disposición de relaves mineros.
- Estudiar el comportamiento de los suelos no saturados.
- Estudiar el comportamiento dinámico de las arenas y los factores que más influyen en el comportamiento en condiciones no saturadas.
- Determinar la influencia de la compacidad relativa, el contenido de agua inicial y el confinamiento, en el comportamiento monotónico de los jales mineros estudiados.
- Estudiar la influencia de la compacidad relativa, el contenido de agua inicial y el confinamiento, en el comportamiento monotónico posterior a la aplicación de cargas cíclicas de los jales mineros estudiados.
- Analizar la influencia de la compacidad relativa, el contenido de agua inicial y el confinamiento, en el comportamiento dinámico de los jales mineros estudiados.
- Plantear un modelo numérico para la relación módulo de rigidez y amortiguamiento contra deformación.
- Plantear una expresión que permita calcular el $G_{m\acute{a}x}$, conociendo la relación de vacíos, grado de saturación y esfuerzo de confinamiento, a partir de los datos experimentales.

1.2. Alcance

La presente investigación busca conocer la influencia del grado de saturación, compacidad relativa y esfuerzo de confinamiento en el comportamiento monotónico, monotónico posdinámico y dinámico de muestras de jales mineros no saturados, constituidos por probetas elaboradas mediante apisonado húmedo. Los resultados obtenidos únicamente reflejan las condiciones iniciales de las probetas ensayadas y no se pueden generalizar éstos a un comportamiento general de los relaves mineros no saturados en general. Durante la ejecución de las pruebas no se llevó a cabo el control de las presiones de aire y agua, puesto que el propósito de este trabajo es analizar la influencia del grado de saturación y relación de vacíos inicial, para diferentes esfuerzos de confinamiento en el comportamiento estático y dinámico de estos relaves estudiados.

1.3. Industria minera y depósitos de jales

En la actualidad las operaciones mineras a gran escala producen considerables cantidades y tipos de residuos económicamente no aprovechables en ese momento, muchos de ellos dispuestos en depósitos superficiales creando la necesidad de construir obras de contención para su disposición y almacenamiento, que brinden economía, funcionalidad y seguridad durante la etapa de explotación y clausura de la mina. Algunas estructuras de este tipo, se encuentran incluidas entre las más grandes del mundo, denotando con ello el gran desarrollo, crecimiento, demanda y avance que ha experimentado esta industria en los últimos años.

Existen muchas metodologías para la disposición final de relaves mineros; la más adecuada se seleccionará según el tipo de proyecto y localización; esta decisión deberá considerar entre otras: la normativa local, seguridad, economía, topografía, clima, factores sísmicos, efectos ambientales y funcionalidad. En México la Norma Oficial NOM-141-SEMARNAT-2003 regula la actividad minera.

Los registros indican que en promedio, existen una o dos fallas cada año alrededor del mundo de estructuras de este tipo. La falla de estas estructuras de contención, puede desencadenar serios problemas sociales y ambientales en sus áreas colindantes (Dam Safety Committee of New South Wales, 2012). La tabla 1.1, presenta un resumen de algunos incidentes relacionados con almacenamiento de relaves mineros en el mundo.

Tabla 1.1.- Incidentes relacionados con almacenamiento de relaves mineros (Dam Safety Committee of New South Wales, 2012)

Fecha	Ubicación	Incidente	Impacto
Oct. 2010	Hungría	Falla estructura	Dstrucción de una villa, 9 personas muertas, contaminación con material de alto PH en un río.
Dic. 2008	Kentucky, USA	Falla estructura	Dstrucción de 4 casas, contaminación de 3 km de un río.
Abril 2006	Shanglou, China	Falla estructura	Sepultadas 9 casas, contaminación con cianuro 5 km de un río.
Sept. 2005	Mississippi, USA	Falla de flujo	Liberación de 65 000 m ³ de agua ácida.
Sept. 2004	Florida, USA	Falla de flujo	Liberación de 230 000 m ³ de agua ácida.
Oct. 2003	Quinta, Chile	Falla estructura	50 000 toneladas de relaves fluyeron 20 km, aguas abajo
Ago. 2002	Filipinas	Falla de flujo	Inundación, 250 personas evacuadas
Nov. 2001	Singleton, NSW	Tubificación	Flujo de agua, antes de la falla
Oct. 2001	Guangxi, China	Falla estructura	115 personas muertas, 100 casas destruidas.
Jun., 2001	Minas Gerais, Brasil	Falla estructura	Relaves fluyeron 6 km y murieron 5 personas.

Algunas causas por las que han fallado la gran mayoría de los depósitos de relaves mineros son: deficiencias en el sistema de drenaje de la presa, falta de control, monitoreo y vigilancia durante la

construcción, movimientos sísmicos y crecimiento excesivo del depósito entre otros (Canela, M., 1987). A consecuencia de las dos primeras, puede llegar a darse una variación de la posición de la línea de corriente superior dentro del cuerpo de la obra, generando incrementos de la presión de poro y conllevando problemas de deslizamientos, erosión interna o licuación de los depósitos, en el caso de un movimiento sísmico. Por esta razón el proyecto, construcción, operación, conservación y clausura de este tipo de estructuras deberá cumplir con todos los requerimientos que la práctica moderna de la ingeniería demanda y así evitar eventos catastróficos.

En la actualidad el tamaño de las minas es muy variable, desde pequeñas empresas cuya operación es prácticamente artesanal, hasta grandes consorcios multinacionales altamente tecnificados que producen gran cantidad de materiales no aprovechables económicamente, siendo cada vez más importante la necesidad de conocer el comportamiento de los materiales sin valor que se generan durante el beneficio o concentración de minerales.

El ICOLD (1996) define los relaves mineros como: *“... residuos de partículas finas que se originan del procesamiento de varios materiales en la industria ... Esas partículas de grano fino puede ser del tamaño natural de la fracción de desperdicio, pero comúnmente es causada por el fracturamiento de molienda o mineral de roca a tan pequeño tamaño, con el fin de incrementar su área superficial y ayudar en el proceso de extracción del material deseado.”*

Generalmente las propiedades mecánicas de los relaves dependen de la concentración de sólidos que posean y granulometría. Predominantemente se clasifican como arenas (S), limos (M) y arcillas (C).

Los materiales resultantes del aprovechamiento de minerales, al ser originados de diversas canteras, profundidades, mineralogía, tratados mediante diferentes procesos mecánicos y químicos, son muy heterogéneos con propiedades geotécnicas variables, debido a que durante el proceso de extracción se suelen efectuar ajustes de producción, con el fin de optimizar los rendimientos. De ello se desprende la necesidad de realizar en cada caso los ensayos para conocer sus propiedades físicas y mecánicas, a fin de poder llevar a cabo un proyecto racional, seguro y económico.

Cancela, M. (1987), efectuó un estudio relacionado con la caracterización bajo condiciones estáticas y dinámicas de las propiedades geotécnicas de relaves transportados en forma de lodos, observando que el comportamiento geotécnico de estos materiales es muy diferente del que experimentan los suelos naturales de propiedades índices similares, ocasionado por la angulosidad

de las partículas que los constituyen y por la eliminación de partículas débiles en el proceso de lavado y transporte, entre otras. Adicionalmente recopiló información referente a diferentes parámetros geotécnicos de estos materiales, que se presentan en las tablas 1.2 a 1.4.

Tabla 1.2.- Gravedad específica y densidad seca inicial de algunos relaves mineros (Cancela, M., 1987)

Minería	Peso específico de sólidos	Densidad seca inicial (g/cm ³)
Hierro	3,0-3,5	1,1-1,9
Cobre	2,7-2,9	1,2-1,7
Carbón	1,4-2,2	0,75-1,60
Oro-plata	2,90-3,10	1,20-1,50
Plomo-Zinc	2,8-3,4	1,4-1,8
Uranio	2,70-2,80	1,10-1,55

Tabla 1.3.- Permeabilidad saturada de algunos relaves mineros (Cancela, M., 1987)

Material	Permeabilidad k _s (cm/s)
Arena cicloneada gruesa, menos del 15% de finos	1,0E-02 - 1,0E-03
Arenas depositadas en la playa, menos de 30% de finos	1,0E-03 - 1,0E-04
Relaves no plásticos	1,0E-04 - 1,0E-05
Relaves de baja plasticidad	1,0E-05 - 1,0E-06
Relaves finos de alta plasticidad	1,0E-07 - 1,0E-08

Tabla 1.4.- Ángulo de fricción interna efectivo de algunos relaves mineros (Cancela, M., 1987)

Mineral	Tipo	ϕ' (°)
Cobre	Arena	33 - 45
	Lodos	20 - 40
Hierro	Arena	33 - 36,5
	Lodos	23 - 38
Plomo - Zinc	Arena	33,5 - 40
	Lodos	30 - 36
Oro	Lodos	28 - 40,5
Carbón	Lodos	22 - 40

1.4. Breve historia de la actividad minera en América Latina

A lo largo de todo el continente americano, los pobladores nativos se beneficiaron de metales preciosos obteniéndolos directamente de vetas de gran pureza o recolectándolos de los cauces de los ríos. Durante la época de la conquista española, la riqueza que persiguió el conquistador estaba

relacionada en ocasiones con la promoción social y otras con la leyenda y aventura; por ello, la extracción principalmente de oro y plata produjo grandes fortunas, convirtiéndose en una fuente de ingresos muy importante para la monarquía europea. Sin embargo, para los pobladores nativos, la extracción de estos minerales se convirtió en motivos de enfermedad, muerte y catástrofe, al ser obligados a trabajar en condiciones infrahumanas, para su explotación. Con el fin de incrementar los volúmenes de minerales extraídos, para mediados del siglo XVI se introdujo en el continente americano la técnica por amalgamación con mercurio y molinos mecánicos impulsados por animales o carga hidráulica para triturar la roca. La necesidad de incrementar la producción minera y mayor distancia hacia los yacimientos, condujeron que a mediados del siglo XIX se introdujeran las máquinas a vapor, ampliando así la capacidad de molienda y conllevaron que la cantidad de residuos mineros se dispusieran en las cercanías de los ríos. Para finales del mismo siglo se introdujo la técnica de flotación, que al producir mayores residuos con grandes contenidos de arena y partículas muy finas, obligó a disponer mayores volúmenes de materiales en los cauces naturales de agua, contaminando afluentes que se empleaban para fines agrícolas y de consumo humano y convirtiéndose paulatinamente en un importante problema socio-ambiental. Un aspecto muy importante a considerar en la industria minera actual, es el manejo de los yacimientos y residuos producidos de esta actividad, puesto que el material aprovechado constituye únicamente una cantidad muy pequeña respecto al volumen total de la roca explotada.

La minería en México se remonta a los días del Imperio Azteca; cuando Hernán Cortés lo conquistó en 1521 ya se extraían metales escribiendo en sus memorias que en el Gran Mercado de Tenochtitlan, los metales: oro, plata, cobre y estaño se vendían; que maravillosos jarrones y joyas estaban también a disposición; que los forjadores de Cholula y Azcapotzalco fueron los más famosos; que los instrumentos de corte de cobre duro estaban disponibles; y que cinabrio - sulfuro de mercurio, se utiliza como pigmento.

Los Aztecas, obtenían la mayor parte de los metales a partir de arenas de los ríos, pero algunos explotaron los afloramientos de vetas mediante el empleo de cincel y martillo, o produciendo incendios para incrementar la temperatura, prosiguiendo al enfriamiento violento con agua con el fin de romper el mineral. Los productos de estas operaciones se concentraron y fundieron, obteniendo metales puros. Sin embargo y a pesar de los métodos primitivos, la producción de oro y plata era fabulosa para la época. En general se cree que los primeros productores fueron los distritos de: Oaxaca, Zimapán, Pachuca y Taxco.

1.5. Proceso comunes para beneficiar el mineral

El material rocoso explotado de la mina, es transportado a la planta de aprovechamiento y reducido físicamente por trituración o molienda hasta un tamaño económicamente viable, función de la técnica de aprovechamiento o concentración del mineral deseado. A continuación, se describen algunas técnicas comúnmente empleadas de concentración:

- a) *Gravimetría.*- Esta operación se basa en la diferencia de densidad de los elementos contenidos en materiales heterogéneos. Algunos sistemas de recuperación gravimétrica emplean el incremento de la gravedad por la aplicación de fuerza centrífuga, lo que multiplicado por la alta densidad de los metales preciosos permite que las densidades proyectadas tengan un mayor diferencial entre uno y otro elemento.
- b) *Amalgamación.*- Se fundamenta en la alta densidad de los metales valiosos y las fuerzas de tensión superficial sobre la superficie del mercurio. Básicamente se aprovecha para la concentración la alta afinidad del mercurio con el oro y la plata, aunque es posible forzar amalgamación con otros metales.
- c) *Flotación de minerales.*- Esta técnica aprovecha las características hidrófobas de ciertos minerales (típicamente el azufre), que al introducir aire se formen burbujas (flotación por espumas) y estas partículas de mineral se adhieran y floten a la superficie donde son extraídos como “concentrados”. La flotación muchas veces requiere de cierta inducción por medio de reactivos. Aunque inicialmente la flotación era una operación recomendada solo para minerales sulfurados, en la actualidad es posible flotar minerales oxidados debido a la aplicación y uso de reactivos que les dan características hidrófobas.
- d) *Reactivos.*- En general los reactivos usados, así como su dosificación, dependen de las características propias de cada mineral. Los principales reactivos empleados los procesos de flotación son:
 - Depresores, son reactivos que inhiben a ciertos elementos a fin de que no floten durante la operación, es decir que se mantienen debajo de la línea de espuma. Este tipo de reactivos se usan en la flotación diferencial y selectiva, o simplemente para evitar que se sumen a los concentrados elementos ajenos.

- Colectores, a diferencia de los depresores, se emplean para que los minerales valiosos puedan adherirse a la superficie de las burbujas, obteniéndose un concentrado fácilmente identificable.
- Espumantes, son tipos de reactivos que producen espuma por el ingreso de aire, formándose burbujas lo suficientemente fuertes y estables, para optimizar el aprovechamiento del mineral.

1.6. Elementos que constituyen un depósito de jales

Una disposición final típica de los relaves mineros, se compone principalmente de los siguientes elementos (ICOLD, 1996):

- a) Sistema de conducción o transporte de relaves.
- b) Estructura de confinamiento.
- c) Estructuras de captación, desvío y conducción de las aguas de lluvia, alrededor o a través del depósito.
- d) Sistema de disposición de los relaves dentro del almacenamiento.
- e) Estructuras que permitan la evacuación del exceso de agua.
- f) Medidas para prevenir la erosión en la estructura de contención.

a) *Sistema de conducción o transporte de los relaves.*- El material transportado puede conducirse en forma de lodos en estado semiseco. Para los lodos, el transporte desde la planta de aprovechamiento al sitio de disposición final se efectúa por tuberías y en menor cantidad de ocasiones empleando canales abiertos. Los materiales más usados para la construcción de tuberías son acero y polietileno de alta densidad. El diseño hidráulico-mecánico de este sistema de conducción, puede ser a gravedad en caso de que la disposición final de los relaves se localice en una cota mucho más baja que la planta de aprovechamiento o a presión, empleando bombas de impulsión en caso de que la cota de la disposición final sea más alta o igual a la de la planta de aprovechamiento. La figura 1.1, muestra tuberías de conducción de relaves mineros en estado de lodos.

Por otro lado, si el material transportado se encuentra en estado semiseco, el traslado desde la planta de aprovechamiento hasta la disposición final se puede efectuar por medios mecánicos como pueden ser camiones o sistema de bandas.



Figura 1.1.- Conducción por tuberías de los relaves mineros hasta la disposición final. (www.tailings.info)

b) *Estructura de confinamiento para los relaves.*- Consiste en una barrera que impide la migración del material depositado. Esta estructura suele ser la más costosa de la disposición final de relaves y requiere mayor atención técnica. Los materiales para su construcción y el método constructivo, dependen del tipo, necesidad del proyecto, sitio seleccionado para su implantación, disponibilidad de materiales para su construcción, así como los enfoques económicos y operacionales particulares (almacenamiento agua, depósito de lodos o manejo de relaves semiscos). En la figura 1.2 se muestra una estructura de contención típica.

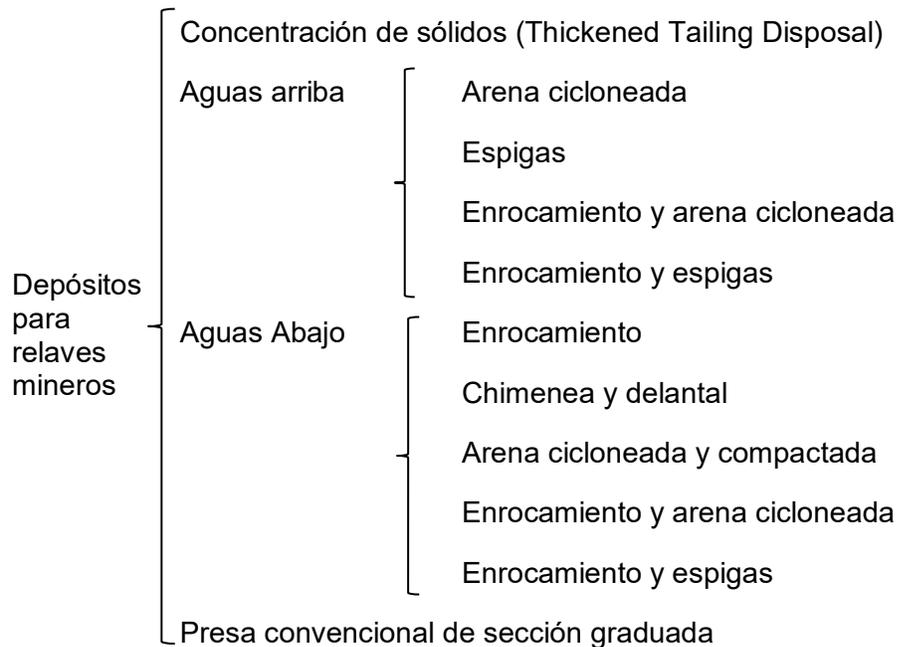


Figura 1.2.- Almacenamiento de relaves mineros, por el método de línea central. (www.tailings.info)

Una clasificación de las estructuras de confinamiento puede ser la siguiente (ICOLD, 1996):

- I. Presa convencional con terraplén.
- II. Terraplén convencional por etapas.
- III. Terraplén por etapas con zona impermeable aguas arriba.
- IV. Terraplén con zona impermeable de relaves.
- V. Terraplén con relaves en zonas estructurales (aguas abajo, línea central, aguas arriba).
- VI. Construcción aguas arriba usando playa.

De acuerdo con el método constructivo la Norma Oficial Mexicana NOM-141-SEMARNAT-2003, clasifica a los depósitos de relaves mineros como:



c) *Estructuras de captación, desvío y conducción de las aguas de lluvia, alrededor o a través del depósito.*- Este tipo de obras son concebidas previamente a un estudio hidrológico-hidráulico, con el fin de conocer el régimen de lluvias extraordinarias del sector, para un cierto período de retorno, cumpliendo lo siguiente:

- a) Mantener la distancia suficiente entre la corona de la estructura de contención y el nivel máximo de agua (tipos I y II).
- b) Mantener la distancia suficiente entre la playa de relaves y el nivel máximo de agua, con el fin de evitar flujo de agua e incremento de la presión de poro en la zona estructural (tipos IV, V y VI).
- c) Evitar la contaminación de cursos naturales de agua con productos químicos o sustancias tóxicas, afectando los costos del tratamiento de agua antes de la descarga a cauces naturales.
- d) Reducir el volumen de agua en los depósitos, apoyándose en procesos de evaporación del agua en exceso.
- e) En muchos países este tipo de estructuras se encuentran reglamentadas.

Estas obras pueden ser constituidas por canales alrededor o sobre la periferia del depósito, obras de recolección sobre los depósitos propiamente dicho, obras de drenaje bajo el material depositado

y mediante la provisión de un túnel de inspección y drenaje, a través del flanco del depósito construido dentro de material rocoso competente.

d) *Sistema de disposición de los relaves dentro del almacenamiento.*- Este tópico será abordado más adelante a detalle.

e) *Estructuras que permitan la evacuación del exceso de agua.*- Deben mantener el menor nivel de agua en el depósito, y estar conectadas a una estructura descarga que permita evacuar el líquido captado hasta la planta de extracción para su reuso o tratamiento antes de ser descargado a un curso natural de agua. Por otro lado, el nivel efectivo de la obra de captación de agua puede ser regulado conforme al crecimiento del almacenamiento. La captación del agua que se encuentre sobre el almacenamiento, puede efectuarse a través de una torre vertical que funcione como vertedero, una captación inclinada apoyada usualmente en el terreno firme implantada en uno de los extremos del almacenamiento o también ocasionalmente en el extremo aguas arriba del terraplén. Otra alternativa es el empleo de una bomba mecánica móvil, localizada en el propio almacenamiento.

f) *Medidas para evitar la erosión.*- Las principales causas de erosión en los depósitos de relaves son la dispersión de partículas en el ambiente a causa de agentes eólicos y las debidas a la acción del flujo de agua que ocurre cuando las fuerzas resistentes del medio granular son menores que las fuerzas hidráulicas actuantes, tendiendo a la movilización y acarreo de las partículas por el flujo. Esta fuerza resistente dependerá de la cohesión, efecto de interacción entre partículas, gravedad específica de las partículas del suelo, así como también del tipo de protección de los taludes aguas abajo. Cuando un flujo de agua no uniforme se presenta en la obra terrea, los fenómenos de erosión se manifiestan en zonas con concentración de gradientes y velocidad del agua, en especial aguas abajo; estos fenómenos pueden ser tubificación, erosión interna, tunelado (partes no saturadas), sufusión y flotación (Richard, K. *et al*, 2007), pudiendo inclusive poner en riesgo la seguridad del depósito.

1.7. Técnicas para el depósito de relaves mineros en su almacenamiento final

Como se mencionó anteriormente la disposición de los relaves mineros hasta su ubicación final generalmente se puede efectuar de manera líquida; es decir, conducirlos en forma de lodo por medio de un sistema de tuberías y bombas de impulsión o, empleando maquinaria pesada cuando son tratados previamente por medio de filtros o prensas que disminuyen su contenido de agua, convirtiéndoles en materiales semisecos.

La determinación del mejor método a ser empleado en una operación en particular, dependerá de un análisis detallado de las características de los relaves mineros obtenidos, su ciclo de disposición, clima, condiciones sísmicas, así como de los parámetros considerados para el diseño de la estructura de contención y emplazamiento de la obra.

1.7.1. Disposición en forma de lodos.

El transporte y disposición de los relaves en forma de lodo, en la actualidad, es el método más empleado puesto que es económicamente atractivo y relativamente fácil de operar. Típicamente la disposición final de los relaves conducidos como lodos se efectúa empleando los métodos que se describen a continuación (U.S. Environmental Protection Agency, 1994):

Subacuático.- Es empleado en relaves que contienen sulfuros que se pueden oxidar y son productores potenciales de ácidos. Para esto se restringe el oxígeno de los relaves de una manera permanente ubicándolos en el fondo del agua previniendo así la oxidación y minimizando los problemas ambientales asociados con el drenaje del ácido. La figura 1.3 muestra ejemplos de esta metodología.



Figura 1.3.- Descarga subacuática de relaves (www.tailings.info)

Punto único de descarga.- Es una técnica de descarga directa desde el extremo abierto de la tubería de conducción de los lodos, hasta el sitio de almacenamiento. Este método se emplea a menudo para descargas aguas arriba de la cortina contenedora y el embalse, es decir, el punto de descarga no se ubica en la corona del terraplén de contención. Esta técnica no es apropiada cuando la fracción fina de los relaves debe mantenerse lejos de la presa. Si se requiere este material para la construcción de la estructura de retención, el punto de descarga será movido periódicamente a otra sección del terraplén, con el fin de prevenir elevaciones desiguales en la estructura construida. La figura 1.4, muestra una descarga de este tipo.



Figura1.4.- Punto único de descarga. (www.tailings.info).

Espigoneado.- Es una técnica de descarga de relaves a través de tuberías pequeñas (espigas) que se originan de múltiples puntos a intervalos regulares a lo largo de una línea de conducción principal. Proporciona depósitos más o menos uniformes, con lo que se debería obtener playas con extensiones relativamente homogéneas, el material más grueso sedimenta cerca de los puntos de descarga y la fracción fina es depositada progresivamente más lejos. Como producto de esta graduación heterogénea, la densidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad de los sedimentos decrece con el incremento de la distancia al punto de descarga. Por otro lado esta distribución puede ser muy favorable en la reducción de la superficie freática del depósito. Sin embargo, las observaciones de la granulometría de las partícula, permeabilidad y resistencia al esfuerzo cortante como función de la distancia desde el punto de descarga, sugiere que esta transición suave es únicamente teórica y difícilmente alcanzable en la práctica. Esta forma de disposición de los relaves puede permitir el desarrollo de playas que proporcionen estabilidad estructural al terraplén principal, al mismo tiempo que ayuda a la disipación de la presión de poro desde el embalse al terraplén. La figura 1.5 muestra la descarga típica de lodos, empleando espigas.

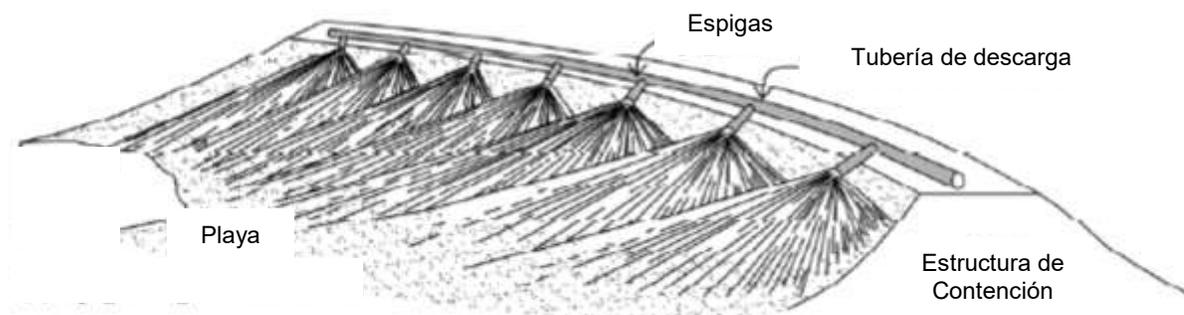


Figura1.5.- Descarga de relaves mineros, empleando espigas (modificado de Valenzuela, L., 2015).

Cicloneado.- La fracción gruesa de los relaves mineros puede ser empleada para la construcción del terraplén de contención durante su disposición, desde el punto de vista económico es muy apreciada esta alternativa. Los ciclones son simples mecanismos mecánicos empleados para separar la fracción fina de la gruesa por medio de una acción centrífuga. El lodo entra a presión a estas unidades y la porción fina conjuntamente con el agua en exceso salen por la parte superior, conduciéndolas a otra sección de descarga. El material grueso desciende en espiral a través de una sección cónica depositándose en la parte inferior del ciclón, constituyendo el material que se podrá emplear en la construcción de la estructura. Se podrá controlar la granulometría y densidad del material grueso, con el fin de poder ajustar los ciclones rutinariamente y obtener el material con las especificaciones deseadas. Normalmente los relaves pueden llegar a contener hasta el 90% de material que pasa por el tamiz #200, por lo que si se requieren arenas con menor cantidad de finos se podrán colocar dos etapas de cicloneado en serie.

Básicamente el cicloneado puede ser estacionario, que consiste en la ubicación estratégica de un ciclón permanente o semi permanente de alta capacidad, localizado a menudo en un pilar del terraplén a una cota mayor que el proyecto final de la corona. El material grueso a ser empleado en la construcción de la estructura se almacena en una ubicación, requiriendo de maquinaria pesada para su transporte, disposición y compactación, lográndose materiales con buenas propiedades mecánicas. Por otro lado, el material fino y el agua, producto del cicloneado son bombeados, conducidos y depositados aguas arriba. Otro tipo de metodología se basa en emplear ciclones móviles que se desplacen sobre el eje del terraplén, montados sobre torres, patines o suspendidos por grúas. El número de ciclones será determinado en función del tamaño de cada unidad y de la cantidad producida de relaves. La arena gruesa proveniente de los ciclones es descargada directamente en el terraplén en construcción. Una desventaja de este método es que el material al ser depositado libremente genera materiales con densidades bajas, con propiedades mecánicas deficientes. La figura 1.6, muestra un esquema de un ciclón y los intervalos típicos de distribución granulométrica del producto del proceso.

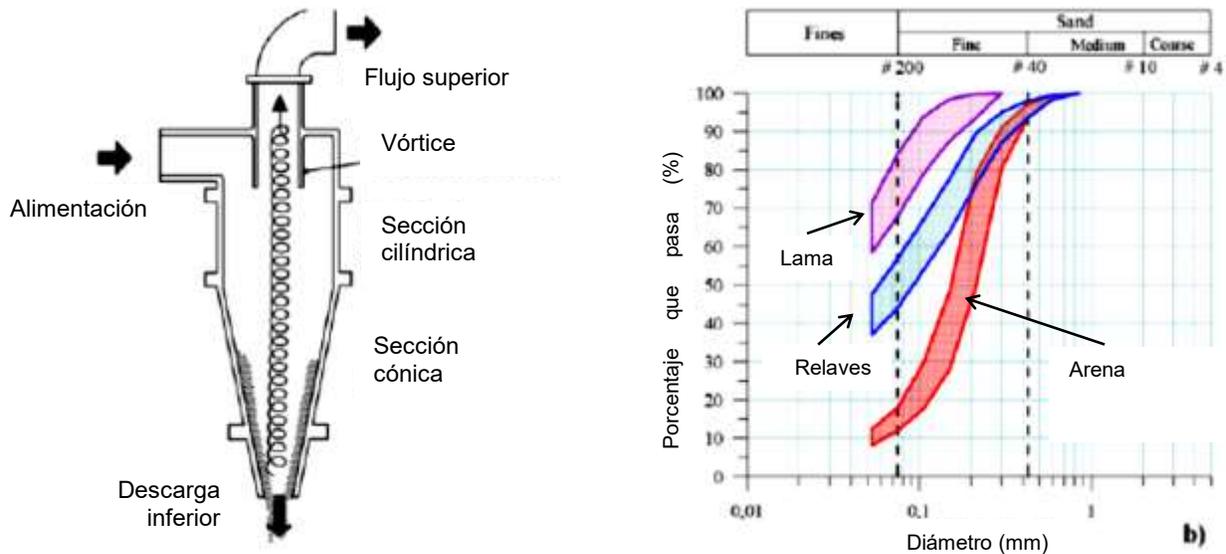


Figura1.6.- (a) Esquema de un ciclón, (b) Intervalos típicos de distribución granulométrica del proceso de cicloneado (modificado de Valenzuela, L., 2015).

Un tercer método no tan común de disposición empleando ciclones (Valenzuela, L., 2015), se denomina método de la celda hidráulica y consiste en colocar el material grueso en celdas ubicadas en el terraplén de relaves. Los jales son obtenidos de un ciclón permanente y transportados hasta sus celdas por medio de tuberías empleando agua producto del mismo proceso de cicloneado. Una vez en las celdas, el sólido es decantado y el agua es desalojada por el lado opuesto de la descarga; con maquinaria se puede compactar el material una vez culminada la sedimentación. Una ventaja de este método es la obtención de densidades altas por la deposición hidráulica y por su posterior compactación. Por otro lado una desventaja, es que para su uso se requiere un área del terraplén relativamente amplia y plana para la construcción de las celdas. La figura 1.7 presenta un esquema de la construcción de las celdas.

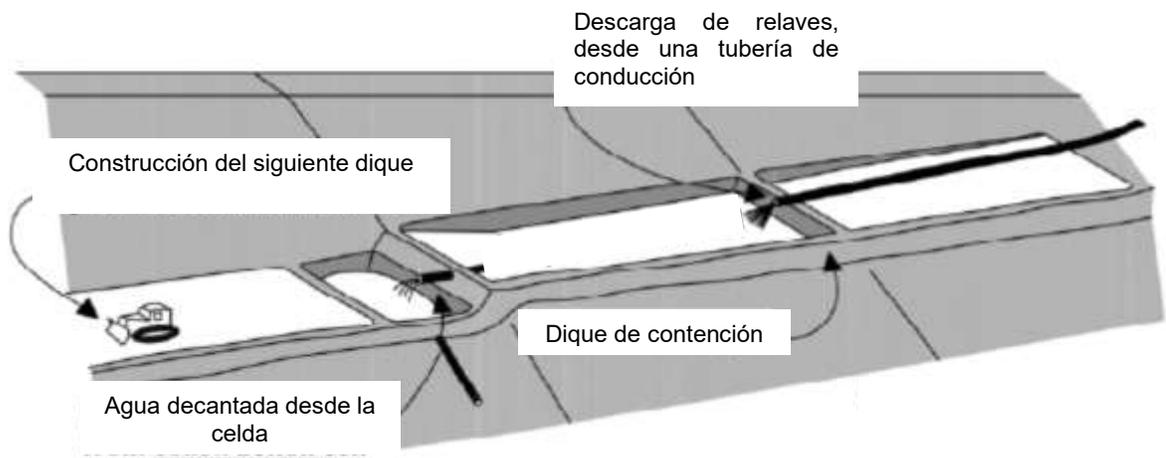


Figura1.7.- Depósitos de relaves en celdas. (modificado de Valenzuela, L., 2015).

1.7.2. Disposición en forma semiseca.

En la actualidad, los avances en las técnicas de deshidratación desarrolladas durante las últimas décadas, así como el desarrollo de filtros de alta capacidad que emplean vacío o altas presiones mecánicas, presentan la oportunidad de disponer residuos mineros en condiciones no saturadas.

El filtrado de los relaves puede efectuarse por prensado, es decir empleando una batería de placas o cinturones dispuestos de manera horizontal o vertical que compactan el relave o también se puede efectuar el filtrado empleando vacío o equipos presurizados. Los relaves son recibidos desde los procesos de aprovechamiento con bajo contenido de sólidos (20 y 30%). Posteriormente al proceso de prensado, el contenido de sólidos se incrementa entre 60 y 65%, en caso de emplearse filtros, este valor puede incrementarse hasta en un 90%. El contenido final de agua, puede variar entre 10 y 20%. El agua resultante es enviada a una planta de tratamiento y retorna al proceso industrial. Estos relaves no saturados deben ser almacenados temporalmente hasta ser situados en el sistema de transporte que usualmente puede ser empleando bandas transportadoras o por medio de maquinaria pesada mediante cargadores frontales u otro equipo similar para disponer el material en camiones (preferentemente cubiertos con lonas), que lo transportan hasta su disposición final, donde son descargados, extendidos y muchas veces compactados. La figura 1.8 muestra un esquema del tipo de mecanismos existentes para la extracción del agua contenida en los relaves, medios de transporte comúnmente empleados por la industria minera y la disposición final del material; como se puede ver la concentración de sólidos varía, en función del método empleado, obteniendo los mejores resultados cuando la disposición final se efectúa compactando el material, mejorando con ellos las propiedades mecánicas del depósito.

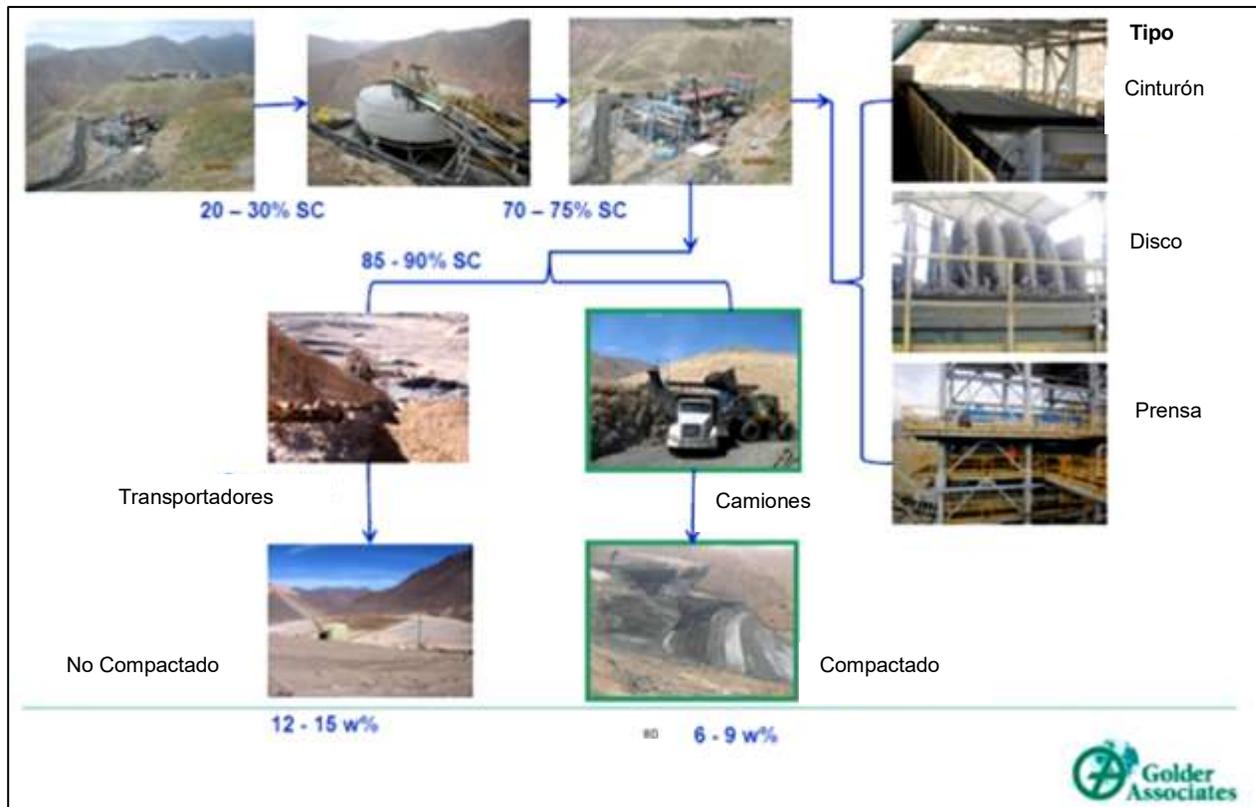


Figura1.8.-Relaves mineros no saturados (modificado de www.technology.infomine.com). (SC=contenido de sólidos)

Es importante conocer la naturaleza de los relaves, previamente al diseño de una instalación de prensado. Se debe considerar tanto la graduación como la cantidad de material arcilloso que puede afectar la eficiencia del proceso. Por otro lado, en el diseño de estos depósitos se debe considerar la actividad propia de la planta de beneficio, la mineralogía y la capacidad de molienda durante la vida de la mina (Davies, M., 2011). La tabla 1.5, presenta algunas ventajas y desventajas del método de disposición de jales prensados. La figura 1.9 muestra la disposición de relaves no saturados empleando camiones para su transporte y maquinaria pesada para su disposición y compactación.



Figura1.9.- Disposición final de relaves prensados, empleando maquinaria (www.tailings.info)

Tabla 1.5.- Ventajas y desventajas de los jales prensados (www.tailings.info)

Ventajas	Desventajas
Puede ser usado en área donde la conservación del agua es crítica.	Alta inversión inicial y costos considerables asociados con procesos modernos de filtrado.
La estabilidad de los depósitos ante fallas catastróficas y ante cargas sísmicas es mayor que con los métodos convencionales.	Es adecuado para plantas de producción pequeñas (alrededor de 20 000 toneladas por día).
Es preferible en lugares donde el material para la construcción del terraplén de contención es limitado.	Se requieren obras importantes de captación de aguas de escorrentía, ubicadas aguas arriba de los depósitos y de recolección de aguas superficiales provenientes de las lluvias con el fin de evitar erosión interna y externa de los depósitos.
Es posible efectuar rehabilitaciones progresivas y su comportamiento posterior a la clausura es mejor comparado con los métodos convencionales.	Estos depósitos no permiten el almacenamiento de agua, impidiendo contar con agua almacenada para los meses de estiaje.
Mayor densidad de los residuos colocados, en comparación con los residuos depositados convencionalmente.	En algunos materiales la oxidación de sulfuros en los relaves puede producir pequeños volúmenes con altas concentraciones de flujo de agua contaminada.
Provee mejor acceso de los equipos mecánicos para proporcionar extender y compactar.	La generación de polvo es un problema común en climas áridos y puede ocurrir con relativa rapidez, debido al bajo contenido de agua del material colocado.
En climas fríos, los problemas de congelamiento son menores.	El material seco en un entorno de alta precipitación, puede ocasionar problemas para el transporte y compactación de nuevo material.
Se minimiza la contaminación de aguas subterráneas por flujo de agua.	
Los relaves filtrados permiten una mejor recuperación de metales disueltos y productos químicos del proceso.	
Mejor comportamiento en zonas de alta sismicidad.	

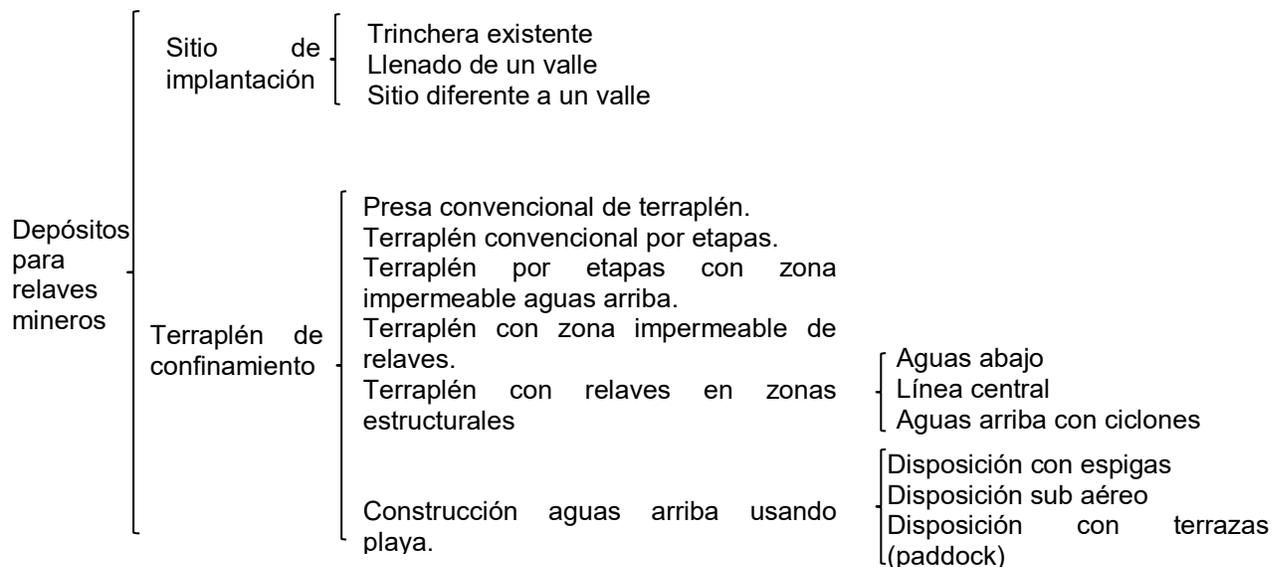
1.8. Tipos de depósitos de jales, por procedimiento constructivo

Las presas de relave pueden ser obras de ingeniería muy importantes, incluso algunas de ellas se ubican entre las más grandes del mundo, pudiendo llegar a alturas que sobrepasan los 150m, volúmenes de almacenamiento superiores a los $50 \times 10^6 \text{ m}^3$ y ocupar áreas hasta de 100 km^2 (ICOLD, 1996). En la actualidad, los relaves mineros se almacenan generalmente en grandes volúmenes, confinados por un terraplén que puede ser construido con materiales permeables de preferencia o impermeables empleando los mismos relaves, material no aprovechable de la mina, suelo o enrocado del sitio.

La selección del sitio de disposición final se efectúa considerando los siguientes factores (ICOLD, 1996):

- Proximidad a la planta de aprovechamiento.
- Volumen del sitio de almacenamiento.
- Topografía de la zona, donde se implantará el depósito y estructuras anexas.
- Existencia de cursos naturales de agua (superficial y subterránea)
- Cota respecto a la planta de aprovechamiento.
- Condiciones para la cimentación del depósito.
- Existencia de yacimiento de minerales.
- Presencia humana en los alrededores
- Impacto visual
- Sensibilidad ambiental (flora y fauna)
- Hidrogeología
- Condiciones de erosión (viento, lluvias, etc)

Clasificación de los tipos de almacenamiento de relaves mineros (ICOLD, 1996):



1.8.1. *Método constructivo “aguas abajo”*.- Posee el mejor récord histórico para la estabilidad y se utiliza comúnmente como terraplén para almacenamiento de agua, para lo cual deberá contar con filtros adecuados y drenes de control. El material grueso es descargado sobre la corona del bordo iniciador y aguas abajo formando el relleno; por otro lado la fracción fina con alto contenido de agua es arrojada aguas arriba para formar el estanque.

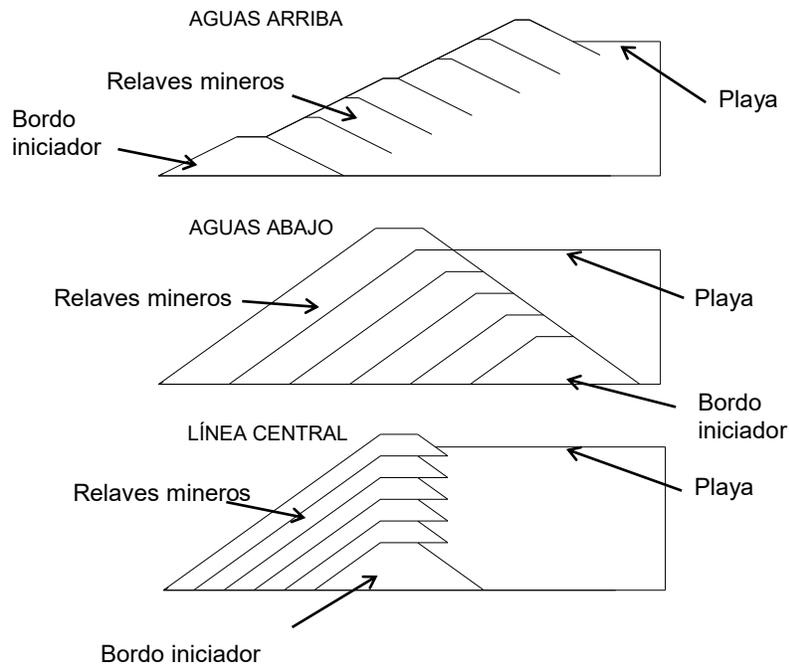


Figura1.10.-Tipos comunes de presas de relaves

1.8.2. *Método constructivo "línea central"*.- Esencialmente mantiene una corona vertical por encima de la corona del terraplén de arranque o bordo iniciador; la disposición de relaves de lodos en el embalse estabiliza el talud aguas arriba de la corona y la sección aguas abajo se construye con tierra, enrocado o arena cicloneada.

1.8.3. *Método constructivo "aguas arriba"*.- Consiste en la disposición del material grueso sobre la corona del bordo iniciador formando bermas; la fracción fina con alto contenido de agua es conducida aguas arriba para formar el estanque; este método fue el más empleado por la industria minera en el siglo XX y en menor frecuencia en el siglo XXI debido a los problemas de inestabilidad comparados con los otros tipos de depósitos. Esta metodología es la más económica; sin embargo, estudios a nivel mundial de fallas de este tipo de presas indican que son susceptibles a licuación ante sismos, desbordamiento y, además, un llenado rápido de los depósitos de relaves puede incrementar el potencial de fallas por licuación estática (Martin and McRoberts 1999).

CAPÍTULO 2

2 CONCEPTOS BÁSICOS DE SUELOS NO SATURADOS Y COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ARENAS Y RELAVES MINEROS

2.1 Comportamiento no saturado de los suelos

La mecánica de suelos se desenvuelve entre una gran variedad de suelos, con propiedades mecánicas y físicas muy amplias. En la naturaleza podemos encontrar numerosos materiales en estado saturado o no, con agua o cualquier otro fluido dentro de sus vacíos; es decir, pueden presentar más de dos fases (sólida-líquida-gas), dificultándose su análisis si son aplicadas las teorías clásicas de la mecánica de suelos de los materiales saturados.

La diferencia entre suelo saturado y no saturado radica en que los primeros poseen dos fases (líquida y sólida), mientras que el segundo posee más de tres fases, que son sólida, líquida (comúnmente agua) y gas (comúnmente aire); por otro lado, la presión de poro de agua es negativa relativa a la presión de poro de aire. Cualquier suelo cerca de la superficie del terreno, presenta en un relativo ambiente seco y está sujeto a la acción de la presión de poro de agua negativa y posible desaturación. Los procesos de excavación, remoldeo y recompactación de un suelo también pueden ocasionar la presencia de suelos no saturados.

En los suelos no saturados es importante reconocer la existencia de una cuarta fase, nombrada como interfaz aire-agua o superficie contráctil (Fredlund y Morgenstern, 1977). En este tipo de análisis se considera que la influencia de las presiones de poro de aire y agua, empiezan a diferir significativamente, con los resultados que los principios y conceptos de las teorías clásicas de los suelos saturados.

2.1.1 Fases de un suelo no saturado

Cuando la fase de aire es continua en el suelo, la superficie contráctil interactúa con las partículas de suelo y ocasiona una influencia en el comportamiento mecánica del suelo. Un elemento de suelo no saturado idealizado con una fase de aire continua se muestra en la figura 2.11; por otro lado, cuando la fase de aire consiste en una burbuja de aire obstruida, el fluido se convierte en compresible.

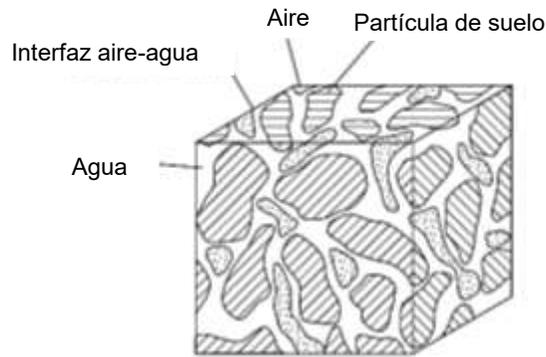


Figura 2.11.- Elemento de suelo no saturado con una fase de aire continua (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La masa y volumen de cada una de las fases puede ser esquemáticamente representada por un diagrama de fase. La figura 2.12(a) muestra un diagrama riguroso de cuatro fases de un suelo saturado, el espesor de la superficie contráctil es del orden de unas cuantas moléculas de espesor y su división física es innecesaria, puesto que se la puede considerar como parte de la fase de agua sin un error significativo (Fredlund y Rahardjo, 1993), como se puede observar en la figura 2.12(b).

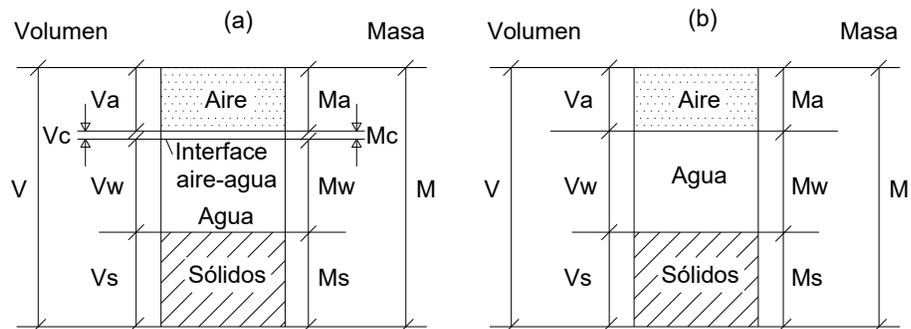


Figura 2.12.- Diagrama de fases para un suelo no saturado, (a) riguroso y (b) simplificado (Fredlund y Rahardjo, 1993).

2.1.2 Estado de esfuerzo en suelos no saturados

Clásicamente el concepto de esfuerzo efectivo ha sido estudiado y aceptado para la práctica de la ingeniería en suelos saturados. Numerosos intentos se han efectuado con el fin de poder desarrollar un concepto similar aplicable para los suelos no saturados.

La variable para el estado de esfuerzos en un suelo saturado ha sido llamada como esfuerzo efectivo y comúnmente es expresada como la ecuación:

$$\sigma' = \sigma - \mu_w \quad (2.1)$$

Donde, σ' es el esfuerzo normal efectivo, σ el esfuerzo normal total y μ_w la presión de poro del agua.

Es evidente que para conocer el comportamiento mecánico de los suelos saturados, únicamente se requiere conocer una variable ($\sigma - \mu_w$). El concepto de esfuerzo efectivo forma la base fundamental para el estudio de la mecánica de suelos saturados. Todos los aspectos mecánicos de los suelos saturados son gobernados por el esfuerzo efectivo (Fredlund y Rahardjo, 1993), los cambios volumétricos y de esfuerzo cortante son controlados por los cambios en éste. En otras palabras, un cambio en el esfuerzo efectivo podrá alterar el estado de equilibrio de un suelo saturado.

Numerosos intentos se han efectuado con el transcurrir del tiempo con el fin de poder extender el concepto de esfuerzos efectivos a los suelos no saturados. La tabla 2.6 contiene un resumen de las ecuaciones propuesta por diversos investigadores para suelos no saturados. De todas ellas la ecuación de Bishop (1960) ha mostrado ser la más sencilla y la que proporciona resultados más promisorios, esta ecuación establece que el esfuerzo efectivo en los suelos no saturados es el resultado de la adición del esfuerzo neto ($\sigma - \mu_a$) con el esfuerzo que ejerce la succión mátrica ($\mu_a - \mu_w$) sobre las partículas sólidas. Este último esfuerzo es igual al producto de la succión por un parámetro χ el cual depende principalmente del grado de saturación del material, variando entre cero (condición seca) y uno (condición saturada).

Tabla 2.6.- Algunas ecuaciones propuestas para el esfuerzo efectivo en suelos no saturados (Fredlund, 1977)

Expresión	Nomenclatura	Autor
$\sigma' = \sigma - \mu_a + \chi(\mu_a - \mu_w)$	μ_a = Presión de aire χ = Parámetro relacionado con el grado de saturación	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta' \mu_w$	β' = Factor de tenencia o unión, el cual mide el número de elementos bajo tensión efectiva en contribución del esfuerzo del suelo.	Croney, Coleman y Black (1958)
$\sigma = \sigma_0 a_m + \mu_a a_a + \mu_w a_w + R - A$	a_a = Fracción del área total en contacto aire-aire σ_0 = Esfuerzo interparticular de los minerales a_m = Área de contacto del mineral a_w = Área de contacto de la fase líquida R = Presión de poro de agua repulsiva debido a química. A = Presión de poro de agua atractiva debido a química.	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \psi p''$	ψ = Parámetro con valores de 0 a 1 p'' = Presión de poro deficiente	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	β = Factor estadístico para una misma área de contacto, medida experimentalmente para cada caso.	Jennings (1960)
$\sigma' = \sigma - \mu_a + \chi_m(h_m + \mu_a) + \chi_s(h_s + \mu_a)$	χ_m = Parámetro de esfuerzo efectivo para succión mátrica h_m = Succión mátrica h_s = Succión del soluto χ_s = Parámetro de esfuerzo efectivo para succión del soluto	Richards (1966)

En 1977, Fredlund y Morgenstern sugirieron el uso de cualquiera de dos de tres posibles variables de esfuerzos: $(\sigma - \mu_a)$, $(\sigma - \mu_w)$ y $(\mu_a - \mu_w)$, para poder describir el comportamiento mecánico de los suelos no saturados. Las posibles combinaciones son:

- $(\sigma - \mu_a)$ y $(\mu_a - \mu_w)$,
- $(\sigma - \mu_w)$ y $(\mu_a - \mu_w)$,
- $(\sigma - \mu_a)$ y $(\sigma - \mu_w)$.

La elección más común es el empleo del esfuerzo neto $(\sigma - \mu_a)$ y la succión mátrica $(\mu_a - \mu_w)$ como dos variables independientes del estado de esfuerzos. Sin embargo, Houlsby, G. (1997), reportó la explicación y justificación teórica más convincente de la necesidad del empleo de dos variables en el estado de esfuerzos para describir el comportamiento de los suelos no saturados, basados en un análisis termodinámico, puesto que la energía se disipa dentro de un medio multifásico. Para lo cual proponen una expresión en la que la disipación de energía en este tipo de material ocurre por flujo de aire y agua, por compresión de la fase gaseosa, cambio del grado de saturación y por la deformación del esqueleto sólido. También mencionó que los suelos no saturados no pueden ser descritos simplemente adoptando el enfoque original de Bishop, asumiendo que $\chi \approx$ Grado de saturación, puesto que el comportamiento mecánico del suelo se encuentra gobernado por la succión únicamente.

2.1.3 *Envolvente de falla Mohr-Coulomb para suelos no saturados*

La envolvente de falla para un suelo saturado es obtenida con el dibujo de una serie de circunferencias de Mohr correspondiente a un gráfico en dos dimensiones. La línea tangente a estas circunferencias es denominada envolvente de falla. En término de esfuerzos efectivos la ecuación es la siguiente:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu_w) \tan \phi' \quad (2.1)$$

Donde, τ es el esfuerzo cortante en el plano de falla, c' es la cohesión efectiva, intercepción de la envolvente de falla con el eje de los esfuerzos cortantes, en donde el esfuerzo normal en la falla es igual a cero, $\sigma - \mu_w$ es el esfuerzo efectivo normal en el plano de falla, σ es el esfuerzo total normal en el plano de falla, μ_w es la presión de poro de agua en la falla y ϕ' el ángulo de fricción interna efectivo. La ecuación 2.1 define una línea recta que es relacionada con la envolvente de falla. Esta envolvente representa la posible combinación de esfuerzo cortante y esfuerzo efectivo normal en el

plano de falla, la pendiente de la línea representa el ángulo de fricción interna efectivo y su intersección con la ordenada representa la denominada cohesión efectiva.

La ecuación del esfuerzo cortante para suelos no saturados puede formularse siguiendo el enfoque del estado de esfuerzos independientes (Fredlund y Morgenstern, 1977) empleando el esfuerzo normal neto ($\sigma - \mu_a$) y succión mátrica ($\mu_a - \mu_w$), que han demostrado ser la combinación más ventajosa en la práctica. Usando estas variables, la ecuación es la siguiente:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b \quad (2.2)$$

Donde, c' es la cohesión efectiva, intercepción de la envolvente de falla con el eje de los esfuerzos cortantes, en que el esfuerzo normal neto y la succión mátrica en la falla son iguales a cero; $(\sigma - \mu_a)$ es el esfuerzo neto total en el plano de falla, μ_a presión de poro de aire en el plano de falla, ϕ' es el ángulo de fricción interna asociado con la variable de esfuerzo neto, $(\mu_a - \mu_w)$ es la succión mátrica en el plano de falla y ϕ^b es el ángulo que indica la tasa de incremento del esfuerzo cortante relativo a la succión mátrica.

Para los suelos no saturados, las circunferencias de Mohr corresponden a condiciones de falla dibujadas en tres dimensiones, como se muestra en la figura 2.13. Esta representación muestra al esfuerzo cortante y las dos variables del estado de esfuerzos que son el esfuerzo normal neto y la succión mátrica, en cada eje. El plano frontal representa las condiciones saturadas, donde la succión mátrica es igual a cero.

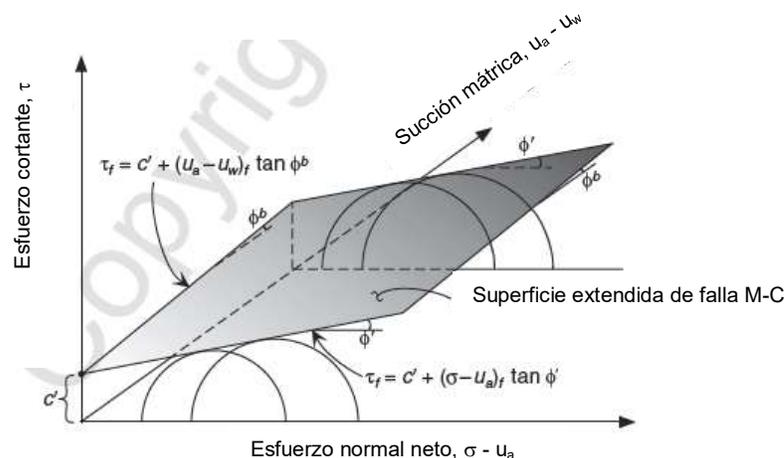


Figura 2.13.- Envolvente de falla Mohr-Coulomb para suelos no saturados (Lu, N., 2004)

El comportamiento mecánico de los suelos no saturados es afectado de una manera distinta por los cambios en el esfuerzo normal neto que por cambios en la succión mátrica. El incremento en la

resistencia al esfuerzo cortante se debe a un incremento en el esfuerzo normal neto, caracterizado por el ángulo de fricción ϕ' . Por otro lado, un incremento en la resistencia del esfuerzo cortante causado por un incremento en la succión mátrica, es representado por el ángulo ϕ^b .

2.1.4 Relación entre la curva característica de retención de agua y la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados

Muchos cambios fundamentales ocurren en la transición desde un estado saturado a uno no saturado en los suelos; no solo las fuerzas físico-químicas cambian drásticamente cuando el agua se pierde del sistema, sino que aparecen otras fuerzas locales como son la presión de poro de aire, la fuerza capilar de tensión entre sólidos y una fuerza local hidrostática debida a la presión de poro negativa. La figura 2.14 muestra la evolución de la magnitud de las fuerzas entre partículas, en el proceso de secado del suelo, como función del grado de saturación.

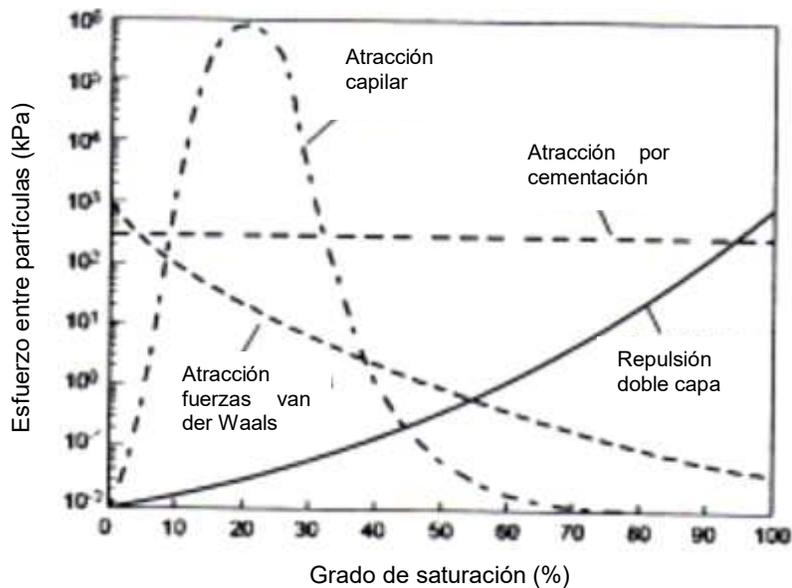


Figura 2.14.- Comportamiento teórico y magnitud de los esfuerzos entre partículas como función del grado de saturación (Lu, N. y Likos, W., 2006)

Lu, N. y Likos, W. (2006) efectuaron un análisis de la magnitud de cada una de estas fuerzas entre partículas durante el proceso de secado. La atracción capilar es función del tamaño de las partículas, grado de saturación, tipo de suelo, arreglo y forma de las partículas así como de la dirección del cambio de contenido de agua (seco-saturado ó saturado-seco). Como se indica en la figura 2.14 estos esfuerzos presentan un valor pico como función del grado de saturación, ocurriendo éste en valores bajos de contenido de agua. El esfuerzo capilar es cero cuando el material se encuentra completamente seco, incrementándose hasta un máximo conforme el agua

es absorbida en forma de películas finas y luego como meniscos capilares; en la última etapa decrece a cero cuando el sistema se aproxima a la saturación.

La curva de retención de agua característica define la relación entre la succión del suelo ($u_a - u_w$) y el grado de saturación (S_r), el contenido gravimétrico de agua (w), o el contenido volumétrico de agua (θ), conforme se indica en la figura 2.15.

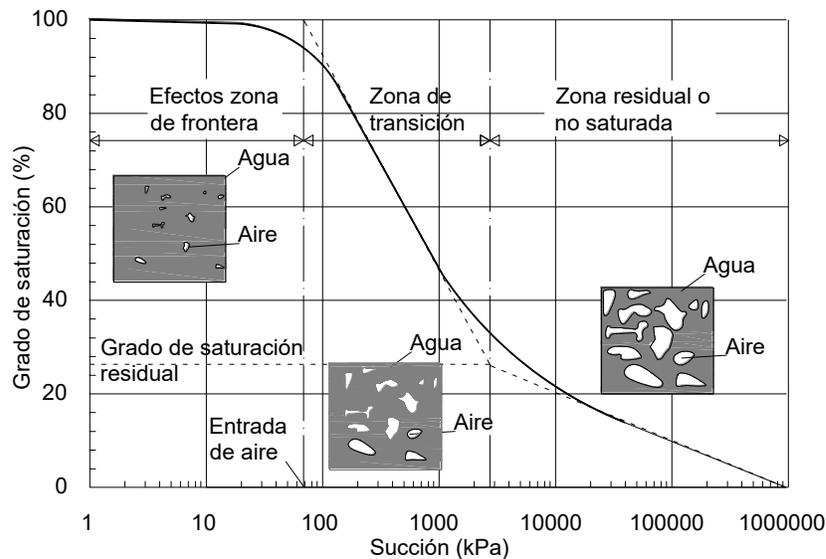


Figura 2.15.- Curva de retención de agua característica típica, mostrando las zonas de desaturación (Vanapalli, S & Fredlund, D., 2000)

Esta curva provee una herramienta conceptual e interpretativa para entender el comportamiento de un suelo no saturado. Cuando el suelo se somete a un proceso de secado desde un estado saturado, la distribución de las fases de sólidos, agua y aire cambia, así también cambia el estado de esfuerzos. El valor de entrada de aire del suelo, es la succión mátrica donde el aire inicia a ingresar a los poros del suelo. El grado de saturación residual, se presenta una gran succión es necesaria para remover el agua adicional del suelo, gráficamente es la ordenada en la que las dos líneas de la curva se intersectan. La succión total correspondiente cuando el suelo se seca, aparentemente corresponde a un mismo valor para todos los suelos. La forma de esta gráfica principalmente dependerá de la plasticidad y la historia de esfuerzos del suelo (Fredlund, D. y Xing, A., 1994).

2.1.5 Condición no saturada en depósito de relaves mineros.

Debido al proceso mismo de extracción del mineral valioso, los depósitos mineros tienden a ser relativamente finos; por ello, generalmente su permeabilidad es baja y el comportamiento no

saturado juega un papel importante en su desempeño mecánico. Los terraplenes de contención se encuentran influenciados por acciones externas resultantes de su operación, interacción con la atmósfera y el material de cimentación. La figura 2.16, resume los factores y fenómenos que ocurren durante la operación de un almacenamiento de relave (presa convencional) depositado en forma de lodos con alguno de los métodos descritos; se observa una zona saturada que se encuentra bajo la línea superior de corriente y otra no saturada sobre ella. Generalmente los relaves son depositados en condiciones muy sueltas y se inicia un proceso de consolidación cuando se incrementa la sobrecarga ocasionada por nuevos material depositado, disminuyendo los vacíos entre partículas, incrementado la resistencia mecánica de los estratos inferiores y disminuyendo su permeabilidad, conforme transcurre el tiempo. En la zona no saturada los efectos de los esfuerzos capilares juegan un factor muy importante en el contacto entre partículas, tendiendo a incrementar la resistencia del material y reducir su compresibilidad; a veces, estas propiedades pueden ser rápidamente disminuidas si el material nuevamente se satura.

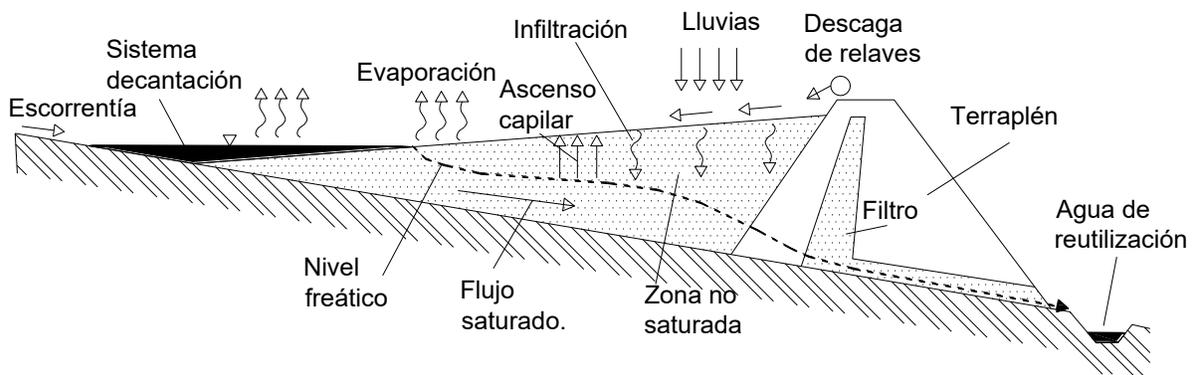


Figura 2.16.- Esquema de un depósito para relaves mineros (presa convencional), indicando los factores y fenómenos que los afecta (modificado de Zandarín, M., *et al.* 2009)

2.2 Comportamiento dinámico de los suelos

2.2.1 Medida de las propiedades dinámicas de los suelos.

La medida de las propiedades dinámicas de los suelos es una tarea crítica en la solución de problemas relacionados con acciones sísmicas. En la actualidad existen una variedad de técnicas de campo y laboratorio, cada una con sus ventajas y limitaciones orientadas a la determinación de las propiedades mecánicas a baja deformación y otras orientadas a grandes deformaciones; la selección de la técnica adecuada requiere primeramente el entendimiento del problema a tratar.

Basado en la variación típica del módulo de corte con la distorsión angular, se definen tres intervalos de deformación: (a) muy pequeñas, (b) pequeñas y (c) grandes. Las muy pequeñas corresponden deformaciones menores que el límite de las elásticas, aproximadamente entre 10^{-4} y $10^{-3}\%$, dependiendo del índice de plasticidad para los suelos plásticos y del confinamiento para los

suelos no plásticos (Sawang Suriya, A., 2012). Dentro de este intervalo el módulo cortante es independiente de la amplitud de deformación, aproximándose siempre a un valor máximo. El intervalo de deformaciones pequeñas comienza en el límite del intervalo elástico hasta el 1% de deformación, donde el módulo cortante es altamente no lineal y dependiente de la deformación. Para grandes deformaciones, los suelos se aproximan a la falla y el módulo cortante sufre un decremento substancial. La variación del módulo cortante y de otras propiedades de los suelos con respecto al nivel de deformación para diferentes aplicaciones dentro de la geotecnia se presenta en la figura 2.17 y tabla 2.7.

Tabla 2.7.- Variación del módulo cortante a diferentes niveles de deformación y sus pruebas de laboratorio (Sawang Suriya, A., 2012)

Fenómeno		Vibraciones, propagación de ondas	Fracturamiento, asentamientos diferenciales	Deslizamiento, compactación, licuación
Comportamiento del suelo		Elástico	Elasto-plástico	Falla
Propiedades del suelo		Módulo cortante, relación de Poisson, amortiguamiento		Ángulo de fricción interno, cohesión
Efectos ante cargas repetidas			←-----→	
Efectos con la frecuencia de cargas			←-----→	
Medidas en sitio	Método de ondas sísmicas	←-----→		
	Pruebas vibratorias	←-----→		
	Cargas repetidas	←-----→		
Pruebas de laboratorio	Pruebas de propagación de ondas	←-----→		
	Columna resonante	←-----→		
	Cargas repetidas	←-----→		

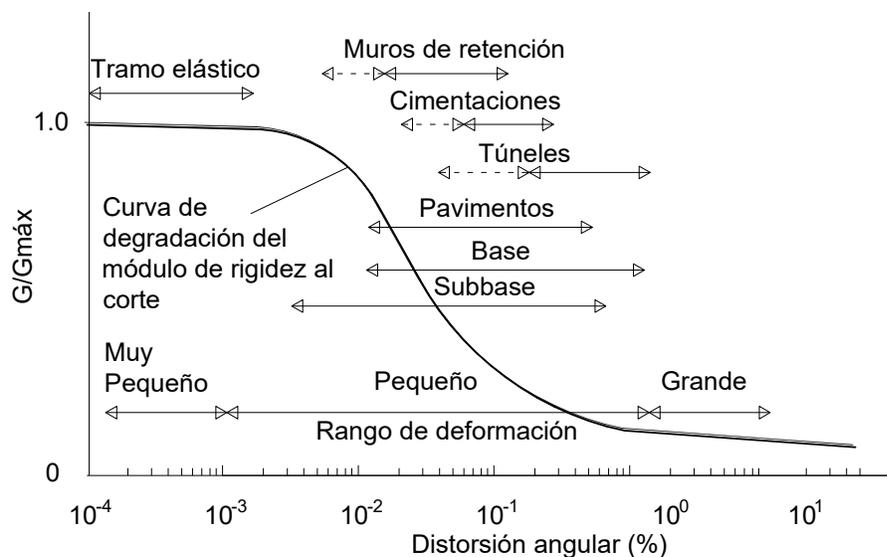


Figura 2.17.- Variación del módulo cortante a diferentes niveles de deformación, para diferentes aplicaciones geotécnicas (Sawang Suriya, A., 2012)

Las propiedades de los suelos que influyen en la propagación de ondas y otros fenómenos de baja deformación incluyen rigidez, amortiguamiento, relación de Poisson y densidad (Kramer, 1996); de todas ellas, la rigidez y el amortiguamiento son las más importantes.

En la tabla 2.8 se muestran los métodos más importantes empleados en la actualidad para conocer las propiedades dinámicas de los suelos.

Tabla 2.8 Métodos para la determinación de los parámetros dinámicos de los suelos (modificado de Sawangsurriya, A., 2012; Woods, R., 1994 y Kramer, 1996)

Tipo de prueba	Principios de la prueba	Referencias
Pruebas de laboratorio		
Columna resonante (P)	Este ensaye consiste en someter una probeta cilíndrica de suelo a un estado de vibración forzada longitudinal o torsional. Al variar la frecuencia de excitación se determina su frecuencia de resonancia. El módulo correspondiente se calcula con los datos de la frecuencia de resonancia, f_n , la geometría del espécimen y las características del equipo, empleando teorías elásticas.	Hardin y Richart, (1963), Hardin y Music (1965), Drnevich (1967)
Triaxial cíclico (G)	Transmite esfuerzos desviadores dinámicos de frecuencia y amplitud regulable. Empleando la teoría elástica se calculan los esfuerzos cortantes y distorsiones angulares actuantes en un ángulo de 45°.	Seed y Lee (1966), Chan (1981), Li (1988)
Corte simple cíclico (G)	La probeta es restringida contra expansión lateral y se le aplica un esfuerzo cortante horizontal en un extremo.	Peacock (1966), Seiken (1977), Finn y Vaid (1977)
Elementos bender (P)	La velocidad de onda de corte se determina por la relación entre el tiempo de viaje de las ondas de corte y la distancia de punta a punta de los elementos piezoeléctricos. La rigidez al cortante es calculada con la velocidad cortante y la densidad del material.	Dyvik y Madshus (1985), Thomann y Hryciw (1990), Santamarina <i>et al.</i> (2001)
Pulso ultrasónico (P)	La velocidad de la onda elástica se determina por la medición del tiempo de viaje de cualquier onda de compresión o de corte llegadas y la distancia entre transductores ultrasónicos hechos de materiales piezoeléctricos. La rigidez del material se calcula sobre la base de una teoría elástica.	Lawrence (1963), Woods (1978), Nakagawa <i>et al.</i> (1996)
Modelos con centrifugas (G)	Permite ensayar modelos a escala reducida y someterlos a condiciones hasta de 200 veces la fuerza de la gravedad, para reproducir los efectos de peso propio y relacionarlos con el prototipo a través de las leyes de similitud.	Townsend y Norris (1989), Whitman y Arulanandan (1985)
Mesas vibratorias (G)	Se ensayan modelos de escala con movimientos en uno varios o grados de libertad.	Hetter y Gudehus (1985), Lai (1989).
Pruebas de campo		
Sísmica de reflexión (P)	Se desarrolla con la producción de un impulso (usualmente de compresión) que se propaga en forma radial con una fuente de onda hemisférica y se miden los tiempos de arribo. Una porción de las ondas viaja por el estrato superficial y otra porción viaja a los estratos subyacentes, se emplea para conocer estratigrafías a gran profundidad.	Griffiths y King (1965), Ewing <i>et al.</i> (1957), Kleyn (1983)
Sísmica de refracción (P)	A diferencia del método anterior, se usan los tiempos de primeros arribos para las ondas de corte y compresión, el arreglo es lineal para la perturbación y los elementos de lectura.	Redpath (1973), US Corps of Engineers (1979)
Ondas de superficie (P)	Consiste en generar un estado establecido de ondas Rayleigh de una frecuencia conocida y medir su longitud de onda λ .	Miller y Pursey, (1955), Gazetas

		(1991), Richart <i>et al.</i> (1970).
Análisis espectral de ondas de superficie (SASW) (P)	Las ondas superficiales (Rayleigh) son variadas con la frecuencia son medidas empleando características de dispersión de ondas de superficie y el hecho de que la propagación de las ondas de superficie en la profundidad son proporcionales a sus longitudes de onda o frecuencia para determinar la rigidez de estratos subyacentes.	Nazarian y Stokoe (1987), Rix y Stokoe (1989), Mayne <i>et al.</i> (2001)
Sísmico Cross-Hole (P)	La medición de la propagación de velocidades de ondas de compresión o cortante desde un sondeo a otro adyacente en línea recta. La onda sísmica es generada por varios medios de manera que la ondas elásticas se propagan en dirección horizontal a través del material.	Stokoe y Woods (1972), Stokoe y Richart (1973), Campanella (1994).
Sísmico Down-Hole o Up-Hole (P)	Las ondas de compresión y/o corte que se propagan verticalmente en un solo pozo son monitoreadas. Se miden los tiempos de llegadas desde la perturbación hasta los receptores.	Richart (1977), Campanella (1994), Ishihara (1996),
Penetración cono sísmico (P)	Similar a la prueba Down-Hole, excepto que no se requiere de un sondeo previo, el cono es hincado en el terreno y la velocidad de onda se mide con respecto al receptor que se encuentra en el cono.	Campanella <i>et al.</i> (1986), Robertson <i>et al.</i> (1986), Baldi <i>et al.</i> (1988).
(G) Ensayos de grandes desplazamientos, (P) Ensayos de pequeños desplazamientos.		

2.2.2 Comportamiento dinámico de arenas

Los depósitos de arena en condiciones naturales tienen condiciones especiales de presión de poro, dependiendo de las condiciones locales del clima, la ubicación del nivel freático, la permeabilidad y capilaridad de los suelos, entre otros. Sin embargo, en el análisis de respuesta sísmica de una estructura terrea, es importante evaluar apropiadamente las propiedades de respuesta ante cargas cíclicas de los depósitos de suelo sobre las cuales se cimentará. Existen diferencias notorias entre el comportamiento dinámico saturado y el no saturado de las arenas, debido principalmente al efecto de capilaridad en las no saturadas. Sin embargo, será necesario entender el efecto del grado de saturación en la rigidez y amortiguamiento de las arenas.

2.2.3 Comportamiento esfuerzo-deformación

De manera general la respuesta de un suelo ante la acción de una carga sísmica no es lineal; por otro lado, su módulo de rigidez y relación de amortiguamiento depende del nivel de deformación unitaria, como se muestra en la figura 2.18. Estos ciclos se desarrollan al incrementarse la magnitud del esfuerzo aplicado y siguen un patrón definido por una curva denominada curva esqueleto. El módulo de rigidez máximo (G_{\max}), corresponde al valor del módulo de rigidez a muy pequeñas deformaciones unitarias (e.g. $\gamma \leq 10^{-6}$ mm/mm). Como se expresó anteriormente, el aumento en los esfuerzos aplicados a un elemento generan incrementos en las deformaciones y los ciclos cada vez crecen, conllevando a una disminución de los módulos secantes e incrementándose cada vez más el área de los lazos de histéresis que a su vez definen un incremento en la relación de amortiguamiento. Al depender estos parámetros de la deformación angular, el comportamiento de las arenas se representa con el módulo de rigidez máximo, así

como los módulos de deformación cortante y amortiguamiento en función de la distorsión angular (γ).

La curva esfuerzo-deformación se puede modelar empleando los módulos tangentes o secantes a cada lazo de histéresis. Para el caso de los módulos secantes se obtienen de la pendiente de la recta que une los vértices del lazo, correspondiente a un ciclo determinado.

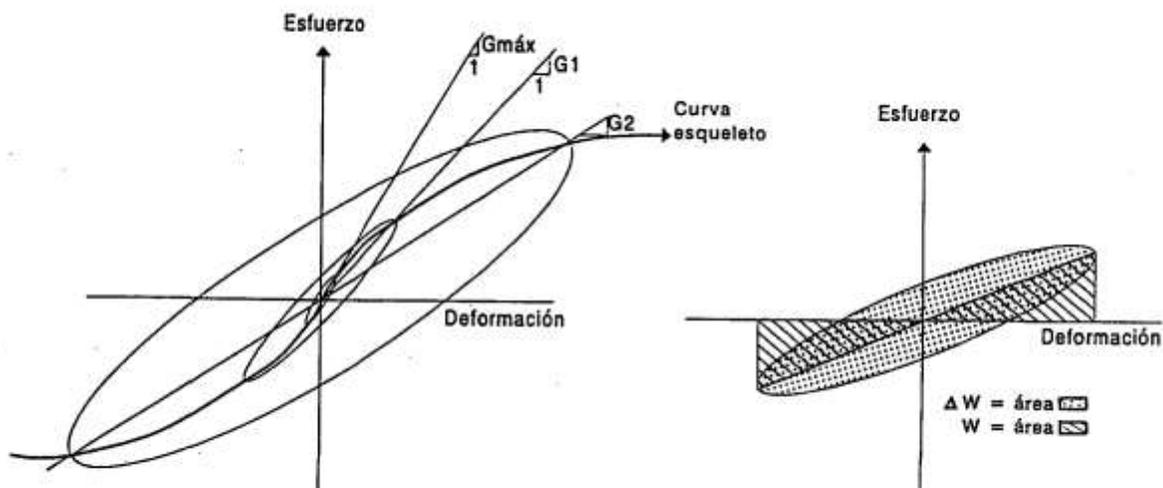


Figura 2.18.- Efecto del nivel de deformación en el módulo de corte y amortiguamiento (Romo y Ovando, 1995)

2.2.4 Módulo de rigidez y amortiguamiento

Para poder conocer cada ciclo de histéresis correspondiente a un pulso sísmico, se debe determinar el módulo de rigidez al corte y amortiguamiento de los suelos. El módulo de corte efectivo de los suelos se encuentra relacionado con la velocidad de propagación de ondas de corte en el material (V_s).

El amortiguamiento puede ser definido como una pérdida de energía dentro de un sistema cargado ocasionado por vibraciones o cargas cíclicas, usualmente disipada en forma de calor (Ashmawy, A., et al. 1995). El amortiguamiento puede ser dividido en interno y externo. El amortiguamiento interno, denota la disipación de energía interna en el material por su mecanismo microestructural, en suelos se atribuye al deslizamiento entre partículas y la fricción, el reacomodo de las partículas y la viscosidad del fluido. El amortiguamiento externo, por otro lado, indica las pérdidas de energía dentro de una estructura o como un miembro estructural. Bajo cargas sísmicas, el amortiguamiento resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales, conocido como histéresis, al deslizarse entre sí las partículas sólidas. La energía de deformación liberada durante la descarga es inferior a

la almacenada durante el ciclo de carga, a mayor desplazamiento (no en la falla), más alto será el valor del amortiguamiento, como se indica en el gráfico 2.8.

2.2.5 Relaciones módulo de rigidez y amortiguamiento contra deformación

Las condiciones locales de los suelos pueden afectar significativamente los movimientos del terreno cuando las ondas sísmicas se propagan a través del depósito. Las técnicas de respuesta de depósitos de suelo, han demostrado ser una herramienta útil para estudiar estos problemas (Romo y Ovando, 1995). La aplicación exitosa de tal procedimiento para determinar la respuesta del terreno depende esencialmente de poder contar con propiedades dinámicas representativas de cada uno de los estratos. Los aspectos más importantes de la modelación del suelo son la relación del módulo de corte y amortiguamiento con la deformación angular.

2.2.6 Factores que influyen en el comportamiento dinámico no saturado de arenas y relaves mineros.

Se han llevado a cabo muchos estudios referentes para conocer las propiedades dinámicas de las arenas, con el fin de poder evaluar el módulo de rigidez dinámico y el amortiguamiento empleando diversos tipos de equipos de laboratorio (e.g. columna resonante, corte simple cíclico, corte cíclico torsional y triaxial cíclico). Los resultados disponibles de los efectos del grado de saturación en las propiedades dinámicas de las arenas de relave aún son limitados.

Una comprensión cabal de la relación esfuerzo-deformación en suelos, puede llegar a ser muy compleja, simplemente debido a que los parámetros que afectan su comportamiento dinámico son muchos. Hardin y Drnevich (1972) efectuaron una serie de ensayos empleando tres diferentes tipos de pruebas, corte simple cíclico en muestras huecas y columna resonante con ensayos de cilindros sólidos y huecos; determinaron que existen tres categorías de importancia en los parámetros que afectan las propiedades dinámicas de todos los suelos, a saber: (a) muy importantes, (b) menos importantes y (c) relativamente sin importancia. Dentro del primer grupo se encuentran la amplitud de deformación, esfuerzo promedio efectivo principal y relación de vacíos. Las conclusiones más relevantes de esta investigación son:

- El módulo cortante decrece y el amortiguamiento incrementa, muy rápidamente con el incremento de las amplitudes de deformación, la tasa inicial alta de decremento en el módulo o incremento en el amortiguamiento se dan para un esfuerzo efectivo principal promedio bajo, alta relación de vacíos y un bajo número de ciclos de carga, tal como se puede observar en la figura 2.19.

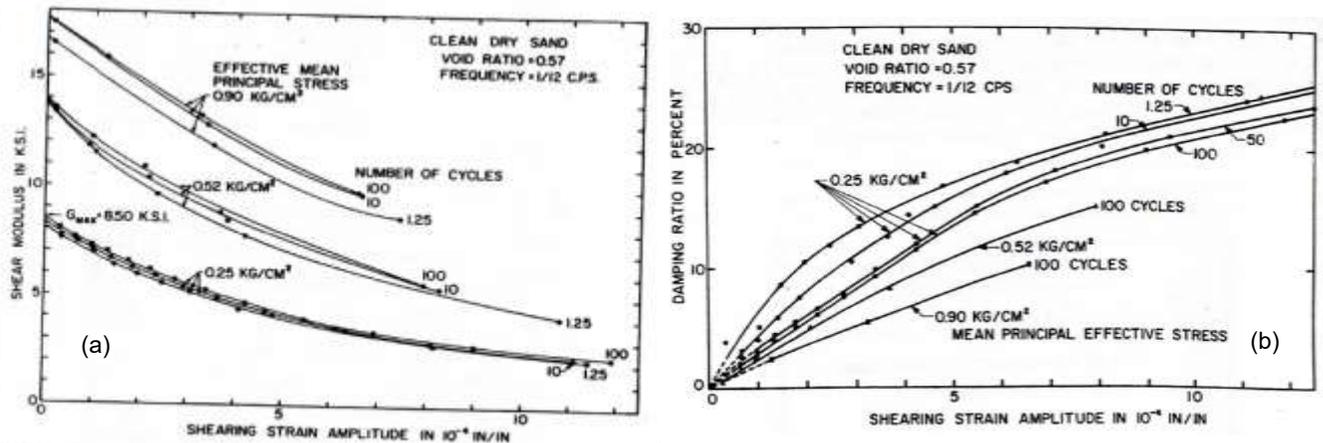


Figura 2.19.- Efectos de la amplitud de deformación, esfuerzo efectivo promedio principal y número de ciclos de carga en (a) el módulo de rigidez al cortante y (b) relación de amortiguamiento. (Hardin y Drnevich, 1972).

- El módulo cortante crece y el amortiguamiento decrece con el incremento del esfuerzo efectivo principal promedio.
- El módulo decrece, así como el amortiguamiento con el incremento de la relación de vacíos en muestras inalteradas de suelos cohesivos.
- El módulo cortante decrece para suelos cohesivos e incrementa ligeramente para suelos no cohesivos con el número de ciclos de carga.
- El efecto del grado de saturación en el módulo y amortiguamiento en suelos no cohesivos es pequeña, pero el módulo de los suelos cohesivos se incrementa rápidamente con el decremento del grado de saturación.

Empleando los equipos de columna resonante y corte torsional, Tatsuoka *et al.*(1979) efectuaron un estudio con el fin de investigar el efecto del método de preparación de probetas en el módulo cortante y amortiguamiento de probetas de arena limpia. Las probetas empleadas en la columna resonante fueron cilindros sólidos y para el corte torsional cilindros huecos. Para cada preparación de probetas, se emplearon una variedad de contenidos de agua, que en total fueron veintinueve combinaciones; por otro lado se utilizaron diferentes metodologías para la formación de probetas incluyendo compactación, humedecimiento, saturación y desaturación, todas ensayadas de manera totalmente drenada. Las probetas formadas por medios saturados fueron desaturadas antes de iniciar ensayos en la columna resonante, empleando en unos casos flujo de aire desde la parte inferior y por otro lado, succionando el agua de la muestra con el empleo de una bomba de vacío conectada al cabezal de la probeta.

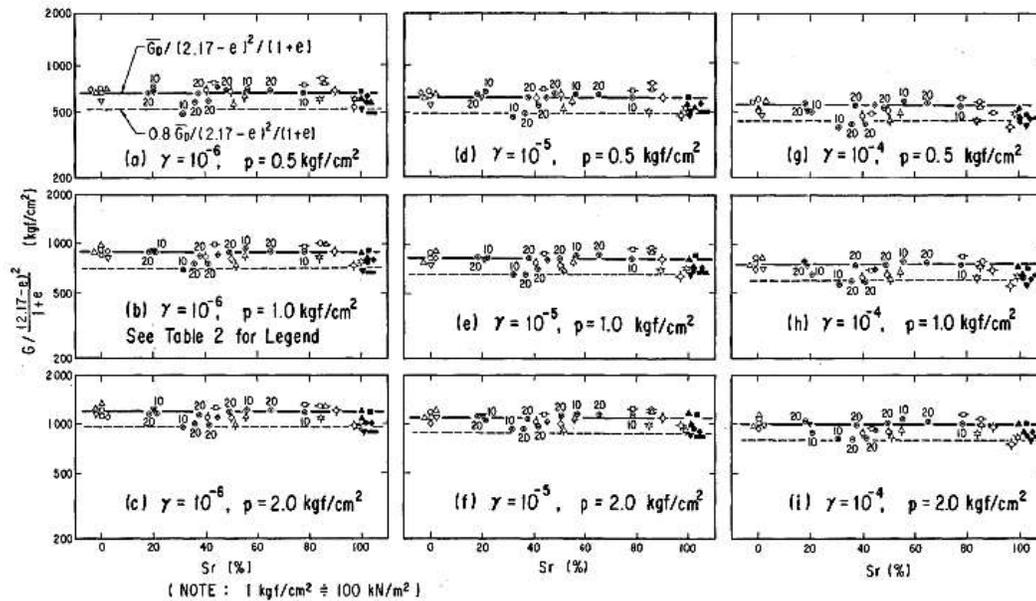


Figura 2.20.- Relación entre G y el grado de saturación de la arena de Toyoura en pruebas en la columna resonante (Tatsuoka *et al.*, 1979)

Los autores reportaron que el módulo cortante y amortiguamiento de la arena limpia y angulosa de Toyoura en la segunda carga cíclica o más, son insensibles a la influencia del método de compactación bajo condiciones drenadas, como se puede observar en la figura 2.20.

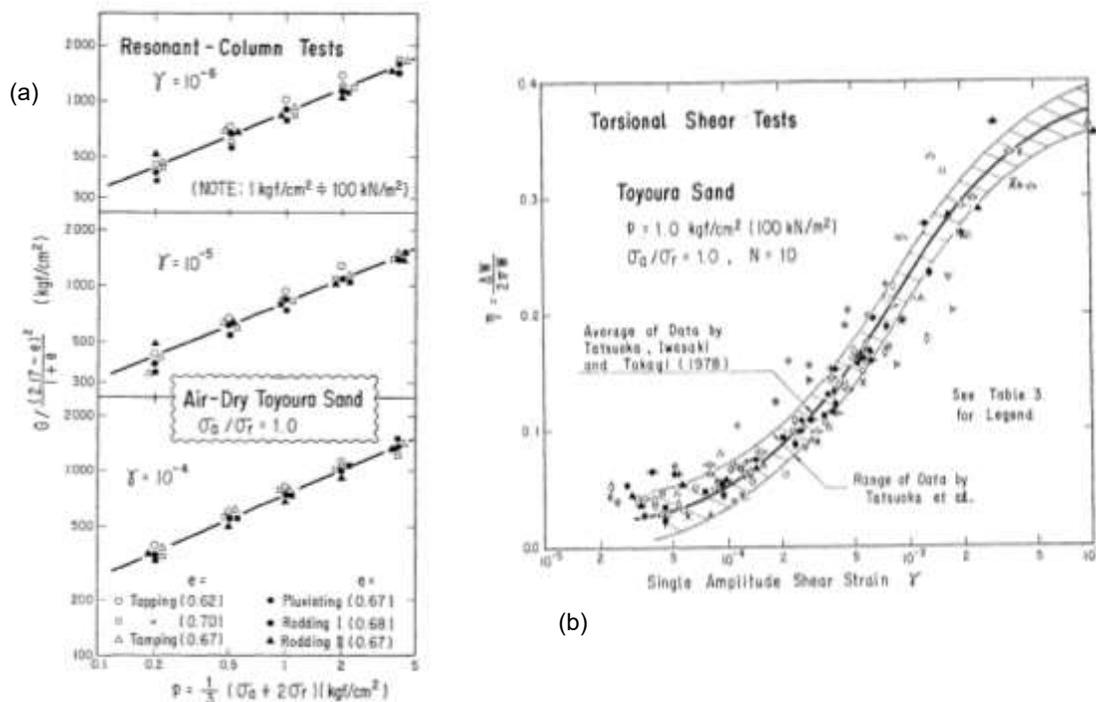


Figura 2.21.- (a) Relación entre G y p para arena de Toyoura seca, en pruebas en columna resonante. (b) Relación entre amortiguamiento y distorsión angular para el décimo ciclo de carga para Arena de Toyoura con el equipo de corte torsional (Tatsuoka *et al.*, 1979).

Basados en los resultados de corte torsional, notaron que el módulo cortante y el amortiguamiento de esta arena, no son afectados por el grado de saturación en un intervalo de amplitudes desde 5×10^{-5} a 1×10^{-2} . Además, los resultados de las pruebas de columna resonante indicaron una leve reducción del módulo cortante con el incremento del grado de saturación, cuando las amplitudes de la deformación cortante se encuentran en el intervalo de 1×10^{-6} y 1×10^{-4} , como se puede apreciar en la figura 2.21.

Wu, S. *et al.* (1985) estudiaron suelos no cohesivos de grano fino empleando un equipo de columna resonante, con el fin de conocer la influencia de los esfuerzos capilares en el módulo de rigidez al cortante a bajas amplitudes.

Esta influencia se determinó que es mayor para suelos con diámetros efectivos pequeños (D_{10}) y para bajas presiones de confinamiento. La máxima influencia de la capilaridad se desarrolla en grados de saturación entre 5% y 20% para los suelos que fueron ensayados, como se puede apreciar en la figura 2.22. Adicionalmente, desarrollaron una expresión empírica para relacionar el grado de saturación del suelo y el módulo cortante máximo.

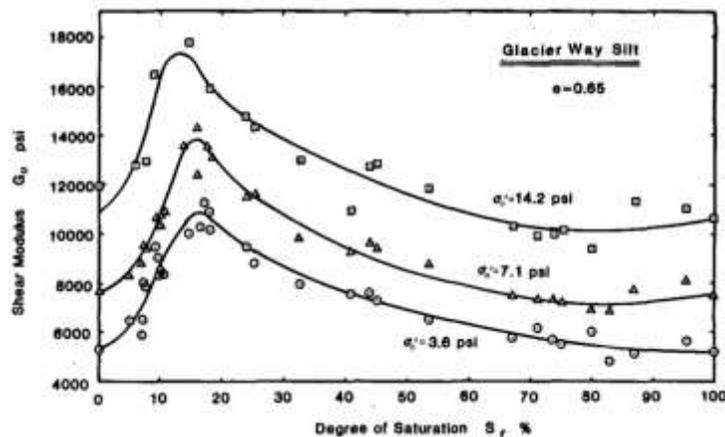


Figura 2.22.- Módulo de rigidez al cortante a baja amplitud contra grado de saturación para Glacier Way Silt (Wu, S. *et al.*, 1985)

De la misma manera, Qian *et al.* (1991) investigaron la influencia de las fuerzas capilares en suelos no saturados, empleando un equipo de columna resonante. Ensayaron arenas naturales y muestras preparadas en el laboratorio con granos de diferente redondez, desde angulares a subredondeadas. Encontrando que las fuerzas capilares incrementan significativamente el módulo cortante de las arenas no saturadas, efectos que son más notorios para suelos con baja relación de vacíos y baja presión de confinamiento, relacionando el mayor módulo cortante con un grado de

saturación óptimo que se encuentra en las relaciones de vacíos más bajas, como se puede apreciar en la figura 2.23 (a).

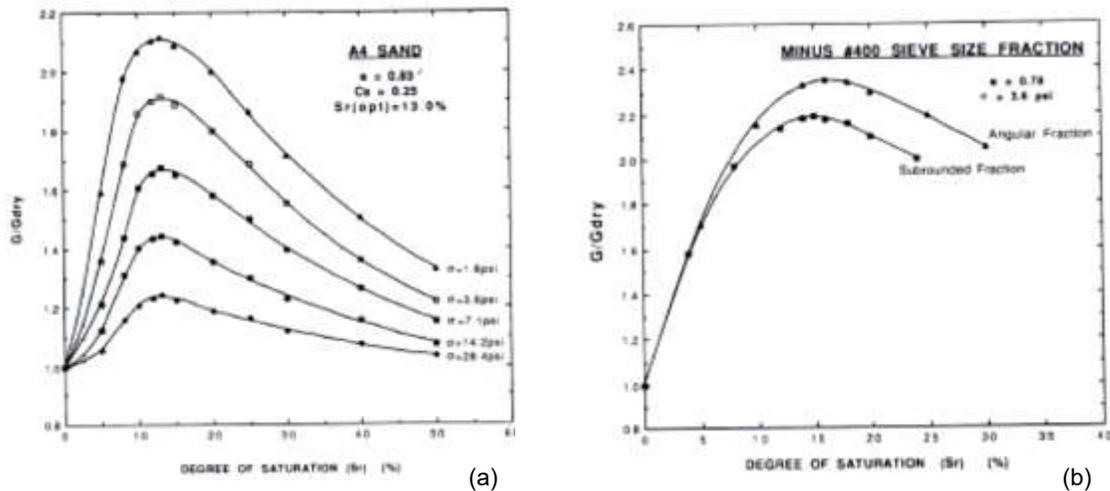


Figura 2.23.- G/G_{seco} , contra el grado de saturación, (a) para varios esfuerzos de confinamiento y (b) para diferentes formas de la fracción fina (Qian *et al.*, 1991)

Adicionalmente, este comportamiento es lineal, es decir entre el máximo módulo cortante y la relación de vacíos, esta relación no se ve afectada por la presión de confinamiento y granulometría, pues solo depende la forma de la partícula. Si la parte fina del suelo, es mayor al tamaño de una malla #400, la distribución granulométrica no afecta al grado de saturación óptimo y únicamente afecta el módulo de rigidez al cortante máximo en condiciones no saturadas. El contenido de la fracción fina menor a la malla #400 afecta al módulo de rigidez al cortante y el grado de saturación óptimo para arenas no saturadas, como se puede observar en la figura 2.23(b).

Posteriormente, Qian *et al.* (1993) complementó la investigación descrita, encontrando que el tamaño de los granos influye significativamente el módulo cortante máximo, teniendo los valores mayores para tamaños de partículas menores. Los finos con tamaños menores al tamiz 400 poseen diferentes grados de saturación óptimos, respecto de suelos con granos mayores a este tamiz. La forma de la partícula afecta el grado de saturación óptimo y el módulo cortante máximo; para partículas angulares estas propiedades son mayores que para el caso de arenas con granos subredondeados y con la misma granulometría. Estos resultados pueden ser observados en la figura 2.24.

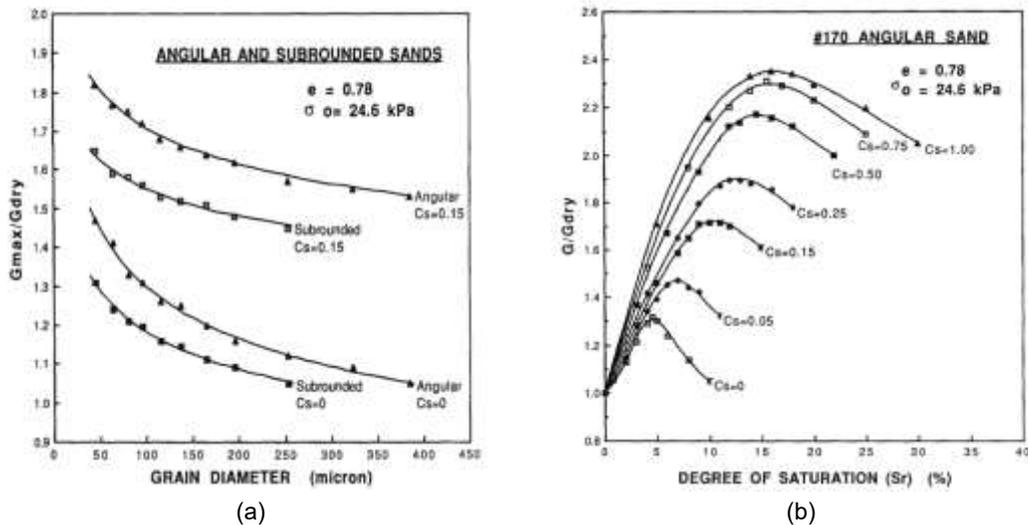


Figura 2.24.- (a) $G_{m\acute{a}x}/G_{seco}$ contra tama\~{n}o del grano para arenas angulares y subredondeadas. (b) $G_{m\acute{a}x}/G_{seco}$ contra grado de saturaci3n para arena #170 con diferentes fracciones de fino menor a malla #400 (C_s) (Qian, X., *et al.*, 1993)

Por otro lado, Hardcastle, J., *et al.* (1998) estudiaron el comportamiento de muestras no saturadas inalteradas de loess arenosas y arcillosas del este del estado de Washington, USA. Empleando un equipo de columna resonante y corte torsional dinámico, ensayaron probetas con grados de saturaci3n entre 22 y 75%, efectuando previamente ajustes en los contenidos de agua. Las pruebas arrojaron como resultados que el grado de saturaci3n tiene m\~{a}s influencia que la presi3n de confinamiento en el m3dulo cortante de los loess arcillosos, mientras que de manera contraria se encontr3 para los loess arenosos. La figura 2.25, muestra que el incremento del grado de saturaci3n produjo un decremento considerable en el m3dulo de rigidez al cortante para los loess arcillosos en la totalidad de las distorsiones angulares empleadas. El m3dulo al cortante de los loess arcillosos se present3 sensible a la duraci3n de la presi3n de confinamiento, mientras que los loess arenosos no. La degradaci3n del m3dulo cortante normalizado contra la deformaci3n para ambos suelos ensayados fue sustancialmente menor que los valores recomendados en la literatura para suelos con similar plasticidad, mostr\~{a}ndose mayores que estos valores. Por \u00faltimo, se analiz3 la diferencia del m3dulo cortante m\~{a}ximo de las probetas reconstituidas e inalteradas, observ\~{a}ndose que el de las primeras es 30% menor.

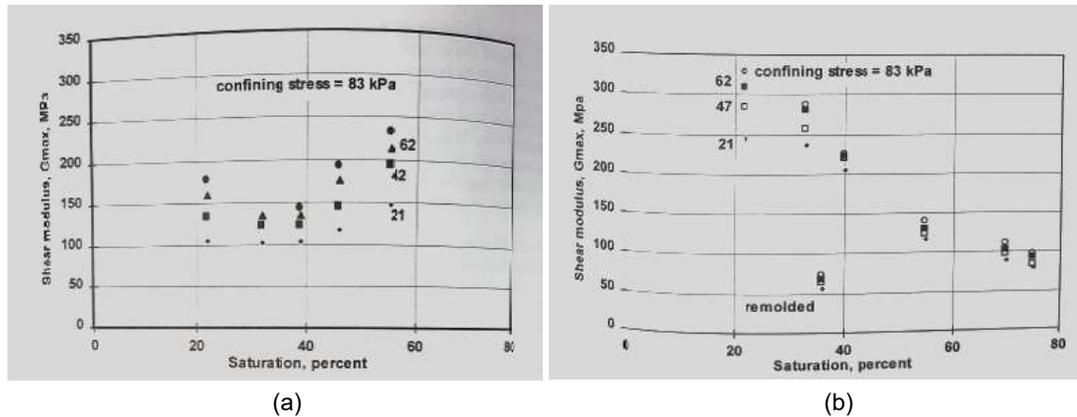


Figura 2.25.- Efectos del grado de saturación en el máximo módulo de rigidez al cortante para (a) loess arenosas y (b) loess arcillosas (Hardcastle, J., *et al.*, 1998)

Sanjay, P., *et al.* (2007) empleando un equipo triaxial cíclico estudiaron el comportamiento de arenas de Silchar (India) en condiciones saturada y no saturada, observado en la figura 2.26 que con un incremento en el grado de saturación el módulo cortante también se incrementa, llegando a un valor máximo ubicado cerca del 80% del grado de saturación. Este fenómeno se presenta por un desarrollo de micro fisuras en la probeta durante el secado, o por la reducción de los efectos capilares durante la deformación por cortante, involucrando desplazamiento y rotación de partículas.

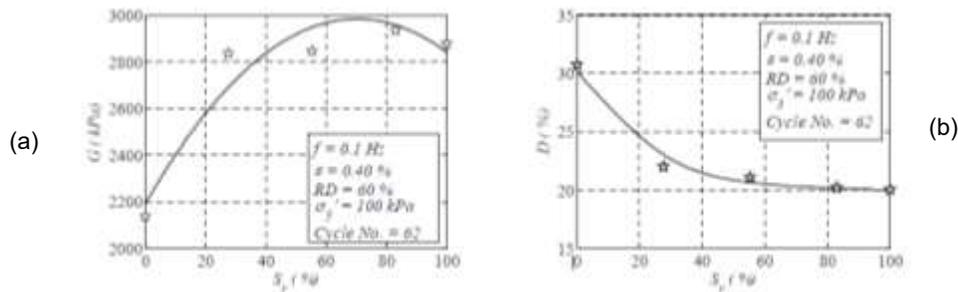


Figura 2.26.- Efectos del grado de saturación en el (a) máximo módulo de rigidez al cortante y (b) relación de amortiguamiento en arenas de Silchar (Sanjay, P., *et al.*, 2007)

Suprunenko, G., *et al.* (2015) utilizaron una cámara triaxial cíclica adaptada para para el control del grado de saturación (succión) y emplearon la técnica de traslación de ejes. En las pruebas drenadas llevadas a cabo con succión controlada, sobre probetas reconstituidas de arena fina uniformemente gradada por medio de pluviación seca se observó un incremento en la presión de poro, especialmente en intervalos de grandes deformaciones ante cargas cíclicas, debido al drenaje parcial de la presión de poro. La medida del módulo de rigidez al corte para diferentes grados de saturación fueron comparados, apreciándose que éste incrementa especialmente en intervalos medios de succión, debido a un decremento en el grado de saturación, como se muestra en la

figura 2.27. Adicionalmente se observó la reducción del módulo de rigidez al cortante ocasionado por el incremento en las deformaciones inducidas.

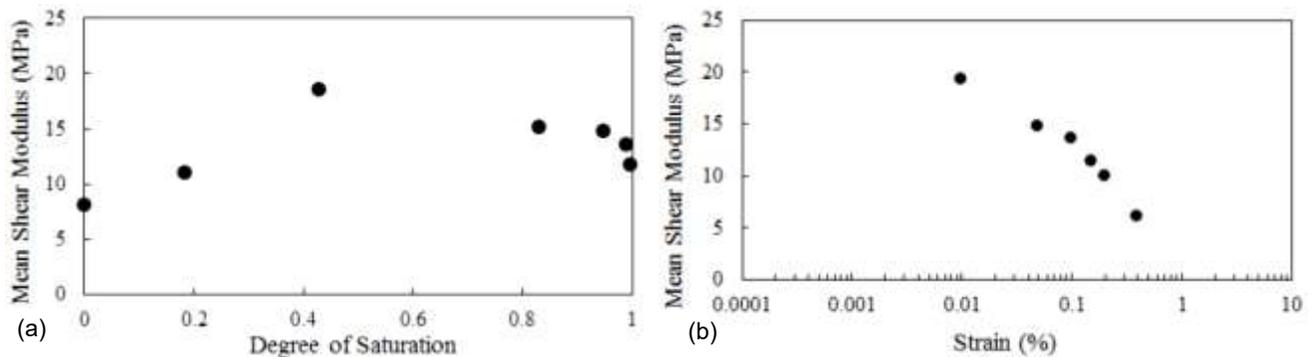


Figura 2.27.- Variación del módulo de rigidez al corte, (a) para diferentes grados de saturación bajo una deformación axial de 0.05% y (b) para diferentes deformaciones, sometidos a una succión de 3 kPa.

Jafarzadeh, F. *et al.* (2012), llevaron a cabo su investigación en probetas de arena con pruebas drenadas y no drenadas en un equipo de corte simple modificado, con el fin de investigar el efecto del grado de saturación, número de ciclos, esfuerzo de consolidación, amplitud de la deformación cortante y la densidad relativa en el módulo cortante y el amortiguamiento, durante el proceso de saturación de la probeta. Mientras la probeta se encontraba entre 25 y 75% del grado de saturación, no existieron cambios notorios en el módulo cortante, pero al acercarse al 100% de saturación, se presentaron disminuciones drásticas en el módulo cortante, conforme se puede apreciar en la figura 2.28 (b).

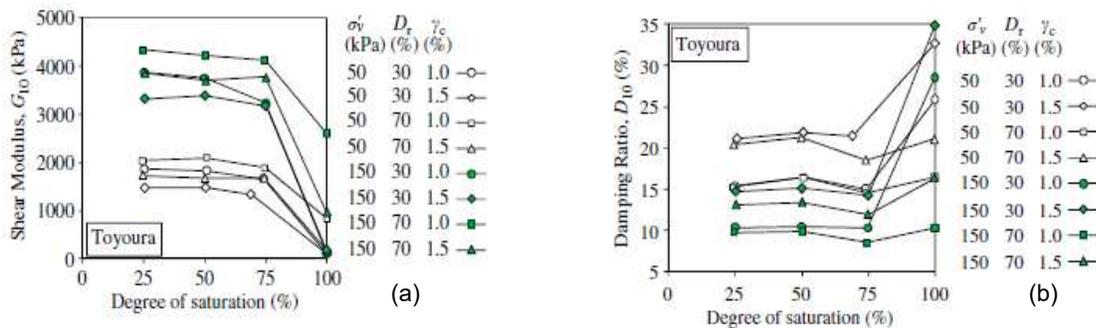


Figura 2.28.- Efectos del grado de saturación en la arena de Toyoura, (a) en el módulo de rigidez al cortante y (b) en la relación de amortiguamiento. (Jafarzadeh, F. *et al.*, 2012)

Esta tendencia de variación del módulo cortante con respecto al grado de saturación es independiente al número de ciclos. Por otro lado, el amortiguamiento de los suelos no saturados es independiente del grado de saturación en los intervalos de 25 a 75%, en las cercanías de la

saturación, el amortiguamiento de las probetas sueltas se incrementa considerablemente respecto de las probetas densas en las mismas condiciones (figura 2.28).

Posteriormente Jafarzadeh, F. *et al.* (2014) sometieron a pruebas de grandes deformaciones a arena limpia mal graduada de Babolsar en condiciones no saturadas, empleando un equipo de corte simple cíclico con diferentes succiones mátricas o grados de saturación. Los resultados indicaron que el módulo cortante se incrementa ligeramente cuando la succión varía desde cero hasta los valores de entrada del aire. Cerca del valor residual en la curva de retención del suelo, se observa un incremento significativo en el módulo cortante, por otro lado también se tiene que la rigidez dinámica es aproximadamente constante más allá del punto residual, tal como se puede apreciar en la figura 2.29.

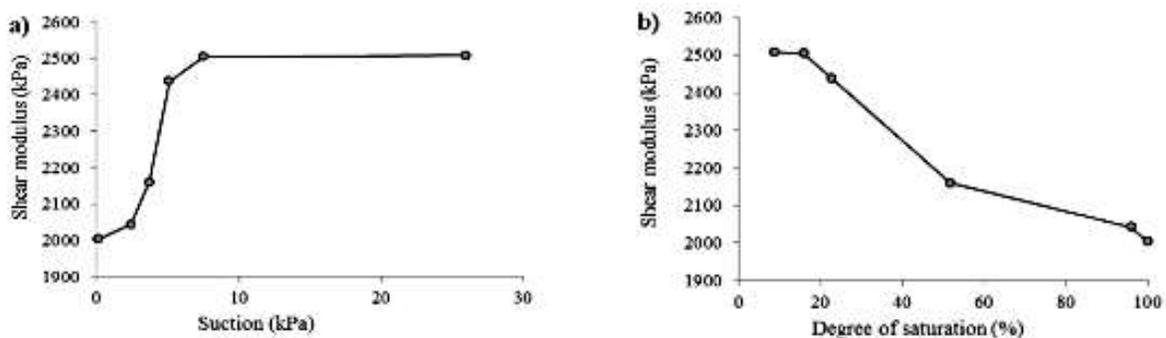


Figura 2.29.- Dependencia del módulo de rigidez al cortante para el décimo ciclo con respecto, (a) succión y (b) grado de saturación. (Jafarzadeh, F. *et al.*, 2014)

Flores, O. (1996), efectuó ensayos dinámicos utilizando un equipo de columna resonante sobre probetas saturadas y drenadas reconstituidas de relaves mineros. Se emplearon dos granulometrías diferentes una sin finos y otra con 30% de finos. Los especímenes se formaron con compacidades relativas entre 55 y 88%, con el fin de investigar las variables que influyen en su comportamiento. Los parámetros que más influyeron en la variación del módulo de rigidez al cortante fueron la presión de confinamiento y la compacidad relativa del material, tal como se puede observar en la figura 2.30.

Se pudo también observar que el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento incrementaron su valor cuando para una misma compacidad relativa se aumentó el esfuerzo de confinamiento aplicado sobre la probeta y por otro lado también ocurrió este incremento cuando se ensayaron muestras más densas (mayor densidad relativa) para un mismo esfuerzo de confinamiento.

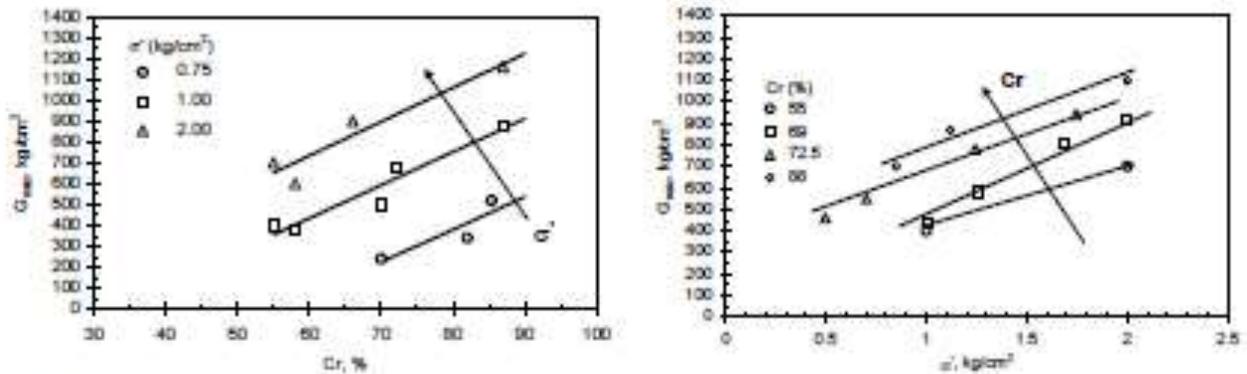


Figura 2.30.- Relación entre $G_{m\acute{a}x}$ con (a) esfuerzo de confinamiento efectivo y (b) compacidad relativa para $\gamma = 10^{-4}\%$ (Flores, O. 1996)

Rodríguez, I. (2001) empleando una columna resonante efectuó ensayos dinámicos no drenados sobre muestras de relaves mineros de la localidad de San Luis de Potosí observó que el módulo de rigidez al corte disminuye y la relación de amortiguamiento se incrementa cuando aumenta el contenido de finos en estos materiales, por otro lado que las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ se desplazan hacia abajo cuando aumenta la cantidad de finos en la muestra, conforme se muestra en la figura 2.31.

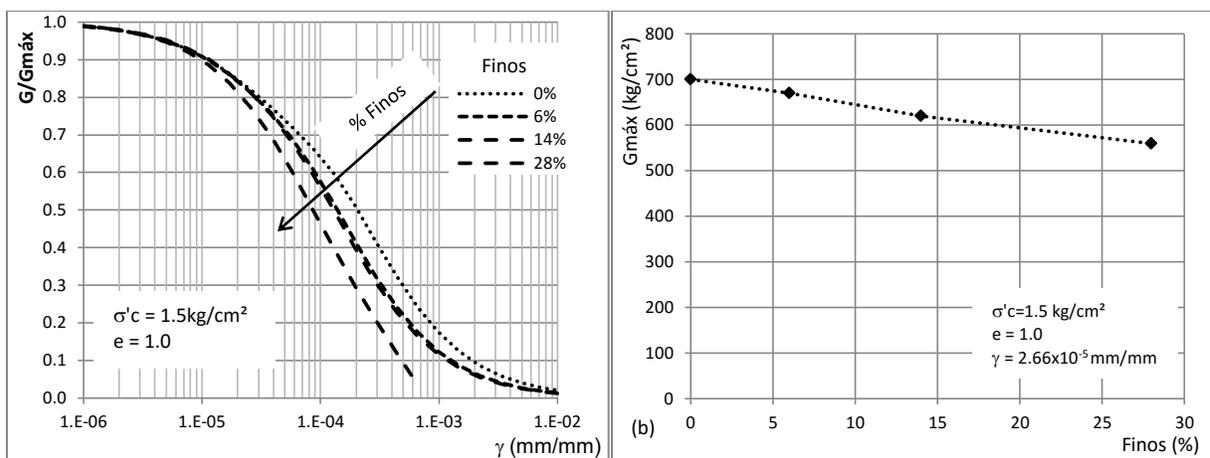


Figura 2.31.- Variación con respecto a la cantidad de finos de (a) curva $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y (b) $G_{m\acute{a}x}$ (Rodríguez, I., 2001)

2.3 Comportamiento de arenas ante cargas estáticas

2.3.1 Factores que influyen en el comportamiento estático de los materiales granulares

Pérez, N., (2008) efectuó tres tipos diferentes de pruebas sobre probetas constituidas de arenas no saturadas empleando un equipo triaxial, con el fin de desarrollar procedimientos alternativos que permitan acortar los tiempos en la ejecución de ensayos con succión controlada. El procedimiento convencional, consiste en montar la probeta en la cámara y someterla a presiones controladas de

aire y agua con el fin de poder incrementar o disminuir su grado de saturación, hasta lograr la succión requerida.

Por otro lado los procedimientos alternativos consistieron en que una vez obtenida la curva característica del material (succión – contenido de agua), es posible conocer de antemano el valor aproximado de la succión de las probetas antes de ser montadas. Para lograr este objetivo se proponen dos procedimientos, el primero es dejar la muestra ya confeccionada pierda gradualmente su contenido de agua hasta llegar al valor de succión deseado o un segundo procedimiento en el que la probeta se construye con un contenido de agua ya establecido, en función de la succión requerida.

Sus resultados muestran curvas esfuerzo-deformación y deformación-cambio volumétrico comparables entre cada tipo de metodología propuesta (Figura 2.32), observando también que para el tipo de suelo ensayado, la estructura del mismo no afectó de manera importante los resultados obtenidos.

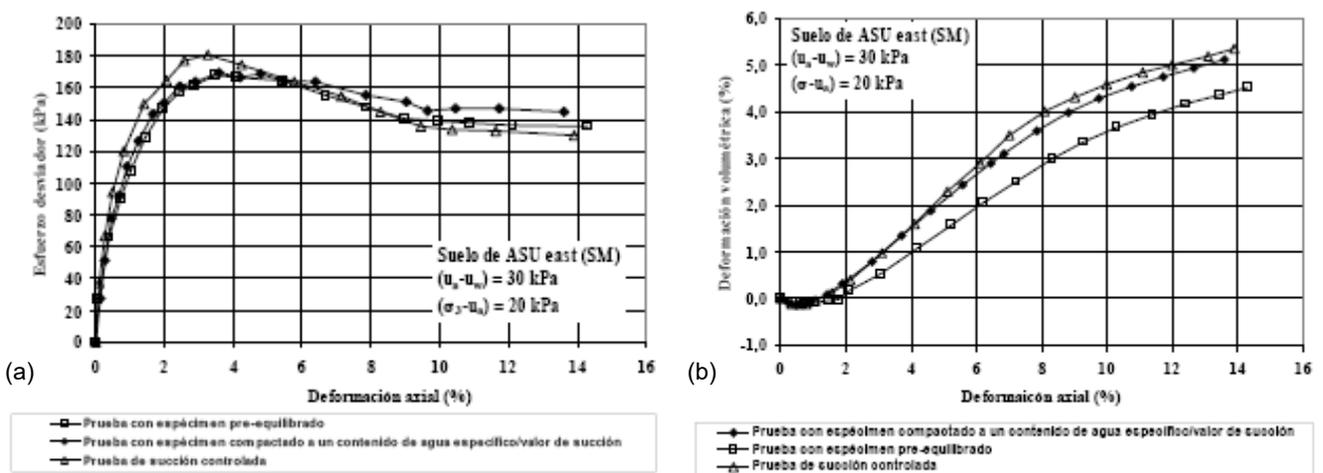


Figura 2.32.- (a) Curvas esfuerzo-deformación de probetas ensayadas con succión mátrica de 30kPa y esfuerzo normal neto de 20kPa, (b) Curvas de cambio de volumen para una succión mátrica baja. (Pérez, N., 2008)

Zhang, Y. (2014) llevó a cabo una serie de ensayos triaxiales monotónicos sobre sobre material granular tipo subbase (C-40), controlando durante la etapa de ensayo las presiones de aire y agua que ingresan a las probetas, con el fin de poder conocer la influencia del grado de saturación y velocidad de aplicación de la carga en las propiedades esfuerzo-deformación de tres tipos de probetas, formadas con el material totalmente seco, con el contenido óptimo de agua y saturado.

En los resultados se observó una degradación de la resistencia al esfuerzo cortante con el incremento del grado de saturación y disminución de la tasa de deformación, así como también que el ángulo de fricción interna no fue afectado significativamente por estas variables. Por otro lado se observó que la cohesión total decrece con el incremento del grado de saturación, especialmente a bajos contenidos de agua. Otra observación fue que el módulo de deformación secante para la mitad del esfuerzo máximo tiende a decrecer cuando aumenta el grado de saturación. La figura 2.33 muestra estos resultados.

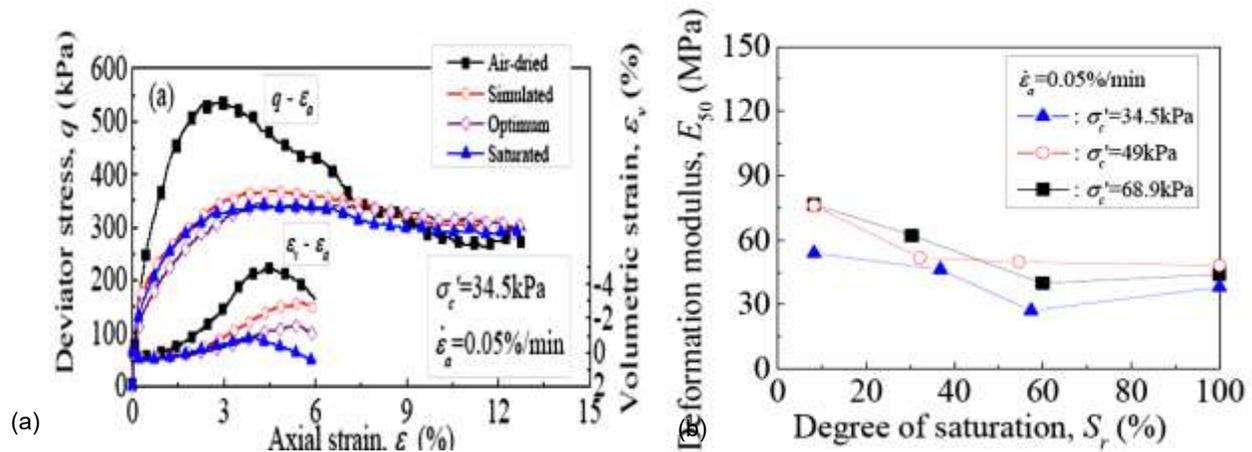


Figura 2.33.- Influencia del grado de saturación en (a) el esfuerzo desviador y (b) módulo de deformación secante ante carga estática. (Zhang, Y., 2014)

Lu, N. y Wu, B. (2005), empleando una cámara triaxial multietapa ensayaron arenas finas no saturadas de la región occidental de Australia, con el fin de conocer el comportamiento al esfuerzo cortante del material, manteniendo constante la porosidad, variando el esfuerzo confinante y el grado de saturación inicial de los especímenes. En cada etapa se aplicó el esfuerzo desviador con deformación controlada, incrementando para cada etapa el esfuerzo de confinamiento. Para la segunda etapa se descargó completamente la probeta y repitieron las etapas de carga. Observando que la cohesión aparente se incrementa significativamente cuando el material se encuentra semiseco, pero se reduce a medida que se incrementa el grado de saturación. El ángulo de fricción interno no sufre cambios significativos al incrementarse el contenido de agua, hasta alcanzar la saturación. Sin embargo este comportamiento cambia cuando se incrementa al esfuerzo promedio aplicado a la probeta, disminuyendo, como se puede apreciar en la figura 2.34.

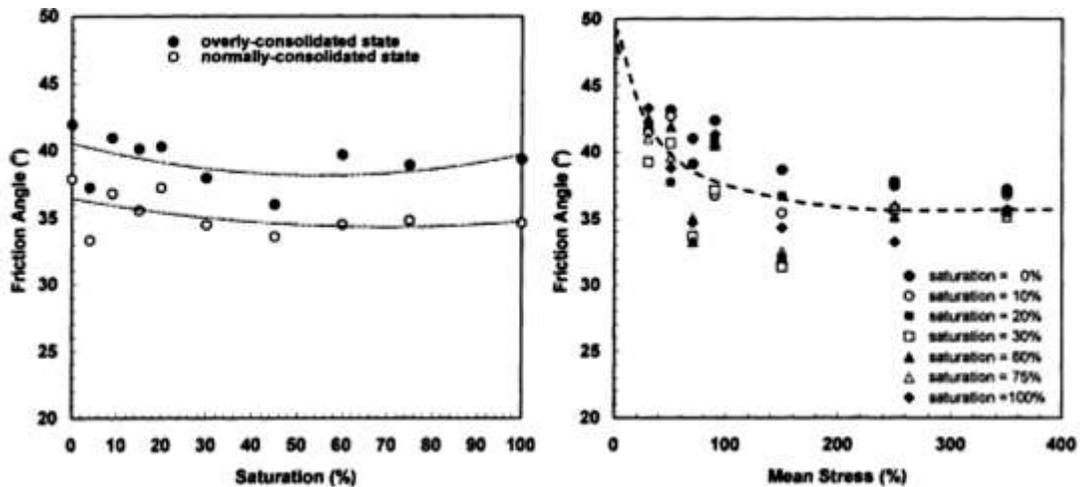


Figura 2.34.- El ángulo de fricción interna como función de (a) grado de saturación y (b) esfuerzo medio aplicado. (Lu, N. y Wu, B., 2005)

Hernández, V. (2016) empleando una cámara triaxial de alambres, efectuó una serie de ensayos monotónicos con muestras de relaves mineros no saturados con diferentes condiciones iniciales, obtuvo los resultados mostrados en la figura 2.35 observándose una zona específica con los mayores ángulos de fricción interna y módulos de deformación tangente, es decir las mejores propiedades mecánicas del material se encuentran en un intervalo de contenidos de agua entre 15 y 20%, obteniéndose a la vez pesos volumétricos secos mayores a 1.45 g/cm^3 . A partir de un contenido de agua mayor a 20%, estas propiedades empiezan a disminuir debido a que el material se aproxima a la saturación.

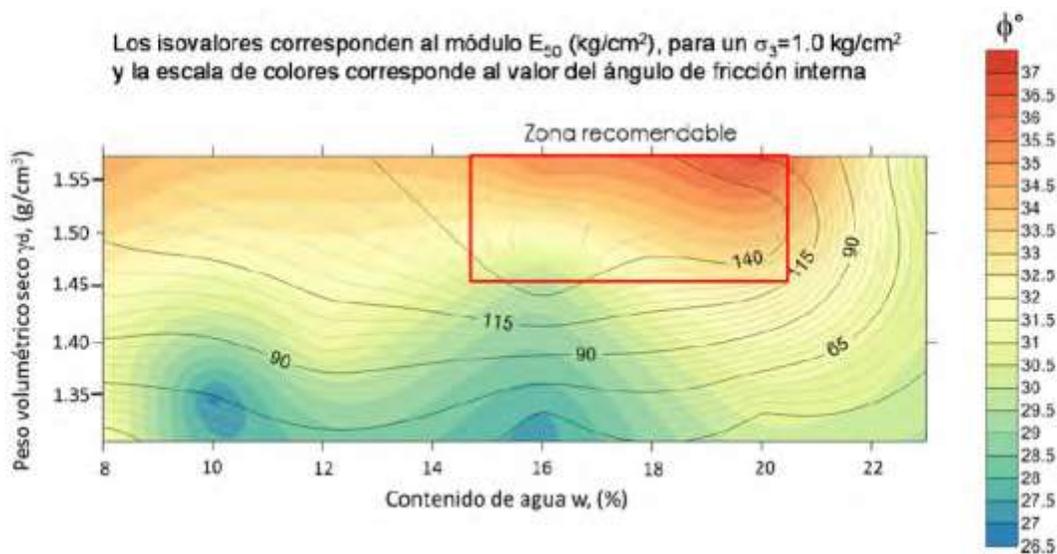


Figura 2.35.- Propiedades mecánicas de relaves mineros no saturados para diferentes condiciones iniciales (Hernández, L., 2016)

CAPÍTULO 3

3 EQUIPOS DE PRUEBA Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

3.1 Cámara triaxial cíclica (CTC)

3.1.1 Descripción general de equipo

La cámara triaxial es el equipo más empleado en el laboratorio para medir las propiedades de resistencia en los suelos en condiciones estáticas. Este equipo por otro lado es el más empleado para la obtención de las propiedades dinámicas de los suelos a niveles altos de deformación. En la prueba triaxial, una probeta cilíndrica del material estudiado es colocada entre un pedestal y un cabezal de carga y protegida por una membrana de látex. La probeta se somete a un esfuerzo radial o confinante, usualmente aplicado por un líquido que en muchos casos es agua destilada ante carga neumática y también a la acción de otra carga axial. Dada la configuración de la prueba los esfuerzos principales en la probeta son siempre horizontales y verticales.

La diferencia entre el esfuerzo axial y confinante se denomina esfuerzo desviador. Durante el ensayo, el esfuerzo desviador es aplicado cíclicamente y puede ser a esfuerzo controlado (típicamente sistemas neumáticos o hidráulicos), o bajo condiciones de deformación controlada (sistemas servohidráulicos o mecánicos).

La figura 3.36, muestra la aplicación del esfuerzo desviador con respecto al tiempo, la prueba inicia con un esfuerzo cortante igual a cero (punto A), con el transcurso del tiempo este esfuerzo empieza a incrementarse, hasta que el esfuerzo axial es mayor al esfuerzo confinante, en ese punto el esfuerzo principal mayor y menor son vertical y horizontal, respectivamente. Posteriormente el esfuerzo desviador alcanza su valor máximo (punto B) e inicia su decremento hasta llegar nuevamente a cero (punto C). Justo cuando se encuentra en las proximidades del punto C, el eje del esfuerzo principal mayor se mantiene vertical, pero rota instantáneamente a horizontal y nuevamente la probeta no se encuentra sometida a esfuerzo cortante. Esta rotación se repite cada vez que el valor del esfuerzo cortante se vuelve cero.

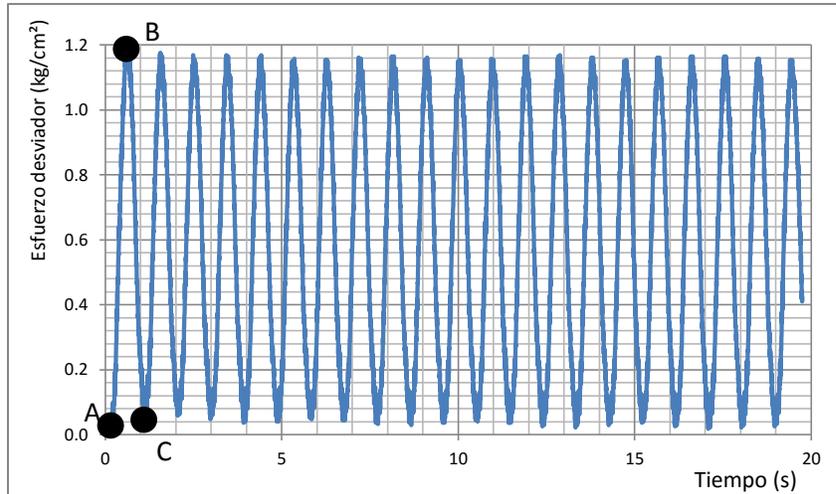


Figura 3.36.- Esfuerzo desviador con respecto al tiempo.

Con la información obtenida a partir de los ciclos esfuerzo-deformación, se puede calcular el módulo de rigidez al corte (G) y la relación de amortiguamiento (λ).

Un suelo sujeto a la acción de cargas cíclicas simétricas, como las esperadas bajo el nivel del terreno alejado de estructuras adyacentes, posiblemente exhiben un lazo de histéresis como el mostrado en la figura 3.37.

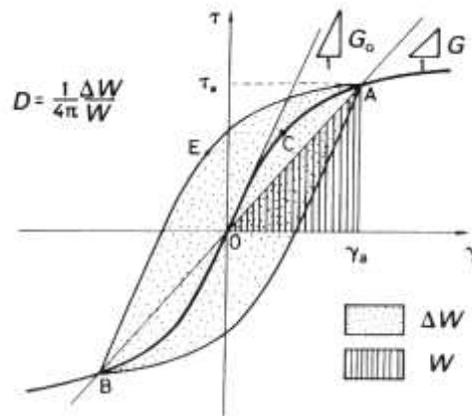


Figura 3.37.- Lazo de histéresis típico en una prueba triaxial cíclica (Ishihara, K., 1996)

En términos generales las características importantes de un lazo de histéresis son su inclinación y su anchura. La inclinación del lazo depende de la rigidez del suelo y puede ser descrita en cualquier punto durante el proceso de carga por medio del módulo cortante tangente, G_{tan} . En cada sector del lazo el valor de G_{tan} será diferente, por esta razón un valor promedio de la rigidez de la probeta es aproximadamente el módulo cortante secante, como se muestra en la figura 3.37.

$$G_{sec} = \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} \quad (3.1)$$

Donde, τ y γ son las amplitudes del esfuerzo cortante y la distorsión angular, respectivamente. Por otro lado la anchura del lazo de histéresis se encuentra relacionada con el área, como una medida de disipación de energía, descrita como la relación de amortiguamiento:

$$\lambda = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (3.2)$$

Donde ΔW es la energía disipada e igual al área del lazo de histéresis y W es la máxima energía de deformación e igual al área del triángulo formado por el origen de coordenadas y el punto $(\tau_{min}; \gamma_{min})$. Estos parámetros G_{sec} y λ se denominan como parámetros lineales equivalentes. Debido a que la mayoría de los métodos empleados para los análisis dinámicos de suelos emplean los parámetros lineales equivalentes, estos valores se utilizan directamente; es importante recalcar que para otros tipos de análisis se pueden requerir lazos de histéresis de ciclos no lineales o modelos constitutivos avanzados (Kramer, S., 1996).

En esta investigación se empleó una cámara triaxial cíclica aplicando el esfuerzo desviador a la probeta bajo condiciones de desplazamiento controlado. Cada etapa de carga consistió en la aplicación de 20 ciclos de carga-descarga. Una vez obtenidas las cargas y deformaciones axiales en cada ciclo se procedió a calcular las áreas corregidas de la probeta y el esfuerzo desviador aplicado en función de la deformación unitaria, que es la relación entre la deformación y la longitud original de la probeta. Empleando la teoría elástica fue posible calcular el módulo elástico (E) y el módulo de rigidez al corte (G), para cada incremento de esfuerzo, considerando una relación de Poisson de 0.35. Finalmente se calculó el esfuerzo cortante en un ángulo de 45° y las deformaciones angulares respectivas. Los valores representativos de cada ciclo de carga fueron obtenidos del ciclo décimo. La figura 3.38, resume la metodología expuesta, para el cálculo de los parámetros lineales equivalentes a partir de un ensayo en la cámara triaxial cíclica.

Este equipo triaxial se está conformado por sensores instrumentados, un sistema de adquisición de datos y otro de control, que se encuentra en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. El equipo se compone de un cilindro de lucita con base fija a un marco de acero y una tapa de aluminio acoplada a un pistón neumático, para la aplicación de las cargas axiales cíclicas.

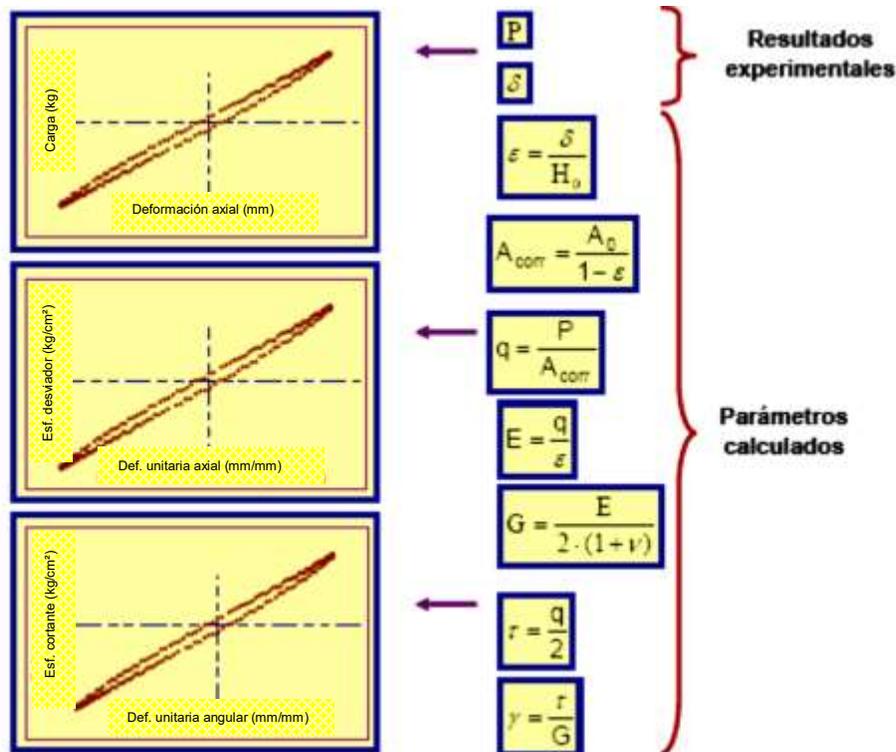


Figura 3.38.- Cálculo de los parámetros elásticos a partir de la prueba en la cámara triaxial cíclica(O. Flores, 2008)

Sobre el pedestal de aluminio (que fue modificado para esta investigación, recortándolo 16 mm de sus dimensiones originales, con el fin de poder montar adecuadamente la probeta), se implementó un dispositivo adicional de aluminio que permite preparar la muestra de jal minero de forma externa y montarla sobre el pedestal inferior, que a su vez se asienta sobre la celda de carga permitiendo medir el esfuerzo desviador cíclico aplicado a la muestra. Originalmente, en este pedestal existían un conjunto de válvulas y mangueras para drenaje y saturación de las probetas; para la presente investigación fueron retiradas y con ello se logró efectuar pruebas en condiciones no saturadas – no drenadas (U-U). Por otro lado, el cabezal removible de aluminio sufrió las mismas modificaciones que el pedestal, evitando la influencia de la manguera del dren superior sobre la muestra.

Además de lo anterior, la cámara cuenta con otros sistemas que se describen a continuación:

- Confinamiento, una vez llena la cámara de lucita con agua destilada, la presión de confinamiento se aplica a la probeta mediante aire, la que es controlada por un manómetro y monitoreada por un medidor de presión electrónico acoplado a la interfaz de la computadora.

- Carga vertical, es aplicada mediante un sistema servo-hidráulico, las cargas axiales se miden con una celda de carga sumergible que elimina los efectos de fricción del vástago en la medición de las cargas transmitidas a la probeta.
- Deformación axial, se miden con un transductor inductivo de deformación (LVDT), colocado en la parte superior del vástago del pistón neumático.

Las señales monitoreadas (e.g. deformación axial, carga) son transmitidas a la computadora mediante un convertidor A/D. El módulo de adquisición de datos es la tarjeta comercial PC-LAB 812 Advantech Co., el hardware de esta tarjeta incluye componentes de conversión analógica-digital, digital-analógica, entradas y salidas digitales, contadores y temporizadores, además de ser una tarjeta de alta velocidad, alto desarrollo y multifuncional. La fotografía 3.1, muestra el equipo empleado.



Fotografía 3.1.- Esquema de una cámara triaxial dinámica.

Cada una de las muestras fueron ensayadas bajo condiciones no consolidado-no drenado (U-U), es decir, una vez sometida la probeta a un esfuerzo de confinamiento, que en la presente investigación fueron de 0.4, 0.8 y 1.2 kg/cm², sin permitir el drenaje de aire y agua hasta llevarlas a la falla. Debido a que estos ensayos fueron destructivos al llevar a cada probeta a la falla, fue necesario construir probetas idénticas en cada ensayo.

3.1.2 Descripción de los programas de operación y calibración

El programa computacional para la operación y calibración de la cámara triaxial cíclica fue desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Una vez que se abre el programa, se debe seleccionar la cámara triaxial a emplearse, picando en la pestaña que se encuentra en la parte superior derecha, como se muestra en la figura 3.39. Debido a que las pruebas a efectuarse serán

no consolidadas-no drenadas se usarán los botones de configurar prueba, transductores y etapa de ensaye.

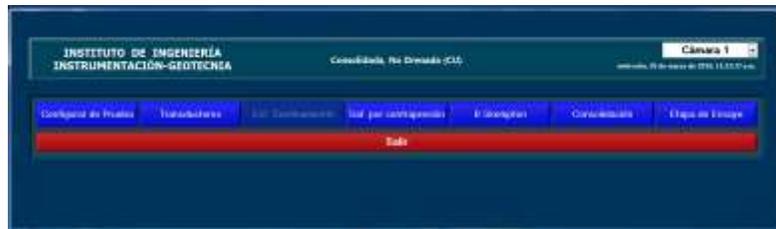


Figura 3.39.- Módulo para operación de la cámara triaxial cíclica

En el módulo de configuración de la prueba, que se muestra en la figura 3.2 se deberá ingresar la siguiente información: datos del proyecto y de la muestra, dimensiones de la probeta, contenido de agua, densidad relativa de sólidos, tipo de suelo y datos concernientes a la clasificación SUCS, la ubicación de la carpeta donde el sistema almacenará toda la información obtenida durante el ensayo, nombre del archivo con el que el sistema almacenará la información de la prueba y por último indicar el modo de efectuar el ensayo, (carga o desplazamiento controlado) y definir si será estático o dinámico. Para el caso de falla estática, es necesario definir la velocidad de aplicación de la deformación o carga, según sea el caso, por otro lado si la falla será dinámica, se definirá la semi amplitud (carga o desplazamiento), número de ciclos y frecuencia.

Por último definir el tipo de prueba, que podrá ser consolidada-drenada (CD), consolidada-no drenada (CU), no consolidada-no drenada (UU) o compresión simple, tal como se indica en la figura 3.40.



Figura 3.40.- Módulo para operación de la cámara triaxial cíclica

En el módulo principal, la siguiente pestaña “Transductores” permite visualizar cada uno de los transductores como son desplazamiento, carga, presión de confinamiento, presión de poro, contrapresión y cambio volumétrico. Este módulo se indica en la figura 3.41.

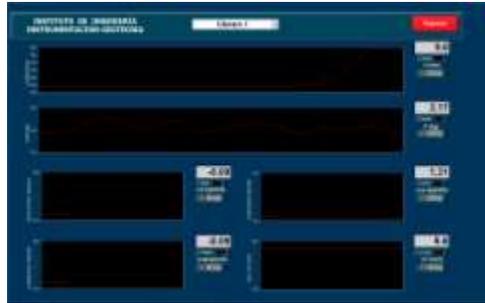


Figura 3.41.- Módulo de transductores

En el módulo “Confinamiento” se ajusta la presión de confinamiento en la cámara, como se muestra en la figura 3.42.

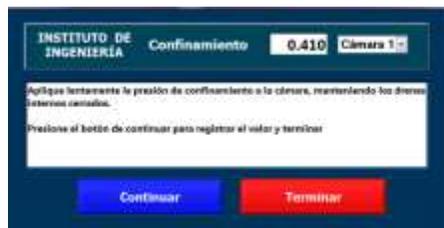


Figura 3.42.- Módulo de transductores

El módulo “Etapa de ensayo” permite iniciar el ensayo, la figura 3.43(a) muestra la ejecución de un ensayo estático y la figura 3.43(b) de una prueba dinámica. En ambos casos este módulo permite observar en tiempo real los gráficos de tiempo-desplazamiento, tiempo-carga y desplazamiento-carga, durante la ejecución del ensayo.

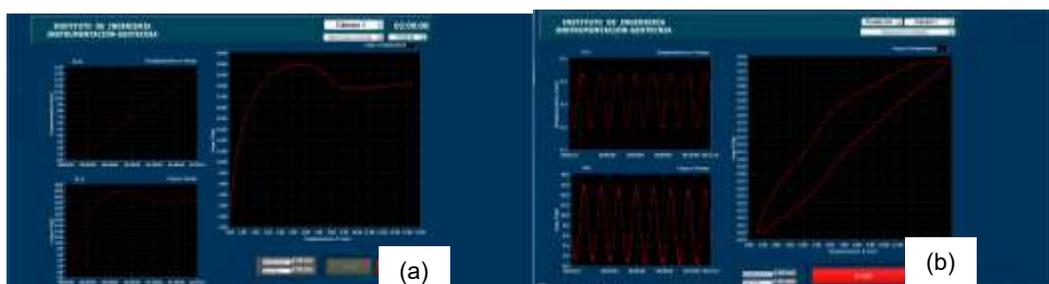


Figura 3.43.- Módulo etapa de ensayo, (a) prueba estática y (b) prueba dinámica.

Para efectuar la calibración y verificación de los sensores se emplea el menú que se muestra en la figura 3.44, como se puede apreciar permite efectuar la calibración experimental de transductores, modificar las constantes de calibración, ajustar el sistema servo y verificar los transductores.

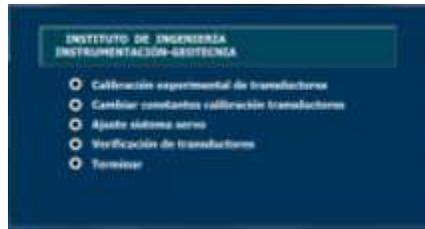


Figura 3.44.- Módulo para la calibración y verificación del equipo triaxial cíclico.

En la figura 3.45(a) se muestra la información de la última calibración del equipo como son la fecha, constantes y unidades consideradas. Por otro lado la figura 3.45(b) muestra la ejecución de la calibración del equipo, procedimiento que consiste en colocar unidades patrón y el programa efectúa las lecturas en voltios. Para el caso de la celda de carga se emplearon masas patrón, para el sensor de desplazamiento un tornillo micrométrico y para la presión de confinamiento la columna de mercurio.

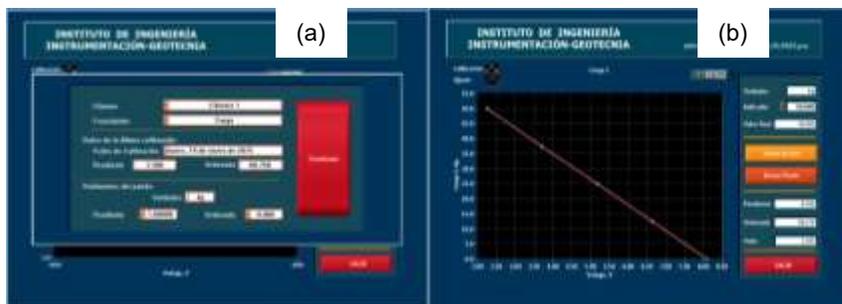


Figura 3.45.- (a) Módulo de calibración del equipo y (b) calibración de la celda de carga.

Para aceptar la calibración ejecutada el programa permite efectuar una verificación de la calibración y consiste en comparar valores patrón de masa, desplazamiento o presión, según sea el caso con las lecturas en tiempo real de los respectivos sensores. La figura 3.46 muestra un ejemplo de la verificación del sensor de carga.



Figura 3.46.- Verificación del sensor de carga, cámara triaxial cíclica.

3.1.3 Calibración de los sensores que componen el sistema triaxial cíclico

La calibración del sensor de desplazamiento se efectúa con la ayuda de un tornillo micrométrico patrón, en el que para un desplazamiento conocido se establece el voltaje de entrada al sistema de adquisición de datos.

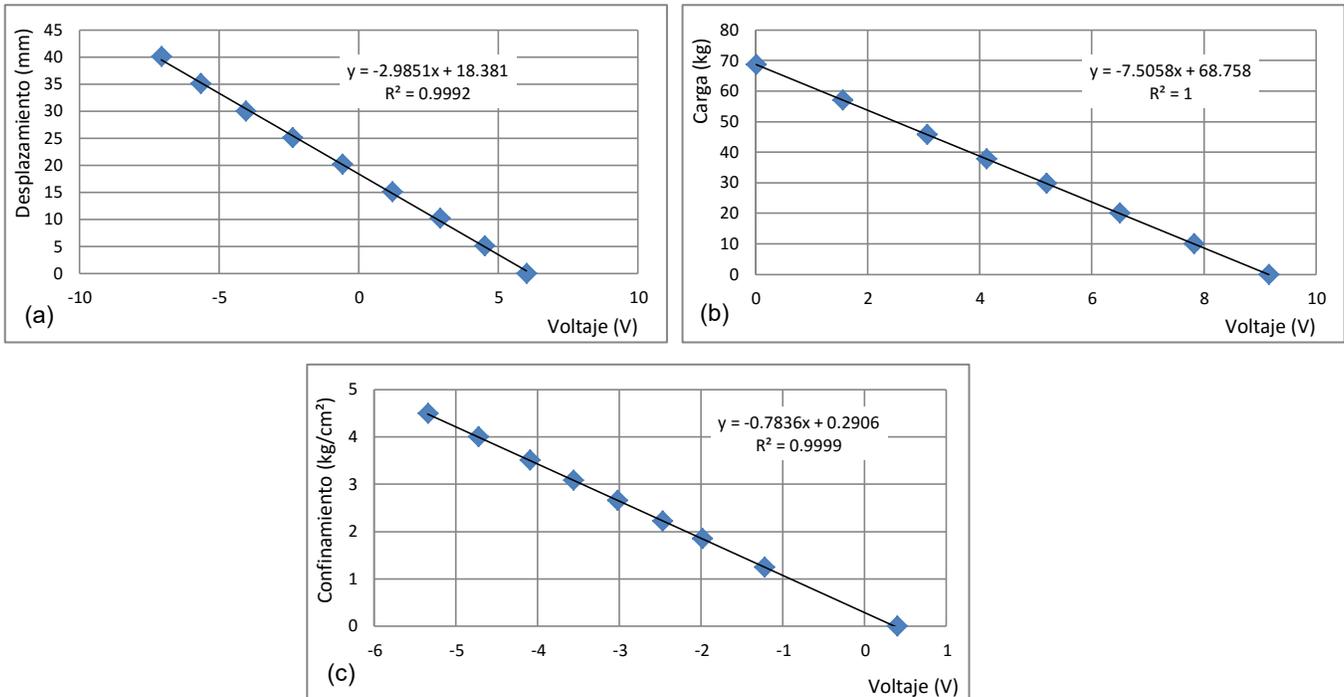


Gráfico 3.1.- Calibración sensores equipo triaxial. (a) Sensor desplazamiento, (b) Celda de carga y (c) Sensor de confinamiento.

El sensor de presión de confinamiento se calibra, empleando como patrón una columna de mercurio, en la que la densidad del líquido es conocida y al aplicar una presión provocará un ascenso del líquido de densidad conocida previamente, permitiendo calcular la presión aplicada. Por último la celda de carga fue calibrada empleando masas patrón con valores conocidos. El gráfico 3.1 muestra las calibraciones efectuadas en cada uno de los sensores antes descritos.

3.2 Columna resonante (CR)

3.2.1 Descripción general de equipo

Este equipo es el más popular empleado en laboratorio para medir propiedades dinámicas de los suelos a muy bajas deformaciones. Las probetas cilíndricas pueden ser sólidas o huecas y durante la ejecución de la prueba son sometidas a cargas torsionales harmónicas ocasionadas por un sistema de carga electromagnético, cuyas frecuencias y amplitudes son controladas.

La frecuencia de carga tangencial inicial es pequeña y gradualmente es incrementada en un intervalo que debe incluir un valor máximo y dos valores mínimos semejantes, este valor máximo

corresponde a la frecuencia fundamental de la probeta, que a su vez es función de la rigidez a baja deformación del suelo ensayado, la geometría de la probeta y a ciertas características de la cámara en la que se efectúa el ensayo.

Para la presente investigación se empleó una columna resonante, un sistema de adquisición de datos y otro de control, que se encuentra en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. El dispositivo aplica vibraciones torsionales de baja amplitud a la muestra de suelo por medio de un motor electromagnético constituido por dos bobinas de acción recíproca. Las vibraciones en la parte superior de la probeta se registraron con un acelerómetro de alta resolución. Las oscilaciones torsionales se regulan la amplitud y frecuencia con un generador de funciones conectado a las bobinas. Durante los ensayos se empleó al analizador de espectros interconectado a una computadora, con lo cual el registro de frecuencias y amplitudes se realizó de manera automática.

Las pruebas en este equipo se llevaron a cabo empleando el método de barrido de frecuencias, que consiste en aplicar vibración senoidal de amplitud constante, variando la frecuencia de oscilación. La respuesta del espécimen se registra con el acelerómetro, considerando amplitudes y frecuencias. La frecuencia de resonancia del espécimen, f_n , ocurre cuando se presenta el máximo de la curva de respuesta (frecuencia-aceleración) y está relacionado con el módulo de rigidez al cortante, G , por medio de las siguientes expresiones obtenidas de la teoría de vibraciones de barras elásticas (Romo y Ovando, 1995), como se muestra en la figura 3.4.

$$\omega_n \frac{L}{V_s} \tan\left(\frac{\omega_n L}{V_s}\right) = \frac{I}{I_o} \quad (3.3)$$

Donde, ω_n es la frecuencia natural de la probeta en rad/s, L es la longitud de la probeta, I el momento polar de inercia de la probeta, I_o el momento polar de inercia de la masa vibrante sobre la probeta, V_s es la velocidad de propagación de las ondas de corte, que empleando la siguiente ecuación se puede calcular el módulo al cortante:

$$G = \rho V_s^2 \quad (3.4)$$

Donde ρ es la densidad de masa de la probeta.

Por otro lado, el amortiguamiento interno del suelo se determinado empleando el denominado ancho de banda de la curva de respuesta, definido por las frecuencias en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de la respuesta. Si la respuesta máxima es $R_{\text{máx}}$, f_1 y f_2 ocurren cuando la

respuesta es $R_{\max}/\sqrt{2}$. La capacidad del suelo para disipar energía se expresa en función de f_1 , f_2 y f_n a través de λ , que es la relación de amortiguamiento, conforme se puede ver en la figura 3.47:

$$\lambda = \frac{f_2 - f_1}{2f_n} \quad (\%) \quad (3.5)$$

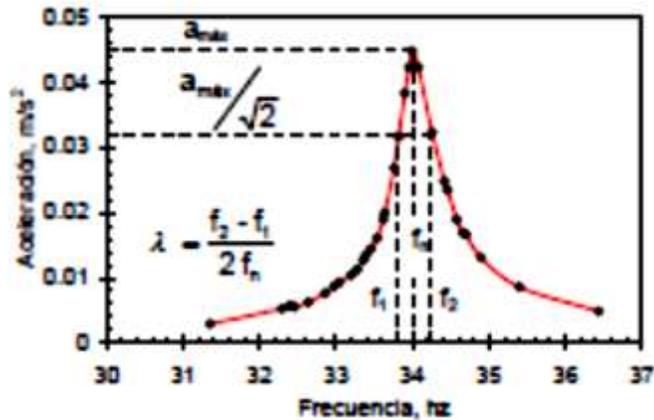


Figura 3.47.- Curva de respuesta bajo vibración forzada (O. Flores, 2008)

La deformación angular de la probeta se obtiene integrando su ecuación de movimiento y se expresa como:

$$\gamma = R_2 f_n^2 \quad (3.6)$$

Donde, R_2 es una constante que depende de la geometría de la probeta, condiciones de frontera y densidad. Así, a cada valor de G , obtenido de f_n le corresponde uno de deformación angular. Un resumen de los parámetros obtenidos durante el ensayo y los cálculos efectuados, se puede apreciar en la figura 3.48.

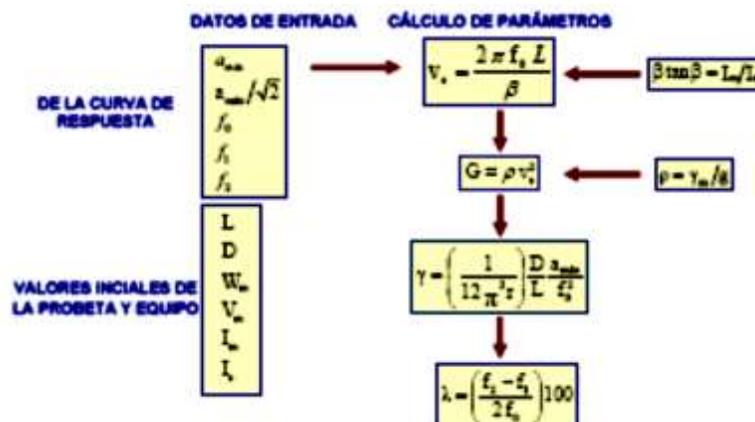
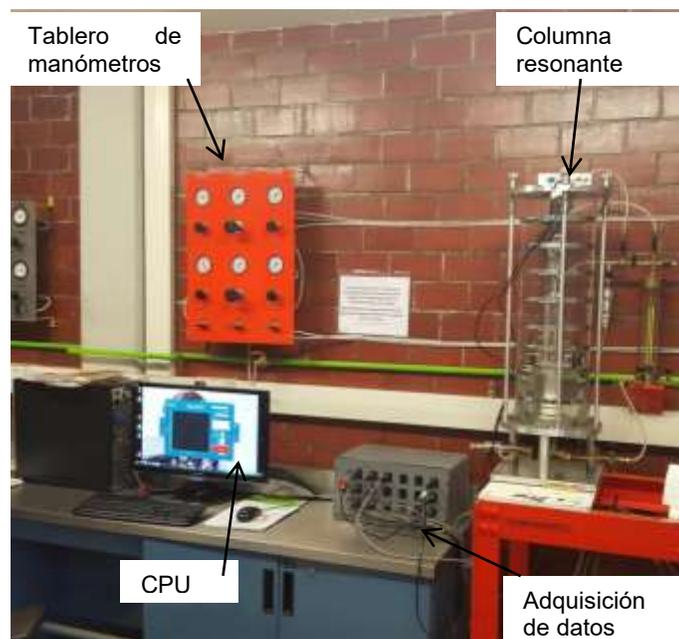


Figura 3.48.- Cálculo de parámetros para muestra sólida, ensayo de columna resonante (O. Flores, 2008)

Sobre el pedestal de aluminio se montó un dispositivo adicional de aluminio que permite preparar la muestra de jal minero de forma externa y montarlo sobre el pedestal inferior. Para la ejecución del primer barridos de frecuencia todas las muestras fueron sometidas a un esfuerzo de confinamiento inicial de 0.2 kg/cm^2 , una vez que las lecturas de la presión de la cámara fueran estabilizadas se inició el ensayo. Debido a que la prueba no es destructiva, las probetas fueron sometidas a nuevas vibraciones torsionales incrementando las presiones de confinamiento 0.4 , 0.8 y 1.2 kg/cm^2 , respectivamente. Al igual que los ensayos efectuados en la cámara triaxial cíclica, el equipo fue acondicionado previamente para evitar el drenaje de agua efectuando un ensayo de tipo no consolidado-no drenado (U-U). La fotografía 3.2 muestra el equipo empleado.

La deformación angular máxima que puede aplicar la columna resonante empleada es de 0.2 a 0.5% y la mínima de 1×10^{-5} , dependiendo del tipo de suelo y del nivel de ruido que contenga la señal del acelerómetro.



Fotografía 3.2.- Columna resonante empleada para la investigación

3.2.2 Descripción de los programas de operación y calibración

El programa computacional para la operación y calibración de la columna resonante fue desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los módulos del software son similares a los descritos en el acápite de la cámara triaxial cíclica. El módulo "Etapa de ensaye" permite iniciar el ensayo, introducir las amplitudes, definir el intervalo de frecuencia (máximo y mínimo) y su

incremento. Este módulo permite observar los gráficos de frecuencia-aceleración, frecuencia dominante-aceleración, tiempo-aceleración, en tiempo real como se la figura 3.49.

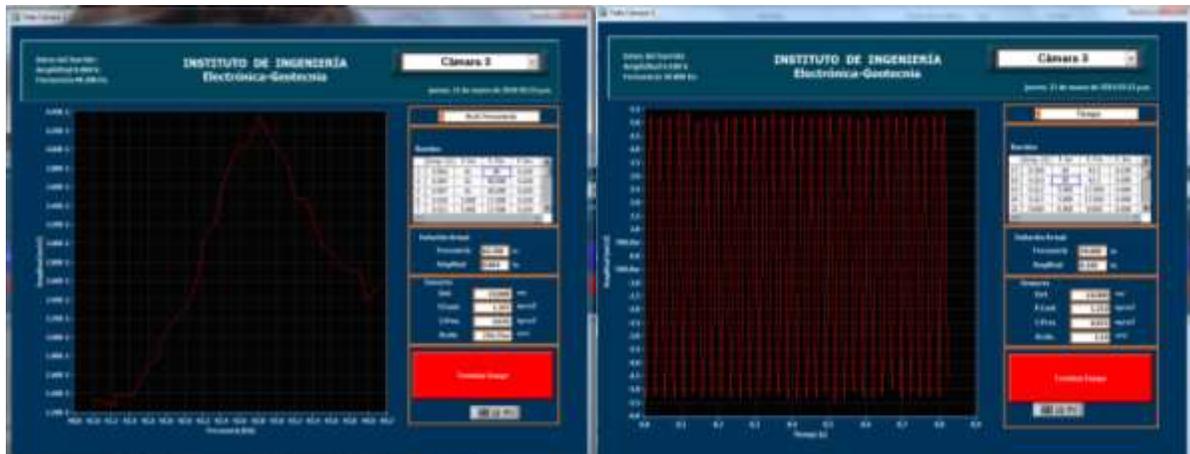


Figura 3.49.- Módulo etapa de ensaye columna resonante, (a) gráfico frecuencia-aceleración y (b) tiempo-aceleración

3.2.3 Calibración y verificación de los sensores que componen la columna resonante

La calibración del sensor de presión de confinamiento se calibra, empleando como patrón una columna de mercurio, de la misma manera que se ejecutó para la cámara triaxial cíclica.

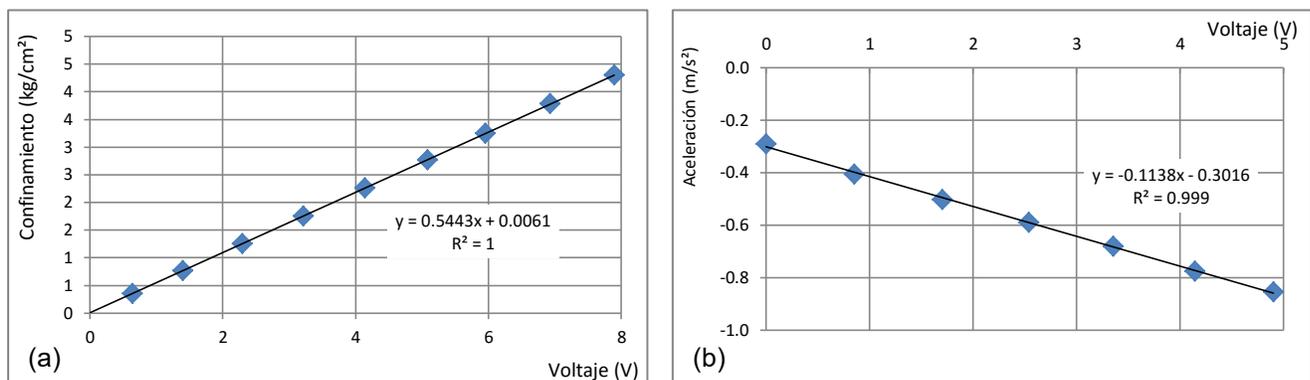


Gráfico 3.2.- Calibración sensores equipo triaxial. (a) Sensor desplazamiento, (b) Celda de carga y (c) Sensor de confinamiento.

La calibración del acelerómetro, se efectuó con la ayuda de una escala angular graduada y conocer la componente vertical de la aceleración de la gravedad en cada uno de los ángulos comparados con el voltaje de salida. El gráfico 3.2 muestra las calibraciones efectuadas en cada uno de los sensores antes descritos.

CAPÍTULO 4

4 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

4.1. Origen de los relaves mineros estudiados

Se emplearon relaves mineros provenientes del Distrito Minero Topia, producto de la trituración y procesamiento de material pétreo para la explotación de plata, plomo y zinc. Desde los años 1500's se ha explotado ininterrumpidamente plata en este distrito minero del que la empresa Great Panther es la actual concesionaria y su extensión es de 6500 hectáreas aproximadamente. Topia incluye 11 operaciones mineras que descargan su producción en una planta central de procesamiento. La concesión minera se encuentra localizada en la parte este-centro del estado de Duintervalo, aproximadamente a 350 km de la ciudad de Duintervalo. Topia es una localidad cercana al área minera, con una población aproximada de 1700 habitantes, en la figura 4.50 se puede identificar un mapa con la ubicación de la actividad minera antes descrita.



Figura 4.50.- Ubicación de la procedencia de los jales mineros estudiados (www.greatpanther.com)

Las minas de oro, plata, plomo y zinc de Topia se desarrollan en operaciones subterráneas. El mineral obtenido se procesa por separado, por una parte la sección rica en metales como son plomo y concentrados de zinc, se transportan al puerto del Pacífico de Manzanillo, en el que se venden a los comerciantes de productos básicos. De Manzanillo, los concentrados se envían a las

fundiciones en todo el mundo para la extracción y refinación de metales. Por otro lado, el oro, plata y plomo se recuperan del concentrado de plomo, mientras que zinc y una pequeña cantidad de plata se recupera a partir del concentrado de zinc.

La planta de procesamiento consta de una sección de 2 etapas de trituración y dos circuitos de flotación convencional que produzcan un concentrado de plomo-plata rica, además de un concentrado de zinc. La capacidad de la planta es de aproximadamente 270 toneladas por día.

4.2. Propiedades índice, granulométricas y clasificación del material estudiado

Los jales mineros estudiados se clasifican según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) como arenas mal gradadas – limosas (SP-SM). Para conocer la distribución granulométrica del material, se efectuó el tamizado por vía húmeda y la curva obtenida se muestra en el gráfico 4.3. En la gráfico 4.4 se presenta una comparativa de la granulometría obtenida en los jales estudiados y los valores típicos de relaves para diferentes procesos de aprovechamiento. El material analizado, es una arena gruesa, colocándose al extremo derecho respecto a las demás y en cuanto a la forma de la curva se asemeja mucho a las de oro y plata de la referencia. Se efectuaron pruebas para determinar la gravedad específica y límites de Atterberg empleando para el límite líquido el equipo del cono sueco y para la determinación del límite plástico el procedimiento convencional de confeccionar un rollo de 3mm de diámetro y observar el momento en el que se inicia la aparición de grietas. En la tabla 4.9 se recopilan los resultados obtenidos de los ensayos de caracterización del material estudiado.

Tabla 4.9.- Propiedades índice, granulométricas y clasificación del material estudiado.

Descripción	Valor
Granulometría vía húmeda	
Finos (<0.075 mm)	11.6%
Arena (entre 0.075 y 4.75 mm)	88.4%
Grava (>4.75 mm)	0.0%
D ₅₀	0.22 mm
C _u (=D ₆₀ /D ₁₀)	4.00
C _c (=D ₃₀ ² /(D ₁₀ D ₆₀))	1.47
Gravedad específica	2.89
Límites de Atterberg	
Límite líquido	21.4%
Límite plástico	--
Índice plástico	--
SUCS	SP-SM

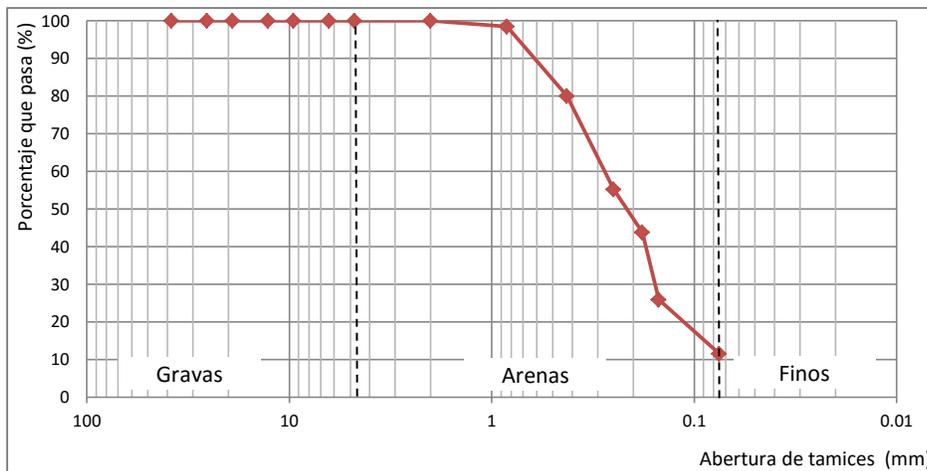


Gráfico 4.3.- Curva granulométrica de los jales mineros estudiados

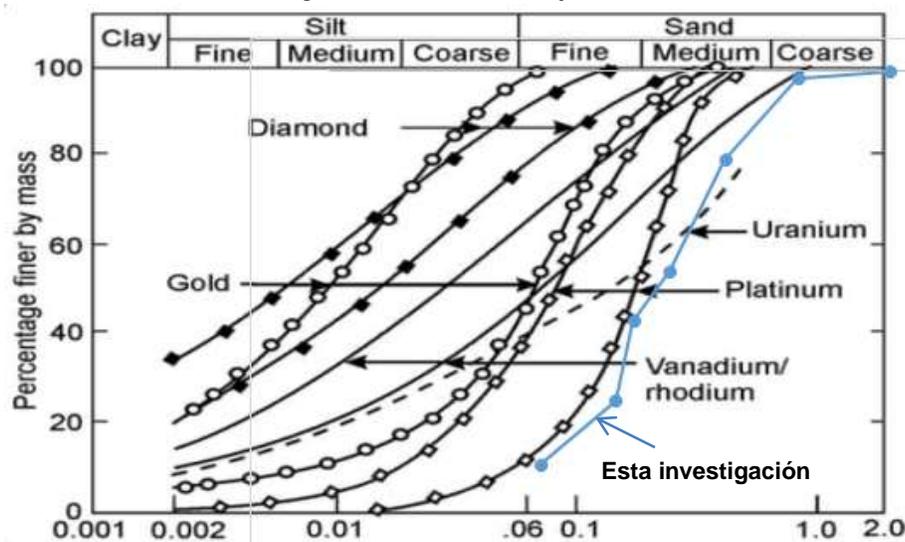


Gráfico 4.4.- Análisis granulométricos típicos para un intervalo de relaves mineros obtenidos de diferentes procesos (Blight, G., 2010)

La forma de las partículas de los relaves estudiados es subangular (0.35), el procedimiento para la determinación de la redondez de las partículas consistió en el examen y captura fotográfica por medio del microscopio óptico equipado con una interfaz capaz de guardar imágenes digitales de un número representativo de partículas, para el presente caso fueron al menos 50 (Qian, X. *et al.*, 1991).

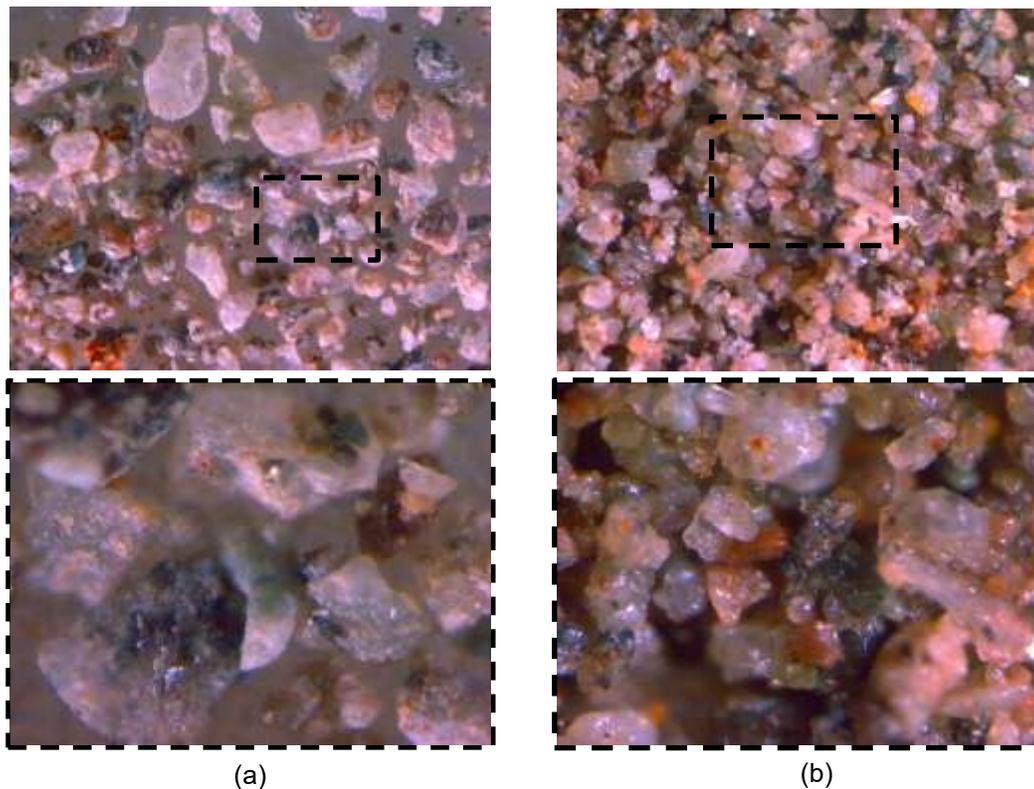
El valor promedio de la fracción R_i , es calculado a partir de la ecuación (4.1) y medido por medio del análisis de las fotografías microscópicas como se muestran en las fotografías 4.1(a) y 4.1(b), donde se puede observar la forma de los relaves tanto en condiciones secas como con un contenido de agua del 10%, respectivamente; los intervalos que dividen la redondez de las partículas se muestra en la tabla 4.10, con el fin de asignar el valor correspondiente.

$$R_j = (\sum R_i)/n \quad (4.1)$$

Donde, R_i = Redondez asignada a la partícula i y n = Número de partículas analizadas.

Tabla 4.10.- Criterios y valores de redondez (Youd T., 1973)

Redondez	Descripción	Intervalo	Promedio
Muy angular	Partículas con superficies fracturadas y múltiples bordes afilados y esquinas sin desgastar.	0.12-0.17	0.14
Angular	Partículas con bordes afilados y formas aproximadas prismáticas o tetrahedral.	0.17-0.25	0.21
Subangular	Partículas con esquinas y bordes ligeramente redondeadas.	0.25-0.35	0.30
Subredondeado	Partículas con esquinas y bordes bien redondeadas.	0.35-0.49	0.41
Redondeado	Partículas redondeadas con formas irregulares y no se distinguen esquinas o bordes.	0.49-0.70	0.59
Muy redondeado	Partículas esféricas o elípticas casi lisas.	0.70-1.00	0.84



Fotografía 4.3.- Fotografías microscópicas de relaves estudiados, (a) seco y (b) contenido de agua del 10%

4.3. Pruebas de compactación

La compactación es la densificación de un suelo por la aplicación de energía mecánica con el fin de expulsar el aire de la masa de suelo (Leroueil, S *et al.*, 2013). En el laboratorio, la compactación puede ser llevada a cabo de manera estática, dinámica o por amasado; el peso específico seco (γ_d)

de un suelo inducido por la compactación depende del contenido de agua (w), del procedimiento de compactación y la energía empleada.

La forma de la curva de compactación generalmente se encuentra relacionada con el tipo de compactación empleado. Honda *et al.* (2003) presentó la relación entre peso específico seco y el contenido de agua de un suelo ($w_l = 33.5\%$; $PI = 13.2\%$) compactado estática y dinámicamente, conforme se muestra en la figura 4.51. La curva de compactación dinámica posee un valor máximo de densidad seca claramente identificado a diferencia de la curva de compactación estática que no presenta un valor máximo definido.

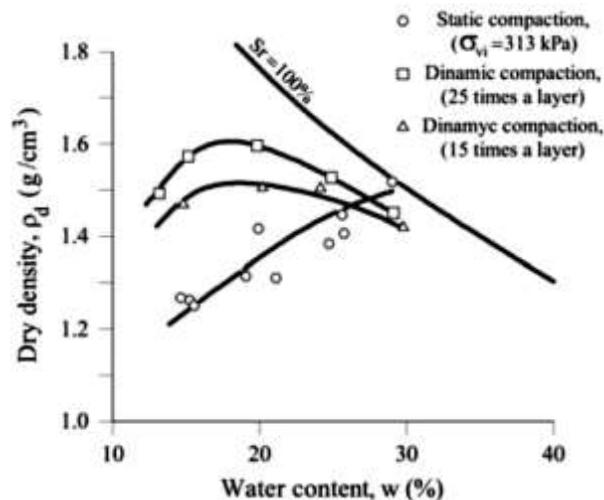


Figura 4.51.- Curvas de compactación estática y dinámica de un suelo (Honda *et al.*, 2003)

Con el fin de conocer el comportamiento de los jales mineros ante la acción de la compactación estática, se efectuaron pruebas empleando un molde metálico partido con un diámetro de 3.5 cm, altura 8.5 cm y un pisón con pesos variables de 100, 250, 500, 1000, 2000 y 3000 g. Este proceso se repitió variando los contenidos de agua de 0, 5, 10, 15 y 20%. Para la ejecución de los ensayos, inicialmente se pesaron aproximadamente 200 g del material húmedo, posteriormente fue llevado al horno de convección forzada para su secado durante 24 horas. Una vez retirado del horno se somete a un proceso de enfriado empleando un desecador de vidrio y posteriormente fue necesaria su homogenización y eliminación grumos empleando un apisonador. Por separado fue medida la cantidad de agua destilada necesaria para obtener el contenido de agua requerido e incorporando paulatinamente al material seco y homogenizado, con el fin de poder obtener una mezcla lo más homogénea posible, la cual fue colocada dentro de un recipiente hermético para su almacenamiento en la cámara húmeda durante al menos 24 h, previo a la ejecución de las pruebas.

La fotografía 4.4 muestra las herramientas y materiales empleados durante la ejecución de las pruebas de compactación.



Fotografía 4.4.- Materiales y herramientas empleadas en las pruebas de compactación.

En los gráficos 4.5 (a) y 4.5 (b), se puede apreciar que las condiciones más sueltas del material (relación de vacíos máxima) se lograron en condiciones húmedas, mientras que las más densas (relación de vacíos mínima) en condiciones secas. Cuando se depositan las partículas en un ambiente húmedo existe una mayor aleatoriedad en la microestructura (orientación de granos y contacto interparticular) que cuando se efectúa en un ambiente seco. Durante la densificación, es más fácil el acomodo de partículas en un medio seco dentro de la microestructura, privilegiando la orientación y acomodo entre partículas, por otro lado cuando las partículas se encuentran húmedas los esfuerzos capilares tratan de impedir el reacomodo de las partículas (Ladd, R., 1977). Para la etapa experimental de la investigación, estas gráficas que relacionan el grado de saturación (abscisas) - relación de vacíos (ordenadas) y grado de saturación (abscisas) – densidad seca (ordenadas), sirvieron para la selección de las probetas a ser ensayadas, en la etapa experimental tanto en la cámara triaxial cíclica, como en la columna resonante.

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

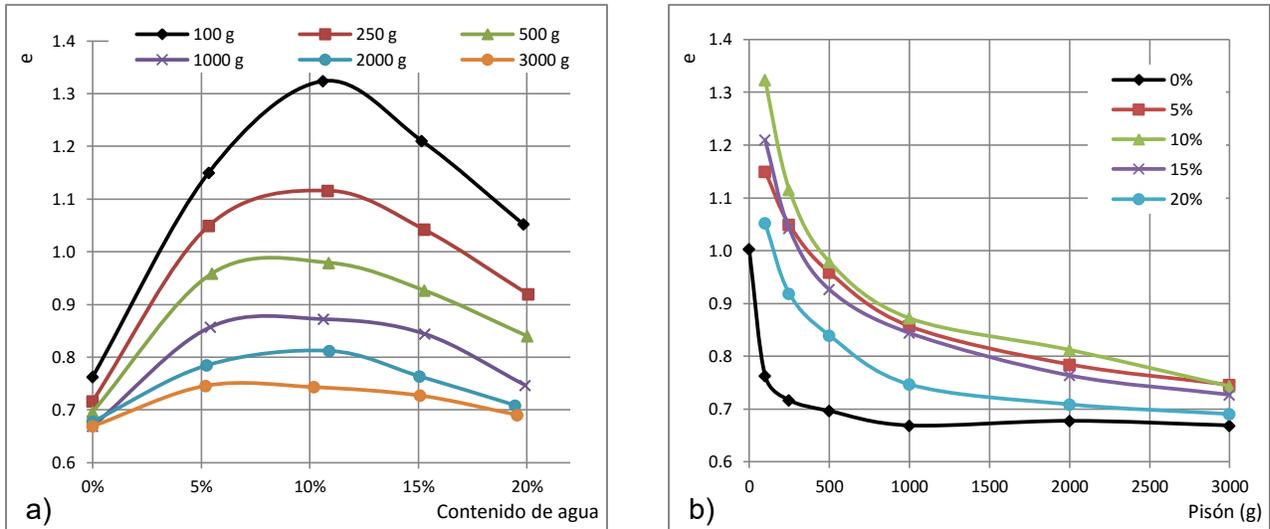
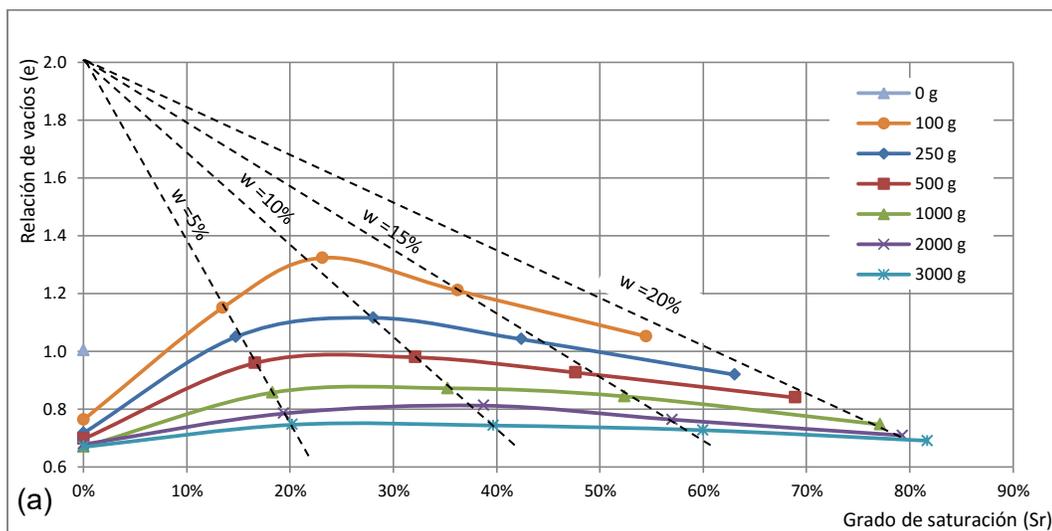


Gráfico 4.5.- Pruebas de compactación, a) influencia del peso del pisón y b) influencia del contenido de agua en la relación de vacíos

En el gráfico 4.6 se muestra un comportamiento particular, puesto que si se une con una línea recta los valores del grado de saturación encontrados con los mismos contenidos de agua, confluyen a un mismo valor de la relación de vacíos igual a 2.0. Este mismo análisis se efectuó en la gráfica que muestra las densidades secas obtenidas y el valor al que confluyen las rectas, con el mismo criterio antes descrito es de 0.75 g/cm³. Sería importante analizar si este comportamiento se repite con otros tipos de materiales granulares, bajo las mismas condiciones de compactación para identificar si estos valores encontrados poseen alguna relación con las condiciones mecánicas.



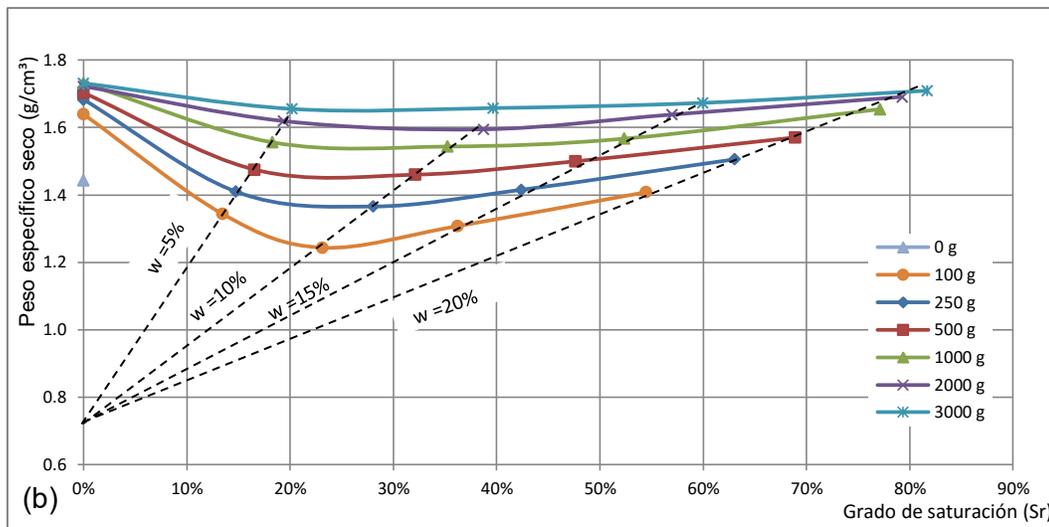


Gráfico 4.6.- Pruebas de compactación, (a) Sr vs e y (b) Sr vs γ_d

4.4. Determinación de la relación de vacíos máxima y mínima.

El comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas depende principalmente de dos factores, el primero es su naturaleza física y el segundo su estado. La naturaleza es relacionada a la constitución de la arena como un material granular y comúnmente se lo puede describir por medio de la distribución granulométrica, contenido de finos, forma de los granos, mineralogía, entre otros. El estado de la arena, por otro lado, indica las condiciones físicas bajo las cuales la arena se encuentra, comúnmente descrita por medio de la densidad relativa, estado de esfuerzo efectivo y microestructura.

La densidad relativa (D_r) es una medida de la actual relación de vacíos que posee el depósito, en relación con las relaciones de vacío mínima y máxima. La densidad relativa se define como:

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \times 100\% \quad (4.2)$$

Donde,

$e_{m\acute{a}x}$, relación de vacíos máxima, $e_{m\acute{i}n}$ relación de vacíos mínima y e es la relación de vacíos actual. Debido a la gran variedad de métodos para la obtención de las relaciones de vacíos máxima y mínima, el uso de la densidad relativa es muchas veces criticado, especialmente cuando se considera con la relación aleatoria de las variaciones en la densidad de los depósitos de arena en el campo. (Mitchell, 2005). La $e_{m\acute{a}x}$ y $e_{m\acute{i}n}$ de arenas no son las relaciones de vacío extremas, pero son condiciones que señalan los estados más suelto y más densos obtenidos de un determinado

ensayo de laboratorio, es decir estas relaciones de vacío no son únicas, puesto que depende del procedimiento de laboratorio que se emplee para determinarlas.

Las condiciones límites máximas y mínimas de la relación de vacíos son gobernadas principalmente por la forma y intervalo de tamaños de las partículas, así como también de la forma en la curva granulométrica, por otro lado el efecto del tamaño de las partículas es despreciable (Youd, T, 1973).

Como se puede observar en la gráfica 4.5 los valores de e_{max} y e_{min} obtenidos de las pruebas de compactación son 1,32 y 0.67, respectivamente. El primero obtenido con un contenido de agua de 10% y un peso del pisón de 100 g, por otro lado la segunda condición se produjo en la compactación del material con el material seco y peso del pisón de 500 g; condición que no varió significativamente a pesar del incremento del peso del pisón hasta los 3000 g.

En los gráficos 4.7y 4.8(a), (b), (c), (d) se relacionan la relación de vacío máxima y mínima obtenida de los jales empleados en la presente investigación, contra el estudio efectuado por Cubrinovski e Ishihara (2002), quienes investigaron las características de las relaciones de vacío máxima y mínima de las arenas y su posible uso para la caracterización del material, para esto ensayando más de 300 tipos de arenas naturales incluyendo arenas limpias, arenas con finos no plásticos y otros con pequeñas cantidades de partículas plásticas, determinando la influencia de los finos, granulometrías y forma de partículas.

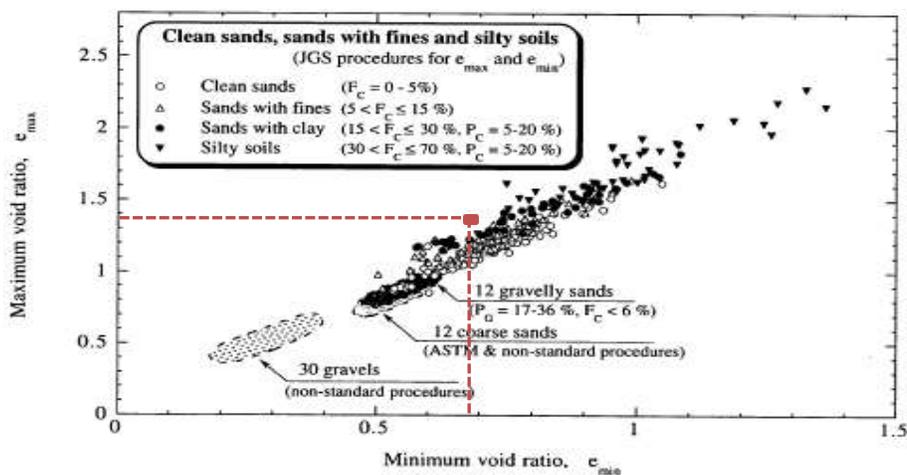


Gráfico 4.7.- Relación entre e_{min} y e_{max} de los jales mineros, respecto a arenas naturales. (Cubrinovski e Ishihara, 2002)

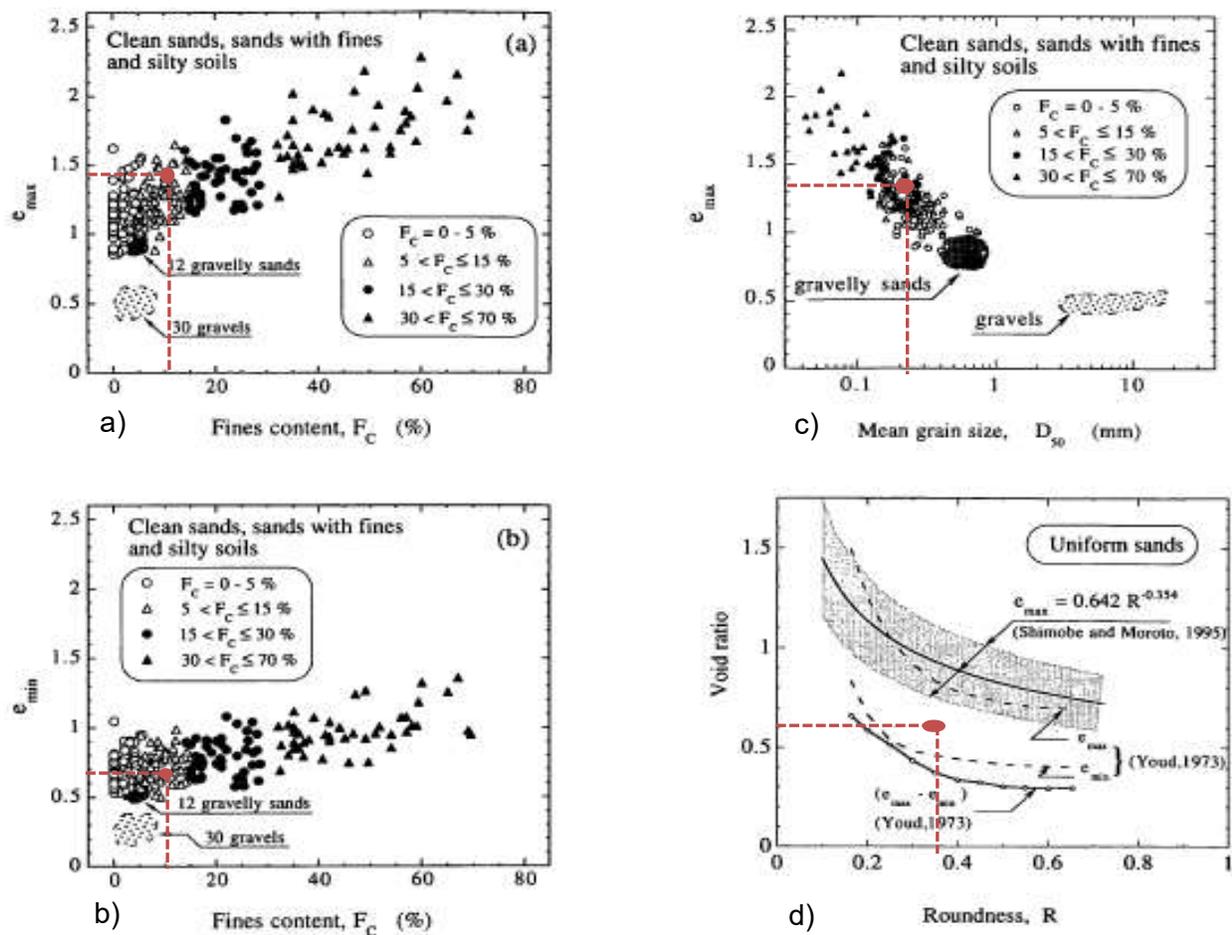


Gráfico 4.8.- Relación entre los jales mineros y arenas naturales. a) contenido de finos vs e_{\max} , b) contenido de finos vs e_{\min} , c) D_{50} vs e_{\max} y d) Redondez vs $e_{\max} - e_{\min}$ (Cubrinovski e Ishihara, 2002).

Los valores obtenidos de la relación de vacíos máxima y mínima, consideran que la fracción fina de la muestras de jales estudiada es de 11.86%. Comparando las gráficas 4.8(a) y 4.8(b) con los obtenidos experimentalmente se tiene que son semejantes y entran en los intervalos analizados por los investigadores con una cantidad de finos entre 5 y 15%. Por otro lado la relación del tamaño efectivo medio de las partículas de jales (D_{50}) y la relación de vacíos máxima del material, comparado con los valores obtenidos en la investigación, mostrado en el gráfico 4.8(c), encaja perfectamente en el intervalo de contenido de finos entre 5 y 15%. Si se compara la relación de vacíos ($e_{\max} - e_{\min}$), con la redondez de las partículas, el comportamiento se asemeja mas a lo reportado por Youd, (1973) que a los valores obtenidos por Cubrinovski e Ishihara (2002). En el gráfico 4.7 se muestra la relación directa entre los valores de e_{\max} y e_{\min} , que para el caso de los

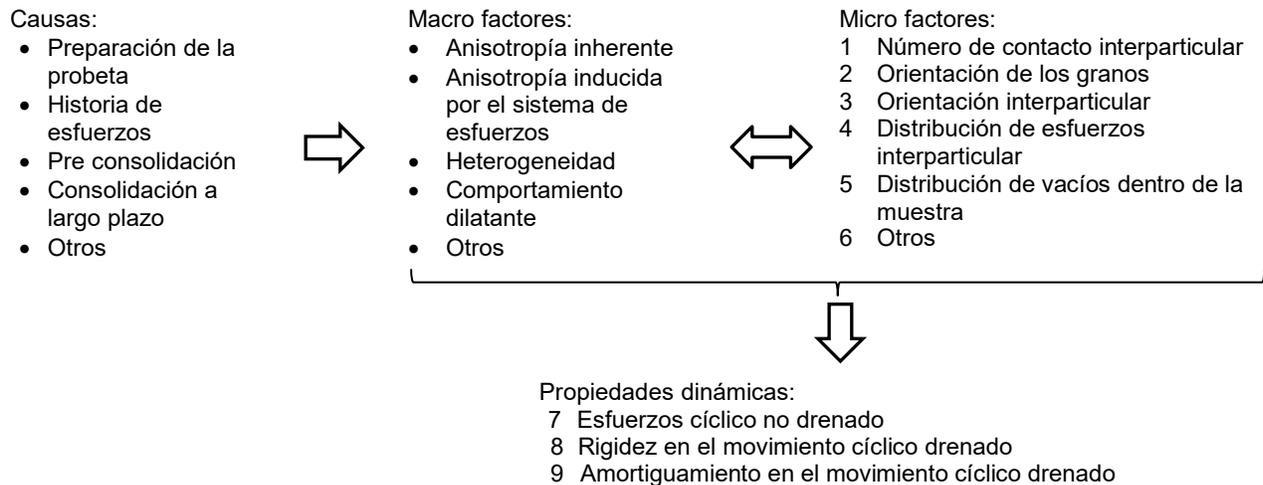
jales investigados sus valores se encuentran ligeramente fuera de la base de datos de los investigadores, pero dentro del intervalo obtenido para contenidos de finos entre 5 y 15%. Si bien los revalos mineros son arenas artificiales, producto de una actividad industrial, su comportamiento referente a las relaciones de vacío máxima y mínima se observan muy similares a las de arenas naturales y de otras fabricadas en el laboratorio.

4.5. Análisis del método empleado para la fabricación de probetas

El comportamiento de la arena ante cargas cíclicas ha sido estudiado a partir de la década de los 60's, sin embargo no se había dado importancia a la influencia del método de formación de las probetas, que principalmente son: la diferencia en la orientación de los granos y contacto entre partículas, variación de la relación de vacíos dentro de las probetas y segregación de las partículas. Hasta la década de los 70's, donde se inició con estos estudios, Ladd, R. (1974) concluyó que si dos probetas se ensayan bajo las mismas condiciones de carga cíclica, igual peso seco, pero diferente método de fabricación tendrán diferencias significativas en el comportamiento esfuerzo-deformación, especialmente en arenas densas de finas a gruesas. La tabla 4.11 reúne algunos criterios de varios investigadores acerca de la influencia del método de preparación de las probetas que puede afectar el comportamiento dinámico de las arenas. Puesto que este conocimiento es muy importante al momento de reconstituir arenas para propósitos de diseño (Tatsuoka, F., *et al.*, 1979). Por otro lado también se analiza las causas para pueden llegar a afectar el comportamiento de la micro y macroestructura de las probetas, ocasionado al momento de elaborar en el laboratorio probetas para efectuar los ensayos.

Tabla 4.11.- Factores relacionados a la estructura de arena que pueden afectar las propiedades dinámicas de las arenas (Tatsuoka, F., *et al.*, 1979)

Autor	Material	Observaciones
Ladd (1974) Mullis <i>et al.</i> (1975) Silver & Park (1975) Silver <i>et al.</i> (1976) Ladd (1976)	Arenas limpias Arenas limosas	Diferentes tipos de preparación de probetas, puede variar el esfuerzo cíclico no drenado
Ishihara <i>et al.</i> (1973) Ishihara & Okada (1978)	Arenas limpias Arenas limosas	Historia de pre consolidación incrementa el esfuerzo cíclico no drenado
Finn, Bransby & Pickering (1970)	Arenas limpias	La historia de grandes deformaciones decrece el esfuerzo cíclico no drenado
Tatsuoka & Yoshiwara (1973) Affi & Richart (1973)	Arenas limpias Arenas limosas	Historia de deformaciones pequeñas puede incrementar el esfuerzo cíclico no drenad. Historia de pre consolidación y consolidación a largo plazo no incrementa significativamente el módulo de rigidez al cortante en niveles de 10^{-4} o menos.
Anderson & Woods (1977)	Arcilla limosa y arcilla muy plástica	Los métodos de compactación influye notablemente el módulo de rigidez al cortante a $\gamma < 10^{-6}$ y los efectos observados son más significativos a bajos niveles de presión.



La mayoría de pruebas ejecutadas en laboratorios de materiales granulares (arenas o gravas), son efectuadas sobre probetas reconstituidas debido a que la obtención en campo de muestras inalteradas de estos materiales resulta muy difícil. Estos métodos pueden ser agrupados de acuerdo a las condiciones del contenido de agua del suelo (seco, húmedo o saturado), el método de colocar el suelo (pluviación, cuchareo, etc), y el medio a través del cual el suelo es colocado (aire o agua). Empleando uno o la combinación de los métodos expuestos anteriormente los métodos más importantes para conformar probetas pueden ser apisonamiento, amasado, rodillado o vibración. En particular, el método de apisonado húmedo consiste en compactar aplicando una carga cuasi estática en capas sucesivas de material (Ladd, 1974). La densidad de la probeta es preestablecida y puede ser controlada por un ajuste en el peso seco y volumen del material a ser colocado en cada una de las capas.

Empleando el método de apisonado en muchos casos se encontró evidencia de que las capas inferiores de la probeta sufrían una densificación, ocasionada por la compactación sucesiva de las capas superiores. Para evitar la heterogeneidad de las probetas el método de bajacompactación (undercompactation) fue propuesto (Ladd, 1978), como una mejora al método de compactación. Con esta técnica, las capas inferiores son compactadas inicialmente de manera menos densa que la densidad requerida y el efecto de la compactación de las sucesivas capas suprayacentes lograrían la densidad buscada.

En la actualidad el método de apisonado húmedo tiene ventaja sobre las otras técnicas de formación de probetas en laboratorio, debido a su relativa sencillez en el control de la densidad global alcanzada en la probeta, incluso para situaciones sueltas. Sin embargo el método en ocasiones puede mostrar condiciones de baja uniformidad en la probeta. Frost. J. (2003) efectuó el análisis en probetas confeccionadas con esta técnica, monitoreando la influencia de las apisonadas en cada capa por medio de una celda de carga ubicada en la base del molde partido, encontrando que la capa inferior experimenta mayores cargas que la segunda capa debido a la presencia de la base rígida que le subyace. Por otro lado se observa que empleando las técnicas de pluvitación húmeda y pluvitación seca se obtienen probetas más uniformes, a partir de imágenes obtenidas a través de rayos-X.

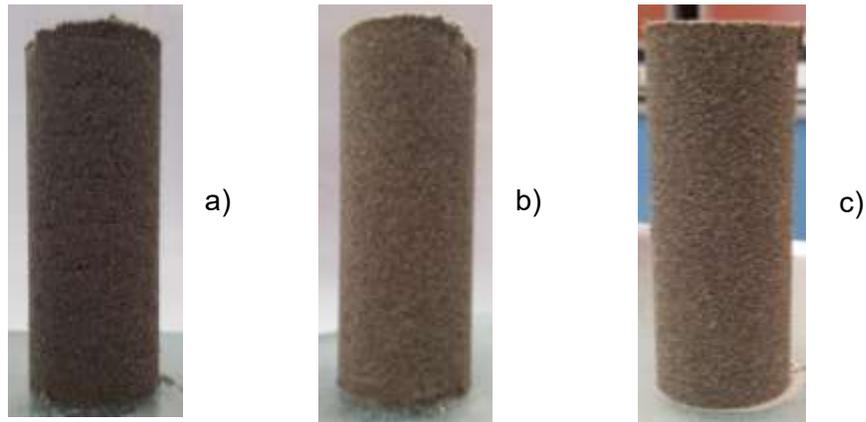
Para la conformación de las probetas se empleó el método de apisonado húmedo, razón por la que se efectuaron una serie de pruebas para conocer la uniformidad de la relación de vacíos y densidad seca de cada una de las capas apisonadas, conforme se colocaban las capas superiores sucesivas. Se empleó una muestra de jal minero dispuesto en diez capas iguales, apisonadas en doce ocasiones con un contenido de agua del 5% aproximadamente y utilizando los mismos pesos de pisón que en la etapa de compactación, es decir, 100, 250, 500, 1000, 2000 y 3000 g. Posterior a la colocación del material en cada capa y su respectivo apisonado, se procedió a medir la altura desde la parte superior del molde hasta la cara compactada del material en la circunferencia exterior, de tal manera que se formen ángulos de 0° , 90° , 180° y 270° con respecto a la primera medida, el valor empleado para los cálculos posteriores será el promedio de las cuatro medidas. Los gráficos 4.9(a) y 4.9(b) muestran las relaciones de vacío y densidad seca obtenidas, posterior a cada capa colocada; como se puede observar las muestras obtenidas con los pisones de 250, 500 y 1000 g son las más homogéneas y la de 100 g presenta cierta heterogeneidad especialmente en las primeras capas. Por otro lado las fotografías 4.6(a),(b) y (c) muestran imágenes de las probetas obtenidas mediante los pisones de 100, 1000 y 3000 g respectivamente. Se tiene que las probetas menos densas presentan una leve heterogeneidad al poder observarse las capas que lo conforman, aspecto que es casi imperceptible en las otras dos fotografías presentadas.

El intervalo de validez de este método de compactación se restringe hasta contenidos de agua del 20% empleando un pisón de 1000 g, debido a que con este contenido de agua y pesos mayores (e.g. 2000 o 3000 g) se inicia la desegregación del material y comienza la expulsión de agua por la parte inferior del molde, modificando el contenido de agua inicial de la muestra, obteniendo especímenes heterogéneos no recomendados para efectuar pruebas sobre ellos, conforme se puede apreciar en la fotografía 4.5.

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados



Fotografía 4.5.- Afloramiento de agua durante la ejecución de las pruebas de compactación, para $w=3000$ g y $w=10\%$.



Fotografía 4.6.- Probetas fabricadas con un contenido de agua de 5% y pisones de a)100 g, b)1000 g y c)3000 g

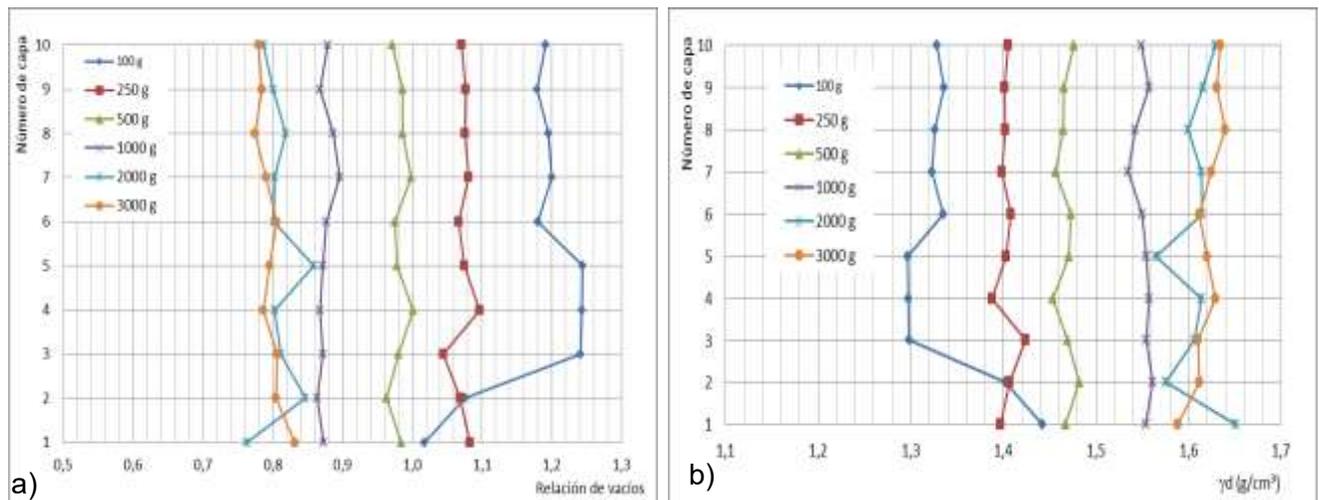


Gráfico 4.9.- Uniformidad de las probetas preparadas, (a) relación de vacíos y (b) densidad seca.

Posterior a la ejecución de cada una de las pruebas realizadas, tanto en la cámara triaxial cíclica como en la columna resonante se tomaron los contenidos de agua de la parte superior e inferior de las probetas, con el fin de verificar la homogeneidad de los especímenes fabricados con el método de compactación empleado. El gráfico 4.10 muestra la frecuencia relativa y absoluta de las marcas de clase, que representan la diferencia entre el valor del contenido de agua superior e inferior. El 90% de las probetas poseen menos del 10% de diferencia entre el contenido de agua obtenido en la parte superior e inferior, el 43% de las probetas presentan esta diferencia menor al 1.20%. Se consideran aceptables estos valores para catalogar la homogeneidad del método de fabricación de las probetas.

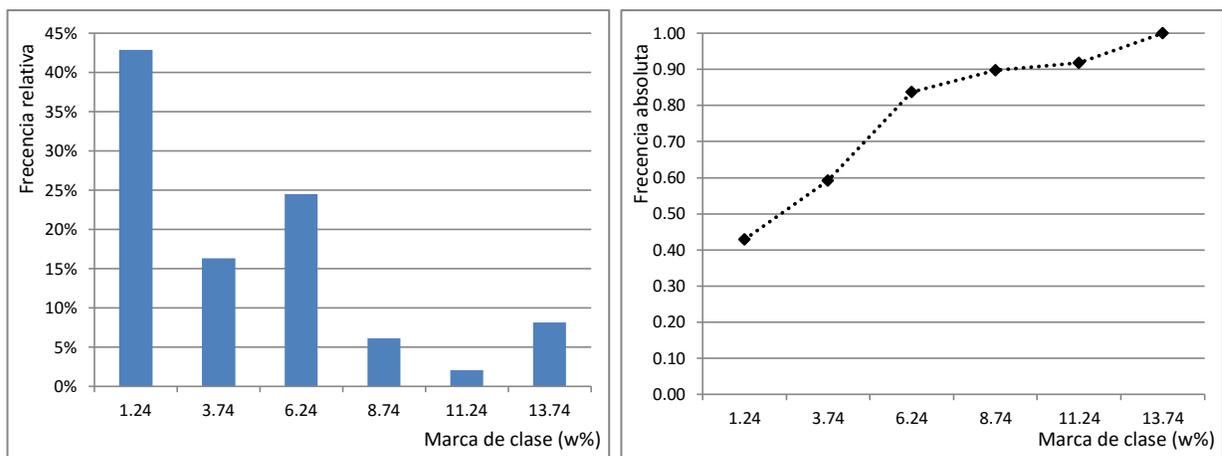


Gráfico 4.10.- Frecuencia relativa y absoluta de la diferencia de contenidos de agua superior e inferior de las probetas.

4.6. Procedimiento del ensayo

El programa experimental buscó conocer la influencia de las fuerzas capilares en el comportamiento de los jales mineros ante la acción de cargas estáticas, cíclicas y estáticas pos dinámicas al variar el grado de saturación desde 0 a 76.4%, manteniendo una relación de vacíos similar para cada una de las muestras que en promedio es de 0.8. Para este fin se han seleccionado las muestras elaboradas con el empleo de un pisón de 1000 g y variando el contenido de agua entre 0, 2.5 5, 10 y 20%. Por otro lado, también se desea conocer la influencia de la variación de la compacidad relativa en el comportamiento de estos materiales; para este fin se han seleccionado muestras con diferente relación de vacíos en un intervalo de 0.76 a 1.17 y valores muy cercanos del grado de saturación que en promedio es del 16.5%. Las muestras elaboradas con un contenido de agua cercano al 5%, variando la masa del pisón entre 100, 1000 y 3000 g. Por otro lado se desea conocer la influencia de la presión de confinamiento, para ello cada una de las

probetas fueron ensayadas con diferentes presiones de confinamiento que son 0.4, 0.8 y 1.2 kg/cm². Los valores fueron seleccionados con el fin de no perturbar las propiedades mecánicas de las probetas, evitando la difusión de aire a través de la membrana al momento de aplicar este esfuerzo. En la primera etapa de la investigación se empleó una cámara triaxial cíclica con el fin de conocer el comportamiento de las probetas ante cargas estáticas, para ello se elaboraron tres probetas iguales con una aplicación de carga a desplazamiento controlado de 0.013 cm/min, por un lapso de dos horas. Posteriormente y empleando el mismo equipo se estudió el comportamiento del módulo de rigidez al corte y amortiguamiento como funciones de las distorsiones angulares al ser sometidas a cargas cíclicas a grandes deformaciones, con este propósito se elaboraron otras tres probetas idénticas para ser sometidas a desplazamiento controlado sin llevarlas a la falla y posteriormente llevarlas a la falla de manera estática a desplazamiento controlado, con una tasa de 0.013 cm/min con el fin de poder conocer el comportamiento pos cíclico de los relaves mineros.

En una segunda etapa, empleando una columna resonante y construyendo de manera idéntica probetas como las ya ensayadas en la cámara triaxial, se estudió la relación entre el módulo de rigidez al corte a muy pequeños desplazamientos como función del grado de saturación, compacidad relativa y esfuerzo de confinamiento. Por otro lado también se determinó la degradación del módulo de rigidez al corte a medida que se incrementan las distorsiones angulares. De igual manera se estudió el comportamiento del amortiguamiento como función de la distorsión angular.

Las muestras a ser ensayadas y sus relaciones fundamentales se presentan en la tabla 4.12.

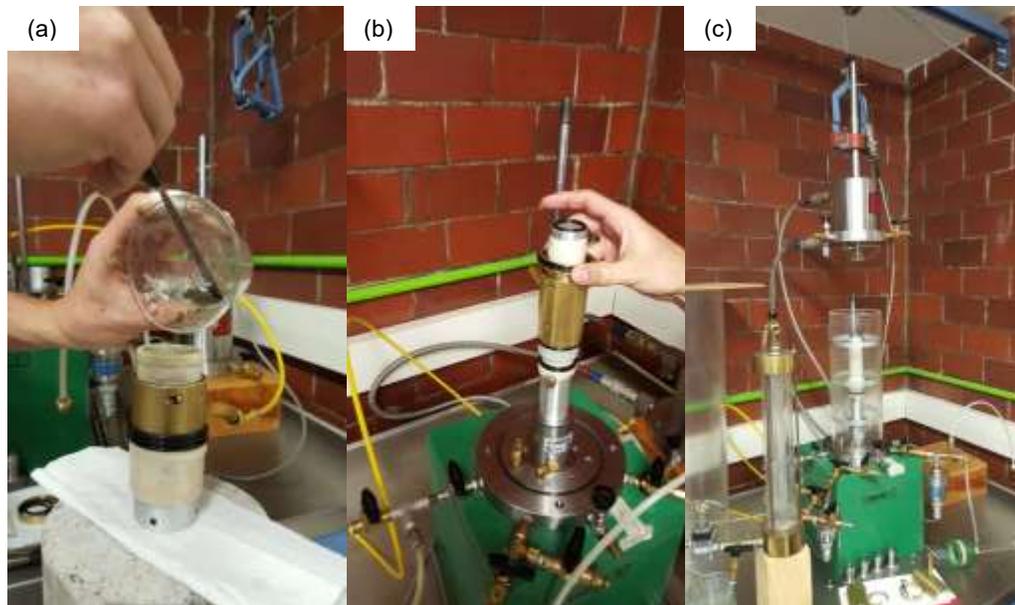
Tabla 4.12.- Muestras seleccionadas para ensayos en la cámara triaxial cíclica, con presiones de confinamiento de 0.4, 0.8 y 1.2 kg/cm²

Peso del pisón (g)	Contenido de agua (%)	Peso volumétrico húmedo (g/cm ³)	Peso volumétrico seco (g/cm ³)	Relación de vacíos	Grado de saturación (%)	Porosidad (%)	Compacidad relativa (%)
1000	0	1,73	1,73	0,68	0,0	40,5	100,0
	2.5	1,66	1,62	0,78	8,4	43,9	82,0
	5	1,64	1,55	0,87	18,1	46,5	71,3
	10	1,71	1,54	0,88	35,0	47,0	69,0
	20	1,98	1,65	0,75	76,4	43,1	88,1
100	5	1,42	1,34	1,16	13,4	53,8	26,5
3000		1,74	1,65	0,75	20,0	43,1	88,3

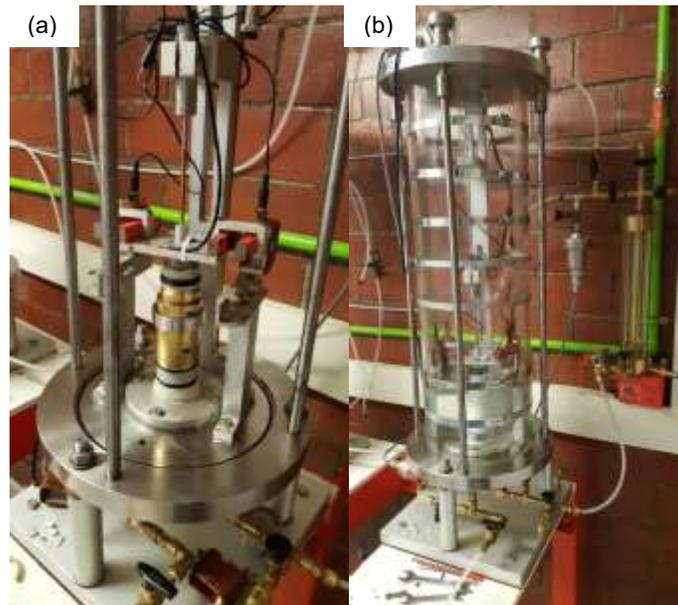
La probeta a ser empleada será de forma cilíndrica, elaborada mediante la misma técnica empleada para las pruebas de compactación por apisonado, utilizando un molde partido adaptado con una entrada para la conexión al vacío y compatible con el dispositivo desmontable al pedestal de la cámara triaxial. Las fotografías 4.7 y 4.8, muestran algunos de los pasos seguidos para el montaje de una probeta en la cámara triaxial cíclica y en la columna resonante, a continuación se describen brevemente los pasos seguidos:

- Pesar aproximadamente 200 g del material húmedo.
- Secar durante 24 horas en el horno de convección forzada.
- Sacar del horno y colocarlo en el desecador hasta que se encuentre a temperatura ambiente.
- Eliminar grumos y homogenizar el material, con el empleo de una espátula.
- Mediar la cantidad de agua destilada necesaria para el contenido de agua que se requiere y colocar sobre el material seco.
- Homogenizar y colocar en un recipiente hermético.
- Almacenar en la cámara húmeda durante 24 horas.
- Pesar el material necesario para la elaboración de la probeta.
- Separar el material en diez partes iguales, utilizando recipientes de vidrio.
- Colocar la membrana de látex en el molde partido y aplicar vacío.
- Colocar la primera capa de material con una espátula, apisonar con el peso requerido doce veces.
- Repetir el paso anterior hasta completar las diez capas.
- Medir la altura de la muestra y montar en la cámara triaxial cíclica.

El tamaño máximo de la partícula del material a ser ensayado deberá ser $1/6$ del diámetro de la probeta (ASTM D5311), para el presente caso la probeta tuvo un diámetro de 35 mm y el tamaño máximo de las partículas a ensayar es de 0.84 mm (tamiz #20) cumpliendo la recomendación. La relación altura diámetro de la probeta deberá ser entre 2.0 y 2.5 veces (ASTM D5311), para evitar efectos de pandeo en la muestra. La altura recomendada deberá encontrarse entre $7.00 < L < 8.75$ cm.



Fotografía 4.7.- Montaje de las probetas en la CTC, (a) formación de probeta, (b) colocación de molde en el pedestal y (c) colocación de cabezal.



Fotografía 4.8.- Montaje de las probetas en la CR, (a) colocación de molde en el pedestal y (c) llenado de cámara con agua

CAPÍTULO 5

5 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Influencia de la compacidad relativa, el contenido de agua inicial y el confinamiento, en el comportamiento estático de los jales mineros estudiados

En una primera etapa y empleando la cámara triaxial cíclica se efectuaron pruebas monotónicas aplicando el esfuerzo desviador a desplazamiento controlado (0.013 cm/min). Una vez conformada y montada la probeta en el equipo se aplicó un esfuerzo confinante isótropo de 0.4 kg/cm², una vez estabilizada la presión de cámara se indujo el esfuerzo desviador hasta provocar la falla de la probeta. Este procedimiento se repitió con nuevos especímenes para presiones de confinamiento de 0.8 y 1.2 kg/cm². En una segunda etapa, en el mismo equipo triaxial una vez conformada y montada la probeta fue sometida a un esfuerzo confinante isótropo de 0.4 kg/cm², una vez estabilizada la presión en la cámara se efectuó la aplicación del esfuerzo desviador de manera cíclica controlando la deformación vertical, de forma que este esfuerzo varíe entre el 30 y 60% del máximo obtenido en la prueba monotónica. Cada ciclo de carga consistió en 20 repeticiones, considerando el décimo ciclo para el análisis de resultados. Una vez concluida esta etapa, se llevó hasta la falla a la probeta de manera monotónica idénticamente que lo efectuado en la primera etapa. El procedimiento se repitió con nuevas probetas para presiones de confinamiento de 0.8 y 1.2 kg/cm². La figura 5.31 muestra una curva esfuerzo-deformación típica de esta etapa de ensayos, donde se aprecia que la forma de la gráfica obtenida difiere para cada ciclo de carga. En la tabla 5.13 se presentan las condiciones iniciales de las probetas ensayadas, que en total fueron 49 distribuidas en las diferentes etapas, así como un resumen de los resultados obtenidos.

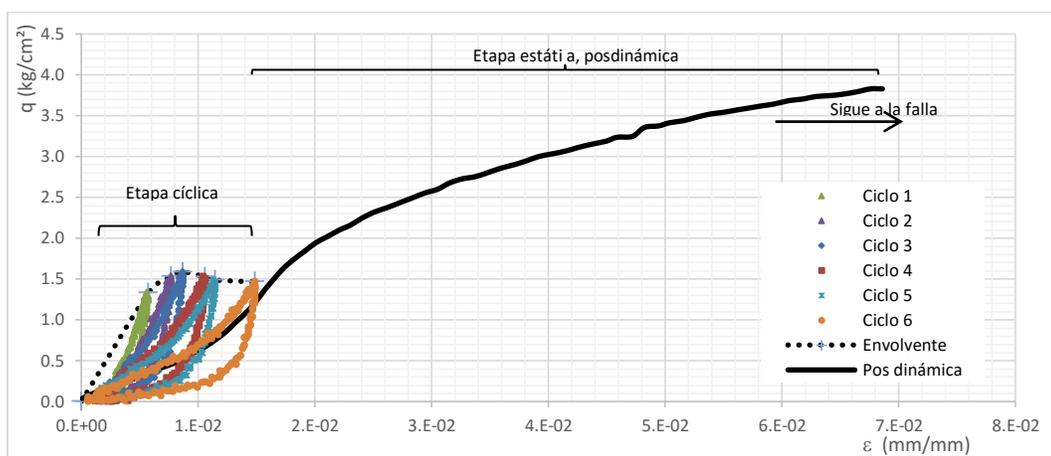


Figura 5.52.- Carga posdinámica y ciclos de carga dinámicos para $w=20\%$ $W=1000\text{ g}$ $\sigma_c=1.2\text{ kg/cm}^2$

Tabla 5.13.- Características de las probetas ensayadas

M#	w %	Pisón g	σ_c kg/cm ²	e	Sr %	Dr %	ESTÁTICA					POSDINÁMICAS ^(a)					DINÁMICAS	
							q _{máx} kg/cm ²	ϕ M-C °	c kg/cm ²	E ₅₀ ^(b) kg/cm ²	E ^(c) kg/cm ²	q _{máx} kg/cm ²	ϕ M-C (°)	c kg/cm ²	E ₅₀ ^(b) kg/cm ²	E ^(c) kg/cm ²	G _{máx} kg/cm ²	$\lambda_{máx}$
1	0	1000	0.40	0.68	0.0	97.8	2.64	45.66	0.10	157.59	108.01	2.69	43.42	0.19	197.06	288.65	1047.00	13.40
			0.80	0.68	0.0	97.8	4.42			194.95	138.29	4.66			263.62	368.44	1520.24	12.78
			1.20	0.68	0.0	97.8	6.64			245.49	180.94	6.20			260.96	578.04	1921.25	12.30
2	2.5	1000	0.40	0.79	9.1	82.0	2.10	41.61	0.09	86.36	53.94	1.87	39.02	0.14	87.33	152.81	807.20	14.86
			0.80	0.79	9.1	82.0	3.49			138.70	78.74	3.64			149.64	266.52	1205.60	14.20
			1.20	0.79	9.1	82.0	5.26			178.87	105.60	4.53			233.71	273.22	1535.20	13.20
3	5	1000	0.40	0.87	16.6	69.1	1.48	35.49	0.07	61.34	43.05	1.61	34.82	0.13	59.64	143.21	604.60	15.30
			0.80	0.87	16.6	69.1	2.38			62.51	43.80	2.62			103.82	181.61	845.00	14.70
			1.20	0.87	16.6	69.1	3.68			290.18	286.52	3.74			156.59	260.70	1064.00	14.42
4	10	1000	0.40	0.87	32.4	68.6	1.32	32.92	0.07	107.09	63.29	1.81	36.35	0.14	66.04	112.84	581.00	15.65
			0.80	0.87	32.4	68.6	2.04			122.45	61.44	2.85			113.93	166.34	830.00	14.92
			1.20	0.87	32.4	68.6	3.21			137.64	92.21	4.13			148.40	207.27	1049.00	14.10
5	20	1000	0.40	0.76	75.5	85.9	2.04	35.39	0.22	130.15	48.50	2.07	36.47	0.21	29.21	30.16	521.50	15.50
			0.80	0.76	75.5	85.9	3.03			126.64	74.21	3.17			52.00	45.59	993.70	14.90
			1.20	0.76	75.5	85.9	4.24			193.29	99.30	4.41			93.56	75.55	1301.00	14.30
6	5	3000	0.40	0.76	19.9	86.3	2.03	36.13	0.22	106.93	74.83	2.19	40.72	0.15	106.29	184.05	835.00	14.00
			0.80	0.76	19.9	86.3	3.25			212.20	127.09	3.78			156.38	213.64	1158.00	13.66
			1.20	0.76	19.9	86.3	4.33			210.46	105.54	5.19			242.95	417.44	1410.00	13.15
7	5	100	0.40	1.16	12.4	25.6	0.72	28.81	0.00	22.85	11.57	0.90	32.68	0.00	30.54	42.16	337.40	15.60
			0.80	1.16	12.4	25.6	1.50			37.07	18.52	1.97			61.61	86.81	528.60	15.40
			1.20	1.16	12.4	25.6	2.29			41.93	23.31	2.81			89.14	119.48	621.45	14.99

(a) Falla estática, posterior a cargas cíclicas.

(b) Módulo de elasticidad considerado entre el 0.5 q_{máx} y el origen de coordenadas.

(c) Módulo de elasticidad considerado entre el 0.3 y 0.6 q_{máx}.

El comportamiento mecánico de los suelos ensayados ante cargas monotónicas fue representado empleando curvas de esfuerzo desviador-deformación unitaria, en función de los esfuerzos totales. Una vez obtenidas las cargas y deformaciones axiales se calcularon las áreas corregidas de la probeta y del esfuerzo desviador aplicado en función de la deformación unitaria. La relación entre esfuerzo desviador y deformación unitaria que éste causa, se denomina rigidez, si este coeficiente es constante el material presenta un comportamiento elástico lineal denominándose módulo de elasticidad (E). Por otro lado si esta relación no es constante, el material podrá ser o no elástico. La pendiente de E varía con el nivel del esfuerzo y podrá ser tangente o secante a la curva esfuerzo-deformación, como se muestra en la figura 5.53.

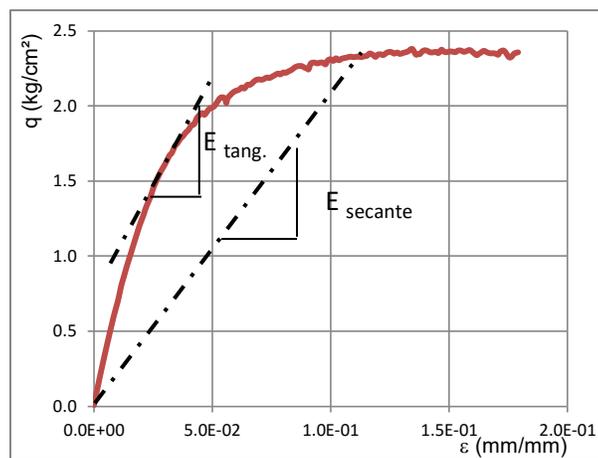


Figura 5.53.- Módulo de rigidez tangente y secante

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, es el esfuerzo máximo que puede soportar antes de ocurrir la falla. Esta falla es un concepto arbitrario, para materiales frágiles es definido como la carga máxima que puede soportar, mientras que para otros de comportamiento dúctil, que pueden absorber gran cantidad de energía de deformación antes de romperse, se determina cuando se alcanza una deformación específica. Para el presente caso fue el 20% de la longitud original, como se muestra en la figura 5.54.

El estado de esfuerzo al que se encuentra sometido el suelo puede ser definido en términos de esfuerzos normales (σ) y cortantes (τ), representado empleando una diagrama de Mohr, en la que cada circunferencia representa todos los posibles estados de esfuerzos dentro de la masa de suelo. Los esfuerzos principales (σ_1 y σ_3) describirán la posición y tamaño de esta circunferencia, que para este caso será el esfuerzo desviador y el esfuerzo de confinamiento, respectivamente en términos de esfuerzos totales.

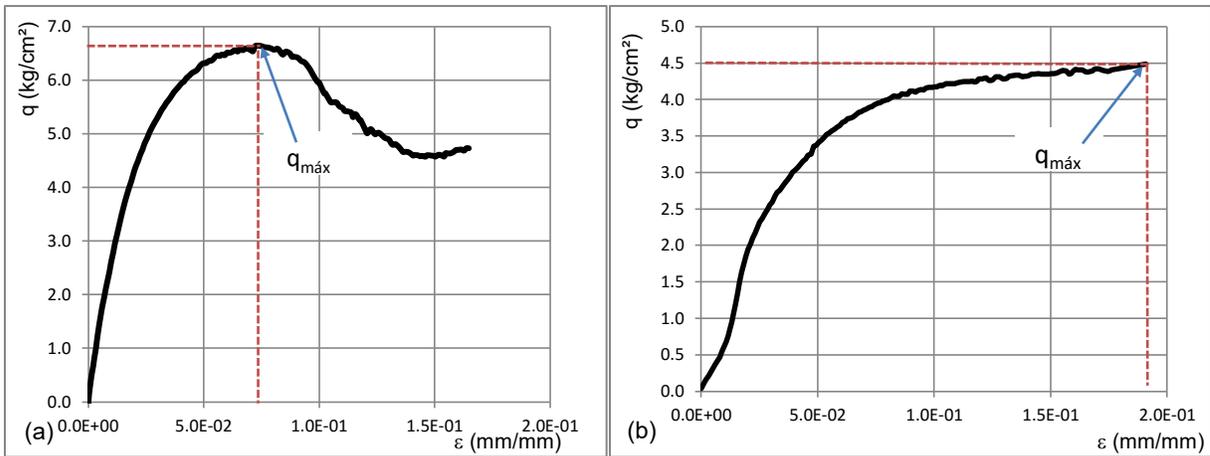


Figura 5.54.- Criterios de falla empleados (a) carga máxima y (b) deformación específica.

Cuando el elemento de suelo se aproxima a la falla, la circunferencia tocará en un punto a la denominada envolvente de falla, que en la práctica considerando esfuerzos totales se simplifica de manera lineal con la expresión:

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan(\phi) \quad (5.1)$$

Donde, c y ϕ son los parámetros de resistencia al esfuerzos cortante del suelo, conocidos como cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente. Una representación de una envolvente de falla típica se muestra en la figura 5.55.

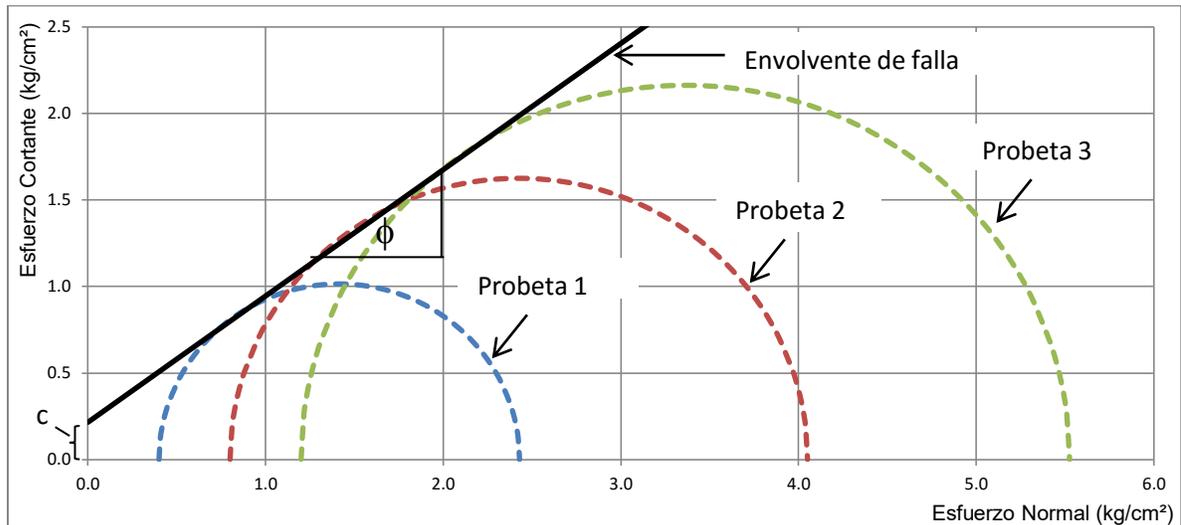


Figura 5.55.- Envolvente de falla típica para el criterio Mohr-Coulomb.

5.1.1. Influencia de la compacidad relativa en el comportamiento estático de los jales mineros estudiados.

El aumento de la compacidad relativa en los relaves estudiados, para un mismo grado de saturación y esfuerzo de confinamiento, ocasionó un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante reflejado en el incremento del esfuerzo desviador máximo en la falla de las probetas ensayadas, comportamiento que se repitió tanto en las pruebas estáticas, como en las posdinámicas. Los gráficos 5.11, 5.12 y 5.13 muestran este comportamiento.

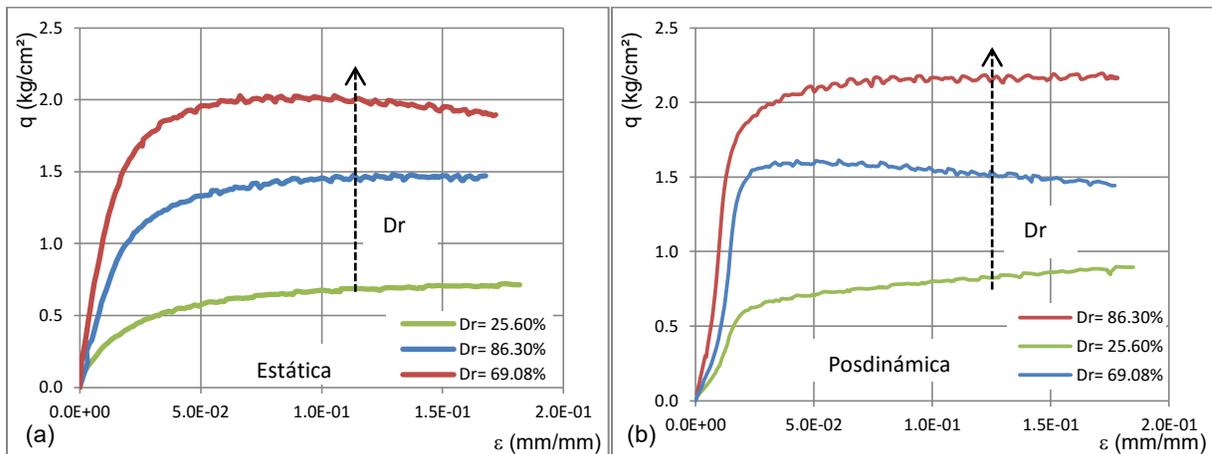


Gráfico 5.11.- Influencia de la compacidad relativa en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r = 17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de 0.4 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.

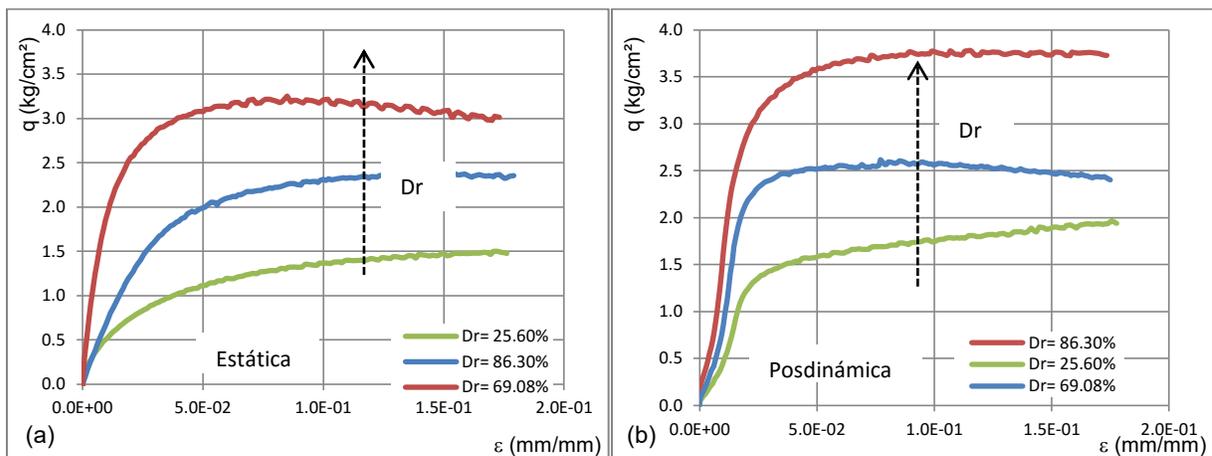


Gráfico 5.12.- Influencia de la compacidad relativa en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r = 17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de 0.8 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

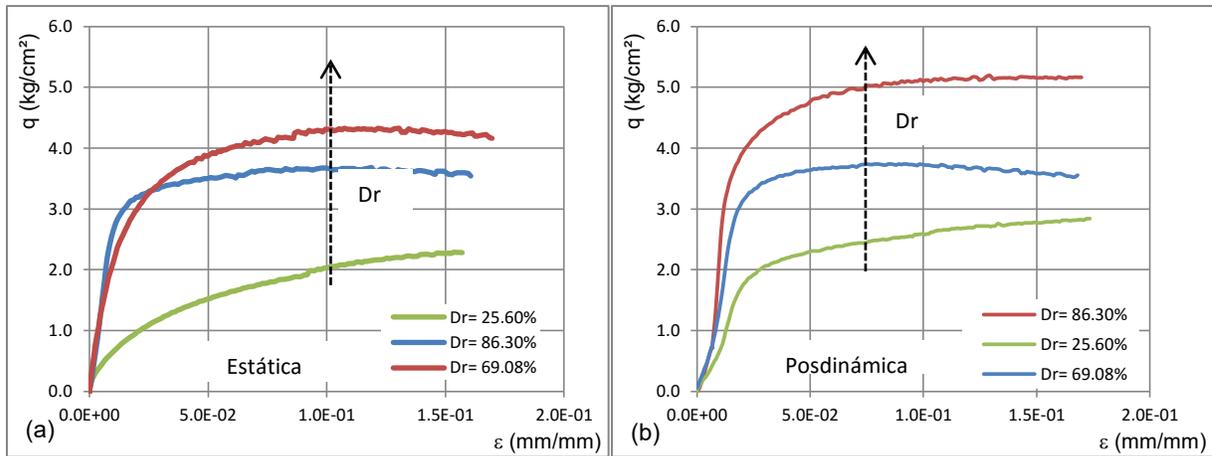


Gráfico 5.13.- Influencia de la compacidad relativa en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de 1.2 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.

En las muestras ensayadas posdinámicas con las compacidades relativas extremas, se observó un incremento en el valor del ángulo de fricción interna, respecto a las pruebas estáticas del 12%. Por otro lado la muestra con una compacidad relativa de 69.1% no muestra diferencia. Este comportamiento es diferente para la cohesión, puesto que la muestra más suelta no sufrió cambio. La muestra media con una $D_r=69.1\%$ incrementó su valor en 46% y la muestra más densa disminuyó en 32%.

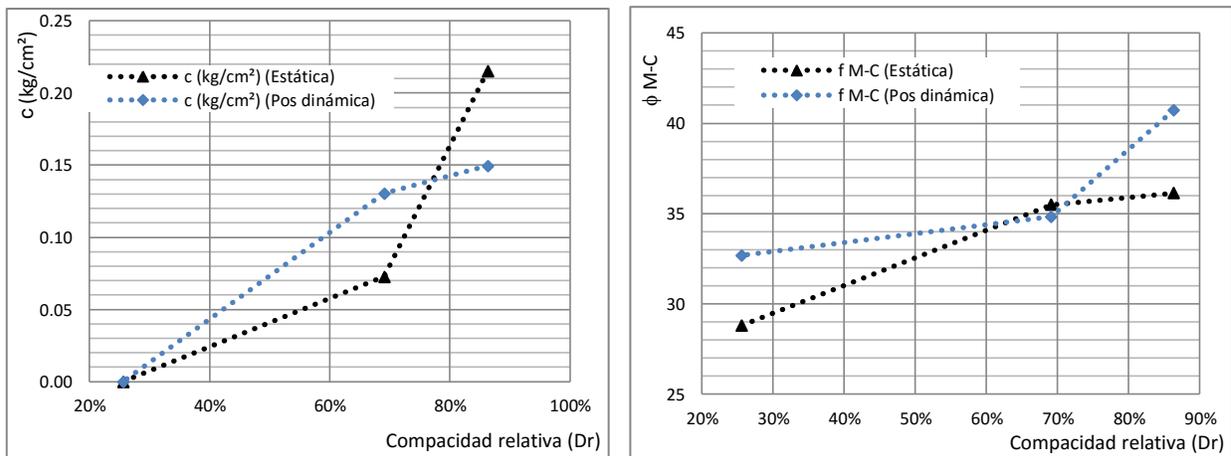


Gráfico 5.14.- Influencia de la compacidad relativa en el ángulo de fricción interna y cohesión para una $S_r=17.02\%$

El comportamiento monotónico de las probetas, posterior a la acción de cargas cíclicas muestra una considerable rigidización, al incrementarse los módulos elásticos secantes calculados entre el 30 y 60% de la carga máxima, respecto a la condición estática. Este comportamiento se presenta en las gráficas 5.15 para diferentes esfuerzos de confinamiento.

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

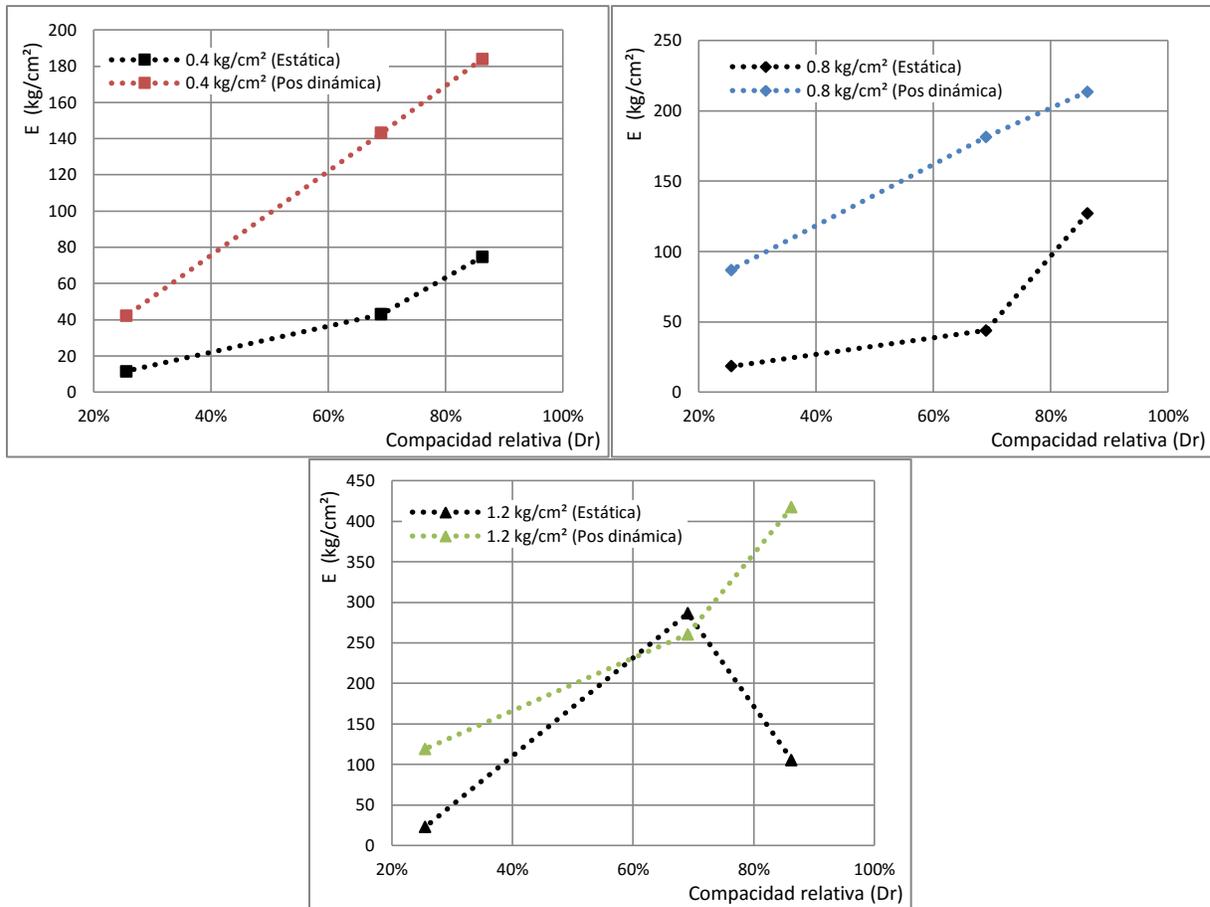
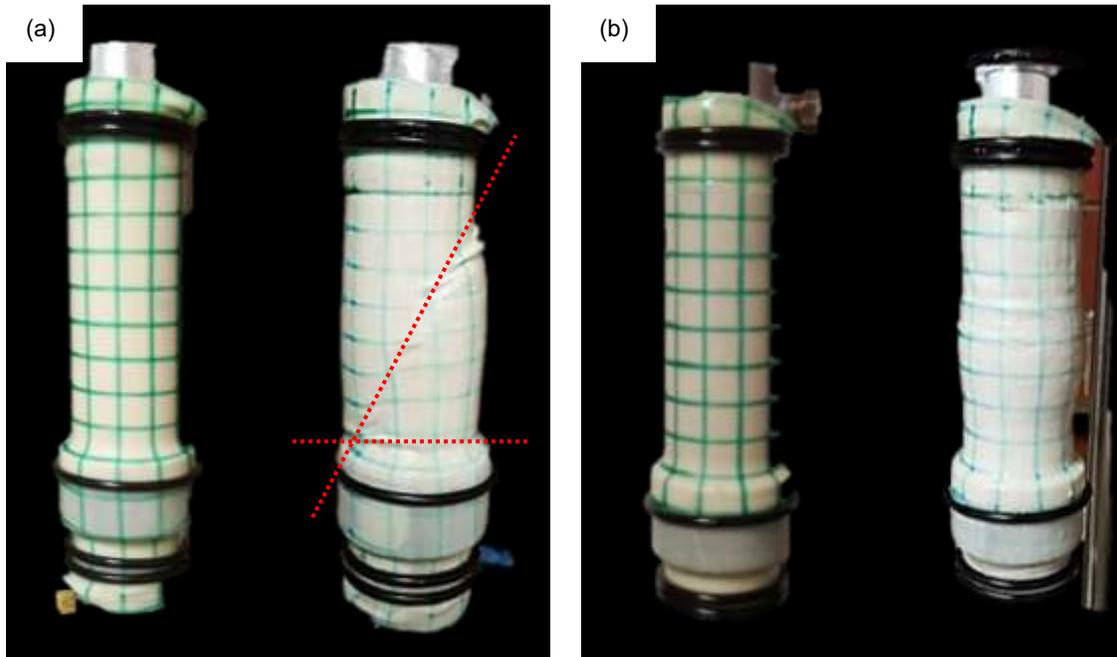


Gráfico 5.15.- Influencia de la compactación relativa en el módulo de elasticidad para un mismo $S_r=17.02\%$ y esfuerzo de confinamiento (a) 0.4 kg/cm^2 , (b) 0.8 kg/cm^2 y (c) 1.2 kg/cm^2 .

5.1.2. Influencia del contenido de agua inicial (grado de saturación) en el comportamiento estático de los jales mineros estudiados

El aumento del grado de saturación inicial en los relaves estudiados, para una misma compactación relativa y esfuerzo de confinamiento provocó un comportamiento diferenciado de las probetas analizadas. Las muestras secas presentaron un comportamiento frágil, es decir, con un claro esfuerzo máximo en la falla y las muestras húmedas por otro lado mostraron un comportamiento dúctil, es decir, sufrieron grandes deformaciones sin presentar una carga pico, como se muestra en las fotografías 5.9. En las muestras ensayadas únicamente ante carga monotónica, el mayor esfuerzo desviador se presentó en la muestra seca y a medida que se incrementa el grado de saturación disminuye su magnitud; sin embargo, cuando el grado de saturación llega al 75% la probeta muestra un incremento considerable en su esfuerzo desviador máximo, comportamiento que se repite para cada esfuerzo de confinamiento. Por otro lado, ante carga posdinámica la muestra seca presenta la mayor resistencia y conforme aumenta el grado de saturación disminuye

la resistencia. Este comportamiento se mantiene hasta que $S_r=32.4\%$, puesto que a partir de aquí el incremento del contenido de agua provocará un aumento en la resistencia. Las gráficas 5.16, 5.17 y 5.18 muestran las curvas de esfuerzo-deformación para diferentes esfuerzos de confinamiento



Fotografía 5.9.- Comparación de probetas antes y después de la falla estática, (a) pisón = 1000 g y $w = 0\%$, (b) pisón 1000 g y $w = 10\%$

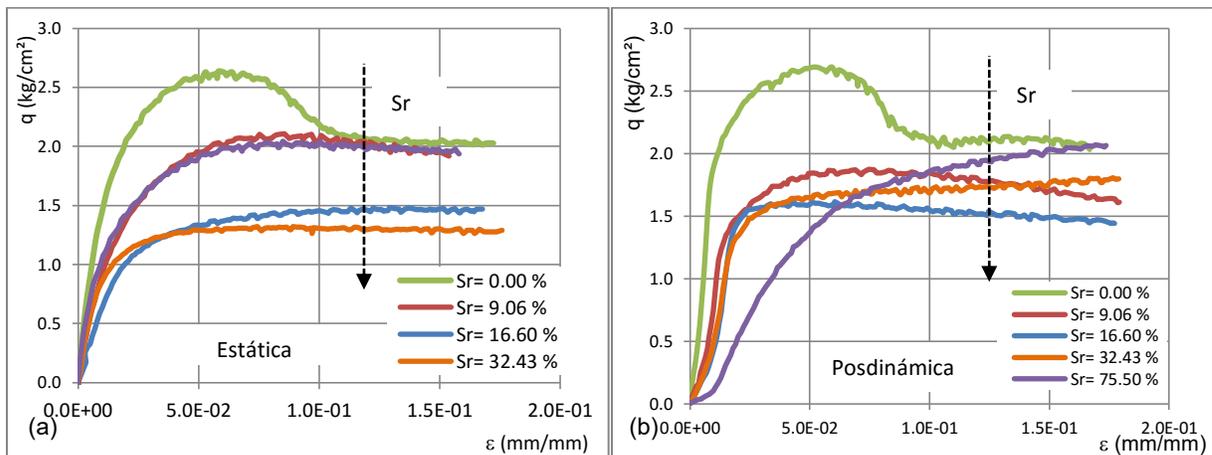


Gráfico 5.16.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el comportamiento esfuerzo-deformación para un $D_r=80.6\%$ y esfuerzos de confinamiento de 0.4 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.

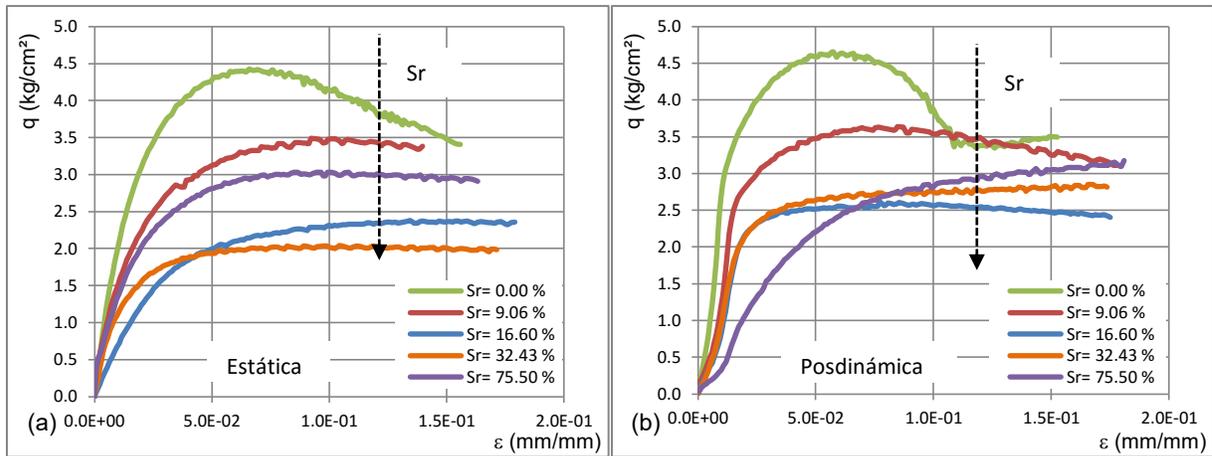


Gráfico 5.17.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el comportamiento esfuerzo-deformación para $D_r=80.6\%$ y esfuerzos de confinamiento de 0.8 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.

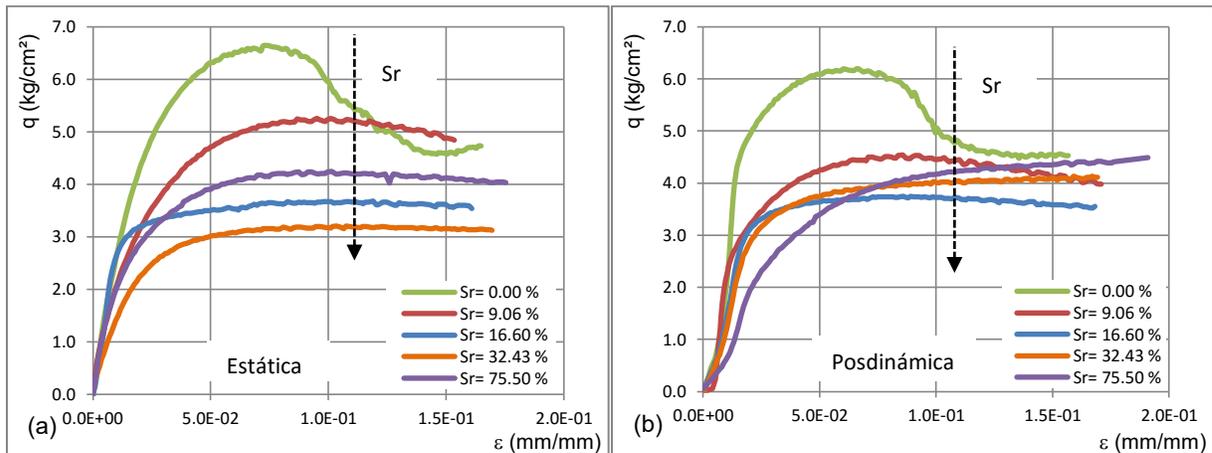


Gráfico 5.18.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $D_r=80.6\%$ y esfuerzos de confinamiento de 1.2 kg/cm^2 para (a) carga estática y (b) posdinámica.

En las probetas ensayadas ante carga estática, se observa una disminución del ángulo de fricción interna, conforme se incrementa el grado de saturación desde el 0% hasta el 32%, luego prácticamente se mantiene constante hasta la condición más húmeda. Por otro lado el comportamiento posdinámico es similar a lo antes explicado a excepción que la disminución del ángulo de fricción interna se da hasta el 16.6% del grado de saturación. La cohesión sufre una disminución en su valor, conforme se incrementa el contenido de agua hasta llegar a un grado de saturación del 16.6%, para luego incrementar su valor conforme se incrementa el contenido de agua, comportamiento que se repite tanto para carga estática, como posdinámica. Este comportamiento se observa en las gráficas de resumen 5.19 y en cada circunferencia de Mohr trazada para la condición estática y posdinámica mostrada en las gráficas 5.20 a 5.26. Resultados

que se asemejan a las tendencias experimentales obtenidas por Zhang, Y., 2014 y Lu, N. & Wu, B., 2005. (Capítulo 2 de la presente tesis).

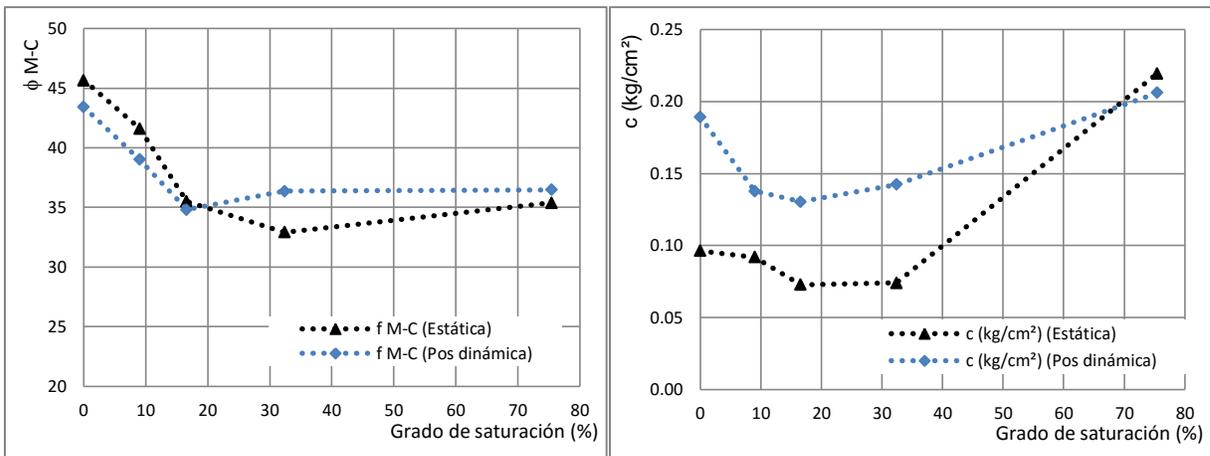


Gráfico 5.19.- Influencia del grado de saturación en el ángulo de fricción interna y cohesión para una $D_r=80.6\%$.

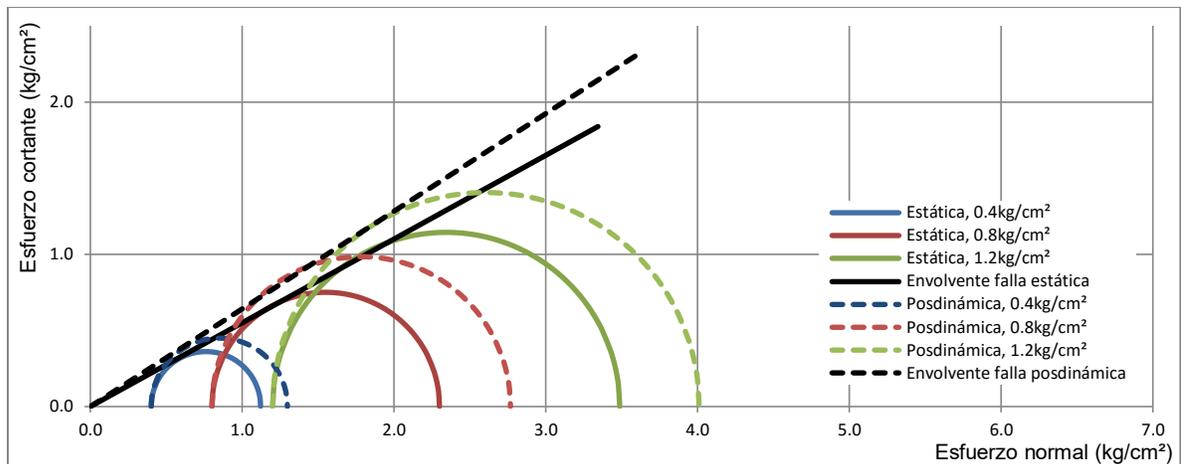


Gráfico 5.20.- Envoltente de falla Mohr-Coulomb estática y posdinámica para $w=5\%$ $W=100$ g. ($S_r=12.4\%$ y $D_r=25.6\%$)

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

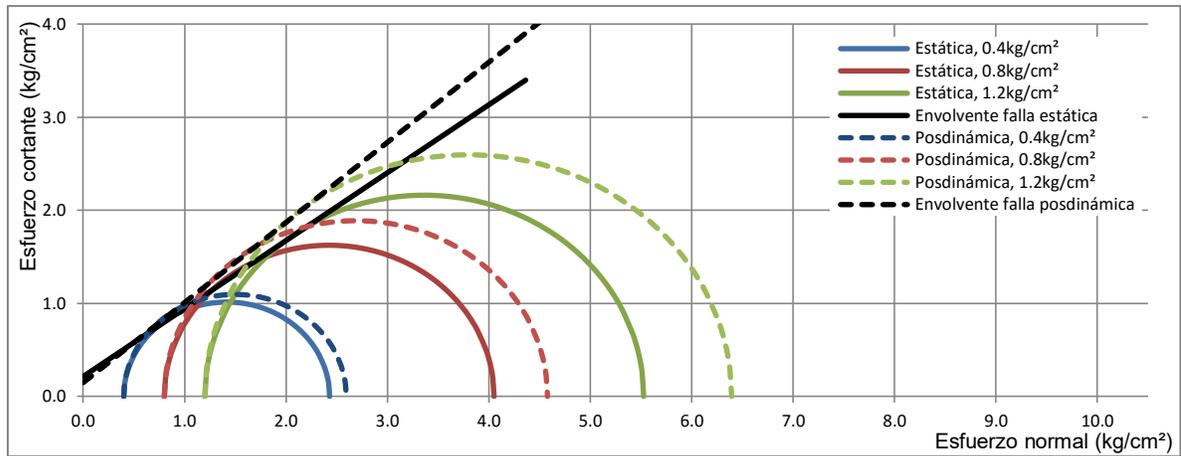


Gráfico 5.21.- Envolvente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=5\%$ $W=3000$ g. ($S_r=19.9\%$ y $D_r=86.3\%$)

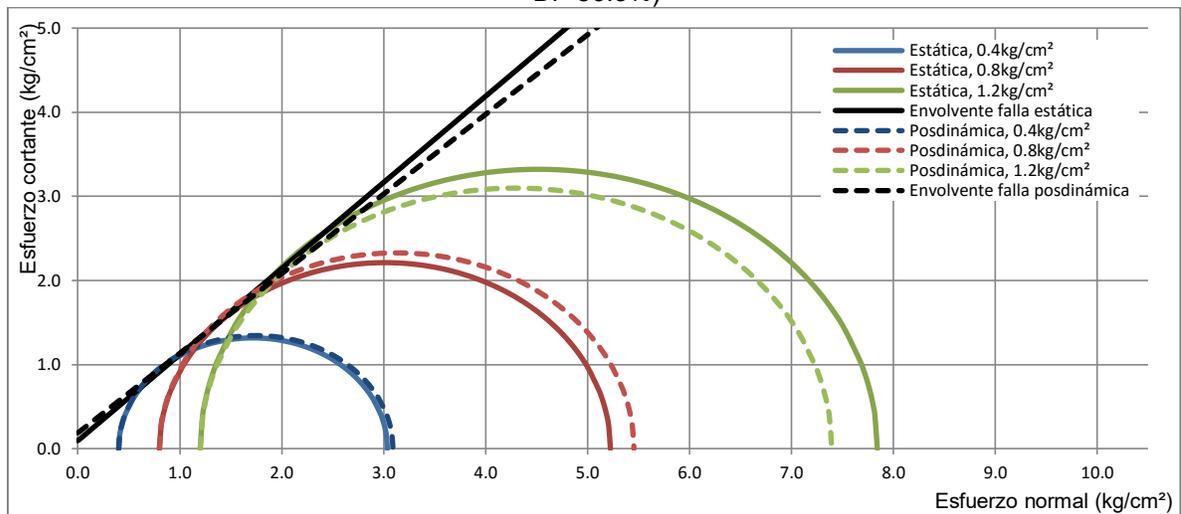


Gráfico 5.22.- Envolvente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=0\%$ $W=1000$ g. ($S_r=0.0\%$ y $D_r=97.8\%$)

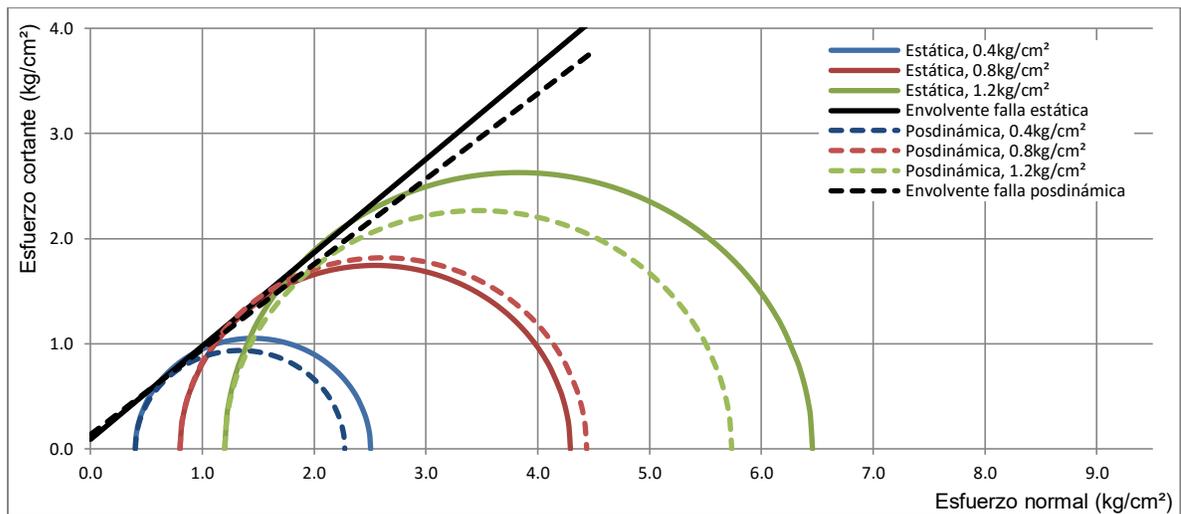


Gráfico 5.23.- Envolvente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=2.5\%$ $W=1000$ g. ($S_r=9.1\%$ y $D_r=82.0\%$)

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

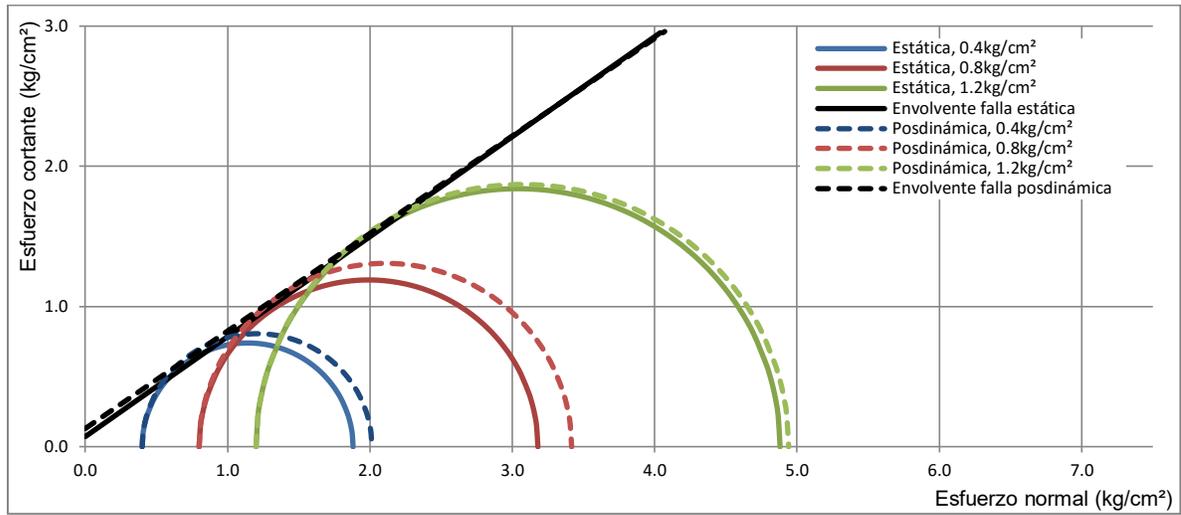


Gráfico 5.24.- Envolvente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=5\%$ $W=1000$ g. ($S_r=16.6\%$ y $D_r=69.1\%$)

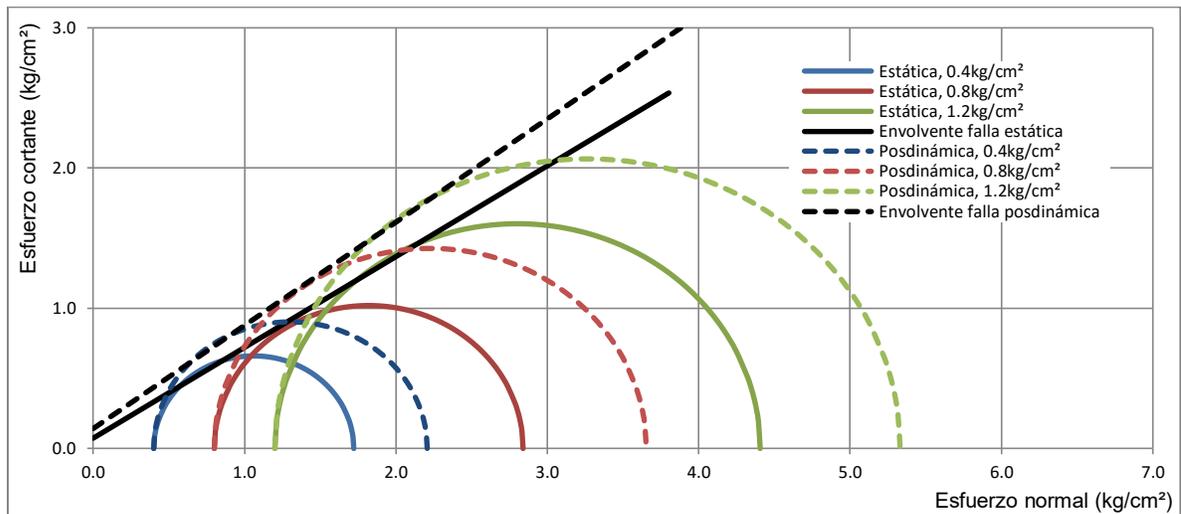


Gráfico 5.25.- Envolvente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=10\%$ $W=1000$ g. ($S_r=32.4\%$ y $D_r=68.6\%$)

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

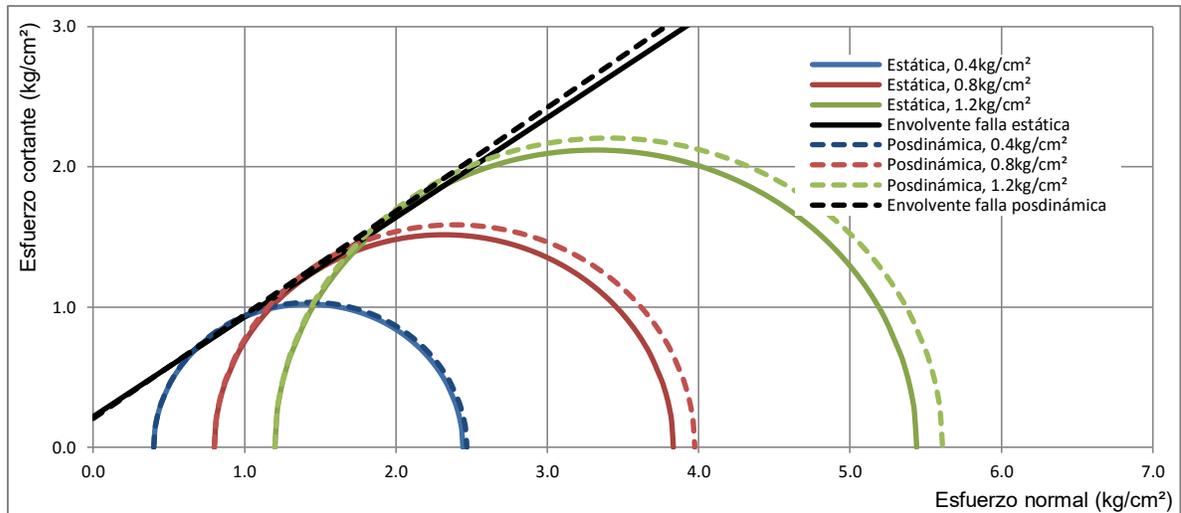
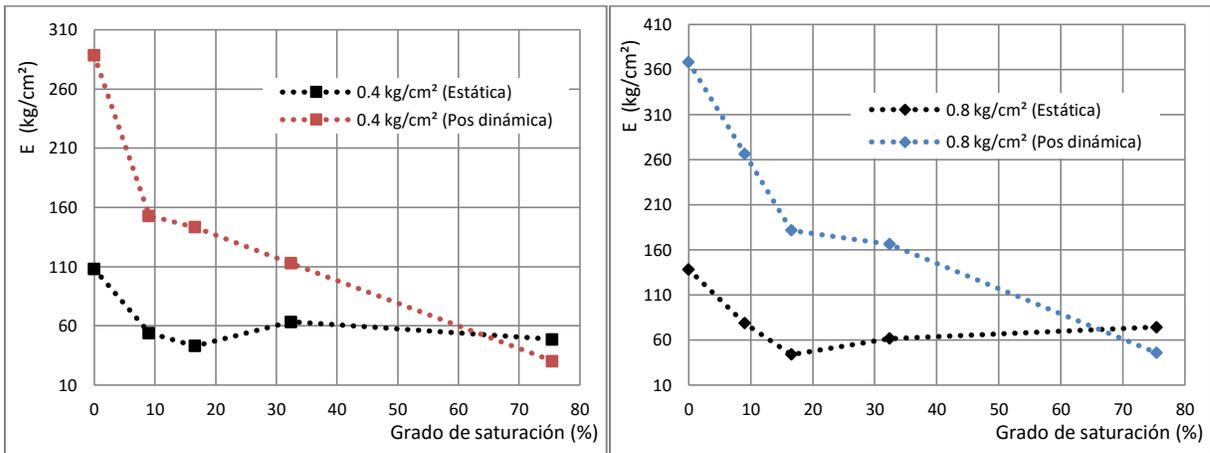


Gráfico 5.26.- Envolvente de falla Morh-Coulomb estática y posdinámica para $w=20\%$ $W=1000$ g. ($S_r=75.5\%$ y $D_r=85.9\%$)

Los módulos elásticos secantes calculados entre el 30 y 60% de la carga máxima, sufren una disminución conforme se incrementa el grado de saturación del material, es decir el máximo se obtuvo para la muestra seca y el menor para la más húmeda, comportamiento idéntico en las pruebas estáticas como en las posdinámicas, tal como se presenta en las gráficas 5.27 para diferentes esfuerzos de confinamiento.



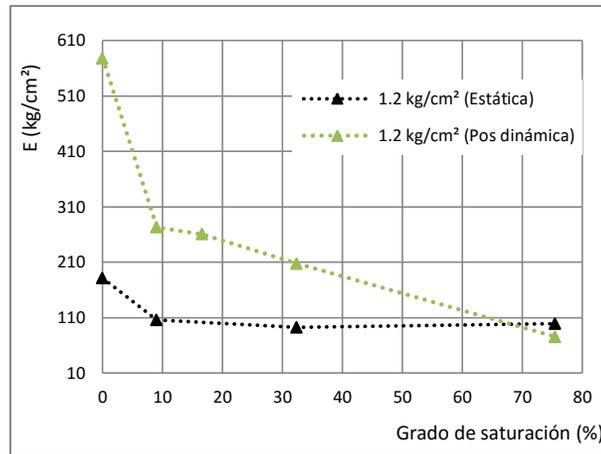


Gráfico 5.27.- Influencia del contenido de agua en el módulo de elasticidad para una misma $D_r=80.6\%$ y esfuerzo de confinamiento (a) 0.4 kg/cm^2 , (b) 0.8 kg/cm^2 y (c) 1.2 kg/cm^2 .

5.1.3. Influencia del esfuerzo confinante en el comportamiento estático de los jales mineros estudiados.

Los gráficos 5.28 a 5.34, muestran las curvas esfuerzo-deformación para diferentes valores de esfuerzo de confinamiento aplicado, evidenciando que tanto para la condición estática como posdinámica, un incremento en el esfuerzo de confinamiento aumenta la resistencia a la falla de probeta, obteniéndose los valores menores para confinamientos de 0.4 kg/cm^2 y los mayores para confinamientos de 1.2 kg/cm^2 .

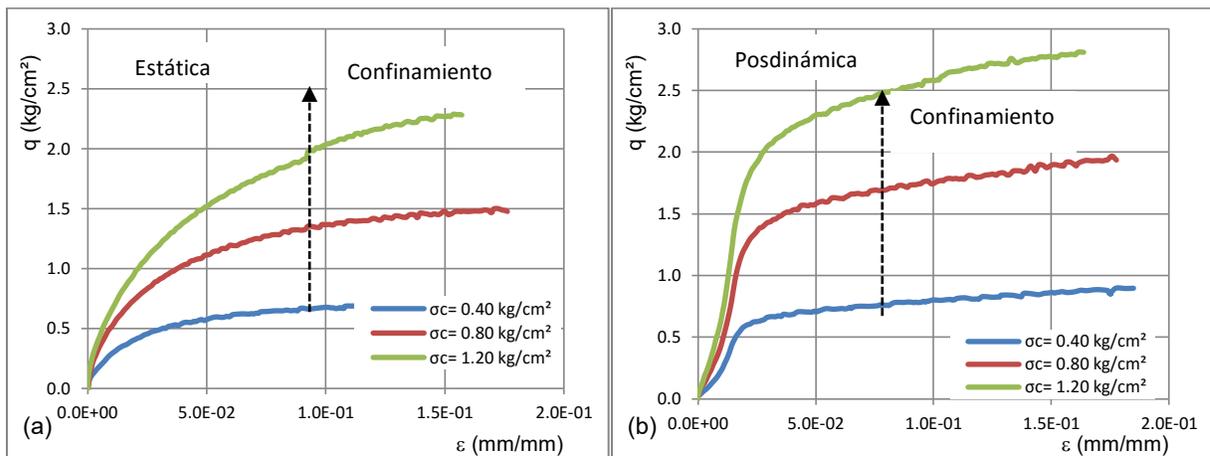


Gráfico 5.28.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.02\%$ y $D_r=25.6\%$ ($w=5\%$, $W=100 \text{ g}$) para (a) carga estática y (b) posdinámica.

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

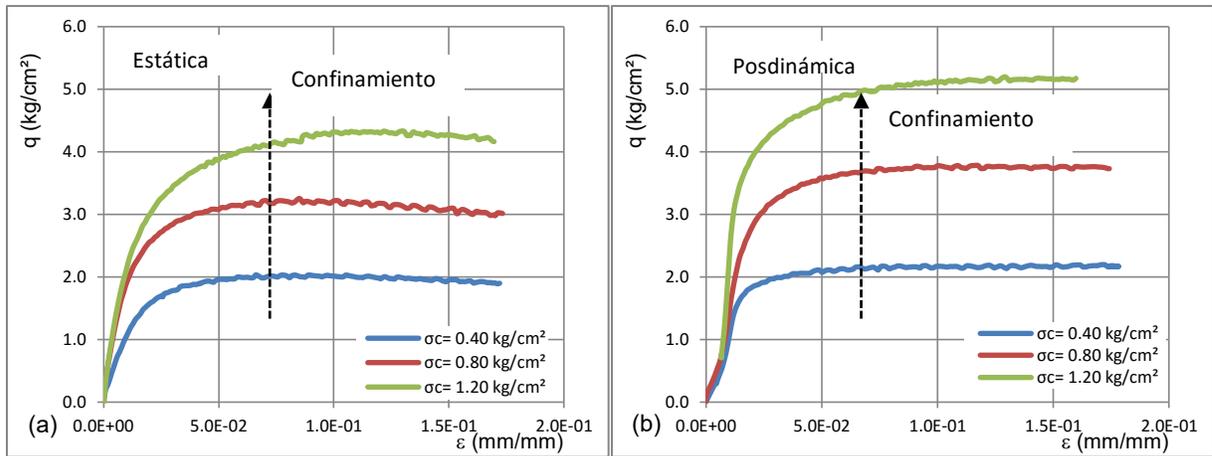


Gráfico 5.29.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=17.02\%$ y $D_r=86.7\%$ ($w=5\%$, $W=100$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.

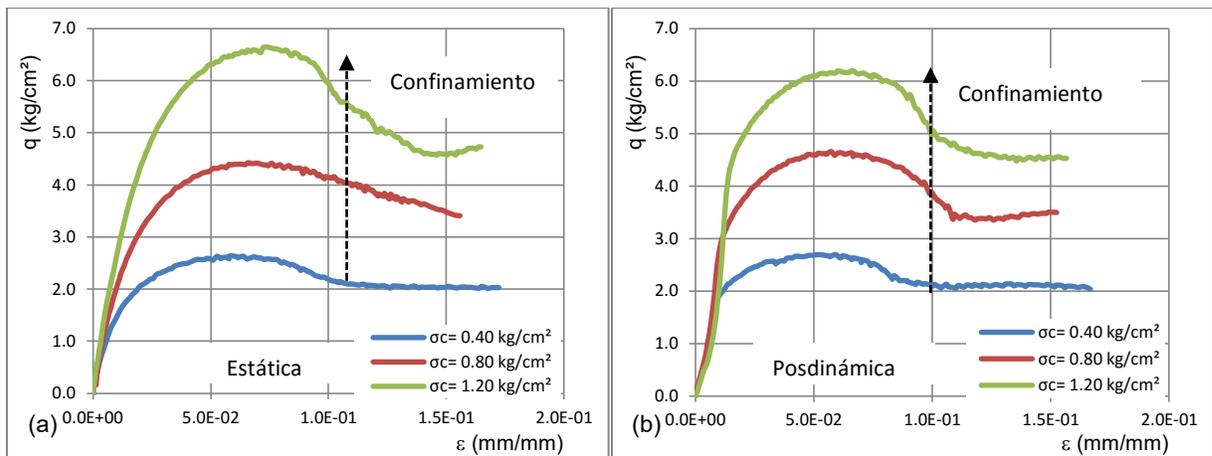


Gráfico 5.30.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=0.0\%$ y $D_r=80.6\%$ ($w=0\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.

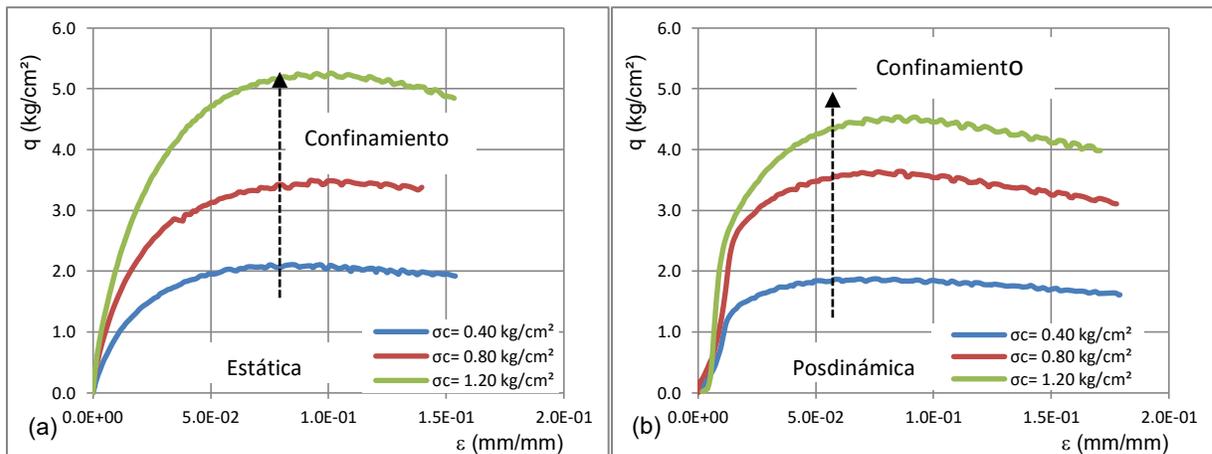


Gráfico 5.31.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $S_r=9.20\%$ y $D_r=80.6\%$ ($w=2.5\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

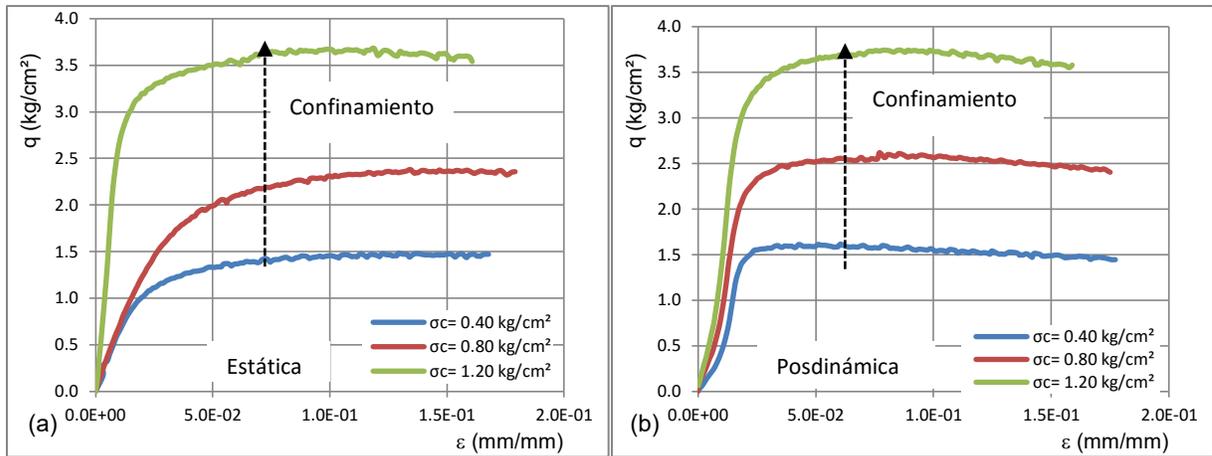


Gráfico 5.32.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $Sr=17.32\%$ y $Dr=80.6\%$ ($w=5\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.

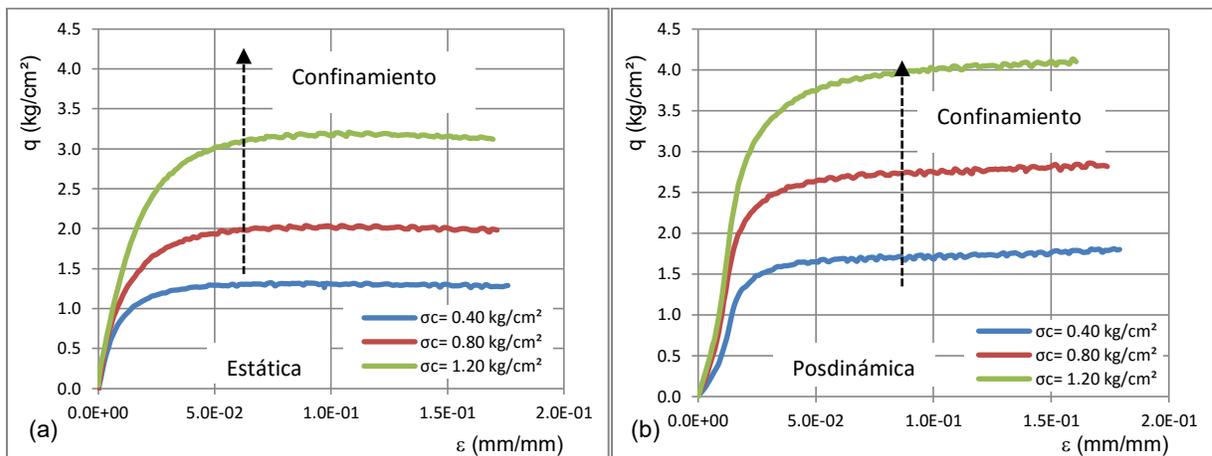


Gráfico 5.33.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $Sr=32.72\%$ y $Dr=80.6\%$ ($w=10\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.

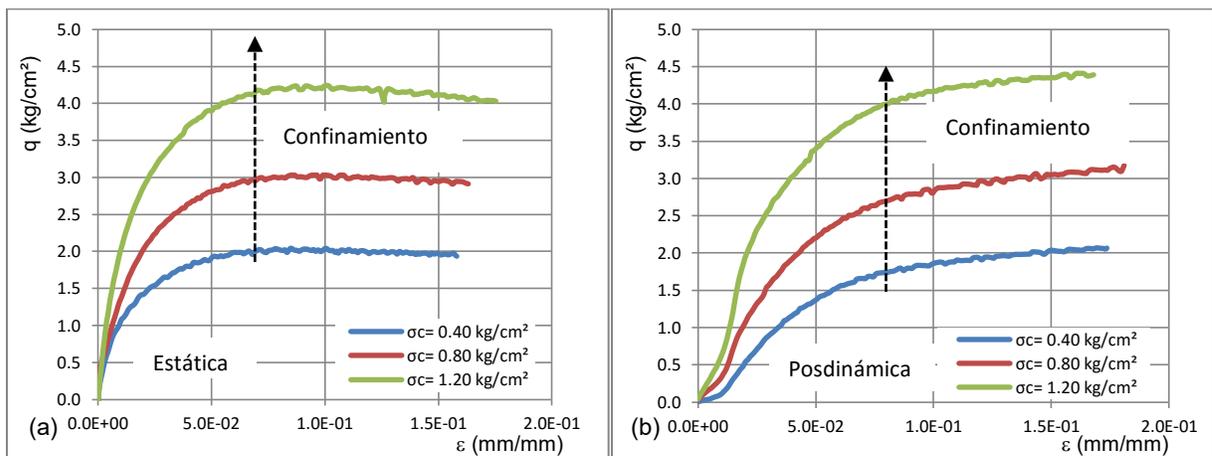


Gráfico 5.34.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento esfuerzo-deformación para una $Sr=75.39\%$ y $Dr=80.6\%$ ($w=20\%$, $W=1000$ g) para (a) carga estática y (b) posdinámica.

5.2. Influencia de la compacidad relativa, el contenido de agua inicial y el confinamiento, en el comportamiento dinámico de los jales mineros estudiados.

En una tercera etapa y empleando una columna resonante una vez conformada y montada la probeta en el equipo se la sometió a un esfuerzo isotrópico confinante inicial de 0.2kg/cm^2 . Una vez estabilizada la presión en la cámara se efectuó el barrido de frecuencias, para diferentes amplitudes. Al término de cada uno de los barridos, la muestra fue sometida a un incremento del esfuerzo confinante, realizando nuevos barridos de frecuencia. Este procedimiento se repitió hasta aplicar un esfuerzo confinante final de 1.2 kg/cm^2 . En la tabla 5.1 se presentan las condiciones iniciales de las probetas ensayadas, que en total fueron 49 distribuidas en las diferentes etapas, así como un resumen de los resultados obtenidos.

5.2.1. Influencia de la compacidad relativa en el módulo de rigidez al corte

El módulo de rigidez al corte decrece, conforme se disminuye la compacidad relativa de un mismo tipo de muestra, manteniendo constante el grado de saturación y el esfuerzo de confinamiento. Es decir, las muestras más sueltas presentan módulos de rigidez al corte más bajos y conforme se incrementa su densidad también aumentará considerablemente su módulo de rigidez a muy pequeñas distorsiones angulares ($G_{\text{máx}}$), como se indica el gráfico 5.35; por otro lado a grandes deformaciones angulares esta diferencia ya no es tan notoria. Este comportamiento fue observado por Hardin y Drnevich (1972) y Flores, O. (1996), en los cuales los resultados experimentales se ajustan a esta conducta, tal como se muestra en las gráficas 5.36

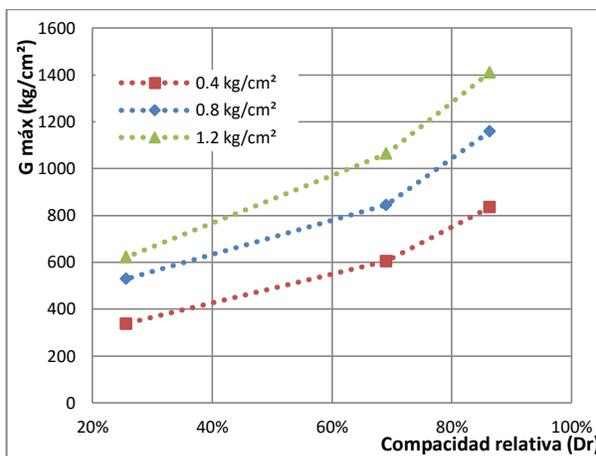


Gráfico 5.35.- Influencia de la compacidad relativa en el $G_{\text{máx}}$ ($\gamma \leq 10^{-4}\%$) para una $S_r=17.02\%$ y diferentes esfuerzos de confinamiento

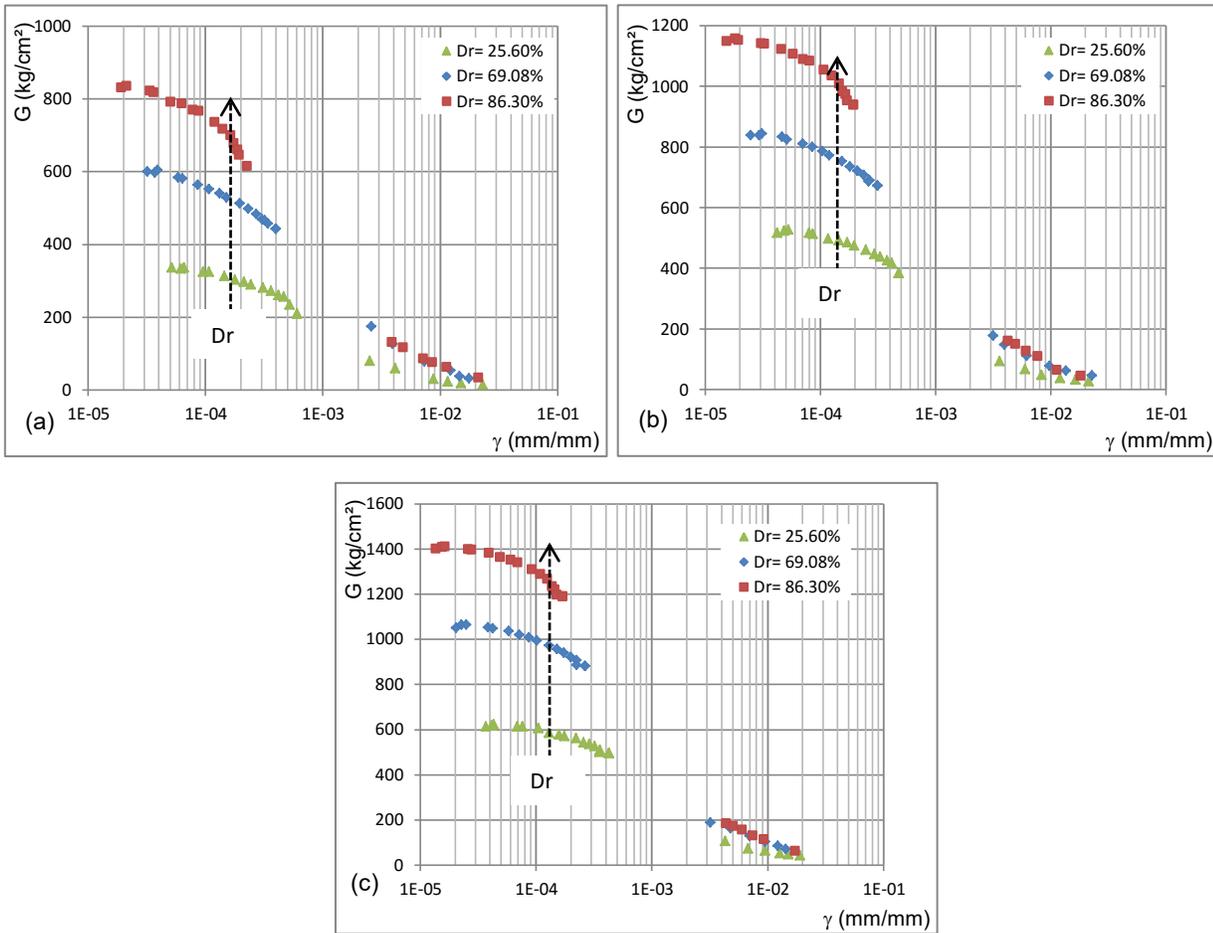


Gráfico 5.36.- Influencia de la compacidad relativa en el módulo de rigidez al corte para una $S_r=17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de (a) 0.4 kg/cm^2 , (b) 0.8 kg/cm^2 y (c) 1.2 kg/cm^2

5.2.2. Influencia de la compacidad relativa en la relación de amortiguamiento

La relación de amortiguamiento decrece, conforme se aumenta la compacidad relativa de un mismo tipo de muestra, manteniendo constante el grado de saturación y el esfuerzo de confinamiento; es decir, las muestras más sueltas presentan mayor amortiguamiento y conforme se incrementa su densidad también disminuirá de manera leve su amortiguamiento a grandes y pequeñas distorsiones angulares, tal como se muestra en las gráficas 5.37.

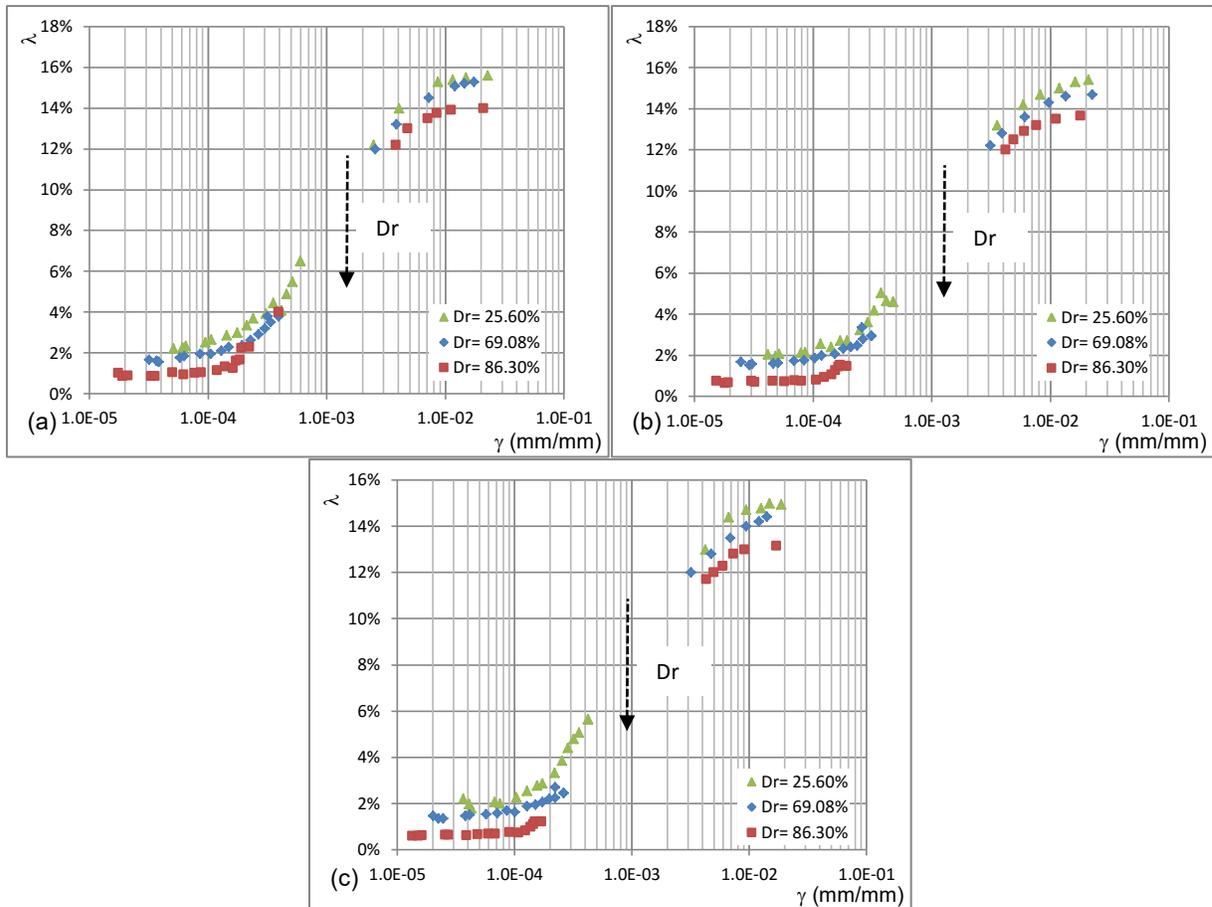


Gráfico 5.37.- Influencia de la compacidad relativa en la relación de amortiguamiento para una $S_r=17.02\%$ y esfuerzos de confinamiento de (a) 0.4 kg/cm^2 , (b) 0.8 kg/cm^2 y (c) 1.2 kg/cm^2

5.2.3. Influencia del contenido de agua inicial (grado de saturación) en el módulo de rigidez al corte.

De manera general el módulo de rigidez al corte ($G_{\text{máx}}$) a muy pequeñas distorsiones angulares disminuye conforme aumenta el grado de saturación, presentando sus valores más altos en la muestra seca, que a su vez es la condición más densa ensayada. Conforme disminuye el grado de saturación, el módulo de rigidez también sufre una disminución drástica hasta llegar a un $S_r=16.6\%$, posterior a este punto y conforme se sigue incrementando el contenido de agua en la probeta hasta un $S_r=32.9\%$ la rigidez del material no experimenta cambio alguno, comportamiento que varía ligeramente con un leve ascenso en la rigidez si el grado de saturación sigue aumentando hasta el 75.5% , como se aprecia en la gráfica 5.38 y 5.39, para diferentes esfuerzos de confinamiento y compacidades relativas similares.

Este comportamiento también se reporta en la literatura, puesto que a medida que se incrementa el grado de saturación de una muestra, disminuyen las fuerzas capilares que interactúan con el esqueleto sólido del suelo, hasta llegar a un valor casi despreciable cuando la muestra se aproxima a la saturación. Por otro lado, un grado de saturación bajo, conlleva a que las fuerzas capilares puedan gobernar el comportamiento del suelo, incrementándose conforme se disminuye el grado de saturación. Investigaciones con resultados similares se observaron son Wu, S. *et al.* (1985), Qian *et al.* (1991), Qian *et al.* (1993), Hardcastle, J., *et al.* (1998), Sanjay, P., *et al.* (2007), Suprunenko, G., *et al.* (2015), Jafarzadeh, F. *et al.* (2014). A grandes deformaciones angulares no se presentan diferencias notorias en el comportamiento del suelo, con diferentes grado de saturación.

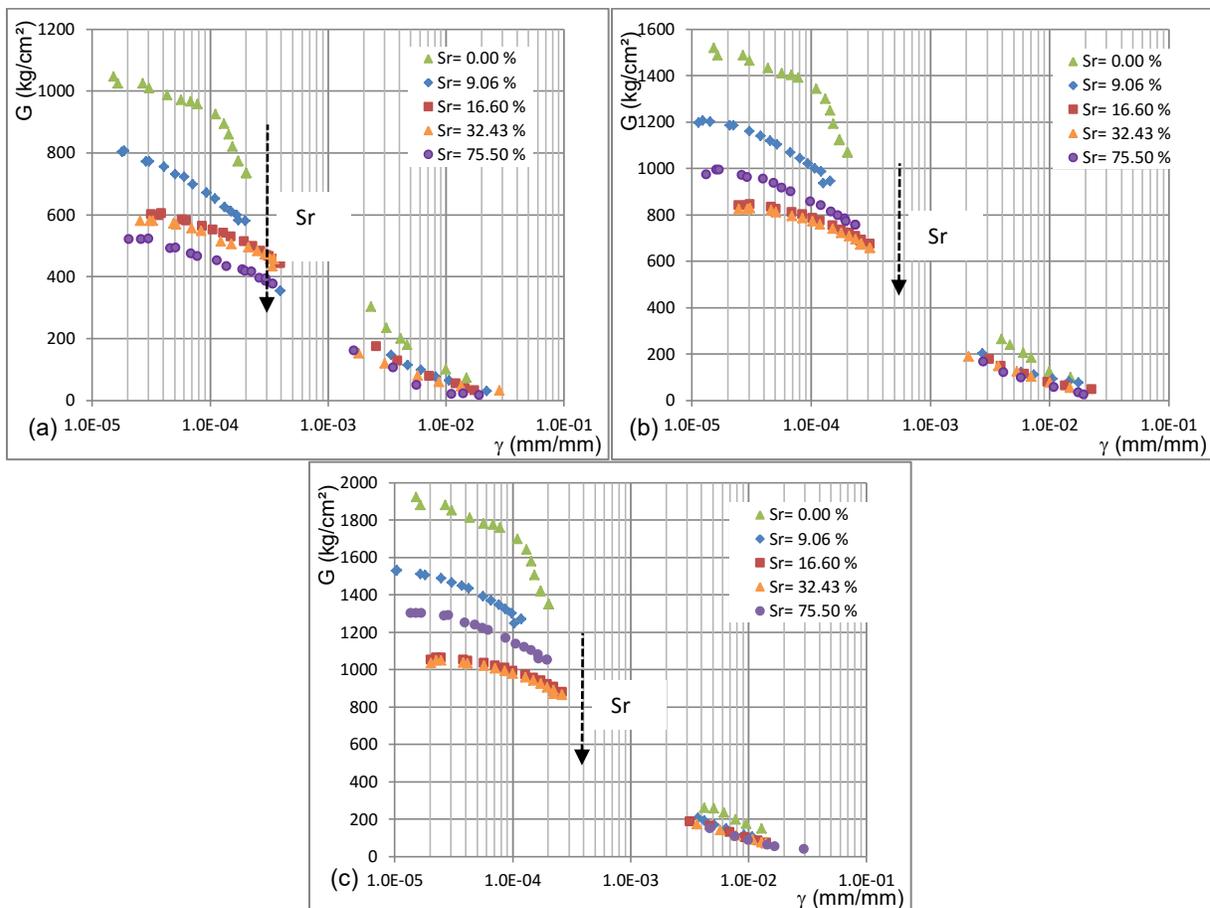


Gráfico 5.38.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el módulo de rigidez al corte, para una $D_r=80.16\%$ y esfuerzos de confinamiento de (a) 0.4 kg/cm^2 , (b) 0.8 kg/cm^2 y (c) 1.2 kg/cm^2

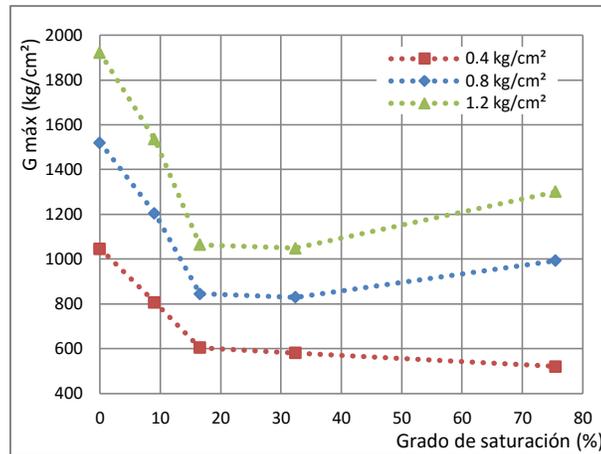
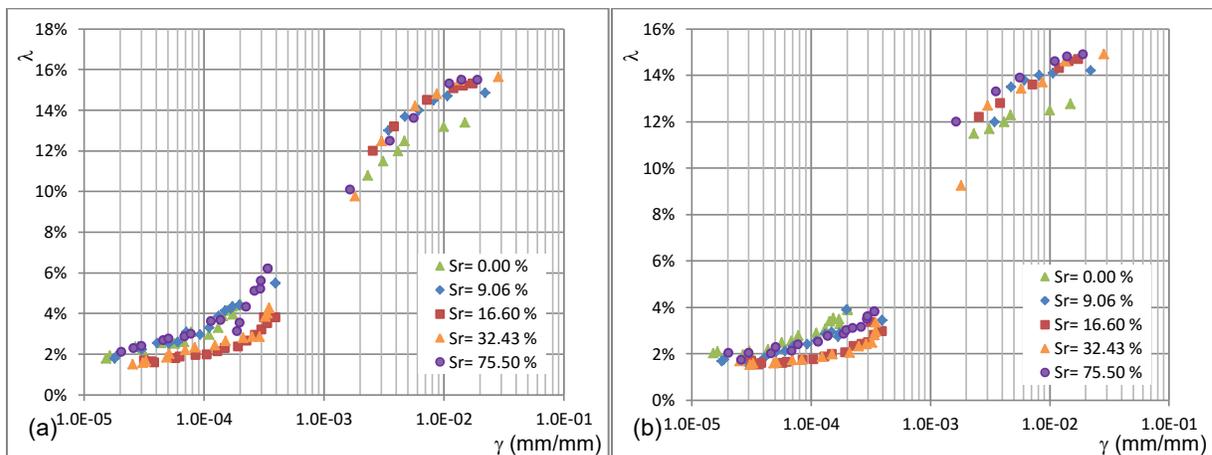


Gráfico 5.39.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el $G_{máx}$. ($\gamma \leq 10^{-4} \%$), para una $Dr=80.7\%$ y diferentes esfuerzos de confinamiento

5.2.4. Influencia del contenido de agua inicial (grado de saturación) en la relación de amortiguamiento.

La relación de amortiguamiento a muy pequeñas distorsiones angulares no sufre mayores variaciones con un cambio en el grado de saturación de la muestra. Las curvas de amortiguamiento-distorsión angular a pequeñas deformaciones tienden a correrse hacia la derecha conforme se incrementa el grado de saturación, hasta llegar a un $Sr=32.9\%$, puesto que a partir de este punto la curva tiende a regresar hacia la izquierda ubicándose de manera similar a la muestra seca, conforme se aprecia en la gráfica 5.40, para diferentes esfuerzos de confinamiento y similares compacidades relativas.



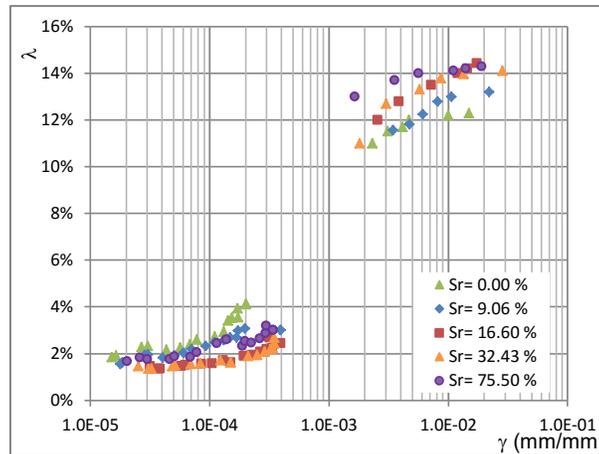


Gráfico 5.40.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en la relación de amortiguamiento, para una $Dr=80.16\%$ y esfuerzos de confinamiento de (a) 0.4 kg/cm^2 , (b) 0.8 kg/cm^2 y (c) 1.2 kg/cm^2

5.2.5. Influencia del esfuerzo confinante en el módulo de rigidez al corte

El módulo de rigidez al corte se incrementa de manera significativa cuando se produce un incremento de la presión de confinamiento, especialmente en el intervalo de distorsiones angulares menores a $1 \times 10^{-3} \text{ mm/mm}$, como se aprecia en las gráficas 5.42 y 5.43. El incremento en el valor del $G_{\text{máx}}$ conforme se incrementa el esfuerzo de confinamiento se da independiente del grado de saturación y compacidad relativa de la probeta ensayada, como se observa en la gráfica 5.41. Para distorsiones angulares grandes el comportamiento es similar, pero la diferencia entre cada curva es muy pequeña.

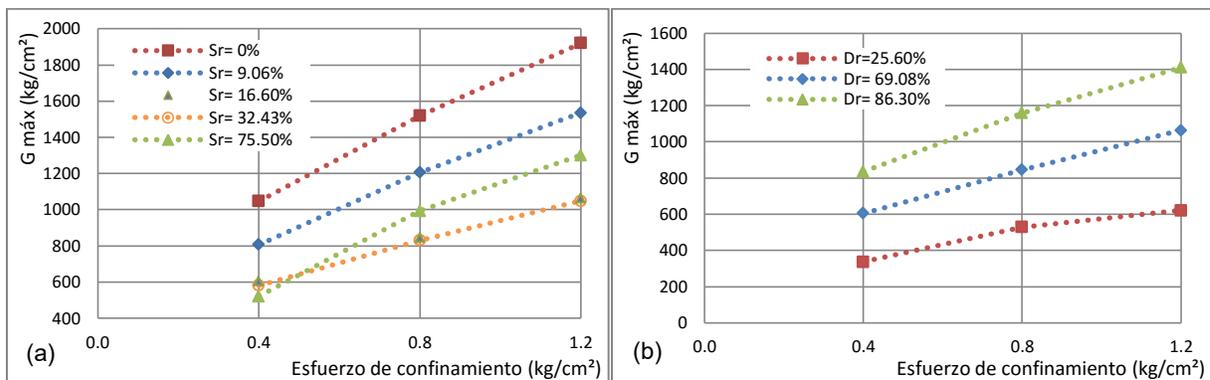


Gráfico 5.41.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el $G_{\text{máx}}$ ($\gamma \leq 10^{-4}\%$) para (a) una densidad relativa de 80.7% y diferentes grados de saturación y (b) un grado de saturación de 17.02% y diferentes compacidades relativas.

Investigaciones con resultados similares donde se observaron este tipo de comportamiento son Hardin y Drnevich (1972), Tatsuoka *et al.* (1979), Wu, S. *et al.* (1985), Qian *et al.* (1991), Qian *et al.*

(1993), Jafarzadeh, F. *et al.* (2014) y Flores, O. (1996). A grandes deformaciones angulares no se presentan diferencias notorias en el comportamiento del suelo, con diferentes grados de saturación.

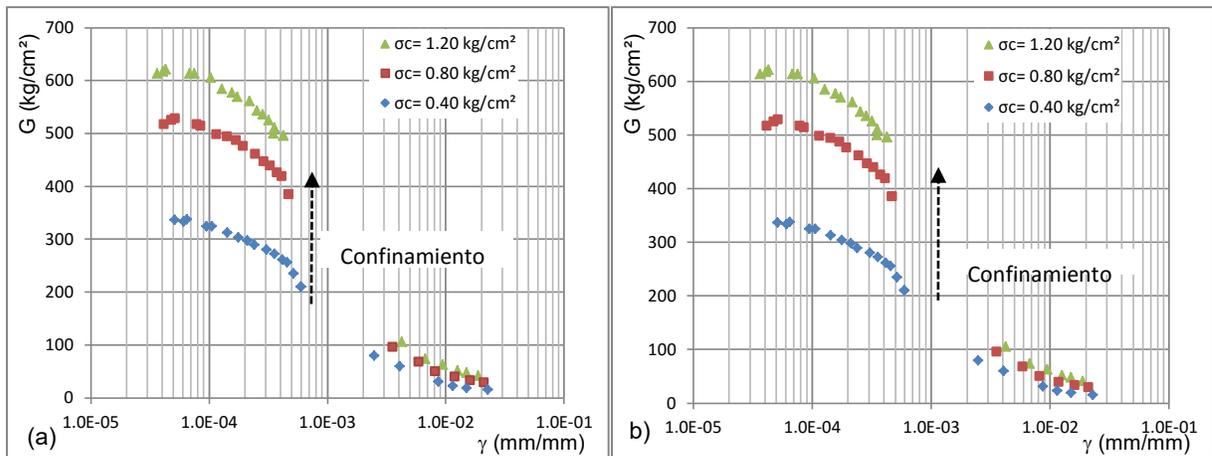
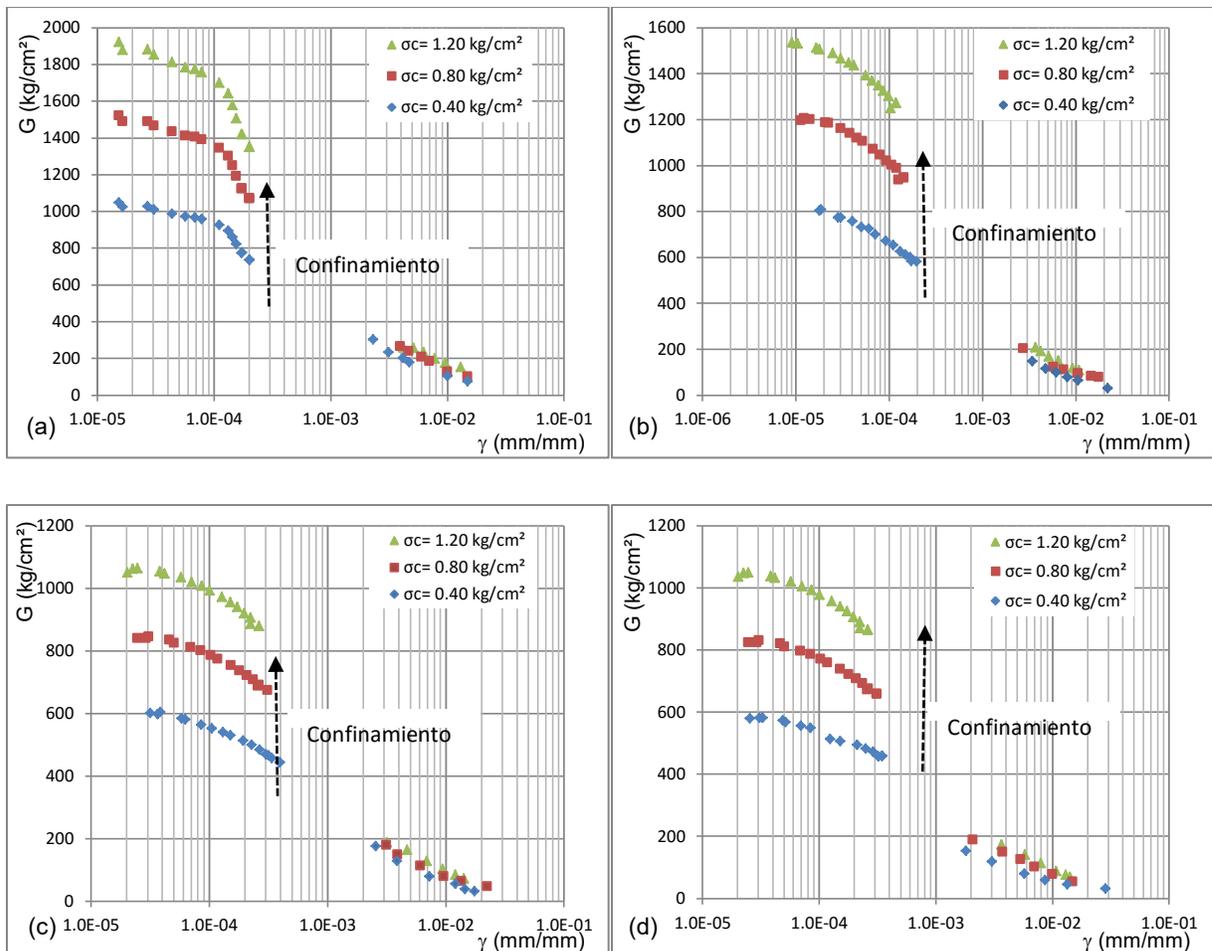


Gráfico 5.42.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el módulo de rigidez al corte para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%.



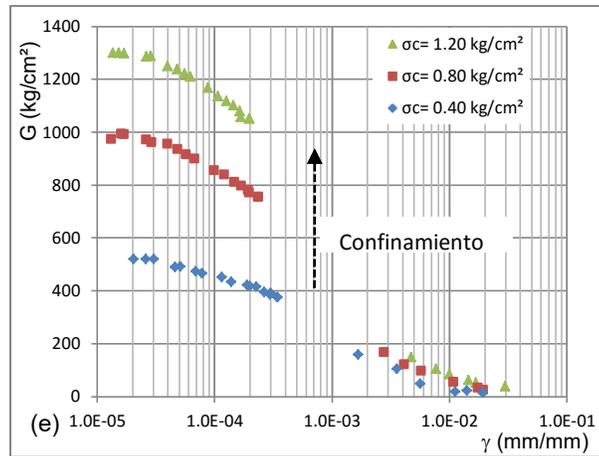


Gráfico 5.43.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en el módulo de rigidez al corte para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 0.0%, (b) 9.06%, (c) 16.60%, (d) 32.43% y (e) 75.50%.

5.2.6. Influencia del esfuerzo confinante en la relación de amortiguamiento.

La relación de amortiguamiento no sufre un aumento considerable al incrementarse la presión de confinamiento, especialmente en el intervalo de distorsiones angular menores a 1×10^{-3} mm/mm, como se aprecia en las gráficas 5.44 y 5.45. Cada una de las curvas de amortiguamiento-distorsión angular sufren también un pequeño corrimiento hacia la derecha conforme se incrementa el esfuerzo confinante, especialmente en intervalos de deformación media a pequeña, es decir, cuando es menor a 1×10^{-3} mm/mm. Las relaciones de amortiguamiento a grandes deformaciones sufren un aumento al incrementarse el esfuerzo de confinamiento.

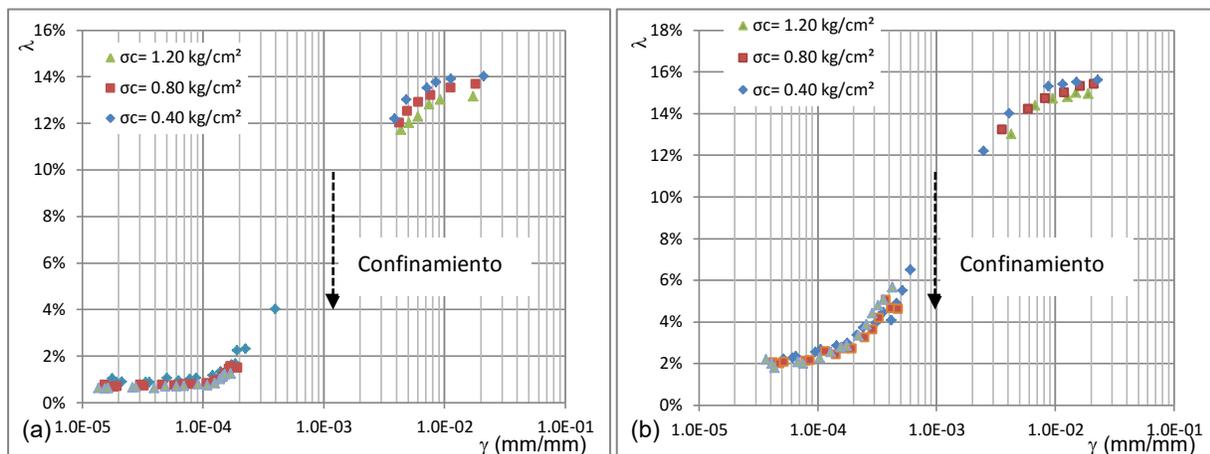


Gráfico 5.44.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en la relación de amortiguamiento para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%.

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

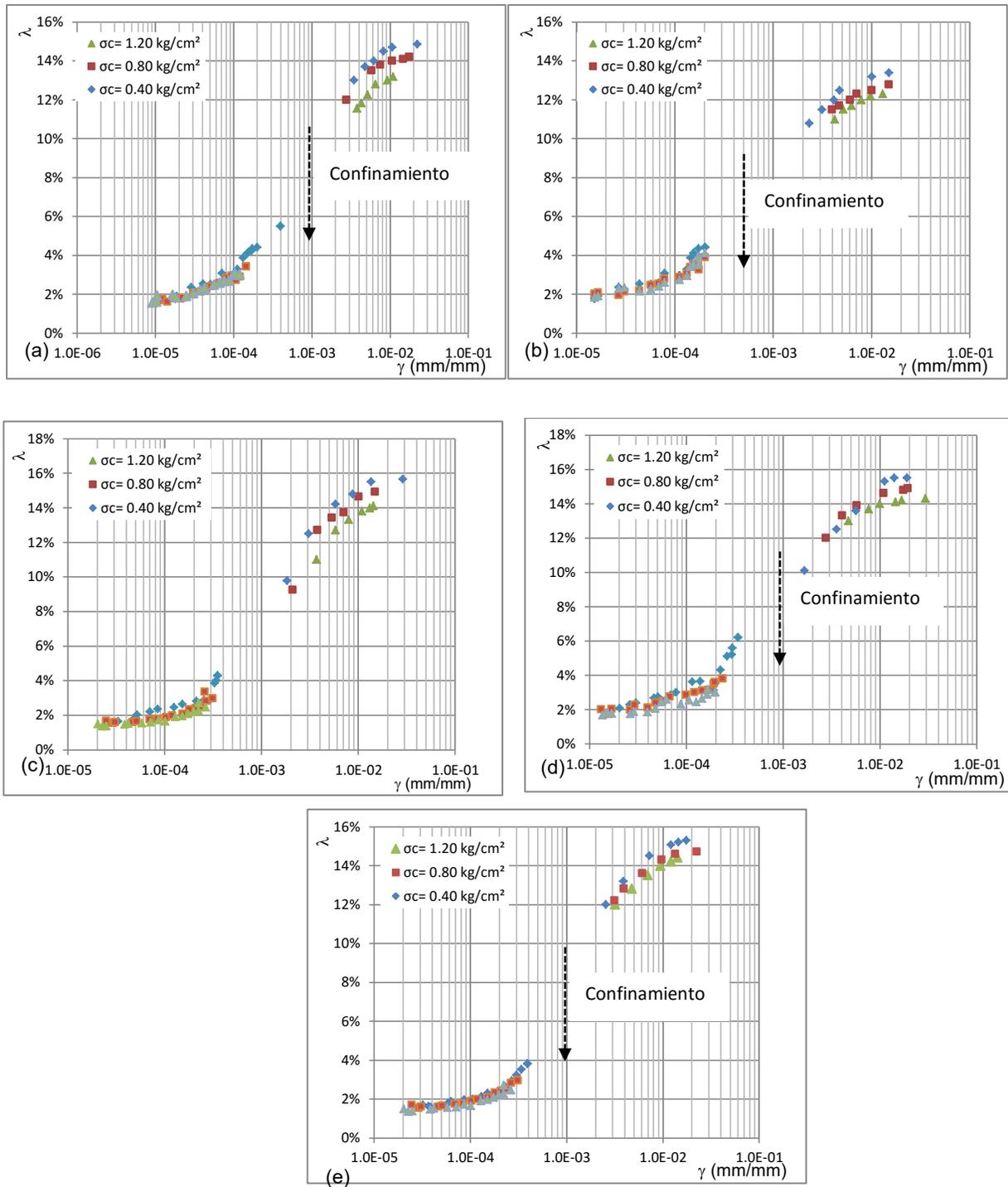


Gráfico 5.45.- Influencia del esfuerzo de confinamiento en la relación de amortiguamiento para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 0.0%, (b) 9.06%, (c) 16.60%, (d) 32.43% y (e) 75.50%.

5.3. Modelo numérico para la relación módulo de rigidez y amortiguamiento contra deformación

A lo largo del tiempo se han propuestas varias expresiones para modelar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos sometidos a cargas cíclicas, a continuación se describen algunos procedimientos.

Seed e Idriss (1970), presentaron una metodología experimental basándose en pruebas de laboratorio y en investigaciones de otros autores para proponer una relación empírica que relacione la variación de $G/G_{m\acute{a}x}$ y relación de amortiguamiento con respecto a la deformación angular, conformándose una serie de familias de gráficas para diferentes tipos de suelos.

Hardin y Drnevich (1972) propusieron un modelo hiperbólico para definir las relaciones de esfuerzo-deformación, asumiendo que la curva es asintótica con respecto a la línea horizontal definida por $\tau = \tau_{m\acute{a}x}$, conforme se muestra en la figura 5.56. Los valores de $\tau_{m\acute{a}x}$ y $G_{m\acute{a}x}$, son necesarios para definir el esfuerzo de referencia que permite calcular los valores del módulo de deformación para cualquier esfuerzo de confinamiento, conforme la expresión:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{G_{m\acute{a}x}} \quad (5.1)$$

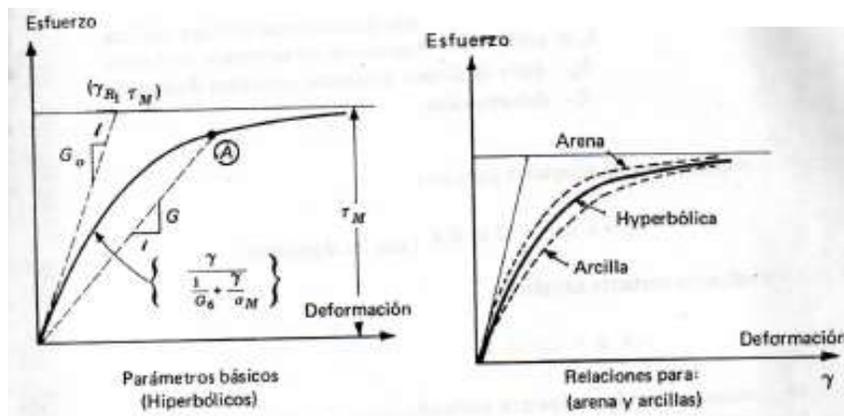


Figura 5.56.- Relación hiperbólica esfuerzo-deformación (Hardin y Drnevich, 1972)

El valor de $G_{m\acute{a}x}$ puede ser medido en campo o laboratorio, empleando técnicas geofísicas en el primer y por ejemplo un equipo de columna resonante o elementos bender en el segundo caso, es decir se puede conocer para distorsiones angulares menores a $10^{-4}\%$ de una manera directa o por extrapolación. El valor de $\tau_{m\acute{a}x}$ depende del estado inicial de esfuerzos en el suelo y en la forma en la que es aplicado el esfuerzo cortante en la masa de suelo.

La forma usual para la relación hiperbólica de esfuerzo-deformación es:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{m\acute{a}x}} + \frac{1}{\tau_{m\acute{a}x}}} \quad (5.2)$$

Donde γ es la distorsión angular. Por otro lado, la relación propuesta para relacionar la relación de amortiguamiento máximo ($\lambda_{m\acute{a}x}$) y el módulo de rigidez al corte máximo es:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}}\right) \quad (5.3)$$

Reemplazando 5.1 en 5.2, se tiene:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (5.4)$$

Y reemplazando 5.4 en 5.3 se obtiene:

$$\frac{D}{D_{m\acute{a}x}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (5.5)$$

Adicionalmente, en su investigación encontraron un factor de modificación para ajustar los resultados experimentales a un modelo hiperbólico teórico, denominado como deformación hiperbólica (γ_h), definido por:

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a e^{-b\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)}\right] \quad (5.6)$$

Donde, a y b son constantes de cada suelo, obteniendo que las expresiones para determinar $G_{m\acute{a}x}$ y $D_{m\acute{a}x}$ en función de la deformación hiperbólica, pudiendo ambas ecuaciones unificarse en una sola gráfica:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (5.7)$$

$$\frac{\lambda}{\lambda_{m\acute{a}x}} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad (5.8)$$

La relación entre el amortiguamiento y el módulo de rigidez al corte es:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (5.9)$$

Otro modelo propuesto es el de Davidenkov (Romo y Ovando, 1996) que satisfacen los tres principios conocidos como hipótesis de Masing. La ecuación de la curva esqueleto esfuerzo-deformación se encuentra definida por:

$$\tau = G \gamma \quad (5.10)$$

donde,

$$G = G_{m\acute{a}x} \left[1 - \frac{1}{\gamma} \int_0^\gamma F(2\eta) d\eta \right] \quad (5.11)$$

La función $H(\gamma)$ se define como:

$$H(\gamma) = \frac{1}{\gamma} \int_0^\gamma F(2\eta) d\eta \quad (5.12)$$

Reemplazando la ecuación 5.12 en 5.11, se tiene:

$$G = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \quad (5.13)$$

La función $H(\gamma)$ se la encuentra mediante la ejecución de pruebas de laboratorio, realizadas sobre muestras representativas del material estudiado.

Por otro lado, la función $H(\gamma)$ se puede expresar como una expresión que defina la curva $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ del tipo:

$$H(\gamma) = \left[\frac{1 + \tanh \left(b \log \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right)}{2} \right]^A \quad (5.14)$$

donde, γ_r es una deformación angular referencial, b un parámetro de forma y A uno que afecta la simetría de la función.

Sabiendo que:

$$\tanh x = \frac{e^{2x} - 1}{e^{2x} + 1} \quad (5.15) \quad y$$

$$e^{2b \log\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)} = \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2b \log e} \quad (5.16)$$

Definiendo un nuevo parámetro $B = 2b \log e$, la expresión 5.14 puede escribirse como:

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^B}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^B} \right]^A \quad (5.17)$$

Para conocer la relación del amortiguamiento con la deformación angular se reemplaza la ecuación 5.13 en la 5.9:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} H(\gamma) \quad (5.18)$$

Estableciendo las condiciones de frontera, por un lado para deformaciones angulares muy pequeñas ($\lambda / \lambda_{m\acute{a}x} \approx 0$), el amortiguamiento tiende a su mínimo valor (λ_{min}); por otro lado, para deformaciones angulares grandes ($\lambda / \lambda_{m\acute{a}x} \approx 1$), el amortiguamiento tiende a su máximo valor ($\lambda_{m\acute{a}x}$) (Romo y Ovando, 1995), la ecuación 5.8 se puede escribir:

$$\lambda = H(\gamma) (\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{min}) + \lambda_{min} \quad (5.19)$$

La tabla 5.14, muestra un resumen de los coeficientes A y B obtenidos a partir del ajuste teórico de las ecuaciones 5.17 y 5.19 a los valores experimentales obtenidos. Los valores de amortiguamiento máximo y mínimo son obtenidos directamente de los resultados experimentales tanto en la cámara triaxial cíclica, como de la columna resonante, respectivamente. El valor de referencia (γ_r) se ha obtenido de cada curva $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y corresponde al valor de la deformación angular correspondiente a una degradación del 50% de $G/G_{m\acute{a}x}$, tal como se muestra en la tabla 5.14.

Para determinar el modelo teórico del módulo de rigidez al corte de las probetas que tiene la misma densidad relativa y diferentes grados de saturación el coeficiente A, varían entre 0.85 y 0.96 con un valor medio de 0.91, por otro lado el coeficiente B varía entre 1.20 y 1.35 con un valor medio de 1.28.

El modelo teórico del módulo de rigidez al corte de las probetas que presentan un mismo grado de saturación y diferente compacidad relativa el coeficiente A, varían entre 0.90 y 1.20 con un valor medio de 1.05, por otro lado el coeficiente B entre 1.10 y 1.42 con un valor medio de 1.26. Todos estos resultados se pueden observar en la tabla 5.14.

Tabla 5.14.- Valores experimentales de los coeficientes A y B, para determinación de los módulos de rigidez al corte y relación de amortiguamiento.

#	w %	Pisón g	e	Sr	Dr	Davidenkov			λ_{min}^*	λ_{max}^*	Tipo
						A	B	γ_r			
1	0	1000	0.68	0.0%	97.8%	0.90	1.25	4.50E-04	2.0%	14.1%	II
									2.0%	13.4%	
									2.0%	12.9%	
2	2.5	1000	0.79	9.1%	82.0%	0.85	1.20	5.00E-04	1.6%	15.6%	II
									1.6%	14.9%	
									1.6%	13.9%	
3	5	1000	0.87	16.6%	69.1%	0.96	1.35	7.00E-04	1.5%	16.1%	I
									1.5%	15.1%	
4	10	1000	0.87	32.4%	68.6%	0.96	1.35	7.00E-04	1.5%	16.4%	I
									1.5%	15.7%	
									1.5%	14.8%	
5	20	1000	0.76	75.5%	85.9%	0.90	1.20	5.00E-04	1.7%	16.3%	II
									1.7%	15.6%	
									1.7%	15.0%	
6	5	3000	0.76	19.9%	86.3%	0.90	1.42	5.00E-04	0.7%	14.7%	I
									0.7%	14.3%	
									0.7%	13.8%	
7	5	100	1.16	12.4%	25.6%	1.20	1.10	1.00E-03	2.0%	16.4%	I
									2.0%	16.2%	
									2.0%	15.7%	

* Para esfuerzos de confinamiento de 0.4, 0.8 y 1.2 kg/cm², respectivamente.

Las gráficas 5.46 a y b, muestran una comparación de los valores de los coeficientes A y B obtenidos en el presente estudio con los resultados de otras investigaciones efectuadas en suelos saturados y en las que se emplea el mismo modelo de ajuste para las curvas G- γ . Como se puede observar el valor medio del parámetro A para los relaves no saturados es un valor medio al obtenido para otros tipos de suelos en condiciones saturadas. Por otro lado, el parámetro B es superior a los obtenidos en condiciones saturadas.

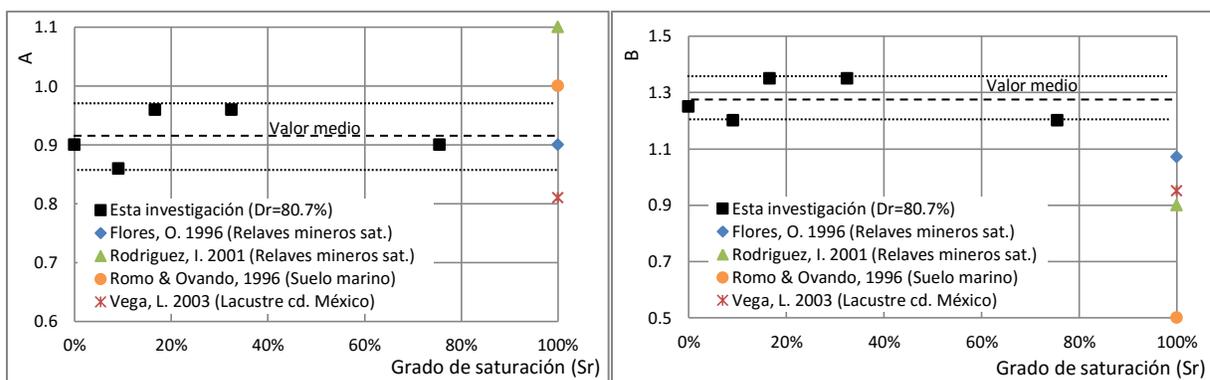


Gráfico 5.46.- Comparación de los coeficientes A y B con otras investigaciones.

Los ajustes teóricos de la relación módulos de rigidez al corte-deformación angular se pueden apreciar en las gráficas 5.47 para condiciones de grado de saturación constante y gráficas 5.48 para condiciones de compacidad relativa constante, calculado para esfuerzos de confinamiento de 0.2, 0.4, 0.8 y 1.2 kg/cm².

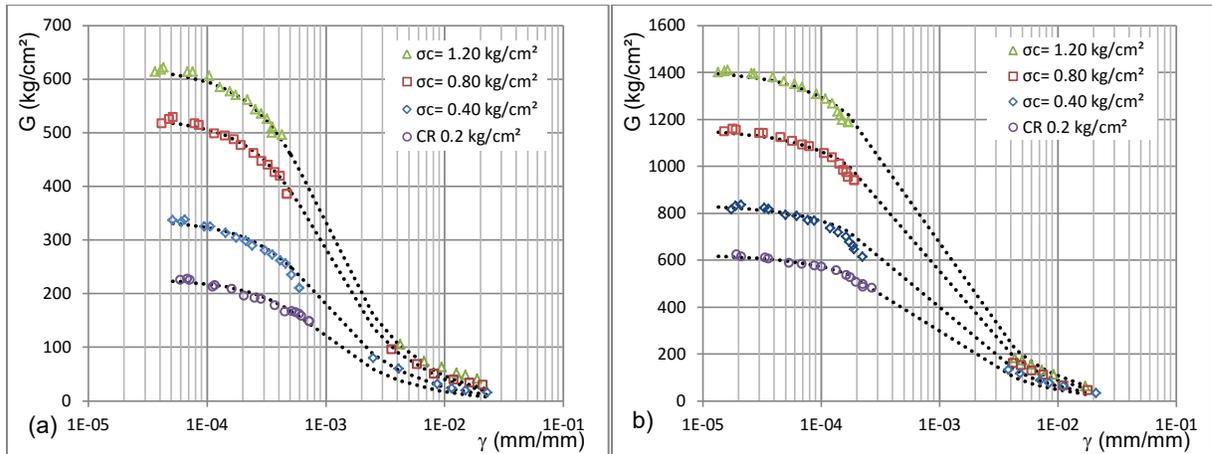
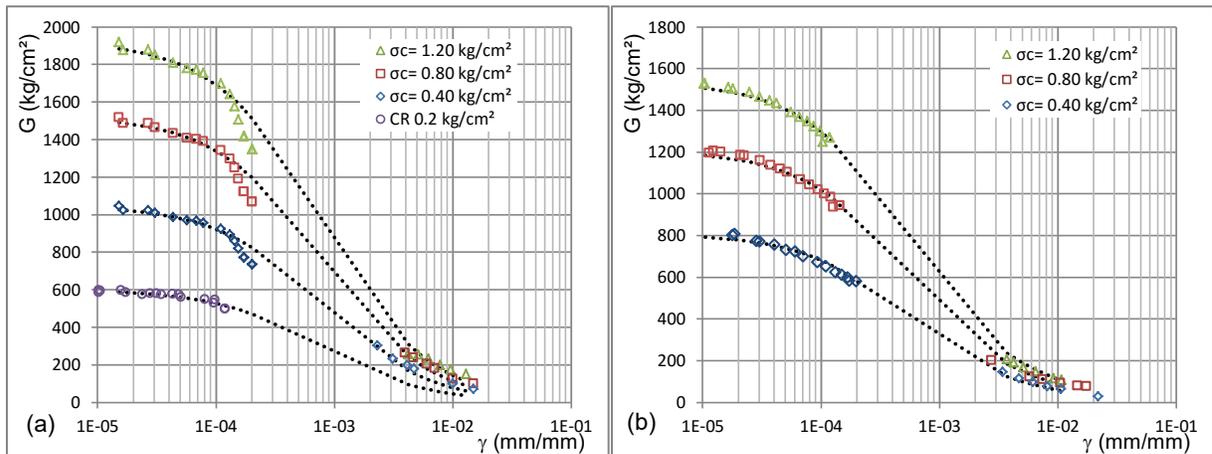


Gráfico 5.47.- Curva hiperbólica de $G/G_{máx}$ para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%.



Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

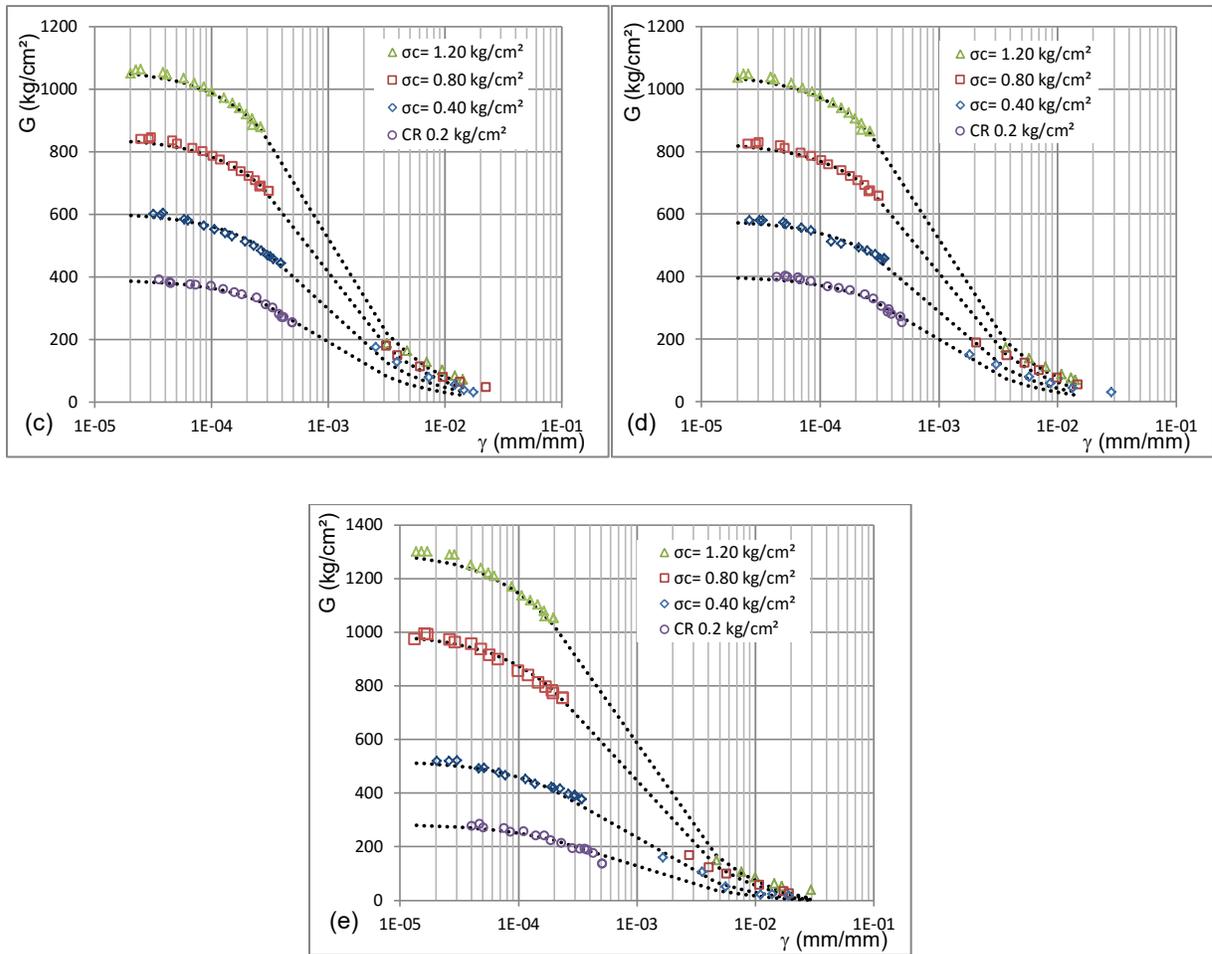


Gráfico 5.48.- Curva hiperbólica de $G/G_{m\acute{a}x}$ para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 0.0%, (b) 9.06%, (c) 16.60%, (d) 32.43% y (e) 75.50%.

Los ajustes teóricos de la relación de amortiguamiento-deformación angular se pueden apreciar en las gráficas 5.49 para condiciones de grado de saturación constante y gráficas 5.50 para condiciones de compacidad relativa constante, calculados para esfuerzos de confinamiento de 0.2, 0.4, 0.8 y 1.2 kg/cm^2 .

Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

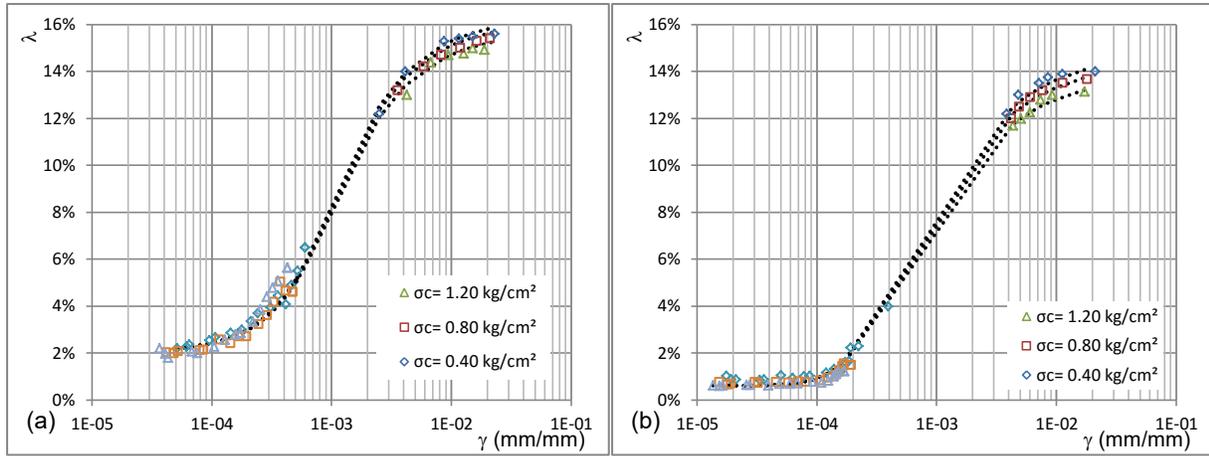
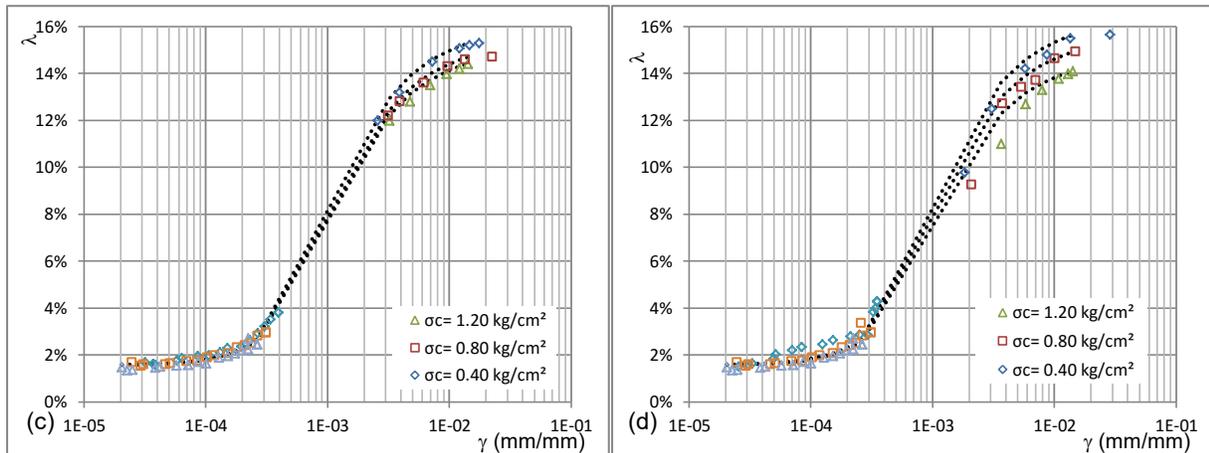
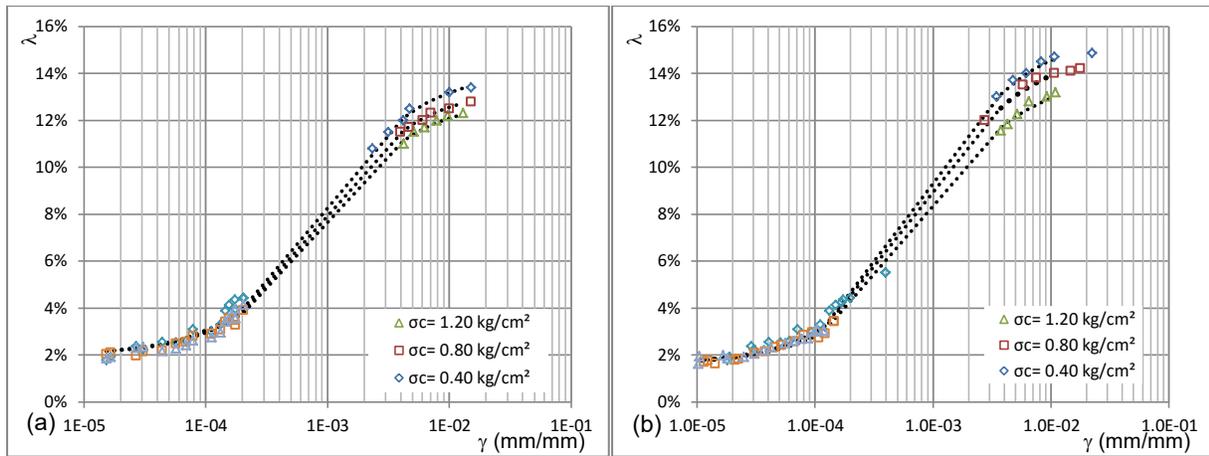


Gráfico 5.49.- Curva hiperbólica de la relación de amortiguamiento, para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%.



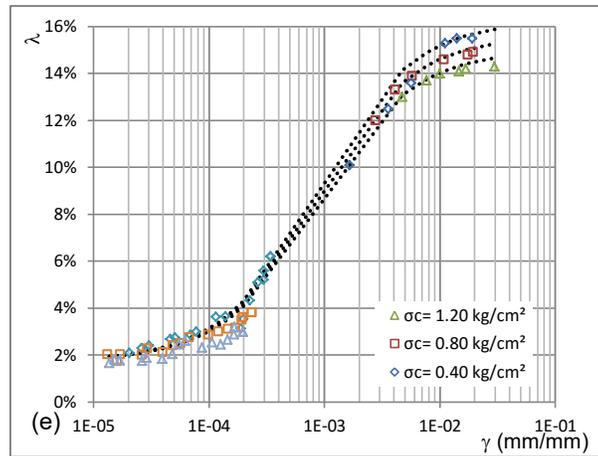


Gráfico 5.50.- Curva hiperbólica de la relación de amortiguamiento para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 0.0%, (b) 9.06%, (c) 16.60%, (d) 32.43% y (e) 75.50%.

5.4. Comparación de los resultados dinámicos experimentales con otras investigaciones.

Normalizando el comportamiento esfuerzo-deformación de las probetas ensayadas, dividiendo cada valor del módulo de rigidez al corte entre el módulo de rigidez al corte máximo, es posible compararlas entre sí. La gráfica 5.51, muestra las curvas obtenidas de las probetas que poseen una misma compacidad relativa y diferente grado de saturación, la mayor diferencia entre las curvas se nota entre distorsiones angulares de 5×10^{-5} y 2×10^{-3} mm/mm, es decir para un intervalo de deformaciones medio.

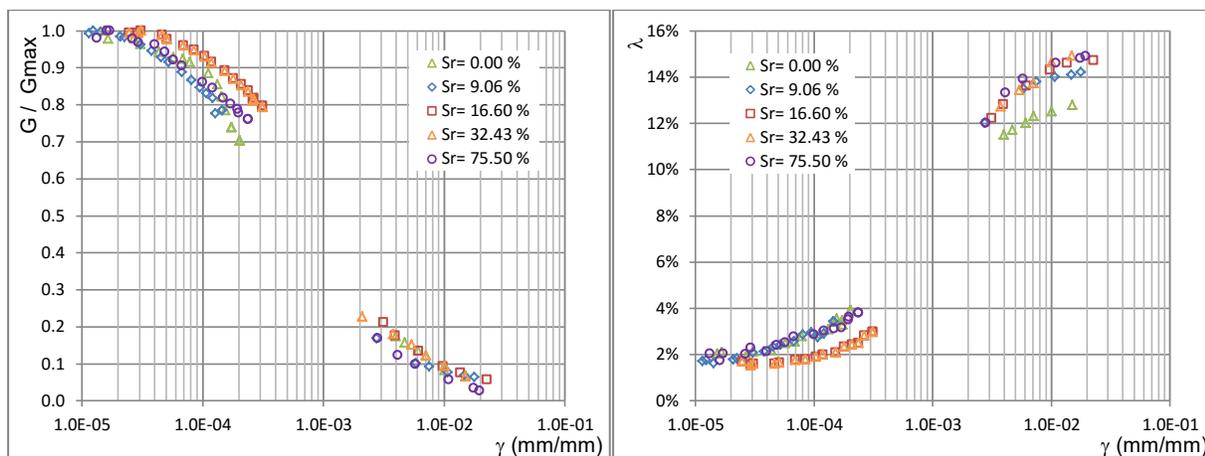


Gráfico 5.51.- Influencia del contenido de agua (grado de saturación) en el (a) G/G_{max} y (b) relación de amortiguamiento, para una $D_r=80.16\%$.

Las curvas con un grado de saturación de 16.6 y 32.4% comparten una misma tendencia, así como las curvas con un grado de saturación del 9.06 y 75.5%. A grandes deformaciones, las curvas nuevamente convergen a un comportamiento similar. Por otro lado la relación de amortiguamiento posee un comportamiento similar al explicado para el módulo de rigidez al corte, en intervalos de deformación pequeño y mediano, sin embargo para grandes deformaciones todas las curvas a excepción de la muestra seca poseen un valor muy similar, independiente del grado de saturación inicial de la muestra.

El gráfico 5.52 muestra una comparación de curvas normalizadas de dependencia del módulo de rigidez al corte con la distorsión angular para un confinamiento de 1.0kg/cm² en muestras secas y saturadas (Iwasaki, T., *et al.* 1978), efectuado por diversos autores y las obtenidas en la presente investigación para una misma compacidad relativa y diferente grado de saturación, pudiéndose observar pequeñas diferencias, entre todas ellas.

El gráfico 5.53 muestra una comparación de las curvas de dependencia de la relación de amortiguamiento con la distorsión angular para un confinamiento y diferentes esfuerzos confinantes en muestras secas y saturadas ensayadas en condiciones drenadas y no drenadas (Jafarzadeh, F. y Sadeghi, H., 2012), efectuado por diversos autores y las obtenidas en la presente investigación para una misma compacidad relativa y diferente grado de saturación, observándose considerables diferencias en especial a grandes deformaciones.

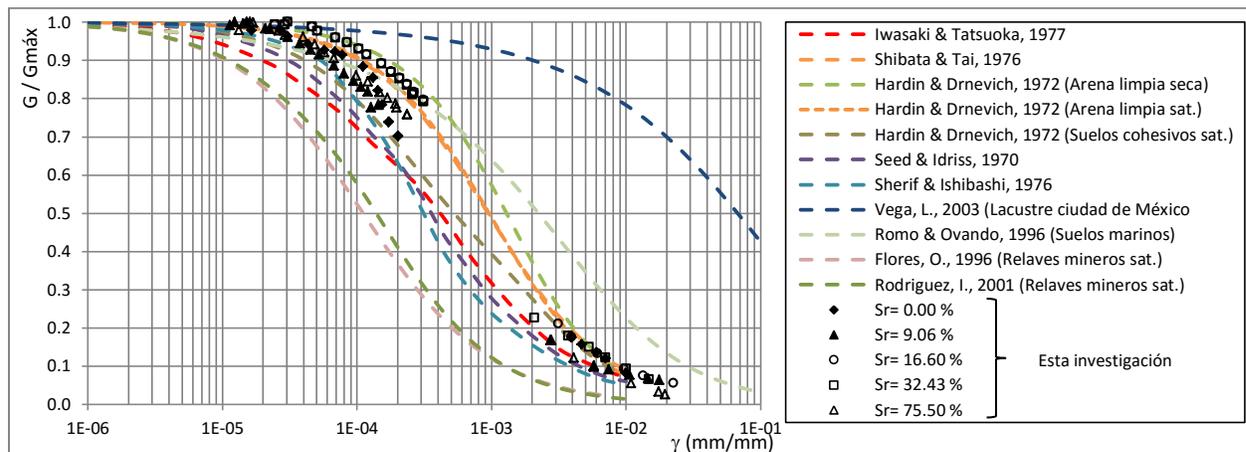


Gráfico 5.52.- Comparación de $G/G_{máx}$ para diferentes tipos de suelos y los obtenidos en el presente trabajo, para $D_r=80.6\%$ y diferentes S_r (modificado de Iwasaki, T., *et al.*, 1978).

El gráfico 5.54, muestra las curvas $G-\gamma$ obtenidas de las probetas que poseen un mismo grado de saturación y diferente compacidad relativa, donde se observa un comportamiento muy similar entre todas ellas en especial a muy pequeñas y muy grandes distorsiones angulares. Por otro lado, las

curvas $\lambda-\gamma$ muestran un corrimiento hacia la derecha conforme se incrementa la compacidad relativa, a grandes deformaciones es más notoria la influencia de la compacidad relativa, puesto que un aumento en éste ocasiona también un incremento en la relación de amortiguamiento.

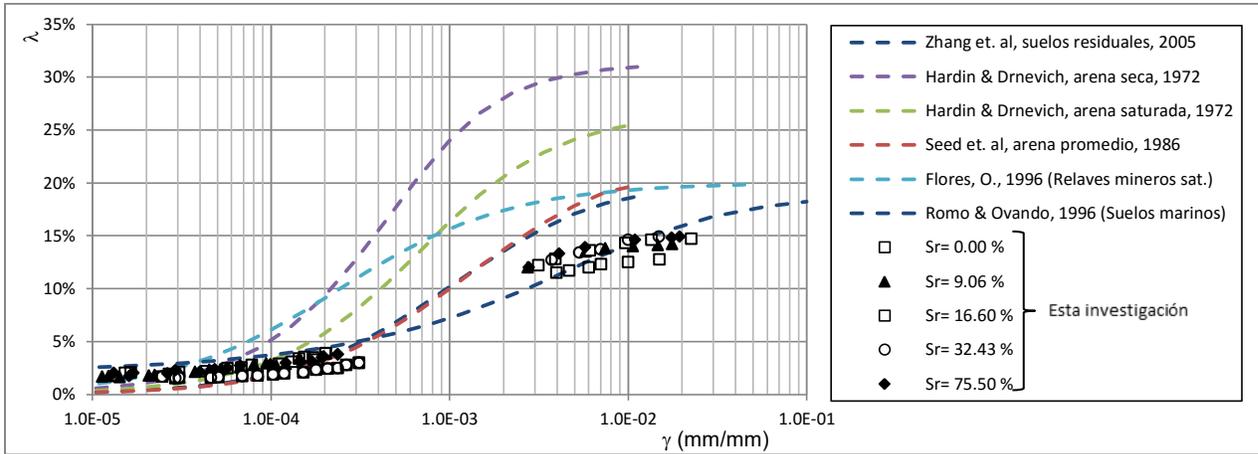


Gráfico 5.53.- Comparación de relación de amortiguamiento para diferentes tipos de suelos y los obtenidos en el presente trabajo, para $D_r=80.6\%$ y diferentes S_r . (modificado de Jafarzadeh, F. y Sadeghi, H., 2012)

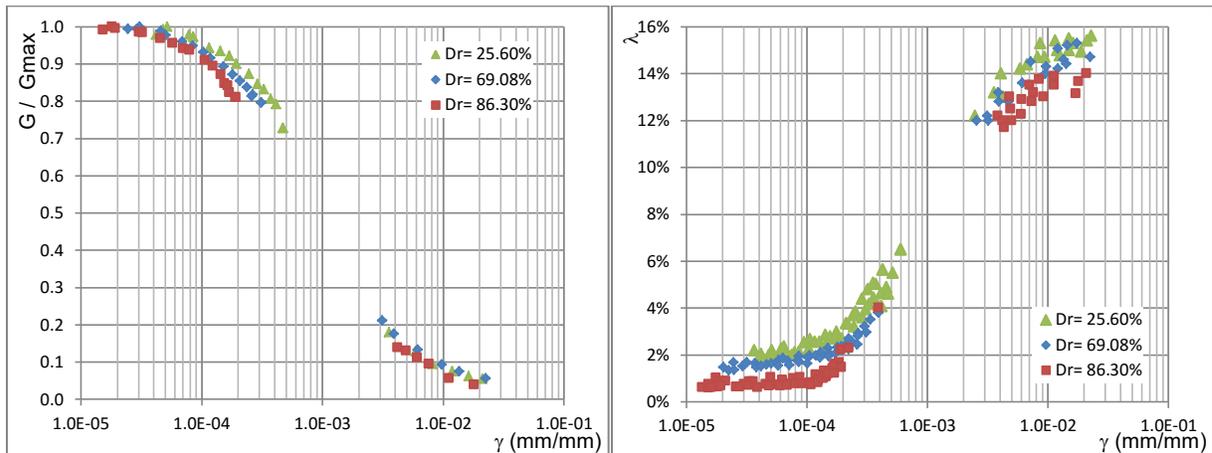


Gráfico 5.54.- Influencia de la compacidad relativa en el (a) G/G_{max} y (b) relación de amortiguamiento, para una $S_r=17.02\%$.

El gráfico 5.55 muestra una comparación de curvas normalizadas de dependencia del módulo de rigidez al corte con la distorsión angular para un confinamiento de 1.0kg/cm^2 en muestras secas y saturadas (Iwasaki, T., *et al.*, 1978)., obtenidos por diversos autores y las obtenidas en la presente investigación para un mismo grado de saturación y diferente compacidad relativa, pudiéndose observar pequeñas diferencias en muestras de arena limpia seca y saturadas por Hardin y Drnevich (1972) y la propuesta por Shibata y Tai (1976). Con las restantes curvas, se aprecia diferencias considerables, en su comportamiento.

El gráfico 5.56 muestra una comparación de curvas de dependencia de la relación de amortiguamiento con la distorsión angular para diferentes esfuerzos confinantes en muestras secas y saturadas ensayadas en condiciones drenadas y no drenadas (Jafarzadeh, F. y Sadeghi, H., 2012), obtenidos por diferentes autores y las obtenidas en la presente investigación para un mismo grado de saturación y diferente compacidad relativa, observándose considerables diferencias en especial a grandes deformaciones.

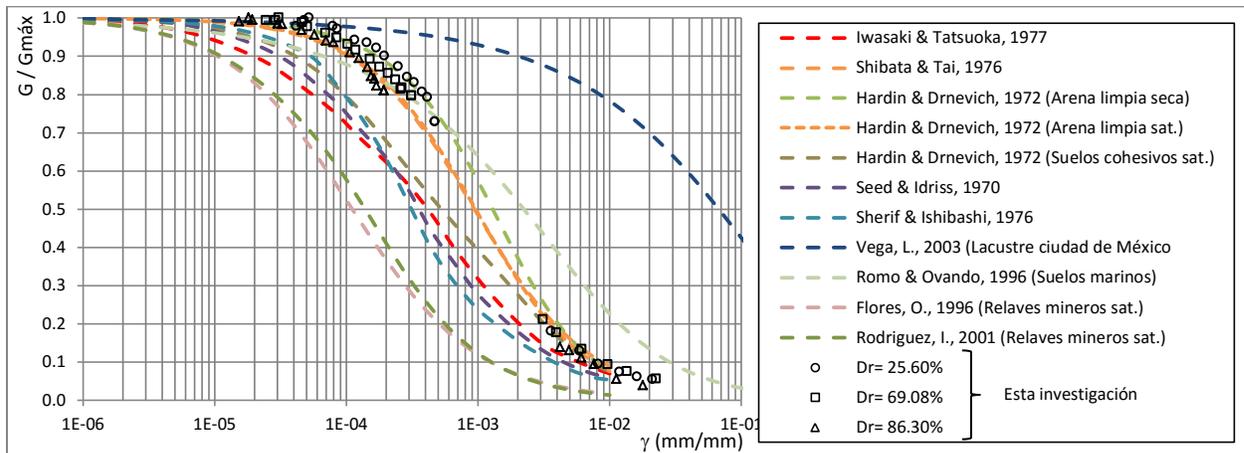


Gráfico 5.55.- Comparación de $G/G_{máx}$ para diferentes tipos de suelos y los obtenidos en el presente trabajo, para $S_r=17.02\%$ y diferentes D_r . (Modificado de Iwasaki, T., *et al.*, 1978).

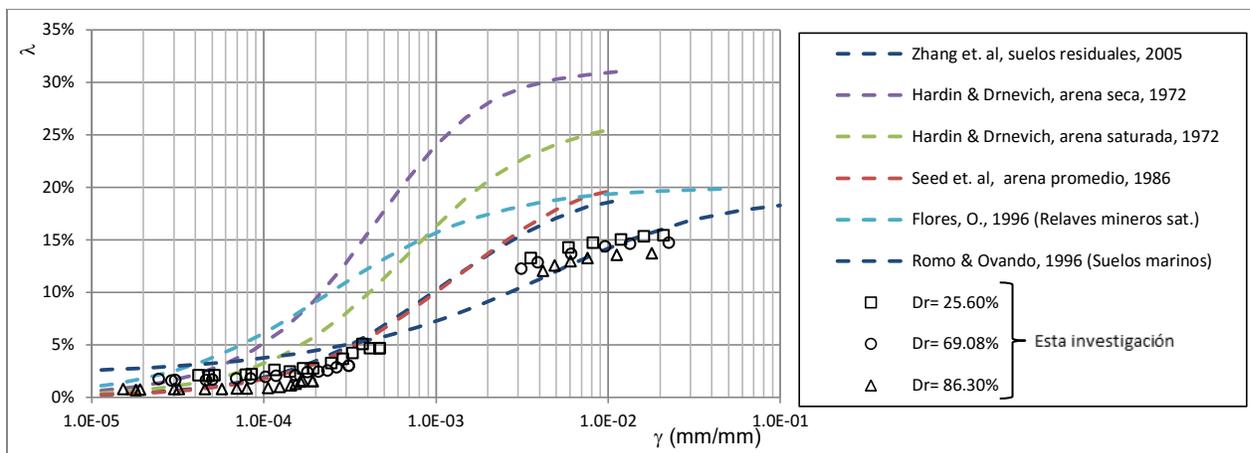


Gráfico 5.56.- Comparación de relación de amortiguamiento para diferentes tipos de suelos y los obtenidos en el presente trabajo, para $S_r=17.02\%$ y diferentes D_r . (modificado de Jafarzadeh, F. y Sadeghi, H., 2012)

5.5. Comportamiento unificado ante cargas estáticas y dinámicas de los relaves estudiados.

El gráfico 5.57 presenta los valores normalizados de los esfuerzos desviadores máximos obtenidos en pruebas monotónicas y posdinámicas, así como los módulos de rigidez al corte máximos para diferentes esfuerzos de confinamiento. La normalización se efectuó dividiendo estos valores para el

resultado obtenido en la muestra seca. Como se puede apreciar entre un grado de saturación de 0 y 16.6% se evidencia una disminución considerable, ocasionada por la disminución de las fuerzas capilares que actúan entre partículas. Desde este punto hasta el 32.3% de grado de saturación el comportamiento no sufre modificaciones significativas. Pero en la parte de mayor grado de saturación, es decir, hasta llegar al 75.5% se nota un nuevo incremento en las propiedades mecánicas.

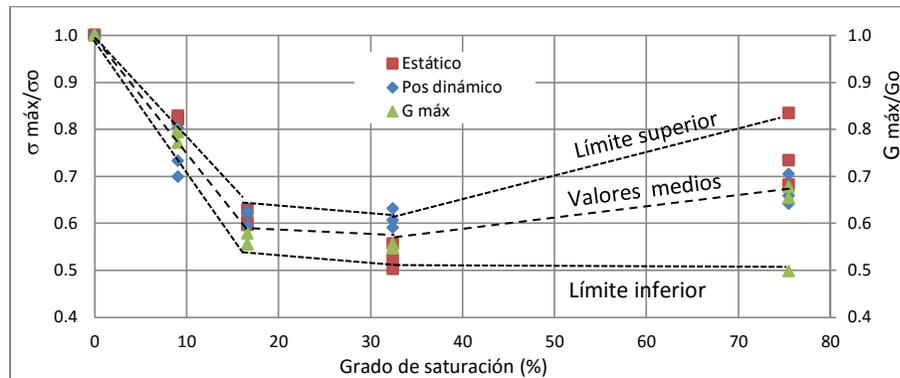


Gráfico 5.57.- Comportamiento unificado ante cargas estáticas y dinámicas para $Dr=80.7\%$ y diferentes Sr .

El gráfico 5.58, muestra un análisis similar al antes mencionado pero con las muestras ensayadas con un mismo grado de saturación y diferentes compacidades relativas, la normalización de éstas se efectuó respecto a los valores obtenidos en cada esfuerzo de confinamiento para su compacidad relativa del 86.2%, exhibiendo una tendencia lineal unificada, función de la densidad relativa.

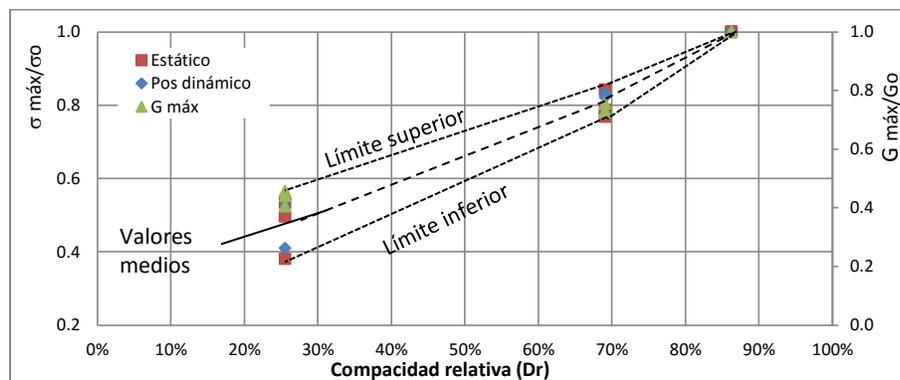


Gráfico 5.58.- Comportamiento unificado ante cargas estáticas y dinámicas para $Sr=17.02\%$ y diferentes compacidades relativas.

5.6. Expresión para el cálculo de $G_{m\acute{a}x}$ en función del grado de saturación y relación de vacíos.

Muchos autores en la literatura han trabajado en la determinación de una expresión que permita el cálculo del módulo de rigidez al corte para muy pequeñas deformaciones en condiciones secas o

saturadas (Hardin & Black, 1968; Hardin, 1978; Kokusho, T., 1980). Una relación funcional fue propuesta por Hardin & Black, 1969, relacionando el $G_{m\acute{a}x}$ con el esfuerzo efectivo medio (σ_m'), grado de preconsolidación (OCR) y plasticidad del material (k), conforme la expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = AF(e)OCR^k \sigma_m' \quad (5.20)$$

Donde A es un parámetro de forma, F(e) corresponde a la relación de vacíos (e) y n parámetro de forma relacionado con el esfuerzo efectivo medio. Hardin (1978) definió F(e) como:

$$F(e) = \frac{1}{0.3 + 0.7e^2} \quad (5.21)$$

Posteriormente, Khosravi y McCatney (2009) revisaron el comportamiento de $G_{m\acute{a}x}$ en la literatura publicada de suelos no saturados, con el fin de identificar la influencia del esfuerzo efectivo en estos resultados. Debido a la dependencia que presentan estos suelos ante el humedecimiento y secado, proponen una expresión empírica para predecir el comportamiento de $G_{m\acute{a}x}$ empleando la información de las curvas de retención de agua, que es la siguiente:

$$G_{m\acute{a}x} = A \frac{Pa^n}{0.3 + 0.7e^2} \left\{ \frac{\sigma_m - u_a}{Pa} + \left(\frac{\psi_b}{Pa} + 1 \right) \ln \left[\frac{\psi}{Pa} + 1 \right] \right\}^n \quad (5.22)$$

Donde, Pa es la presión atmosférica, ψ es la succión mátrica y ψ_b succión por entrada de aire. El argumento para este modelo se basa en la idea de que la succión mátrica es igual al esfuerzo efectivo solo para valores de la succión menores que la succión por entrada de aire.

En este trabajo, las propiedades dinámicas del suelo fueron obtenidas variando el esfuerzo de confinamiento, relación de vacíos y grado de saturación, debido a que no fueron medidas las presiones de aire y agua durante la ejecución de los ensayos.

Analizando el comportamiento de los relaves estudiados, se observa que el $G_{m\acute{a}x}$ es inversamente proporcional a la relación de vacíos, por esta razón se acepta la emplear el parámetro F(e). El $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa proporcionalmente con el aumento de la presión de confinamiento y disminuye conforme aumenta el grado de saturación, por esta razón se plantea una propuesta de expresión algebraica para calcular el módulo de rigidez al corte máximo, de la siguiente manera:

$$G_{m\acute{a}x} = AF(e) \left(\frac{\sigma_c}{\ln(Sr)} \right)^n - b \quad (5.23)$$

Donde, A y n son parámetros adimensionales de forma, F(e) función de la relación de vacíos, σ_c esfuerzo de confinamiento (kg/cm^2), Sr el grado de saturación en porcentaje y b factor de corrección

de la tendencia. Una vez efectuado un análisis de ajuste gráfico de los valores obtenidos experimentalmente y los calculados con la expresión 5.23, se obtienen los parámetros $A=1830$, $n=0.35$ y $b=500$, presentándolos en el gráfico 5.59, donde se observa una relación cercana a 1 entre ambos.

$$G_{m\acute{a}x} = 1830 \left(\frac{1}{0.3+0.7e^2} \right) \left(\frac{\sigma_c}{\ln(Sr)} \right)^{0.35} - 500 \quad (5.24)$$

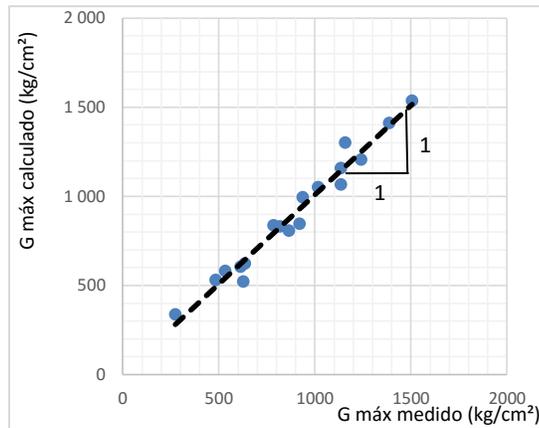


Gráfico 5.59.- Comparación de valores medidos y calculados para $G_{m\acute{a}x}$

El gráfico 5.60 muestra una relación entre los valores experimentales y los teóricos obtenidos con la expresión 5.5, observándose una gran similitud entre ambos especialmente entre los grados de saturación de 9.1 y 75.5%, por otro lado cabe destacar que para valores menores a 9.1% los resultados teóricos varían significativamente, siendo mayores a los obtenidos de forma experimental.

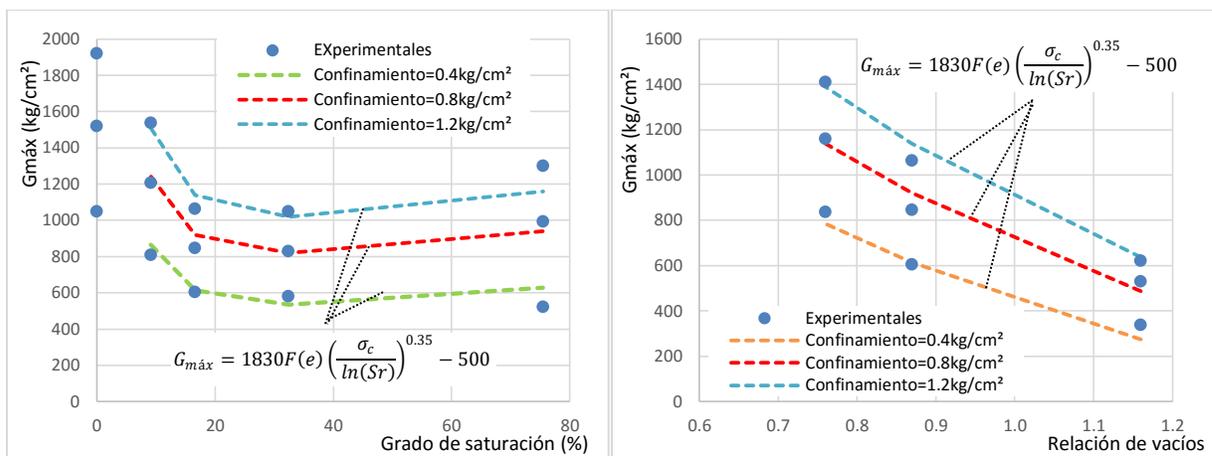


Gráfico 5.60.- Comparación de valores medidos y calculados para $G_{m\acute{a}x}$, en función del grado de saturación y relación de vacíos.

5.7. Predicción de las curvas de degradación $G-\gamma$, empleando la expresión para el cálculo de $G_{\text{máx}}$ y parámetro A, B y γ_r del modelo Davidenkov.

Empleando la ecuación 5.24 para la estimación teórica de los valores de $G_{\text{máx}}$ y la información mostrada en la tabla 5.14 correspondiente al modelo Davidenkov aplicado a las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte, que se agrupa el comportamiento general de los relaves estudiados en los tipos I ($A=0.96$, $B=1.35$ y $\gamma_r=7.0 \times 10^{-4}$ mm/mm) y II ($A=0.89$, $B=1.22$ y $\gamma_r=4.83 \times 10^{-4}$ mm/mm), se realizó el cálculo de las curvas $G-\gamma$ para los datos experimentales obtenidos, presentándose los resultados en las gráficas 61 y 62, observándose resultados muy aceptables para realizar estimaciones preliminares del comportamiento de este tipo de suelos estudiados.

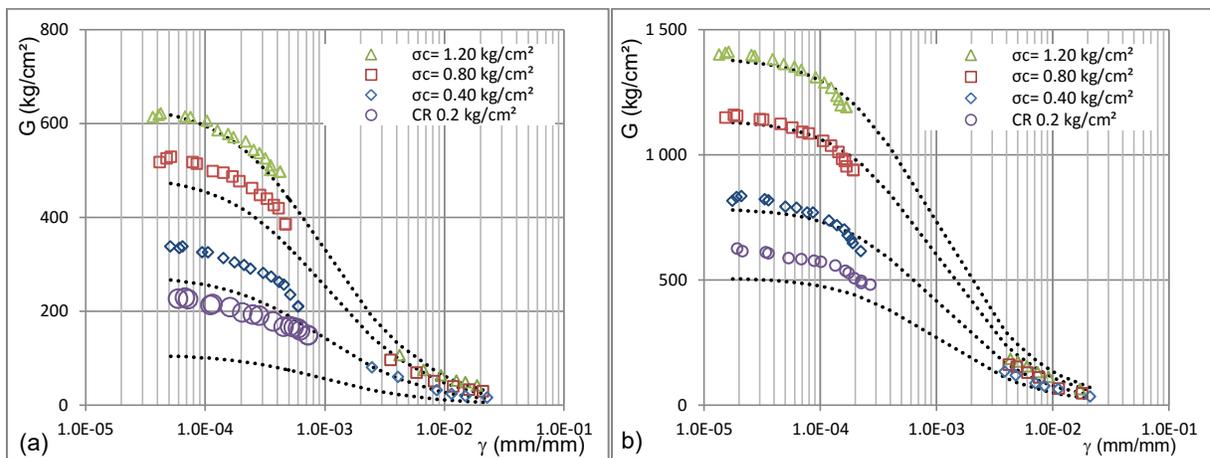
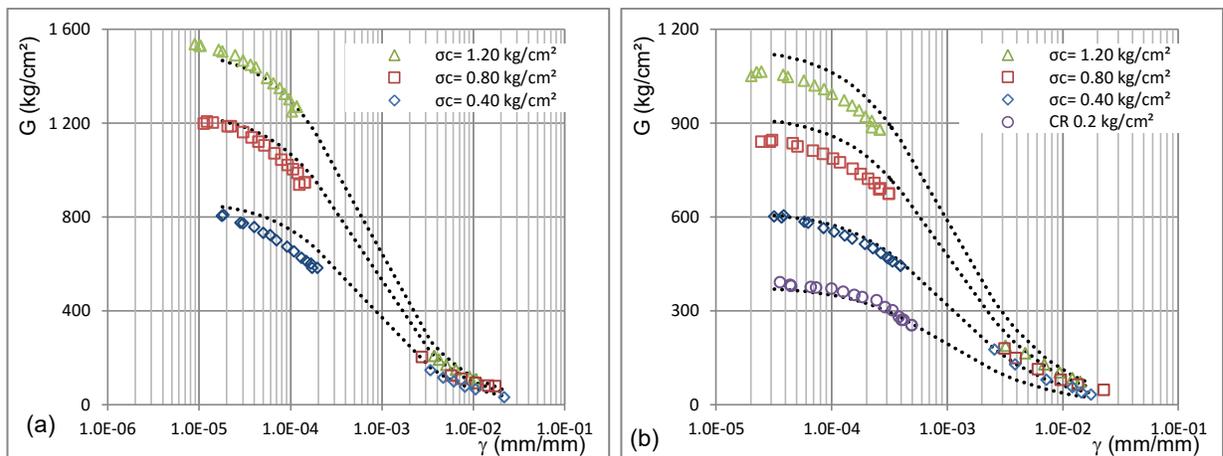


Gráfico 5.61.- Predicción de la curva $G-\gamma$ para un grado de saturación de 17.02% y densidad relativa de (a) 25.6% y (b) 86.3%.



Comportamiento dinámico de jales mineros no saturados

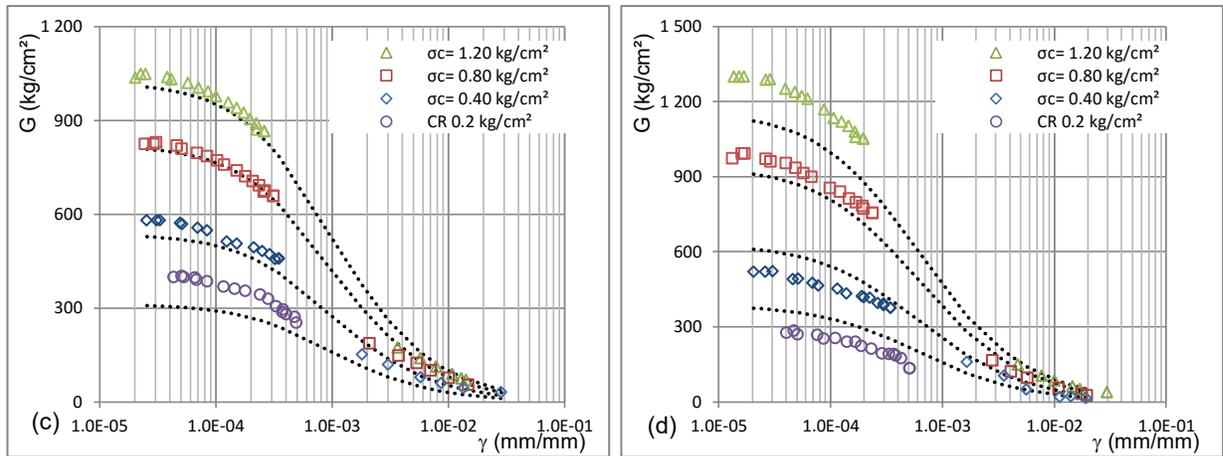


Gráfico 5.62.- Predicción de la curva G - γ para una densidad relativa de 80.6% y grado de saturación de (a) 9.06%, (b) 16.60%, (c) 32.43% y (d) 75.50%.

CAPÍTULO 6

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Equipos de prueba y procedimiento experimental.

- Con el fin de evitar posibles alteraciones de las condiciones iniciales de la muestra (relación de vacíos y grado de saturación), cada una de las probetas ensayadas fueron montadas sin la aplicación de vacío. Por otro lado, otra medida considerada para este fin, fue someter a las probetas a esfuerzos confinantes relativamente bajos (0.4, 0.8 y 1.2 kg/cm²), evitando a la vez, posible difusión de aire a través de la membrana de látex.

Descripción del material y procedimiento de ensaye

- Los jales estudiados se clasifican según el SUCS como arenas mal gradadas – limosas (SP-SM). su gravedad específica es de 2.89, la distribución granulométrica se la efectuó mediante el tamizado por vía húmeda del material obteniéndose que la porción en peso de material fino (<0.075mm) es el 11.6%, arena (entre 0.075 y 4.75mm) es el 88.4%, no presentando tamaños tipo gravas. El tamaño medio de partículas (D_{50}) es de 0.22mm, coeficiente de uniformidad C_u ($=D_{60}/D_{10}$) es 4.00, y el coeficiente de curvatura C_c ($=D_{30}^2/(D_{10} D_{60})$) es 1.47.
- Las condiciones más sueltas del material en los ensayos de compactación (máxima relación de vacíos) se lograron en condiciones húmedas, mientras que las más densas (mínima relación de vacíos) en condiciones secas. Cuando se depositan las partículas en un ambiente húmedo existe una mayor aleatoriedad en la microestructura (orientación de granos y contacto interparticular) que cuando se lo efectúa en un ambiente seco.
- Los valores de e_{max} y e_{min} obtenidos de las pruebas de compactación son 1,32 y 0.67, respectivamente. El primero obtenido con un contenido de agua de 10% y un peso del pisón de 100 g, por otro lado la segunda condición se produjo en la compactación del material con el material seco y peso del pisón de 500 g, condición que no varió significativamente a pesar del incremento del peso del pisón hasta los 3000 g. Valores similares a los obtenidos por Cubrinovski e Ishihara (2002), con arenas naturales.
- El método de elaboración de las probetas juega un papel muy importante en los resultados obtenidos, Ladd, R. (1974), razón por la que se efectuó un análisis para verificar la

uniformidad de las probetas ensayadas y consistió en medir la relación de vacíos acumulada de las capas de material compactado, observándose relativa uniformidad.

- El intervalo de validez del método de compactación empleado se restringe hasta contenidos de agua del 20% y empleando un pisón de 1000 gramos, puesto que con contenidos de agua y pesos mayores (e.g. 2000 o 3000 gramos) se inicia una disgregación del material e inicio de expulsión de agua, modificando el contenido de agua inicial de la muestra y obteniéndose probetas heterogéneas no representativas.
- Con el mismo fin, para verificar la homogeneidad de las probetas ensayadas, fueron medidos los contenidos de aguas tanto de la parte superior como inferior de éstas, encontrándose que el 90% de las probetas ensayadas poseen menos del 10% de diferencia, el 43% presentan una diferencia menor al 1.20%, considerándose aceptables estos resultados para catalogarlas como homogéneas.

Presentación y análisis de resultados

- Las condiciones mecánicas más favorables para el material estudiado e independientemente al tipo de prueba efectuado fueron encontradas en condiciones secas. De manera general conforme se incrementa el grado de saturación inicial hasta un 16.6% se produce un brusco decremento de la resistencia al esfuerzo cortante y a partir de este punto un incremento en el grado de saturación no produce cambios significativos en las propiedades mecánicas del material. Por otro lado un incremento en la densidad relativa inicial de las probetas o del esfuerzo de confinamiento, generan un incremento en las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante de la probeta, independientemente del tipo de prueba realizada.
- En las muestras ensayadas posdinámicas con las compacidades relativas extremas, se observó un incremento en el valor del ángulo de fricción interna, respecto a las pruebas estáticas del 12%. Por otro lado la muestra con una compacidad relativa de 69.1% no muestra diferencia alguna. Este comportamiento es diferente para la cohesión, puesto que la muestra más suelta no sufrió cambio alguno, la muestra media con una $D_r=69.1\%$ incrementó su valor en el 46% y la muestra más densa disminuyó en el 32%.
- El comportamiento monótonico de las probetas, posterior a la acción de cargas cíclicas muestra una considerable rigidización, al incrementarse los módulos elásticos secantes calculados entre el 30 y 60% de la carga máxima, respecto a la condición puramente estática.

- El aumento del grado de saturación inicial en los relaves estudiados, para una misma compacidad relativa y esfuerzo de confinamiento provocó un comportamiento diferenciado de las probetas analizadas. Las muestras secas presentaron un comportamiento frágil, es decir, con un claro esfuerzo máximo en la falla y las muestras húmedas por otro lado mostraron un comportamiento dúctil, es decir sufrieron grandes deformaciones sin presentar una carga pico.
- En las muestras ensayadas únicamente ante carga monotónica, el mayor esfuerzo desviador se presentó en la muestra seca y a medida que se incrementa el grado de saturación (contenido de agua) disminuye su valor, sin embargo cuando el grado de saturación llega al 75% esta probeta muestra un incremento considerable en su esfuerzo desviador máximo.
- En las probetas ensayadas ante carga estática, se observa una disminución del ángulo de fricción interna, conforme se incrementa el grado de saturación desde el 0% hasta el 32%, luego prácticamente se mantiene constante hasta la condición más húmeda ensayada.
- Los módulos elásticos secantes calculados entre el 30 y 60% de la carga máxima, sufren una disminución conforme se incrementa el grado de saturación del material, es decir el máximo se obtuvo para la muestra seca y el menor para la más húmeda, comportamiento idéntico en las pruebas estáticas como en las posdinámicas.
- El módulo de rigidez al corte a muy pequeñas distorsiones angulares ($G_{\text{máx}}$) decrece, conforme se disminuye la compacidad relativa de un mismo tipo de muestra, manteniendo constante el grado de saturación y el esfuerzo de confinamiento, es decir, las muestras más sueltas presentan módulos de rigidez al corte más bajos y conforme se incrementa su densidad también aumentará considerablemente su módulo de rigidez. Por otro lado para el caso de la relación de amortiguamiento ante las mismas condiciones explicadas anteriormente no se evidencian diferencias considerables en los valores obtenidos.
- El $G_{\text{máx}}$ disminuye conforme aumenta el grado de saturación, presentando sus valores más altos en la muestra seca, que a su vez es la condición más densa ensayada. Conforme aumenta el grado de saturación, el módulo de rigidez sufre una disminución drástica hasta llegar cuando se presenta un valor de $S_r=16.6\%$. Con el humedecimiento de la probeta un $S_r=32.9\%$ la rigidez del material no sufre cambios significativos, comportamiento que varía ligeramente con un leve ascenso en la rigidez si el grado de saturación sigue aumentando hasta el 75.5%. Por otro lado la relación de amortiguamiento no sufre mayores variaciones con un cambio en el grado de saturación de la muestra.

- El $G_{m\acute{a}x}$ se incrementa de manera significativa cuando existe un aumento en la presión de confinamiento, especialmente en el intervalo de distorsiones angular menores a 1×10^{-3} mm/mm. Este incremento se da independiente al grado de saturación y compacidad relativa de la probeta ensayada. Por otro lado la relación de amortiguamiento no sufre un aumento considerable al aumentarse la presión de confinamiento, especialmente en el intervalo de distorsiones angular menores a 1×10^{-3} mm/mm, como a grandes deformaciones sufren un ligero incremento al acrecentar el esfuerzo de confinamiento.
- Las curvas experimentales que relacionan G - γ cumplen satisfactoriamente el modelo tipo Masing, observándose que al sobreponer las gráficas teóricas en los valores experimentales, éstos se ajustan de un manera muy satisfactoria. Información válida para propósitos de modelación y predicción de resultados.
- Aplicando el modelo teórico hiperbólico propuesto por Davindenkov para la relación entre el módulo de rigidez al corte y la distorsión angular para las probetas que poseen una misma densidad relativa y diferentes grados de saturación el coeficiente A posee un valor medio de 0.91 y el coeficiente B igual a 1.28. Por otro lado para las probetas que poseen un mismo grado de saturación y diferente compacidad relativa el valor medio del coeficiente A es 1.05 y del coeficiente B es 1.26.
- El comportamiento normalizado tanto en pruebas monotónico y dinámicas del material estudiado muestras una dependencia de la relación de vacíos, grado de saturación y esfuerzo de confinamiento inicial a la que son sometidas las probetas. Este comportamiento permitió proponer una expresión para el cálculo del $G_{m\acute{a}x}$
- Una expresión para la determinación del $G_{m\acute{a}x}$ fue propuesta, basada en lo expuesto en el acápite anterior. El comportamiento general del $G_{m\acute{a}x}$ en el material estudiado es que, un incremento de la relación de vacíos produce un incremento en la rigidez, de la misma manera ocurre con un incremento en el confinamiento. Sin embargo un aumento del grado de saturación ocasiona en forma general un decremento en el $G_{m\acute{a}x}$. Los resultados obtenidos con la expresión propuesta, se asemejan mucho a los valores experimentales obtenidos.

6.2. RECOMENDACIONES

- Estudiar otros métodos de elaboración de probetas, con el fin de obtener muestras con mayor similitud, en caso de estudiar nuevamente la influencia del grado de saturación conservando la relación de vacíos, puesto que si bien fueron similares los resultados obtenidos, se podría tener valores más eficientes.

- Estudiar más a fondo la curva de grado de saturación-relación de vacíos, en especial el valor en el que todos los resultados con un mismo grado de saturación convergen en el eje de las ordenadas. Es importante definir si este resultado depende del procedimiento para la elaboración de la probeta, características del material (e.g. granulometría), comparándolo con los valores obtenidos en otras investigaciones y pudiendo ser relacionada con alguna propiedad mecánica.
- Un primer paso para conocer la curva de retención de agua característica de este material, podría ser empleando la técnica del papel filtro calibrado y comparar los valores obtenidos con modelos teóricos propuestos. Con estos resultados conocer aproximadamente la succión mátrica inicial de cada probeta ensayada en la presente investigación.
- Desarrollar un equipo que permita controlar las presiones de aire y agua iniciales y durante el ensayo, a fin de conocer los esfuerzos efectivos a los que se encuentra sometida la muestra. Este equipo preferentemente triaxial puede ayudar a comprender mejor el comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante para cargas estáticas y posdinámicas, permitiendo primeramente y durante los ensayos poder efectuar las pruebas bajo condiciones de succión mátrica o esfuerzo neto controlado.
- Si adicionalmente a estos requerimientos se instrumenta sensores capaces de medir el cambio volumétrico de la probeta, será posible estudiar y definir un modelo constitutivo de comportamiento del material.
- Las mayores diferencia de resistencia al esfuerzo cortante en las muestras ensayadas de con cargas monotónicas y posdinámicas, se presentaron en un grado de saturación aproximadamente del 30%, con la ayuda de un equipo como el antes descrito, sería importante conocer la influencia de la succión mátrica y presión de aire en el esfuerzo efectivo del material ensayado estáticamente, posterior a un ciclo de carga.
- Este estudio se desarrolló sobre muestras con un grado de saturación entre 0 y 75%, según experiencias de otros investigadores, conforme se incrementa el contenido de agua las propiedades de resistencia al corte variarán ligeramente, hasta un momento cercano a la saturación en la que disminuyan abruptamente (Jafarzadeh, F. *et al.*, 2012), razón por lo que sería importante estudiar este comportamiento particular en los relaves mineros.

7 BIBLIOGRAFÍA

- ANCOLD (1999) Guidelines on tailings dam design, construction and operation.
- Ashmawy, A., Salgado, R., Guha, S. y Drnevich, V. (1995) "Soil damping and its use in dynamic analyses", Thrid International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- ASTM D3999 "Standar test method for the determination of the modulus and damping properties of soils using the cyclic triaxial apparatus", American Society for Testing Materials.
- Blight, G. (2010). "Geotechnical engineering for mine waste storage facilities", CRC Press, Taylor & Francis Group, 631 páginas.
- Brandon, T., Clough, W. y Rahardjo, P., (1991), "Fabrication of silty sand specimens for large and small scale tests", Geotechnical Testing Journal ASTM, March 1991, Vol. 14, N° 1, pp. 46-55
- Cancela, M. (1987). "Comportamiento Geotécnico de Presas de Residuos Bajo Acciones Estáticas Y Dinámicas". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- Cacciuttolo, C. y Holgado, A., (2015). "Dry Stacking of Filtered Tailings in the Andean Region of South America – An Engineered and Environmentally Friendly Solution", Conferencia Panamericana en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica y el 8vo Congreso Sudamericano en Mecánica de Rocas.
- Cubrinovski, M. y Ishihara, K., (2002). "Maximum and minimum void ratio characteristics of sands", Soils and Foundations, dedember 2002, Vol. 42, N°6, pp. 65-78
- Davies, M. (2011). "Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals". Conferencia de relaves y desperdicios mineros 2011- Vancouver.
- Flores, O. (1996). "Propiedades dinámicas de jales". Tesis de Maestría en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Flores, O. (2008). "Módulo de rigidez y relació de Poisson dinámicos obtenidos en mediciones en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular". Tesis de de Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Fredlund, D. y Rahardjo, H. (1993). "Soil mechanics for unsaturated soils", John Wiley & Sons, Inc, Estados Unidos de Norteamérica, 507 páginas.
- Fredlund, D. y Morgenstern, N. (1977). "Stress state variables for unsaturated soils." Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings, American Society of Civil Engineering (GT5), 103: 447–466.

- Fredlund, D. y Xing A. (1994) "Equations for the soil-water characteristic curve", Canadian Geotechnical Journal, 31(3): 521–532, 1994.
- Fredlund, D. y Vanapalli, S. (2000) "Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength", Proceeding of the GeoDenver Conference, pp. 1995-209.
- Frost, J., Park, J., (2003). "A critical assessment of the moist tamping technique", Geotechnical Testing Journal ASTM, March 2003, Vol. 26, N° 1, pp. 57-70.
- Hardcastle, J. & Sharma, S. (1998) "Shear modulus and damping of unsaturated loess", Geotechnical special publication N°75, Volume One, ASCE, pp. 178-188
- Hardin, B. (1965). "The nature of damping in sands". Journal Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE, 91(SM1), pp. 63-97.
- Hardin, B. y Drnevich, V. (1972). "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects" . Jsoil Mech. Found. Div. ,ASCE;98(6), pp.603–24.
- Hardin, B.O. y Black, W.L. (1968). "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, SM2, pp. 353–369.
- Hardin, B.O. (1978). "The Nature of Stress Strain Behavior of Soils." Earthquake Engineering and Soil Dynamics. ASCE, 1, pp. 3–90.
- Hardin, B.O. and Black, W.L. (1969). "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay; Closure." J. of the Soil Mech. and Foundations Div. ASCE, Vol. 95, SM6, pp. 1531–1537.
- Hernández, L. (2016). "Influencia de la compacidad relativa y contenido de agua en el comportamiento esfuerzo-deformación de jales parcialmente saturados". Tesis de Maestría en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México
- Honda, M., Seguchi, H., Kim, E., Hawai, K., Iizuka, A. Y Karube, D. (2003). "A study of the relation between volume change characteristics of compacted soil and the condition of compaction". 2nd Conferencia Asiática de Suelos no Saturados, pp: 177–180.
- Houlsby, G. (1997). "The work input to an unsaturated granular material", Géotechnique and Foundations, marzo 1996, Vol. 47, N°1, pp. 193-196
- International Committee on Large Dams ICOLD (1994), Boletín 97: Tailing Dams Design of Drainage; Review and Recommendations.
- International Committee on Large Dams ICOLD (1996), Boletín 106: A Guide to Tailing Dams and Impoundments; Design, construction, use and rehabilitation.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. y Takagi, Y. (1978) "Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading", Soils and Found. ;Vol. 18(1), pp.39-56.

- Jafarzadeh, F. y Sadeghi, H. (2012) "Experimental study on dynamic properties of sand with emphasis on the degree of saturation", Soil dynamics and earthquake engineering, ELSEVIER, Vol. 32, pp. 26-41.
- Jafarzadeh, A., Ahmadinezhad, A. & Sadeghi, H. (2014) "Coupled effects of suction and degree of saturation on large strain shear modulus of unsaturated sands", Unsaturated soils: Research & Applications, Proceedings of the sixth international conference on unsaturated soils, UNSAT 2014.
- Kramer, S. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prince Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Estados Unidos de Norteamérica, 648 páginas.
- Khosravi, A. y McCartney, J. (2009) "Impact of Stress State on the Dynamic Shear Modulus of Unsaturated, Compacted Soils during Drying", Proceedings of the 4th Asia Pacific Conference on Unsaturated Soils. Newcastle, Australia. Nov. 23-25. pp. 1-6.
- Kokusho, T. (1980) "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range", Soils and Found. ;Vol. 20(2), pp.45-60.
- Ladd, R. (1978). "Preparing test specimens using undercompaction", Geotechnical Testing Journal ASTM, March 1978, Vol. 1, N° 1, pp. 16-23.
- Ladd, R. (1977). "Specimen preparation and cyclic stability of sands", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, June 1977, Vol., 103, N° GT6, pp. 535-547.
- Ladd, R. (1974). "Specimen preparation and liquefaction of sands", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, October 1974, Vol., 100, N° GT10, pp. 1180-1184.
- Lambe T.W, Whitman R. (1969) "Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc, New York, United States: 548p.
- Leroueil, S. y Hight, D. (2013). "Compacted soils: From physics to hydraulic and mechanical behaviour", Advances in Unsaturated Soils, Taylor & Francis Group, Caicedo *et al.* (eds), Londres.
- Lu, N. y Likos, W. (2004). "Unsaturated soil mechanics", John Wiley & Sons, Inc, Estados Unidos de Norteamérica, 569 páginas.
- Lu, N. y Wu, B. (2005) "Unsaturated shear strength behavior of a fine sand". Geomechanics II: Testing, Modeling, and Simulation, American Society of Civil Engineering.
- Lu, N. y Likos, W. (2006) "Suction stress characteristic curve for unsaturated soil", Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering, vol. 132, No2, febrero 2006, ASCE.
- Mitchell, J. & Soga, K. (1995) "Fundamentals of Soil Behavior", tercera edición, John Wiley & Sons, Inc., Estados Unidos de América.

- Norma Oficial Mexicana NOM-141-SEMARNAT-2003, Que establece el procedimiento para caracterizar los jales, así como las especificaciones y criterios para la caracterización y preparación del sitio, proyecto, construcción, operación y postoperación de presas de jales.
- Pérez, N. (2008). "Evaluación de tres procedimientos para llevar a cabo pruebas triaxiales en suelos no saturados", Memorias de la XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMIG-México.
- Qian, X., Gray, D. y Woods, R. (1991). "Resonant column tests on partially saturated sands", Geotechnical Testing Journal ASTM, September 1991, Vol. 14, N° 3, pp. 266-275.
- Qian, X., Gray, D. y Woods, R. (1993) "Voids and granulometry: Effects on shear modulus of unsaturated sands", J Geotech. Eng. ASCE;119 N°2, february 1993 pp. 295–314.
- Richards, K., Reddy, K. (2007) Critical appraisal of piping phenomena in earth dams, Bulletin Eng. Geol. Env.
- Rodríguez, I. (2001). "Influencia del contenido de finos en el comportamiento no drenado de un residuo minero procedente de San Luis Potosí". Tesis de Maestría en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Romo, M. y Ovando, E. (1995). "Comportamiento dinámico de las arcillas de la sonda Campeche", Series del Instituto de Ingeniería – UNAM, N°567.
- Sanjay, P. & Ashim, D. (2007) "Cyclic triaxial testing of fully and partially saturated soil at Silchar", 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, paper N°1194.
- Sawangsuriya, A. (2012). "Wave Propagation Methods for Determining Stiffness of Geomaterials", Wave Processes in Classical and New Solids, Pasquale Giovine (Ed.), October 2012, Intech, capítulo 7, pp. 157-200.
- Seed, B. e I. Idriss (1970) "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis". Report UC EERC 70-10, Berkeley University, California.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2001), Seminario: Almacenamiento de Residuos Mineros en México.
- Suprunenko, G. y Ghayoomi, M. (2015). "Suction-controlled cyclic triaxial system for measurement of dynamic properties of unsaturated soils", Fundamentals to applications in geotechnics, D.Manzanal y A. Sfriso (Eds.).
- Terzaghi K., Peck R. y Mesri G. (1996). "Soil mechanics in engineering practice", John Wiley and Sons, Inc, New York, United States: 541p.
- Xia H. & Hu T. (1991). "Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction". J Geotech. Eng. ASCE;117(9): pp. 1347–1362.

- Tamura S., Tokimatsu K., Abe A. & Sato, M. "Effects of air bubbles on B value and P-wave velocity of a partly saturated sand", *Soils and Found.* ;Vol. 42(1), pp.121–129.
- Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Yoshida, S., Fukushima, S. & Sudo, H. (1979). "Shear modulus and damping by drained tests on clean sand specimens reconstituted by various methods", *Soils and Foundations*, marzo 1979, Vol. 19, N°1, pp. 39-54.
- Unno T., Kazama, M., Uzuoka, R.& Sento, N. "Liquefaction of unsaturated sand considering the pore air pressure and volume compressibility of the soil particle skeleton". *Soils and Found.* Vol. 48(1), pp.87–99.
- U.S. Environmental Protection Agency (1994). "Technical report design and evaluation of tailings dams".
- Valenzuela, L., (2015). "Tailings Dams and Hydraulic Fills", Conferencia Panamericana en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica y el 8vo Congreso Sudamericano en Mecánica de Rocas.
- Vega, L. (2003). "Análisis y modelación de algunas propiedades dinámicas de las arcillas del ex lago de Texcoco". Tesis de Maestría en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Woods, R. (1994). "Laboratory measurement of dynamic soil properties", *Dynamic Geotechnical Testing II*, ASTM STP 1213, American Society for Testing and Materials, pp. 165-189.
- Wu, S., Gray, D. & Richart, F. (1985) "Capillary effects on Dynamic modulus of sand and silts", *J. of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, febrero 1985, Vol., 110, N° GT9, pp. 1188-1203.
- Xenaki V., Athanasopoulos G.(2008). "Dynamic properties and liquefaction resistance of two soil materials in an earth fill dam: laboratory test results" *.Soil Dyn. Earthq. Eng.*;28, pp. 605–620.
- Youd, T., (1973). "Factors controlling maximum and minimum densities of sands", *Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils*, ASTM Special Technical Publication, E.T. Selig & R.S. Ladd, editors.
- Zandarín, M., Oldecop, L., Rodríguez, R., & Zabala, F. (2009) "The role of capillary water in the stability of tailing dams", *Engineering geology*, Elsevier, Vol. 105, pp. 108-118.
- Zhang, Y. (2014) "Deformation-strength characteristics of unsaturated granular subbase course material under monotonic and cyclic loading", Phd Tesis Hokkaido University, Sapporo, Japan.