



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

INFLUENCIA DE LA COMPACIDAD RELATIVA Y CONTENIDO DE AGUA EN EL  
COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE JALES PARCIALMENTE  
SATURADOS

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

PRESENTA:  
VICTOR LUIS HERNÁNDEZ BARTOLO

TUTOR PRINCIPAL  
DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN  
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, ABRIL 2016



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. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: Dr. Efraín Ovando Shelley.

1er. Vocal: Dr. Osvaldo Flores Castrellón

2do. Vocal: M.I. Jorge Efraín Castilla Camacho.

3er. Vocal Dr. Raúl Vicente Orozco Santoyo.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

-----  
**DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN**

## **DEDICATORIA**

“Tlaskamati miyak toteco, pampa techkajke ni kaxitico ni meta”

“Muchas gracias Dios, por permitirme llegar a esta meta”

Gracias a dios por permitirme llegar nuevamente a la culminación de un proyecto; este trabajo va dedicado especialmente a mi bisabuelita “May”, quien es mi ejemplo de vida, quien me enseñó a amar mis raíces nahuas. El respeto a las etnias favorece la riqueza cultural de este nuestro país, el desarrollo de la ingeniería incluye también el mejoramiento de la calidad de vida de nuestros pueblos originarios.

También una dedicación especial a mis padres, principales motores de mi vida, su apoyo me hace sentir respaldado en las decisiones que tomo. A mis hermanos: Erika, Oscar y Darío; por compartir muchos momentos felices y crecer juntos.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi tutor el Dr. Osvaldo Flores Castrellón, por su paciencia y disposición de guiarnos en la realización de la presente tesis.

A mis sinodales los doctores Efraín Ovando Shelley, Rigoberto Rivera Constantino, Raúl Vicente Orozco Santoyo y al Maestro Efraín Castilla Camacho; por sus observaciones en la revisión del presente trabajo. Gracias maestro Efraín Castilla por convertirse en un gran amigo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por permitirme hacer uso de sus instalaciones y desarrollar el trabajo experimental. A los laboratoristas German Aguilar Ramírez y Javier Hernández Lemus, por transmitir su experiencia a los becarios para que puedan concluir sus tesis, incluyendo la mía, muchas gracias de todo corazón.

Al ingeniero Javier M. Ramírez Vargas, Gerente de la Unidad Minera El Rosario en Topia, Durango; así como también a la empresa Great Panther Silver, por las facilidades mostradas en el suministro del jal.

A mis compañeros de generación por su amistad y apoyo; Diego, Mauricio, María, Liliana, Aleyda, Mario y Ricardo; gracias por compartir horas de estudio. Una mención especial para Diego amigo de aventuras, para Mauricio por su apoyo en la realización de la etapa experimental, además de ser un gran amigo.

A mis amigos potosinos, Lidio y Erick, por acompañarme en esta aventura de viajar juntos a la Ciudad de México para cumplir la meta de terminar la Maestría en Ingeniería, somos orgullosamente egresados de la UASLP y ahora también del posgrado de Ingeniería UNAM.

A Diana Ventura Jiménez Mendoza, por su apoyo incondicional, por su paciencia, por recibirme siempre con una sonrisa a pesar de haber tenido un mal día, en verdad gracias por acompañarme en esta danza de la vida.

A mi bella huasteca potosina, Tamazunchale y San Martín Chalch. , municipios que siempre menciono con orgullo; también a mis paisanos que ponen en alto nuestra bella región. A la ingeniera Doriscelda Ponce, por mostrarme que se puede llegar alto en las metas profesionales; orgullosamente Huastecos potosinos.

Es difícil nombrar a todas las personas con las quienes me encuentro agradecido; gracias a todas aquellas amistades que conocí en esta Ciudad de México, a mis amigos potosinos, a mis amigos huastecos.

Gracias DIOS, gracias a todos.

# ÍNDICE

<b>1. Introducción y estudios previos .....</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes de minería en México .....	1
1.2 Evolución de la normativa de regulación de depósitos mineros en México.....	1
1.3 Generalidades de los depósitos de jales .....	3
1.3.1 Conceptos básicos de depósitos de jales .....	3
1.3.2 Métodos de descarga de los jales .....	3
1.3.3 Jal Prensado o Jal semiseco.....	5
1.4 Comportamiento geotécnico de los jales.....	7
1.4.1 Resistencia al esfuerzo cortante de los jales.....	9
1.4.2 Condición parcialmente saturada. ....	12
1.5 Investigaciones realizadas.....	13
1.5.2 Propiedades índice .....	13
1.5.3 Resistencia al esfuerzo cortante .....	17
1.5.4 Jales reconstituidos .....	20
<b>2. Descripción del equipo .....</b>	<b>25</b>
2.1 Introducción .....	25
2.2 Prueba triaxial .....	25
2.3 Cámara triaxial de precisión (alambres).....	26
2.3.1 Descripción de funcionamiento .....	27
2.3.2 Capacidad del equipo .....	29
2.4 Instrumentación del equipo.....	29
2.5 Automatización del equipo .....	30
2.5.1 Módulo de calibración.....	30
2.5.2 Transductor de desplazamiento LVDT .....	33
2.5.3 Transductor de presión .....	33
2.5.4 Transductor de carga.....	34
2.5.5 Resultados de la calibración.....	34
2.5.6 Módulo de operación .....	36
<b>3 Descripción de los materiales y procedimiento de ensaye .....</b>	<b>40</b>
3.1 Características generales de la muestra.....	40
3.2 Descripción del material.....	41
3.2.1 Granulometría .....	41

3.2.2	Densidad relativa de sólidos .....	42
3.2.3	Límites de consistencia. ....	43
3.3	Formación de probetas .....	45
3.3.1	Relaciones de volumétricas de las probetas formadas.....	47
3.4	Montaje de la prueba.....	53
3.5	Falla de la probeta.....	59
<b>4</b>	<b>Presentación de resultados.....</b>	<b>62</b>
4.1	Características generales de los análisis .....	62
4.2	Corrección por aplicación de vacío y por el esfuerzo de confinamiento $\sigma_3$ .....	66
4.2.1	Corrección por aplicación de vacío .....	66
4.2.2	Corrección por esfuerzo de confinamiento $\sigma_3$ .....	69
4.2.3	Cálculo de las correcciones por vacío y esfuerzo confinante.....	71
4.3	Análisis de la ley de resistencia Mohr-Coulomb .....	73
4.4	Análisis de resultados en función de la relación de vacíos .....	75
4.5	Análisis de resultados en función del grado de saturación ( $G_w$ ) .....	78
4.6	Análisis de resultados en función de Pesos volumétricos.....	82
4.7	Análisis de las curvas esfuerzo-deformación y de los módulos de elasticidad.....	86
4.7.1	Comportamiento de las curvas esfuerzo deformación.....	86
4.7.2	Comportamiento del esfuerzo desviador máximo $q_{pico}$ .....	91
4.7.3	Comportamiento de los módulos de elasticidad $E_{50}$ en función del esfuerzo de confinamiento .....	92
4.7.4	Comportamiento de los módulos de elasticidad “ $E_{50}$ ” en función del Peso volumétrico seco y del Grado de Saturación .....	93
4.8	Visualización de resultados en escala de colores.....	95
4.9	Comparación de los ángulos de fricción obtenidos por Trayectoria de Esfuerzos Totales (TET) y Mohr-Coulomb (M-C).....	97
<b>5.</b>	<b>Conclusiones y Recomendaciones .....</b>	<b>102</b>
5.1	Características del material .....	102
5.2	Tipos de fallas en las probetas.....	104
5.3	Propiedades Mecánicas con respecto a las propiedades volumétricas. ....	106
	<b>Referencias. ....</b>	<b>110</b>
	<b>ANEXO A .....</b>	<b>113</b>
	<b>ANEXO B .....</b>	<b>127</b>
	<b>ANEXO C .....</b>	<b>131</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS.

### Capítulo 1.

Figura 1. 1 Descarga simple y alterna, (ANCOLD 1999). .....	4
Figura 1. 2 Descarga por espigas (ANCOLD, 1999).....	4
Figura 1. 3 Esquema de hidrociclón y distribución granulométrica típica del proceso de cicloneo, (Valenzuela, 2015).....	5
Figura 1. 4 Prensa para jales, Unidad Minera Bacís. San José de Bacís, Durango.....	6
Figura 1. 5 Aspecto del jal semiseco antes de ser bandeado y compactado.....	7
Figura 1. 6 Curva esfuerzo-deformación para una probeta de jal (arena 70%, fino 30%), con $w=8\%$ , $e=0.86$ , y $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ . Fuente: Esta tesis.....	10
Figura 1. 7 Curva esfuerzo-deformación para una probeta de jal (arena 70%, fino 30%), con $w=8\%$ , $e=1.63$ y $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ . Fuente: Esta tesis.....	10
Figura 1. 8 Curva esfuerzo-deformación para una probeta de jal (arena 70%, fino 30%), con $w=8\%$ , $e=0.86$ y $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ . Fuente: Esta tesis.....	10
Figura 1. 9 Relación entre el ángulo de fricción y la porosidad inicial en arena fina a media (Rowe, 1962) .....	11
Figura 1. 10 Carta de plasticidad para varios residuos (Cancela, 1987).....	15
Figura 1. 11 Angulosidad de partículas, a) (Maureira, 2012), b) (Bhambhro,2014).....	16
Figura 1. 12 Granulometrías de jales, Minas de Cobre (Shamsai, 2007) .....	16
Figura 1. 13 Círculos de Mohr, ensaye tipo UU, $e=0.86$ , (Flores, 2011).....	18
Figura 1. 14 Curvas esfuerzo-deformación de especímenes ensayados con succión mátrica de 30 kPa y esfuerzo normal neto de 20 kPa, (Pérez, 2008).....	19
Figura 1. 15 Curvas esfuerzo-deformación de especímenes ensayados con succión mátrica de 353 kPa y esfuerzo normal neto de 250 kPa, (Pérez, 2008).....	19
Figura 1. 16 Variación de la relación de vacíos con respecto al peso de pisón (Flores, 2011). .....	20
Figura 1. 17 Concentración de sólidos vs Peso de pisón (Flores, 2011).....	21
Figura 1. 18 Variación de la relación de vacíos "e" y Compacidad "C", muestra con 10% F (Flores, 2010). .....	21
Figura 1. 19 Variación de la relación de vacíos "e" y Compacidad "C" con respecto al peso de pisón, muestra con 48% F, (Flores, 2010).....	22
Figura 1. 20 Variación de la resistencia máxima con respecto al contenido de finos (%), jal provenientes de Charcas, S.L.P. (fuente: Tesis de Maestría UNAM, Espinoza, 2005) .....	23
Figura 1. 21 Curvas $p'$ y $q'$ para jales con 10 y 48% de Finos, (Flores, 2002).....	24

## Capítulo 2

Figura 2. 1 Equipo triaxial. Fuente:www.ele.com/Category/soil-strength-triaxial-.....	26
Figura 2. 2 Estado de esfuerzos principales. (Juárez-Rico, 1969).....	26
Figura 2. 3 Cámara de precisión, Instituto de Ingeniería UNAM .....	27
Figura 2. 4. Esquema general de la cámara de precisión.....	28
Figura 2. 5 Instrumentación de la cámara triaxial.....	30
Figura 2. 6 Módulo de calibración.....	31
Figura 2. 7. Ventana de calibración.....	31
Figura 2. 8 Curva de calibración .....	32
Figura 2. 9 Cambiar constantes de calibración .....	32
Figura 2. 10 Calibración del sensor de desplazamiento.....	33
Figura 2. 11 Calibración de presión.....	33
Figura 2. 12 Sensor de carga sumergible .....	34
Figura 2. 13 Calibración del Software .....	35
Figura 2. 14 Edición de datos obtenidos de la calibración.....	35
Figura 2. 15 Verificación del Transductor de Presión .....	36
Figura 2. 16 Menú del módulo de operación.....	37
Figura 2. 17 Configuración de la prueba .....	37
Figura 2. 18 Configuración de prueba 2 .....	38
Figura 2. 19 Aplicación del esfuerzo de confinamiento .....	38
Figura 2. 20 Gráfica carga-deformación.....	39

## Capítulo 3

Figura 3. 1. Ubicación del distrito minero (Report on the Topia Mine, GREATH PANTHER,2013) ...	40
Figura 3. 2 Curva granulométrica.....	42
Figura 3. 3 Cono Sueco (DEPFI; Flores 2002).....	44
Figura 3. 4 Llenado de cono. ....	44
Figura 3. 5 Curva de Fluidez .....	45
Figura 3. 6 Secuencia de apisonado (Flores, 2011).....	46
Figura 3. 7 Materiales para prueba de compactación por amasado. ....	46
Figura 3. 8 Formación de probetas. ....	47
Figura 3. 9. Peso de pisón vs peso volumétrico de la muestra .....	49
Figura 3. 10. Relación de vacíos vs Peso de pisón.....	50
Figura 3. 11 Compacidad.....	50
Figura 3. 12 Peso volumétrico seco vs Contenido de agua.....	51
Figura 3. 13 Curva de compactación estática con succión constante, (Viveros, 2015) .....	52
Figura 3. 14 Grado de saturación vs Contenido de agua .....	53
Figura 3. 15 Molde metálico y base externa.....	54
Figura 3. 16 Sistema de vacío y corona metálica .....	54
Figura 3. 17 Colocación de arosellos, membrana y corona .....	55
Figura 3. 18 Aplicación de vacío a la membrana.....	55
Figura 3. 19 Formación de la probeta en la cámara triaxial.....	56
Figura 3. 20 Ajuste de tornillos, cinta protectora y contacto de la muestra. ....	57



Figura 3. 21 Colocación de arosellos, desmolde y aplicación de vacío inferior. ....	57
Figura 3. 22 Llenado de bujes, colocación de pasta en camisa y bajada de ésta.....	58
Figura 3. 23 Cambio de varilla y llenado de la cámara.....	59
Figura 3. 24 Aplicación del esfuerzo de confinamiento .....	59
Figura 3. 25 Verificación de la velocidad de deformación. ....	60
Figura 3. 26 Carga-deformación axial.....	61

## Capítulo 4

Figura 4. 1 Ensaye de probetas en la camara triaxial de alambres TA-2.....	62
Figura 4. 2 Relaciones volumétricas de una probeta .....	62
Figura 4. 3 Ley de resistencia Mohr-Coulomb (Ver anexos) .....	64
Figura 4. 4 Trayectoria de Esfuerzos Totales (Ver anexos) .....	65
Figura 4. 5 Módulo de Elasticidad $E_{50\%}$ .....	66
Figura 4. 6 Compacidad relativa antes y después de aplicar el vacío (Flores, 2008). ....	67
Figura 4. 7 Esquema de la corrección por aplicación de vacío.....	68
Figura 4. 8 Corrección por aplicación de vacío.....	68
Figura 4. 9 Comparación de curvas granulométricas.....	70
Figura 4. 10 Corrección por esfuerzo confinante (Flores, 2008).....	70
Figura 4. 11 Corrección por esfuerzo confinante (Flores, 2008).....	72
Figura 4. 12 Variación del ángulo de fricción con respecto al Peso de Pisón y contenido de agua... 73	
Figura 4. 13 Variación de la cohesión aparente con respecto al Peso de Pisón y contenido de agua .....	74
Figura 4. 14 Variación del ángulo de fricción con respecto a la relación de vacíos. ....	75
Figura 4. 15 Compacidad vs Contenido de agua. ....	76
Figura 4. 16 Compacidad vs Ángulos de fricción interna. ....	77
Figura 4. 17 Variación del ángulo de fricción con respecto a la compacidad. ....	78
Figura 4. 18 Variación del ángulo de fricción al aumentar el Grado de Saturación.....	79
Figura 4. 19 Probeta con $G_w > 70\%$ .....	80
Figura 4. 20 Variación del ángulo de fricción interna al aumentar el Grado de Saturación .....	81
Figura 4. 21 Visualización de la variación del ángulo de fricción $\phi$ con respecto a "w" y "Gw" .....	82
Figura 4. 22 Variación del ángulo de fricción interna con respecto al peso volumétrico húmedo .. 83	
Figura 4. 23 Variación del ángulo de fricción interna con respecto al peso volumétrico seco.....	83
Figura 4. 24 Ángulo de fricción interna vs Peso volumétrico seco, al variar el peso de pisón.....	84
Figura 4. 25 Dispersión de los valores de ángulo de fricción al aumentar el Peso volumétrico seco .....	85
Figura 4. 26 Variación del ángulo $\phi$ con respecto a $G_w$ y $\gamma_d$ .....	86
Figura 4. 27 Curvas esfuerzo-deformación $w=8\%$ .....	87
Figura 4. 28 Curvas esfuerzo-deformación $w=16\%$ .....	88
Figura 4. 29 Curvas esfuerzo-deformación $w=20\%$ .....	89
Figura 4. 30 Curvas esfuerzo-deformación en función del grado de saturación, esfuerzo $\sigma_3=0.5$ kg/cm <sup>2</sup> y $\sigma_3=1.0$ kg/cm <sup>2</sup> .....	89
Figura 4. 31 Curvas esfuerzo-deformación en función del grado de saturación, esfuerzo $\sigma_3=1.5$ kg/cm <sup>2</sup> .....	90

Figura 4. 32 Curvas esfuerzo – deformación para un esfuerzo $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ .....	90
Figura 4. 33 Variación del $q_{\text{pico}}$ en función del contenido de agua y grado de saturación .....	91
Figura 4. 34 Visualización 3D de $q_{\text{pico}}$ en función de “w” y “G <sub>w</sub> ” .....	92
Figura 4. 35 Módulos de elasticidad vs Grado de Saturación, al variar el peso de pisón .....	92
Figura 4. 36 Módulos de elasticidad de probetas formadas con el Pp=1500 g y diferentes contenidos de agua .....	93
Figura 4. 37 Variación del módulo de elasticidad E <sub>50</sub> con respecto al peso volumétrico seco de la muestra .....	94
Figura 4. 38 Variación del módulo de elasticidad E <sub>50</sub> en función del Grado de Saturación.....	95
Figura 4. 39 Visualización de resultados, variación del esfuerzo $q_{\text{pico}}$ y módulos elásticos E <sub>50</sub> .....	96
Figura 4. 40 Visualización de resultados, variación del ángulo de fricción interna y módulos elásticos E <sub>50</sub> .....	97
Figura 4. 41 Comparación de $\phi_{\text{MC}}$ vs $\phi_{\text{TET}}$ , para cada confinamiento .....	98
Figura 4. 42 Ángulos TET normalizados con respecto al obtenido por M-C .....	99
Figura 4. 43 Correlación entre los ángulos calculados por Mohr-Coulomb y la pendiente M correspondiente al esfuerzo de confinamiento $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ .....	100
Figura 4. 44 $\phi_{\text{TET}}$ VS $\phi_{\text{M-C}}$ .....	101

## Capítulo 5

Figura 5. 1 Probeta con muestra no integral .....	103
Figura 5. 2 Falla de probeta con características w=8%, Pp100g, $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ , e=1.18, G <sub>w</sub> =19.40% .....	104
Figura 5. 3 Falla de probeta con características w=20%, Pp=1500, $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ , e=0.90, G <sub>w</sub> =64% .....	104
Figura 5. 4 Falla de probeta con características w=20%, Pp=3000 g, $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ , e=0.83, G <sub>w</sub> =68% .....	105
Figura 5. 5 Falla de probeta con características w=23%, Pp=1500g, $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ , e=0.8, G <sub>w</sub> =83% .....	105
Figura 5. 6 Representación de colocación de jal.....	107
Figura 5. 7 Curva de compactación de un jal, en función del número de pasadas de equipo de compactación (M. Digiolia, E. Gray, 1979).....	108

## ÍNDICE DE TABLAS

### Capítulo 1

Tabla 1. 1 Clasificación de residuos mineros (VICK 1981).....	9
Tabla 1. 2 Técnicas para medición de la succión, (Meza, 2012) .....	12
Tabla 1. 3 Densidades de sólidos e índices de plasticidad .....	14
Tabla 1. 4 Influencia de la angulosidad y granulometría sobre el ángulo de fricción. (Sowers, 1951) .....	16
Tabla 1. 5 Parámetros de resistencia en pruebas CU (Referencias indicadas en la tabla).....	17
Tabla 1. 6 Parámetros de resistencia en pruebas CD (Referencias indicadas en la tabla).....	17

Tabla 1. 7 Parámetros de resistencia en condiciones UU (Referencias indicadas en la tabla).....	18
Tabla 1. 8 Comparación de valores obtenidos con 10 y 48% de finos.....	23

## Capítulo 2

Tabla 2. 1 Constantes de calibración.....	35
---	----

## Capítulo 3

Tabla 3. 1 Granulometría de tamaños menores a la malla 4.....	41
Tabla 3. 2. Distribución granulométrica.....	41
Tabla 3. 3. Densidad relativa de sólidos.....	43
Tabla 3. 4 Límite líquido.....	45
Tabla 3. 5 Dimensiones del molde.....	47
Tabla 3. 6. Pesos y contenidos de agua.....	48
Tabla 3. 7. Relaciones gravimétricas.....	48

## Capítulo 4

Tabla 4. 1 Cálculo de las relaciones volumétricas.....	63
Tabla 4. 2 Granulometrías del estudio de la influencia de la aplicación de vacío (Flores, 2008).....	69
Tabla 4. 3 Corrección por vacío en las muestras con compacidades relativas bajas.....	71
Tabla 4. 4 Correcciones por esfuerzo confinante.....	72
Tabla 4. 5 Estimación del valor del Ángulo obtenido por Mohr Coulomb mediante la pendiente M de la probeta correspondiente a un esfuerzo $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ .....	100

## Capítulo 5

Tabla 5. 1 Resumen de las propiedades índice de la muestra analizada.....	102
---	-----

## **OBJETIVO**

Ensayar muestras de “jal semiseco”, haciendo un análisis paramétrico de las variables que mayor influencia tienen en el comportamiento mecánico de un jal específico como la compacidad relativa inicial (relación de vacíos inicial), el contenido de agua y el esfuerzo de confinamiento.

Proporcionar una recomendación con los resultados obtenidos de la condición con la que se debe colocar el jal estudiado, para fines de estabilidad.

## **JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

El comportamiento del jal depende del mineral de origen y del procesamiento al que fue sometido; es difícil tener una idea clara del comportamiento de éstos, de aquí que es necesario contar con un buen número de investigaciones, teniendo una base de datos de las minas que operan en el país, para poder lograr una caracterización de las propiedades de estos residuos y poder predecir el comportamiento de la estabilidad de taludes de los depósitos de jales, las cuales están relacionadas directamente con sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

La investigación se apoya también en la necesidad de evitar daños al medio ambiente, mediante el apoyo entre la industria minera y la ingeniería geotécnica, para llevar a cabo métodos constructivos aceptables en las que se controlen las propiedades que benefician la estabilidad del depósito.

## **ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN**

1. Presentar conceptos claves de los depósitos de jales, mostrar la evolución de la normativa en cuestión de manejo de residuos mineros en México, así como también el comportamiento geotécnico de estos materiales obtenido por organismos e investigadores.
2. Clasificar mediante el SUCS el jal proveniente de la unidad minera El Rosario, ubicado en Topia, Durango; realizando pruebas para la obtención de las propiedades índice.
3. Presentar los resultados de la formación de probetas mediante la compactación por amasado, variando el contenido de agua y peso de pisón, observando sus propiedades gravimétricas, siendo los más importantes la relación de vacíos y el grado de saturación. Se muestra además el equipo triaxial utilizado para la obtención de las propiedades mecánicas, así como también una breve explicación de su funcionamiento y justificación de su uso.
4. Analizar las propiedades mecánicas con las relaciones gravimétricas, al variar el peso de pisón y contenido de agua, siendo una representación de las posibles condiciones de campo en un depósito de jales. Con las correlaciones realizadas, proporcionar recomendaciones para la construcción de depósitos de jales con material parcialmente saturado.

## Resumen

Los residuos mineros denominados en México como jales, son suelos formados por procesos de molienda en plantas concentradoras de mineral, los cuales presentan comportamientos viscolásticos muy complejos.

Debido a la cantidad de minas que operan en México, se requieren depósitos de jales, los cuales almacenan además del residuo minero, el agua utilizada en los procesos de extracción del mineral. El aseguramiento de la estabilidad de estos depósitos, garantiza que no existan desastres en ellos, que además afectan considerablemente al medio ambiente; la existencia de un diseño geotécnico favorece la seguridad en los depósitos de jales, de ahí la importancia del estudio de estos materiales.

En el presente trabajo se estudia el jal denominado “prensado” o “semiseco”, en el cual el jal proveniente de la mina, recibe un proceso de extracción de agua por medio de bandas y que proporciona al jal, un aspecto de pasta. El jal después del prensado, se encuentra en condición parcialmente saturado; en ese estado el jal se transporta y se compacta por medios mecánicos.

El jal proveniente de la unidad minera del municipio de Topia, Durango fue sometido a ensayos para determinar sus propiedades índice, clasificándose el material como una Arena Limosa SM.

La recomendación de las condiciones del jal en las que se debe compactar, se realizó efectuando una variación en la compacidad relativa y en el contenido agua, observando el efecto del grado de saturación en las propiedades mecánicas del jal. Para simular el efecto de las diferentes condiciones en las que se puede compactar el jal, se formaron probetas mediante una compactación por amasado; en las que se les variaron los pesos de pisón y contenidos de agua. Con la formación de probeta se tuvo un registro de la variación de las relaciones volumétricas al incrementarse los pesos del pisón y los contenidos de agua.

Las probetas formadas por amasado fueron ensayadas en una cámara triaxial de precisión (de alambres). Las probetas fueron colocadas en la cámara con ayuda de un sistema de vacío controlado, con el fin de poder sostenerlas mientras se realizaban los procesos de montaje. El vacío causó una reducción en el volumen de las probetas, siendo notable en las probetas con compacidades relativas más bajas, mientras que para las probetas más densas, no se tuvo una afectación importante.

Con los parámetros mecánicos del jal, principalmente el módulo elástico  $E_{50}$  y el ángulo de fricción interna; se hicieron análisis de su comportamiento en función de las relaciones volumétricas más importantes (relación de vacíos, peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación).

Con el análisis efectuado se obtuvo una franja de pesos volumétricos secos y contenidos de agua recomendados para obtener condiciones de estabilidad favorables para este jal.

## Nomenclatura.

<b>C</b>	Concentración de sólidos
<b>c</b>	Cohesión
<b>CD</b>	Prueba triaxial drenada
<b>CU</b>	Prueba triaxial no drenada
<b>e</b>	Relación de vacíos
<b>E<sub>50</sub></b>	Módulo de elasticidad al 50% del esfuerzo desviador máximo
<b>ε<sub>50</sub></b>	Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo desviador q <sub>50</sub>
<b>φ°</b>	Ángulo de fricción interna
<b>φ<sub>M-C</sub></b>	Ángulo de fricción interna calculada por Mohr-Coulomb
<b>φ<sub>TET</sub></b>	Ángulo de fricción interna calculada por Trayectoria de Esfuerzos Totales
<b>γ<sub>0</sub></b>	Peso específico del agua destilada, a 4 °C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar
<b>γ<sub>d</sub></b>	Peso volumétrico de la fase sólida
<b>G<sub>s</sub></b>	Densidad relativa de sólidos
<b>γ<sub>m</sub></b>	Peso volumétrico de la muestra
<b>γ<sub>sat</sub></b>	Peso volumétrico saturado de la muestra
<b>G<sub>w</sub></b>	Grado de saturación
<b>IP</b>	Índice de plasticidad
<b>M</b>	Pendiente de la línea del estado crítico
<b>M-C</b>	Mohr-Coulomb
<b>n</b>	Porosidad
<b>p</b>	Esfuerzo Octaédrico
<b>Pp</b>	Peso de pisón
<b>q</b>	Esfuerzo desviador q= σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub>
<b>q<sub>50</sub></b>	50% del Esfuerzo desviador q= σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub>
<b>σ<sub>1</sub></b>	Esfuerzo principal mayor
<b>σ<sub>3</sub></b>	Esfuerzo principal menor
<b>σ<sub>v</sub></b>	Esfuerzo principal vertical
<b>τ</b>	Esfuerzo cortante
<b>TET</b>	Trayectoria de esfuerzos totales
<b>U</b>	Presión de poro
<b>V<sub>a</sub></b>	Volumen de aire
<b>V<sub>m</sub></b>	Volumen de la muestra
<b>V<sub>s</sub></b>	Volumen de la fase sólida de la muestra
<b>V<sub>v</sub></b>	Volumen de vacíos
<b>V<sub>w</sub></b>	Volumen de agua
<b>w</b>	Contenido de agua
<b>w<sub>l</sub></b>	Límite líquido
<b>W<sub>m</sub></b>	Peso de la muestra
<b>w<sub>p</sub></b>	Límite plástico
<b>W<sub>s</sub></b>	Peso volumétrico de sólidos

## **1. Introducción y estudios previos**

### **1.1 *Antecedentes de minería en México***

El desarrollo del norte de México se debe principalmente a la minería, ésta ha sido practicada desde la época prehispánica y fue motivo de expansión regional en la colonia. Actualmente suministra insumos para prácticamente todas las industrias, principalmente a la metalúrgica, construcción, siderúrgica, química y electrónica.

Existen vestigios en la época prehispánica de la práctica de esta actividad económica, siendo los españoles los primeros en sorprenderse del uso de metales preciosos en sus ornamentaciones cotidianas.

Durante el transcurso del siglo XIX, muchas ciudades se fundaron gracias a esta actividad, principalmente en la zona conocida como Aridoamérica, en donde la agricultura no favorece al desarrollo de una población, encontrando en la minería su fuente de progreso. Algunas ciudades que se fundaron por la minería y que aún permanecen son Durango, Chihuahua, Guanajuato, Saltillo, San Luis Potosí y Zacatecas, mientras que algunas ciudades fueron casi totalmente abandonadas, tal es el caso de Real de Catorce y Cerro de San Pedro, en San Luis Potosí.

### **1.2 *Evolución de la normativa de regulación de depósitos mineros en México***

En décadas pasadas el distanciamiento entre la industria minera y la ingeniería geotécnica provocó que la mayoría de estos depósitos se construyeran sin alguna verificación de su estabilidad; la ICOLD (International Commission on Large Dams) cuenta con una estadística mundial de las fallas que se han suscitado y los motivos de estas. Relacionado con esta situación, las instancias encargadas de la regulación de los depósitos de jales presentaban normativas en las que no se incluía o se contaba con poca información respecto a los estudios geotécnicos por realizar para tener una caracterización completa del basamento y del propio depósito.

Con respecto a la normatividad ambiental, es hasta la década de los años sesenta cuando se establecen en México por vez primera, las bases de una política ambiental dirigida a prevenir impactos causados por diversas actividades en el medio ambiente, también como la conservación de ella (M. Briseño,2010).

Como antecedente principal dentro de la legislación ambiental y regulación de los depósitos de jales, se encuentra la expedición en 1988 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; con esta ley se comenzó un desarrollo en este ámbito, hasta llegar al año 2003, en octubre 8, fecha en que se publica la Ley General para la Prevención y Gestión Integral de los Residuos

(LGPGIR). En esta última, se señala el manejo y depositación final de los residuos de la industria minera y metalúrgica provenientes del minado y tratamiento de minerales tales como jales y residuos de los patios de lixiviación abandonados (M. Briseño, 2010).

En cuestiones de ingeniería geotécnica, de acuerdo con el Ing. Fernel Arvizu Lara (Asociación de Ingenieros de Minas, Metalurgistas y Geólogos de México A.C., AIMMG), el precursor de estudios formales de los depósitos de jales en nuestro país es el Ing. José Vicente Orozco y Orozco, quien publicó diversas investigaciones referentes a las propiedades mecánicas de los jales; también como condiciones favorables en el diseño de depósitos de jales, seguido posteriormente y de forma muy activa por el Dr. Raúl Vicente Orozco Santoyo. Dentro de las personas pioneras de la normativa en cuestión de jales, es el Ing. Vidal Muhech Dip que encargó al Dr. Raúl Vicente Orozco la primera versión en español del “Manual de Presas y Depósitos de Jales” en 1993, (Orozco, 2010).

En años anteriores los depósitos mineros eran construidos y operados de manera simultánea, sin existir un proyecto, éstas se realizaban de acuerdo con las prácticas empíricas que se transmitían por generaciones en cada empresa minera; las cuales, en muchas ocasiones no presentaban las mejores condiciones de estabilidad, recalcando que los jales, al tener propiedades que dependen del proceso minero y su depositación, merecen un estudio detallado. Los depósitos eran susceptibles a la falla en época de lluvia, que sumado a la falta de medios de comunicación como los actuales (internet principalmente), difícilmente era posible su difusión en caso de suceder una falla total o parcial.

Es en el año 2004, cuando se publica en el Diario Oficial de la Federación la norma 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” (SEMARNAT 2004). Esta norma es el resultado de varias reuniones entre varias entidades tanto públicas como privadas, entre ellas la CFE (Comisión Federal de Electricidad) y CONAGUA (Comisión Nacional del Agua), contó además con la colaboración de la entonces Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos actualmente SMIG (Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica) y la AI (Academia de ingeniería), añadiendo la participación de instituciones educativas de nivel superior y centros de investigación.

Si bien es cierto, que con la norma NOM-141-SEMARNAT-2003 se produjo un gran avance en la regulación de los depósitos mineros, en el apartado geotécnico cuenta con especificaciones muy generales, faltando profundizar en las



características necesarias de propiedades mecánicas e hidráulicas en condiciones estáticas y dinámicas. Se espera que la norma vaya evolucionando hasta lograr especificaciones en la parte geotécnica que garantice la seguridad de los depósitos, para evitar tragedias de gran impacto ambiental.

### **1.3 Generalidades de los depósitos de jales**

Uno de los objetivos de la presente tesis es mostrar la depositación del jal, conocido como “jal semi-seco” o “jal prensado”. Esta metodología tiene poco uso dentro de la ingeniería mexicana, motivo por el cual no existe suficiente información técnica. Para poder mencionar este método, es necesario conocer conceptos generales de los depósitos de jales.

#### **1.3.1 Conceptos básicos de depósitos de jales**

Los conceptos fueron tomados de la norma NOM-141-SEMANARNAT-2003, pretendiendo dar un breve concepto de las palabras usadas en la terminología de los depósitos de jales.

- Jales.- Residuos sólidos generados en las operaciones básicas
- Playa.- Espacio existente entre la corona de la cortina y el nivel de agua máximas ordinarias o de operación.
- Presas de jales (ahora definido como “depósito de jales”).- Obra de ingeniería para el almacenamiento o disposición final de los jales, cuya operación y distribución ocurren simultáneamente.
- Sistema decantador drenante.- Obra de ingeniería que tiene como función captar el agua de los jales y enviarla a la pileta de recuperación para su utilización en el proceso de la planta de beneficio. También puede funcionar como vertedor de excedencias para desalojar el agua de la tormenta máxima probable.
- Tubificación.- Proceso de erosión regresiva interna en suelos y jales finos compactados de una cortina contenedora o en el suelo natural de su cimentación, ocasionado por fuerzas de filtración mayores a las resistentes, con arrastre de partículas que forman conductos de corriente, capaces de provocar la falla de la obra.

#### **1.3.2 Métodos de descarga de los jales**

Los métodos y dirección de la descarga, la estrategia de disposición, la ubicación del estanque de decantación son temas que se encuentran relacionadas entre sí. Estas posibles combinaciones dependerán del terreno, de las características de los jales, del balance del agua y el método de contención de jales.

Algunos de los métodos de descarga se mencionan a continuación.

Descarga simple.- Éste dependerá de las características del terreno y la ubicación del depósito, en la que la descarga se hará solamente de una sola salida o tubería. Sin embargo, este método se encuentra limitado, ya que por cuestiones de operación de los depósitos de jales será necesario contar con más descargas.

Descargas alternas.- Se puede considerar como complemento de la descarga simple. La descarga completa ocurre en el punto simple, pero se cuenta con otras salidas disponibles. Este método se diseña cuando las áreas de almacenamiento se encuentran separados y por cuestiones de diseño de operación.

Los dos métodos anteriores se pueden observar en la figura 1.1.

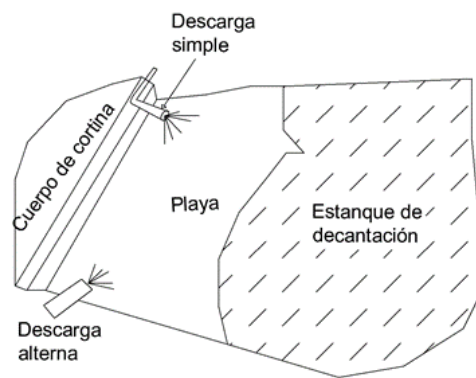


Figura 1.1 Descarga simple y alterna, (ANCOLD 1999).

Descarga múltiple o por espigas. - Consiste en colocar a lo largo de la corona de la presa, un conducto principal con múltiples válvulas de salida a cada 10 ó 20 m. De esta forma se puede controlar cada salida, abriéndose o cerrándose cada válvula, diseñando un sistema de operación (figura 1.2).

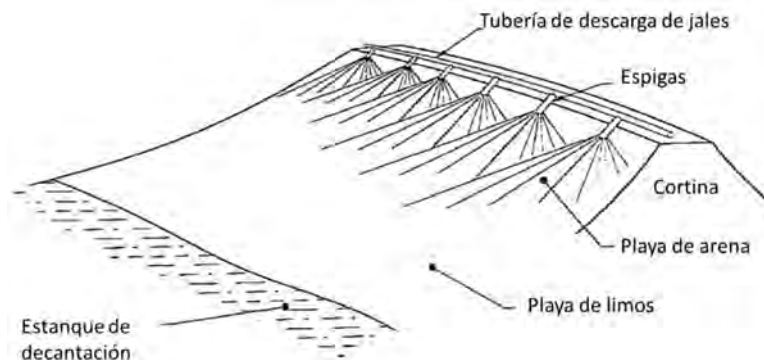


Figura 1.2 Descarga por espigas (ANCOLD, 1999)

Hidrociclones. – Este método se propone cuando los jales contienen una significativa proporción de arena, los hidrociclones serán usados para separar las partículas gruesas, haciendo más fácil el drenaje de la fracción fina. El uso de esta técnica se complica en jales bien graduados, principalmente en limos y partículas menores, la separación no presenta gran eficiencia, ya que se encuentra espesado gran cantidad de finos (figura 1.3).

Los hidrociclones son comúnmente colocados sobre el depósito mismo. La fracción gruesa es descargada como un flujo inferior con un contenido de agua relativamente bajo. Este material es usado para la construcción del depósito. La parte fina se deposita en la parte de arriba, como un flujo superior dentro de la parte central del estanque. Este método tiene la ventaja de proveer una mayor eficiencia en la separación del material para la construcción del depósito.

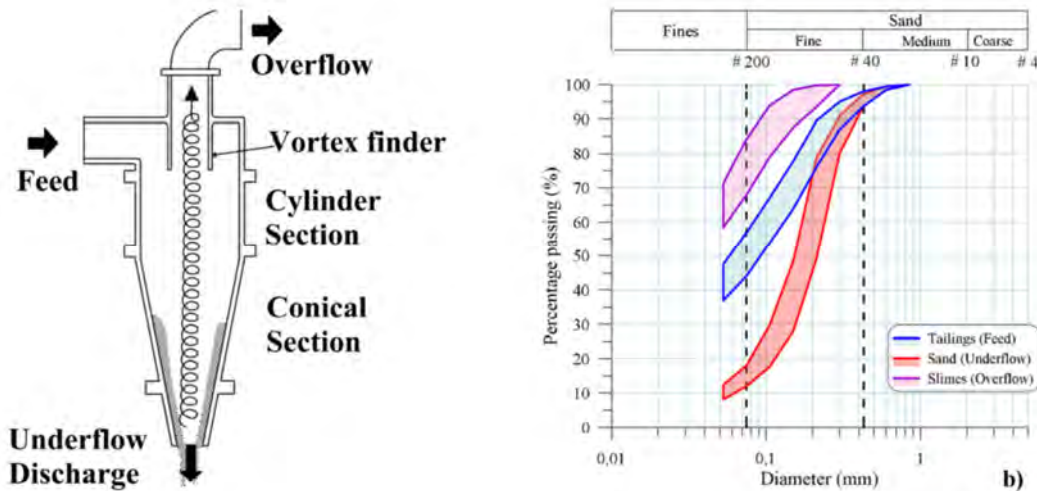


Figura 1. 3 Esquema de hidrociclón y distribución granulométrica típica del proceso de cicloneo, (Valenzuela, 2015)

### 1.3.3 Jal Prensado o Jal semiseco

El manejo del depósito de jales incluye el diseño, construcción y operación. Los depósitos se construyen para almacenar los residuos del proceso minero que en general llegan al embalse con una cantidad de sólidos de 25 a 40%, en donde un diseño ingenieril debe tener seguridad estructural y aprovechamiento de las grandes cantidades de agua.

Tal como se menciona en el párrafo anterior, los jales al tener una gran cantidad de agua, presentan un aspecto de suspensión o pasta líquida, propiciando estructuras poco estables y consumiendo una importante cantidad de agua; ante este panorama, la tecnología de sistemas de vacío y filtrado, proponen métodos de almacenamiento de jales en un estado semiseco en lugar de una suspensión convencional. Los jales se deshidratan a contenidos de agua en donde ya no es

posible su bombeo, los jales prensados se transportan por una banda o un camión, se colocan, extienden y compactan, formando jales parcialmente saturados, con una alta compacidad, pudiéndose formar depósitos estables (Davies y Rice, 2001). Aunque en la actualidad el uso de esta tecnología resulta cara, presenta varias ventajas:

- a) En zonas áridas (donde la evaporación es alta) la importancia de conservar el agua es vital, presentando un ahorro considerable de esta.
- b) Presenta mejores condiciones de estabilidad para zonas con alta sismicidad, al tener material en estado menos licuable.
- c) Requieren menor espacio para su almacenamiento, además de tener mejor seguridad estructural y menor impacto ambiental.

En general, los jales se prensan hasta tener un suficiente contenido de agua que permita su compactación óptima. El proceso de filtrado puede realizarse por presión o por vacío, el uso de placas y correas es muy común para presionar al jal hasta dejarlo en las condiciones deseadas (figura 1.4), esto depende de un análisis del comportamiento mecánico e hidráulico en escenarios variados, pudiendo no ser necesario la extracción total del agua.



Figura 1. 4 Prensa para jales, Unidad Minera Bacís. San José de Bacís, Durango



Para el filtrado es importante considerar, además de su graduación, su origen mineralógico, ya que la presencia de partículas tamaño arcilla puede provocar algunas dificultades en la extracción del agua (en finos no plásticos su extracción se facilita). La extracción de agua también se dificulta en arenas que contienen sustancias de los derivados del petróleo (Davies y Rice, 2001).

Dentro de los depósitos de jales en suspensión, la probabilidad de falla resulta ser muy alta, debido a su inestabilidad física causadas por la licuación estática y dinámica, sumando también un mal manejo del agua, relacionándose la falla por tubificación. En los jales parcialmente saturados (jal prensado) se reducen considerablemente estos riesgos, sumado a un buen manejo de sistemas de drenaje, con el cual se asegura estar por debajo de la saturación, previniendo los problemas descritos, además del exceso de presión de poro. Con el jal semiseco al tener la oportunidad de ser compactado, se controlan muy bien su comportamiento mecánico e hidráulico.



*Figura 1. 5 Aspecto del jal semiseco antes de ser bandeado y compactado*

#### **1.4 Comportamiento geotécnico de los jales**

Los jales, llamados en México a los residuos mineros del proceso de molienda en una planta concentradora de mineral, son suelos de comportamiento viscoelástico muy complejo. (Orozco, 2010). El estudio de estos materiales resulta interesante desde el punto de vista geotécnico, por lo que diversas instituciones reguladoras de los depósitos mineros y centros de investigación se enfocan en ellos.

Según el ANCOLD (Australian National Committee on Large Dams), la mayoría de los jales son arenas finas, limos y partículas tamaño arcilla que son transportados a un depósito en forma de suspensión. Ya en su depósito, son segregados y reacomodados de acuerdo con el tamaño de las partículas, dependiendo mucho de la interacción con el agua.

Durante su traslado y colocación en el depósito, los jales presentan diversos comportamientos dependiendo del tamaño y su densidad. Comúnmente las gravas y arenas se asientan rápidamente, mientras que para el caso de las partículas más finas (limos y arcillas), el proceso es más largo, estas dependen de su proceso de consolidación que está en función de su contenido de agua y la facilidad de disipación de exceso de presión de poro. En las mezclas de varios tamaños, las partículas gruesas se colocan cerca de las descargas y las partículas más finas son arrastradas a las partes más alejadas del depósito (ANCOLD, 1999).

Una cuestión importante de observar en los jales, se refiere a la susceptibilidad a la licuación en condiciones sísmicas. Los almacenes de jales también pueden ser estos inestables en condiciones de tormentas o durante el paso de una maquinaria pesada.

La investigación del comportamiento de jales se complica al tener un comportamiento muy diferente del que experimentan los suelos naturales de propiedades índices similares. Razón de esto es la angulosidad de las partículas que constituyen los jales (si se hiciera una inspección detallada, se observa que en las partículas más finas se presentan las mismas condiciones); influye también la eliminación de partículas débiles por el lavado, transporte, etc. determinando de esta manera el elevado valor del ángulo de fricción interna (Cancela, 1987).

Una de las cuestiones importantes del comportamiento geotécnico de estos materiales consiste en su origen mineralógico y el proceso de molienda, siendo los de mayor problema en cuestiones de estabilidad a los materiales más finos, debido a los problemas que también señala el ANCOLD referentes a los tiempos de sedimentación y consolidación, aumentando el área de depositación.

En la tabla 1.1 se presenta un cuadro, con las características geotécnicas generales, dependiendo de su origen mineralógico.

Tabla 1. 1 Clasificación de residuos mineros (VICK 1981)

CLASE	NOMBRE	CARACTERÍSTICAS GENERALES
I	<b>Residuos de roca blanda</b>	Contiene fracciones limosas y arenosas, predominio de las propiedades de fracción fina, debido a la presencia de arcillas
	Carbón	
	Potasa	
II	<b>Residuos de roca dura</b>	Contiene fracciones arenosas limosas. Los limos son de plasticidad baja o nula. Las arenas controlan las propiedades geotécnicas
	Plomo - Zinc	
	Cobre	
	Oro y plata.	
	Molibdeno	
	Niquel	
III	<b>Residuos finos</b>	La fracción arenosa es pequeña, o se encuentra ausente. El comportamiento del material está controlado por las fracciones limo-arcillosas
	Arcillas fosfáticas	
	Lodos rojos de bauxita	
	Lodos finos de taconita	
	Lodos de arenas bituminosas	
IV	<b>Residuos gruesos</b>	Contiene básicamente arenas y limos no plásticos que exhiben comportamiento arenoso y excelentes propiedades geotécnicas
	Residuos de arenas bituminosas	
	Residuos de uranio	
	Residuos de yeso	
	Residuos gruesos de taconita	
	Arenas fosfáticas	

#### 1.4.1 Resistencia al esfuerzo cortante de los jales

Está relacionada casi en su totalidad al comportamiento de las arenas, ya que los finos al no ser plásticos no colaboran en la resistencia por medio de la cohesión, si no al aumentar los contactos intergranulares y con esto aumentar considerablemente el ángulo  $\phi$ .

Se definen suelos granulares a aquéllos en los que las fuerzas de atracción no influyen apreciablemente en su comportamiento mecánico. Identificamos como suelos granulares a las gravas y arenas; cuentan con dos o tres fases, la parte sólida, el aire y agua que llenan los vacíos. Una característica importante consiste en la dilatación bajo niveles de esfuerzo moderado.

Se pueden separar los suelos granulares en dos grupos: densos y sueltos, esta clasificación está en función de la Compacidad relativa, relación de vacíos "e" o de la porosidad "n" relacionadas todas con la proporción entre los vacíos y los sólidos del suelo.

Los suelos granulares que se encuentran en estado denso, al ser ensayados con niveles de esfuerzo bajos presentan un máximo de resistencia a deformación relativamente pequeña; si se aumenta la deformación, la resistencia al corte

disminuye, logrando observar un valor último o residual (figura 1.6). Si se forma una probeta del mismo material pero con un grado de compactación bajo; éste no presentará un máximo de resistencia, tal como se describió en un material denso (figura 1.7). El mismo comportamiento se obtiene en suelos granulares densos ensayados a niveles elevados de esfuerzo (figura 1.8).

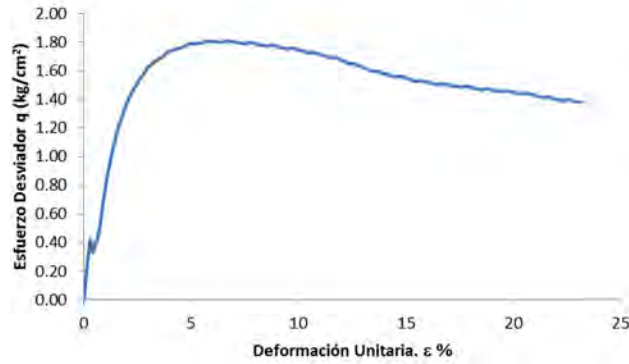


Figura 1. 6 Curva esfuerzo-deformación para una probeta de jal (arena 70%, fino 30%), con  $w=8\%$ ,  $e=0.86$ , y  $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ . Fuente: Esta tesis

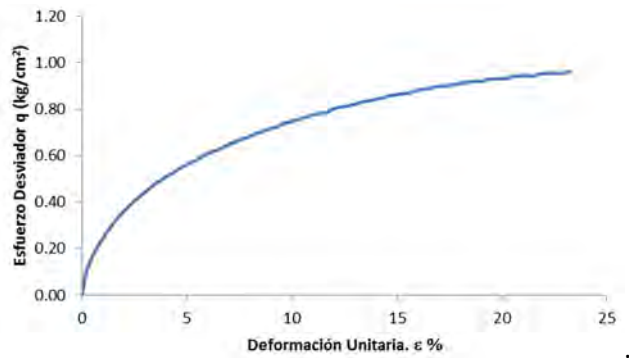


Figura 1. 7 Curva esfuerzo-deformación para una probeta de jal (arena 70%, fino 30%), con  $w=8\%$ ,  $e=1.63$  y  $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ . Fuente: Esta tesis

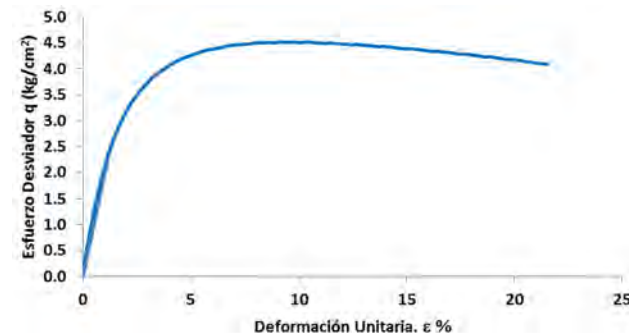
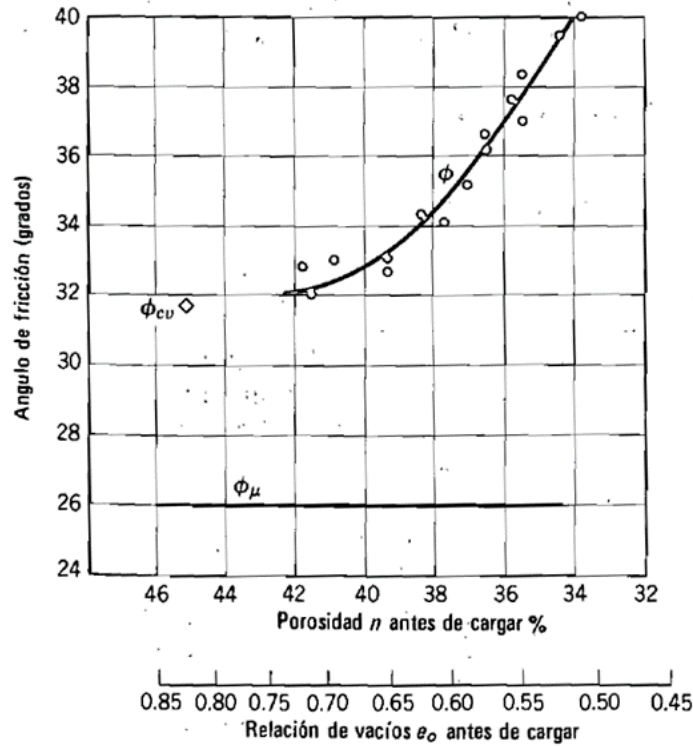


Figura 1. 8 Curva esfuerzo-deformación para una probeta de jal (arena 70%, fino 30%), con  $w=8\%$ ,  $e=0.86$  y  $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ . Fuente: Esta tesis



*Influencia de la relación de vacíos inicial.*

La relación de vacíos se encuentra ligada con la grado de compacidad de la muestra, entre menor sea la relación de vacíos mayor será el ángulo de fricción. En la figura 1.9 se muestra el incremento de  $\phi$  con respecto a la disminución de “e”, este comportamiento puede variar dependiendo de la arena, pero el concepto de que una arena más compacta tiene mayor ángulo de fricción es siempre el mismo (Lambe y Withman, 1969).



*Figura 1. 9 Relación entre el ángulo de fricción y la porosidad inicial en arena fina a media (Rowe, 1962)*

Una de las explicaciones del aumento de  $\phi$  con respecto a la disminución de “e” se debe al encaje de las partículas; también existen otras deducciones, ya que la energía transmitida a un suelo por las cargas exteriores se consume en dos formas: en vencer la resistencia por fricción entre partículas y en dilatar el suelo contra la presión de confinamiento. Cuanto más compacta es la arena, mayor es la expansión que tiende a producirse en el proceso de corte. Con esto se consume más energía y por tanto más fuerza originando un ángulo de fricción mayor (Lambe y Whitman, 1969).

### 1.4.2 Condición parcialmente saturada.

Los estudios existentes relativos a ensayos en arenas se enfocan a la condición seca  $G_w=0\%$  o a su condición saturada  $G_w=100\%$ . Las investigaciones que se refieren a la condición parcialmente saturada tienen menor cantidad que la parte de mecánica de suelos saturados.

En los suelos, la franja más cercana a la saturación es la capilar, donde la mayor parte de los vacíos se encuentran llenos de agua de manera continua, pero puede existir una fase gaseosa discontinua; es decir, se presentan burbujas de aire. El grado de saturación ( $G_w$ ) del suelo en la franja capilar es cercano a 100%, pero el suelo no se considera saturado y a diferencia de éste, el agua que ocupa los vacíos, se encuentra a una presión negativa, es decir la presión de poro debida al agua ( $u_w$ ) es negativa y se rige por el fenómeno de capilaridad. (Meza, 2012).

Entre la zona del suelo seco y la zona donde se desarrollan tensiones capilares existe una zona intermedia que corresponde al suelo parcialmente saturado propiamente dicha. En esta zona, el agua y el aire se encuentran ocupando los poros, ambos de manera continua y el grado de saturación se encuentra en un intervalo de 20 a 80%. La presión en los poros del suelo es negativa, pero es debida a la diferencia de presión entre ambas fases, es decir, a la presión del agua en los poros ( $u_w$ ) y a la presión del aire en los poros ( $u_a$ ) (Fredlund, 2000).

Otro concepto importante de analizar es el concepto de succión que se define como: la energía necesaria para remover el agua del suelo, la cual tiene dos componentes, una asociada al efecto de la capilaridad denominada succión matricial ( $\Psi_m$ ) y una componente debida a la presencia de sales disueltas en el agua, llamada succión osmótica ( $\pi$ ) (Meza, 2012). La dificultad de medir la succión, ha generado el desarrollo de varias técnicas las cuales se ilustran en la tabla 1.2:

Tabla 1. 2 Técnicas para medición de la succión, (Meza, 2012)

Componente de succión medida	Técnica/sensor	Rango de succión medido en kPa	Ensayo de campo o laboratorio
Succión matricial	Tensiómetros	0-100	Campo y laboratorio
	Técnicas de traslación de ejes	0-1,500	Laboratorio
	Sensores de conductividad eléctrica y conductividad térmica	0-400	Campo y laboratorio
	Papel filtro en contacto	Rango completo	Campo y laboratorio
Succión total	Psicrómetros termopares	100-8,000	Campo y laboratorio
	Técnica de espejo enfriado	1,000-450,000	Laboratorio
	Papel filtro en "no contacto"	1,000-500,000	Campo y laboratorio

En el presente estudio no se presenta la influencia de estos parámetros en el comportamiento mecánico, el cual es motivo de estudio para investigaciones futuras, siendo esta investigación un análisis de sensibilidad.

## **1.5 Investigaciones realizadas**

Para tener una visión de las propiedades geotécnicas de los jales es necesario revisar investigaciones realizadas, observar qué resultados obtuvieron y así tener inquietudes para proponer más variables de investigación, enriqueciendo el tema de los residuos mineros. En la primer parte de las investigaciones realizadas se presentan las propiedades índice y para después continuar en la segunda, las propiedades mecánicas de varios jales.

### **1.5.2 Propiedades índice**

#### *Densidad relativa de sólidos*

Una de las propiedades con mayor influencia en el comportamiento mecánico es la densidad relativa de sólidos; este parámetro depende directamente del origen mineralógico presentando variaciones entre  $G_s=2.5$  hasta  $G_s=3.0$ , en el cual los minerales pesados se hacen presentes, aumentando considerablemente a su vez los pesos volumétricos y por consecuente el comportamiento esfuerzo-deformación.

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \tag{1.1}$$

Donde:

- $G_s$ = Peso específico relativo de sólidos (densidad de sólidos).
- $W_s$ =Peso de la fase sólida de la muestra.
- $V_s$ =Volumen de la fase sólida de la muestra-
- $\gamma_o$ =Peso específico del agua destilada, a 4° C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar.

#### *Plasticidad*

Con respecto a los límites de Atterberg, la parte fina se encarga de controlar esta propiedad. Dependiendo del proceso de molienda se obtendrá una cantidad de material tamaño limo o arcilla, por tanto si predomina el tamaño arena, será casi nula la plasticidad. Los jales, al no tener un origen similar al de los suelos naturales, presentan en general baja o nula plasticidad, lo cual complica su obtención por el método de percusiones, teniendo que recurrir a métodos alternativos (conos penetrantes).

En general, los jales no presentan plasticidad o son limos de baja plasticidad, existiendo algunas excepciones, tal es el caso de las arcillas fosfáticas, que presentan plasticidades de media a altas; esto se puede observar en la figura .10 (Cancela, 1987).

En la tabla 1.3 se presenta una recopilación de varias investigaciones realizadas en donde se confirma que la densidad de sólidos y el índice de plasticidad dependen del origen minero y de la conformación granulométrica.

*Tabla 1. 3 Densidades de sólidos e índices de plasticidad*

Origen mineralógico del jal	Densidad de sólidos.	Índice de plasticidad.	Referencia
Cobre	2.6-2.8	10	Mittal Morgenstern 1976
Arcillas fosfáticas	2.8	125	Keshian 1977
Cobre -Zinc	2.9-4.0	NP	Maria Dolores Cancelas 1987
Plomo-Zinc	2.7	NP	Maria Dolores Cancelas 1987
Hierro	3	NP	Maria Dolores Cancelas 1987
Uranio (arena limosa)	2.77	NP	Matyas ,E.L. 1984
Uranio(limo)	2.81	0-10	
Cobre (arenas y limos)	2.79	4-12	Shamsai ,2007
Cobre (arenas)	2.75	NP	Maureria-Verdugo,2012
Cobre (arena)	2.6-2.75	NP	Campaña-Verdugo 2013

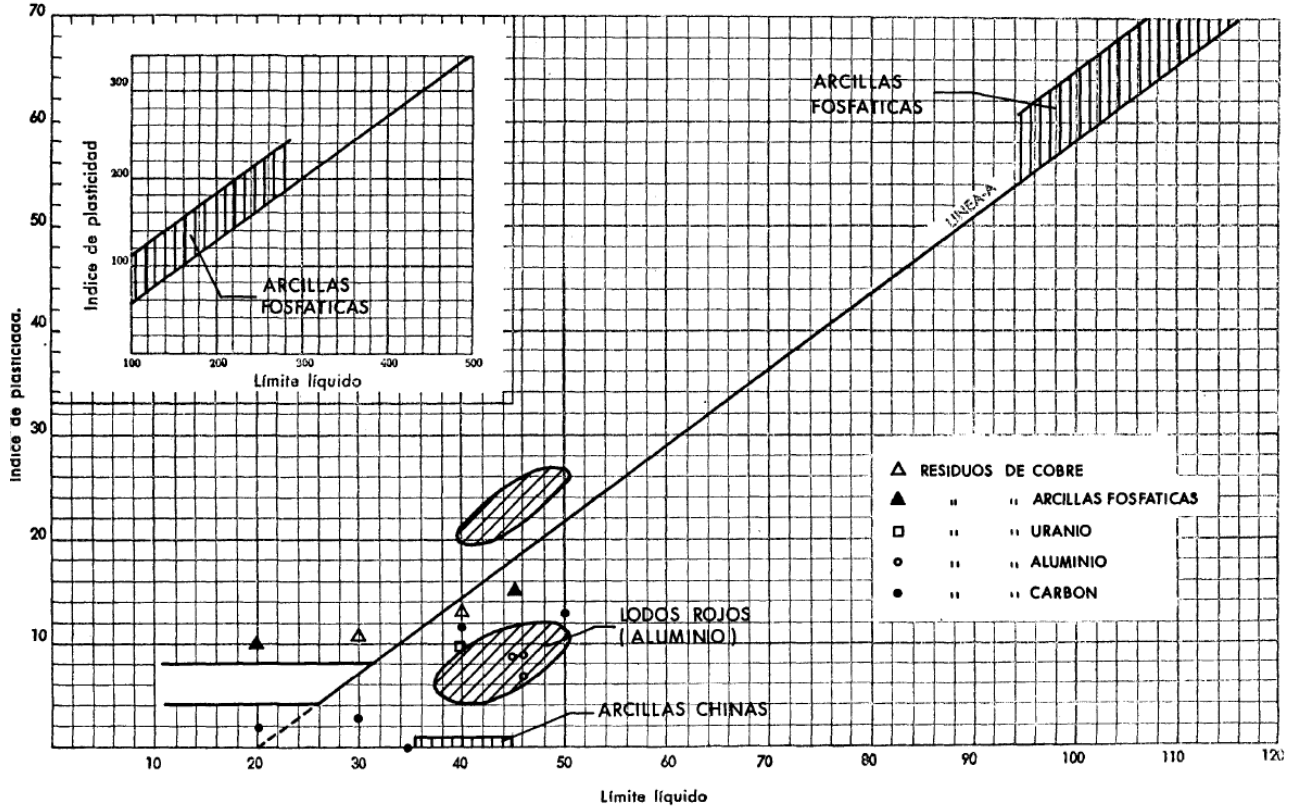


Figura 1. 10 Carta de plasticidad para varios residuos (Cancela, 1987).

### Granulometría

Aunque aparentemente los jales presentan comportamientos de suelos granulares, la molienda y la trituración son claves para la obtención de la granulometría, denominándose molienda y trituración a la reducción de tamaño de partículas por medios físicos. Existe maquinaria especializada que logra controlar la granulometría haciéndola homogénea en todo el proceso.

La angulosidad de las partículas, incluyendo la de la parte fina, provocada por el proceso de molienda, favorece al contacto intergranular, aumentando considerablemente el ángulo de fricción interna, a diferencia de suelos granulares comunes con forma redondeada de sus partículas.

Existen estudios realizados en donde se muestra la influencia de la angulosidad en el ángulo de fricción interna, los resultados de una de estas investigaciones se muestra en la tabla siguiente (tabla 1.4).

Tabla 1. 4 Influencia de la angulosidad y granulometría sobre el ángulo de fricción. (Sowers, 1951)

Forma y granulometria	Ángulo de fricción $\phi^\circ$	
	Suelta	Compacta
Redondeada, uniforme	30	37
Redondeada, bien graduada	34	40
Angulosa, uniforme	35	43
Angulosa, bien graduada	39	45

En la figura 1.11 se observan unas fotografías realizadas con microscopio en donde se confirma la angulosidad de las partículas y presencia de algunos minerales. En la figura 1.12 se presentan granulometrías de jales provenientes de varias minas de cobre.

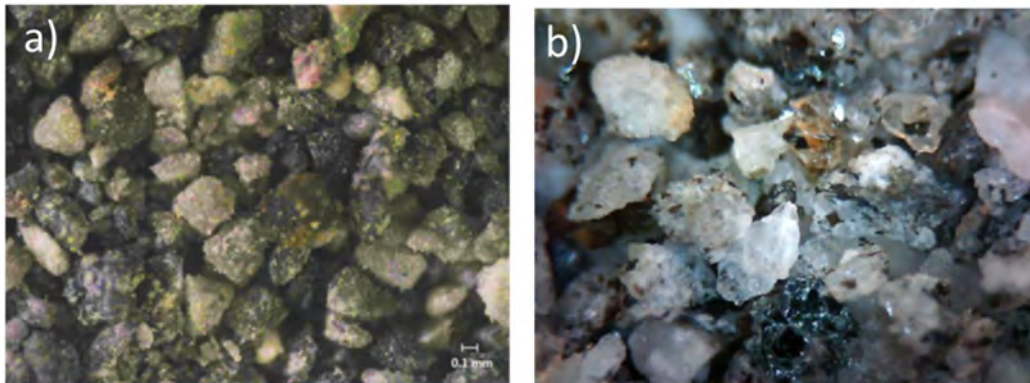


Figura 1. 11 Angulosidad de partículas, a) (Maureira, 2012), b) (Bhambhro,2014)

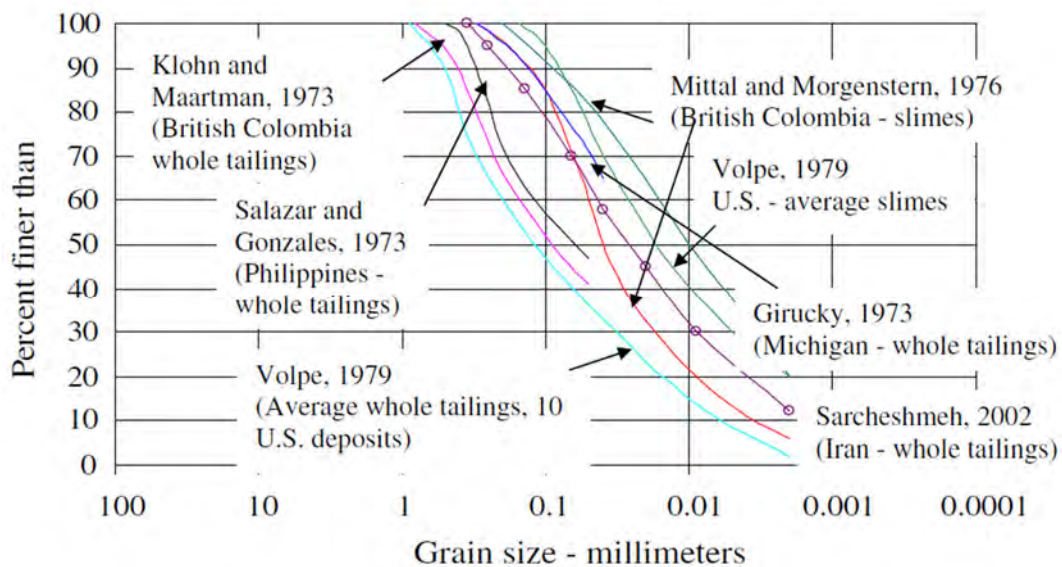


Figura 1. 12 Granulometrías de jales, Minas de Cobre (Shamsai, 2007)



### 1.5.3 Resistencia al esfuerzo cortante

#### Componentes de resistencia de algunos jales

En la mayoría de los casos los jales, se depositan en forma de suspensión, conteniendo en ocasiones 20% de sólidos y 80% de agua, teniendo un aspecto líquido. Bajo este panorama, la mayoría de los estudios realizados para la obtención de parámetros de resistencia al esfuerzo cortante se enfocan a las pruebas triaxiales Consolidadas No Drenadas (CU) o Triaxiales Consolidadas Drenadas (CD), en donde la medición del exceso de presión de poro es de suma importancia para definir una posible licuación estática o, en su caso, la disipación del exceso de presión de poro.

En la literatura existe una gran cantidad de resultados de ensayos realizados, tal es el caso de la recopilación que realiza la Dra. María Cancela Rey en su tesis doctoral, al presentar un panorama general de valores de  $\phi$  asociados a su origen minero. En esta tesis se presentan solo algunos valores de investigaciones hechas; en la tabla 1.5 se muestran parámetros de resistencia obtenidas en pruebas triaxiales CU y en la tabla 1.6 en pruebas CD.

Tabla 1. 5 Parámetros de resistencia en pruebas CU (Referencias indicadas en la tabla).

Origen mineralógico del jal	Tipo de jal	Relación de vacíos inicial " $e_0$ "	Ángulo de fricción efectivo $\phi'$	Cohesión aparente ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	Referencia
Cobre	Limos	0.6	14	0.64	Wahler,1974
Cobre	Arenas	0.7	19-20	0.34-.44	Wahler,1975
Cobre	Limos	0.9-1.13	14-24	0-0.2	Shamsai,2007
Cobre	Limos	0.5-1.11	24-37	0.08-0.21	Shamsai,2008

Tabla 1. 6 Parámetros de resistencia en pruebas CD (Referencias indicadas en la tabla).

Origen mineralógico del jal	Tipo de jal	Peso Volumétrico seco ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Ángulo de fricción $\phi'$	Cohesión $c'$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	Referencia
Oro	Arenas y finos	1.49	29.6	0.12	Fengxia, 2013
Oro	Arenas y finos	1.58	32.6	0.11	Fengxia, 2013
Cobre	Arenas y finos	1.5-1.8	32-36	0-0.2	Campaña,2013

La prueba UU, no es común encontrarla en las investigaciones realizadas, siendo la justificación que éstas no son confiables en condiciones saturadas, pues la medición del exceso o disipación del exceso de presión de poro es un factor fundamental; sin embargo, en condiciones parcialmente saturadas presentan información muy útil para los problemas de estabilidad de depósitos. Esta condición correspondería al material ya consolidado por el efecto de la sobrelevación, cuando haya perdido humedad y se encuentre parcialmente saturado (Flores, 2011). Dentro de la información existente se presenta la tabla 1.7 y la figura 1.13.

Tabla 1. 7 Parámetros de resistencia en condiciones UU (Referencias indicadas en la tabla).

Tipo de residuos	Tipo de jal	Ángulo de fricción $\phi$	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Referencia
Oro	Limos	28	0	Blight y Steffen,1979
Bauxita	Limos	22	7.03	Somogyi y Gray, 1977
Silice	Limo arenoso	20.67	0.13	Flores, 2011

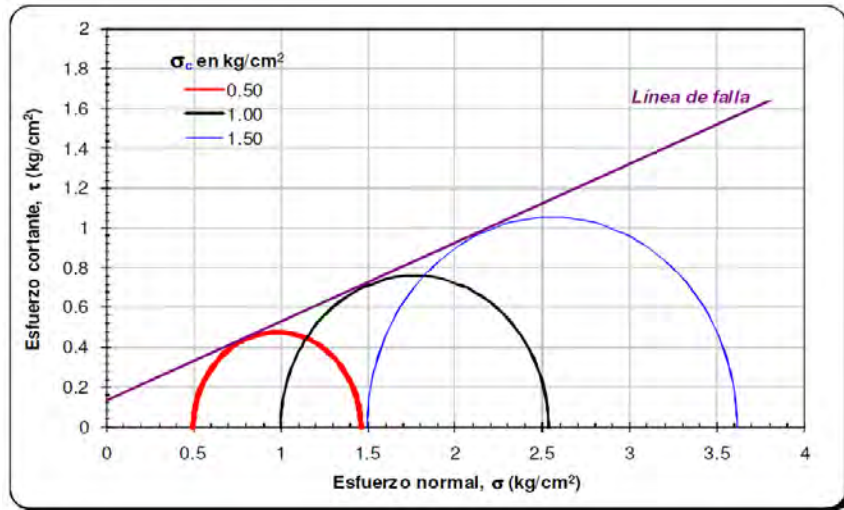


Figura 1. 13 Círculos de Mohr, ensaye tipo UU, e=0.86, (Flores, 2011)

Aunque específicamente en jales se han realizado pocos ensayos en condiciones parcialmente saturados, existen ensayos con arenas limosas realizadas por Natalia Pérez del IMT (Instituto Mexicano del Transporte); mediante el uso de una cámara triaxial acondicionada para medir presiones de aire por medio un disco de cerámica con alto valor de entrada de aire; el cual es medido con un sistema de control de presión de aire. En el trabajo de Natalia se ejecutaron ensayos con succión controlada, en el cual con succiones bajas (Contenidos de agua mayores) se tienen



menor resistencia que con succiones altas (Contenidos de agua menores), tal como se puede ver en la figura 1.14 y 1.15:

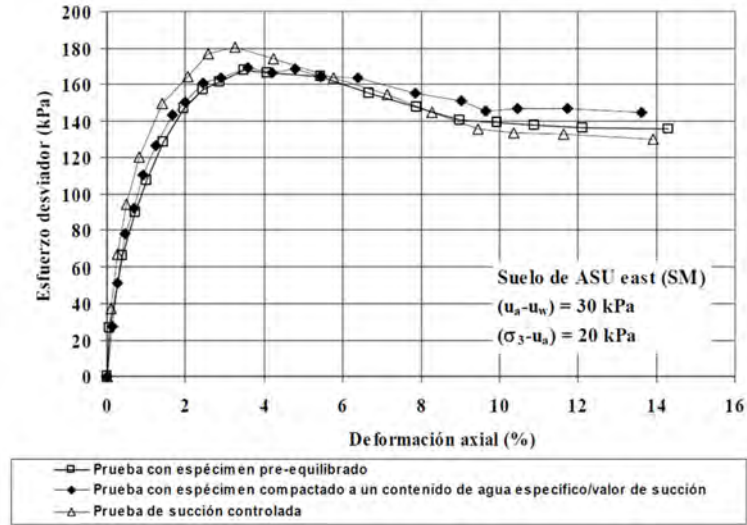


Figura 1. 14 Curvas esfuerzo-deformación de especímenes ensayados con succión mátrica de 30 kPa y esfuerzo normal neto de 20 kPa, (Pérez, 2008)

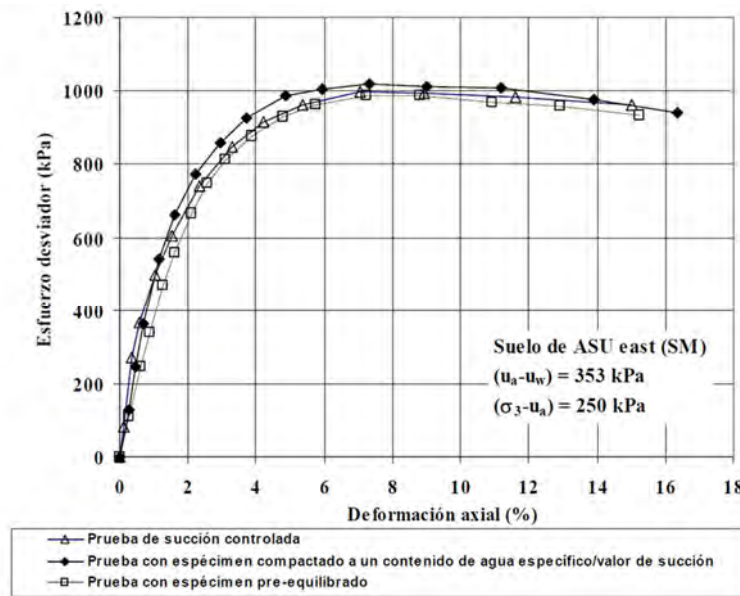


Figura 1. 15 Curvas esfuerzo-deformación de especímenes ensayados con succión mátrica de 353 kPa y esfuerzo normal neto de 250 kPa, (Pérez, 2008)

En esta tesis, solo se realizó un análisis de sensibilidad de la variación de los parámetros mecánicos con respecto al grado de saturación, no considerando la succión en los cálculos; sin embargo, con los trabajos realizados por otros autores se puede comprobar la influencia de la succión en el comportamiento mecánico.

### 1.5.4 Jales reconstituidos

En el instituto de ingeniería de la UNAM se ha utilizado la reconstitución de probetas con el método de compactación estática, este método fue utilizado por el Dr. Osvaldo Flores en varias investigaciones. Con la compactación estática se representa mejor las condiciones de campo de algunos equipos de compactación.

Las variables utilizadas en los jales reconstituidos son: el peso del pisón, contenido de agua y el porcentaje de finos. Con ellas se estudia el comportamiento mecánico generalmente en función de la relación de vacíos inicial “e<sub>0</sub>” y de las propiedades derivadas de ésta. En estos estudios se ha concluido que al aumentar los pesos de pisón con los que se realiza la compactación por amasado, se reduce la relación de vacíos (figura 1.16).

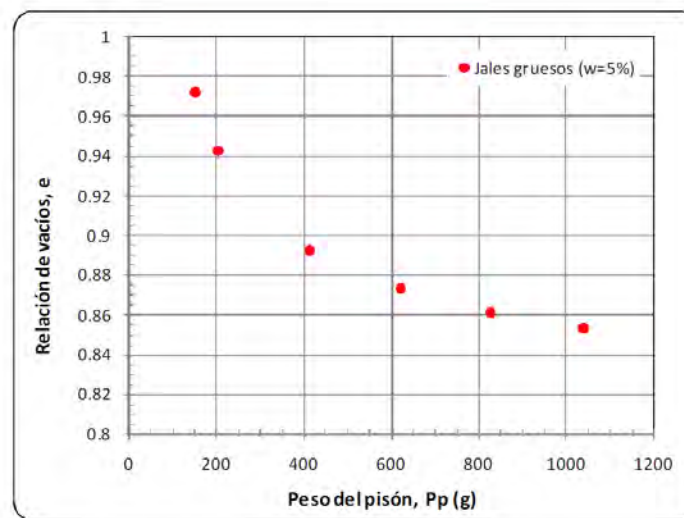


Figura 1. 16 Variación de la relación de vacíos con respecto al peso de pisón (Flores, 2011).

Una propiedad introducida al estudio de los jales reconstituidos, es la Concentración de Sólidos o Compacidad, que se define como la relación de volumen de sólidos entre el volumen total (Orozco, 1978). Se dice que el acero tiene una compacidad de 1, mientras que el aire presenta 0.

$$C = \frac{1}{1 + e} = \frac{V_s}{V_m} = \frac{\gamma_d}{G_s \gamma_o}$$

e= Relación de vacíos.

V<sub>s</sub>= Volumen de sólidos

V<sub>m</sub>= Volumen de la muestra.

Los jales estudiados presentan una concentración de sólidos de aproximadamente C=0.5, en la figura 1.17 se observa cómo al aumentar el peso de pisón, ingresa más sólido a la probeta, provocando un aumento en la Compacidad. Al tener un mayor

volumen de sólidos se incrementan también las propiedades derivadas de ella, tal es el caso del peso volumétrico de la muestra.

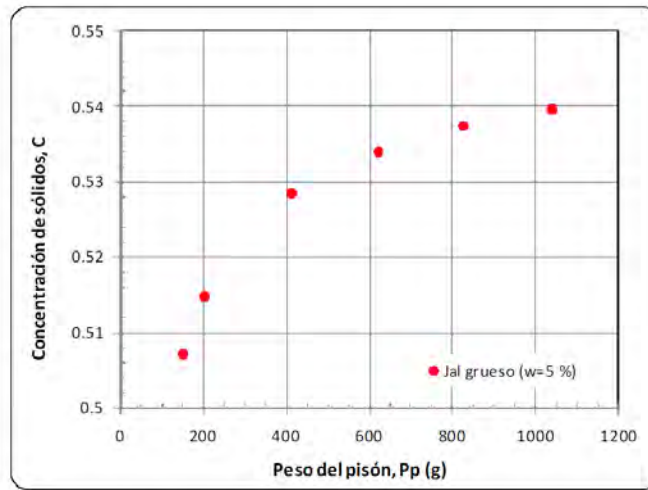


Figura 1. 17 Concentración de sólidos vs Peso de pisón (Flores, 2011)

Una variable que se ha considerado en los estudios de los jales reconstituidos es la variación del contenido de finos. Al tener menor cantidad de finos, se tiene una relación de vacíos mayor que si se tuvieran más finos; esto resulta lógico, ya que si se aumenta la cantidad de finos, éstos llenan los vacíos existentes reduciendo el volumen de vacíos. En la figura 1.18 se observa que para 10% de contenidos de finos las muestras presentan una relación de vacíos del orden de 1.70 – 0.80 al ser compactados estáticamente por pisones cada vez más pesados, en cambio sí se trabaja con 48% de finos se tienen valores de relación de vacíos entre 1.60-0.75 (figura 1.19).

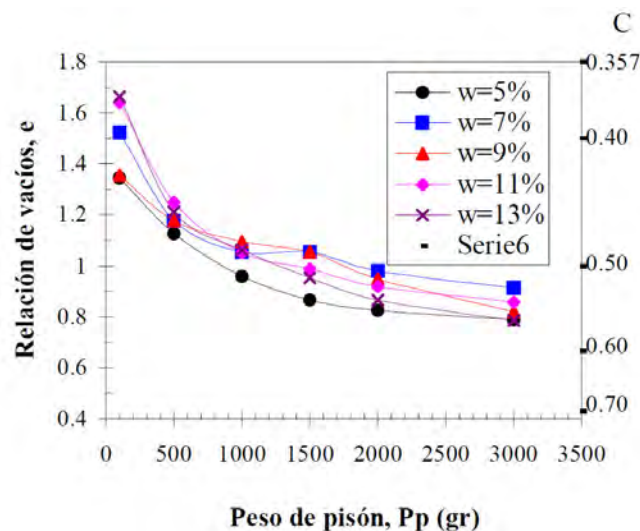


Figura 1. 18 Variación de la relación de vacíos "e" y Compacidad "C", muestra con 10% F (Flores, 2010).

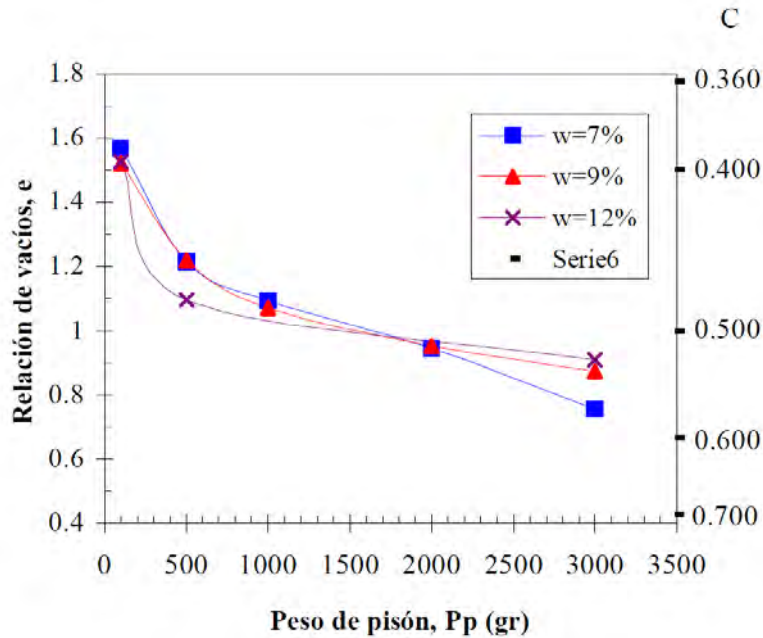


Figura 1. 19 Variación de la relación de vacíos "e" y Compacidad "C" con respecto al peso de pisón, muestra con 48% F, (Flores, 2010)

En cuanto a la resistencia al corte, la tendencia al variar la cantidad de finos en los jales se atribuye principalmente al grado de acomodo entre las partículas gruesas y finas. Un material con poco contenido de fino no contribuye a un acomodo favorable, pues las partículas gruesas del material se encuentran en contacto unas con otras. Con un porcentaje de finos específico para cada tipo de jal, provoca una configuración de acomodo sumamente favorable, aumentando la magnitud de la resistencia máxima. Si se continúa aumentando el contenido de finos, este llegará a un punto en donde la resistencia máxima será tomada por los finos y no por las partículas gruesas, debido a que no permite un contacto entre las partículas más competentes.

Análisis de la variación del contenido de finos se han realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, los resultados se pueden observar en la figura 1.20, en donde a mayor cantidad de finos se reduce la resistencia máxima al corte.

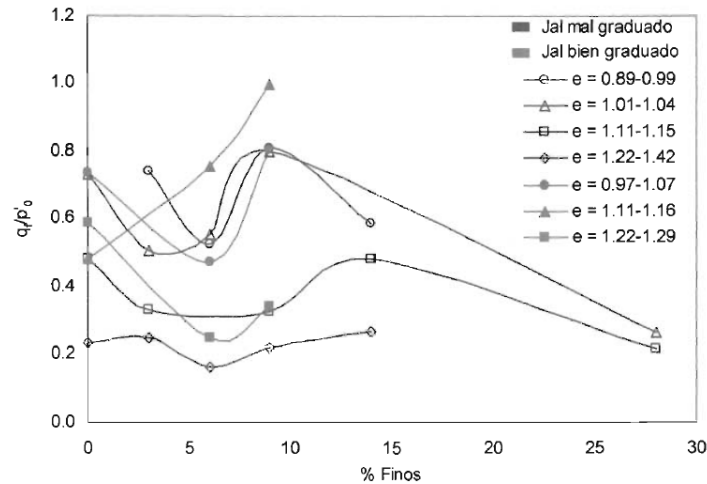


Figura 1. 20 Variación de la resistencia máxima con respecto al contenido de finos (%), jal provenientes de Charcas, S.L.P. (fuente: Tesis de Maestría UNAM, Espinoza, 2005)

Complementando la figura anterior, existen también análisis de comportamiento mecánico en pruebas triaxiales CU, con 10 y 48% de contenido de finos realizadas por los investigadores O. Flores Castellón, M. Romo Organista, E. Castellanos Hernández y Raúl Vicente Orozco. En esta investigación los autores concluyeron: se observó que para el material con 48%F el esfuerzo cortante y la presión de poro se incrementan con el aumento de la deformación unitaria axial, independientemente de la relación de vacíos que tenga; mientras que en el de 10%F, las muestras contractivas y dilatantes se identifican claramente con la resistencia pico para los primeros y presión de poro pico para los segundos. Los materiales con 48%F se comportan más como un material fino no plástico que como material granular (Flores, Romo, 2002).

En la figura 1.21 y tabla 1.8 se observa una disminución del ángulo de fricción cuando se trabaja con contenidos de finos mayores, teniendo su explicación en párrafos anteriores. Con base a estos estudios se recomienda realizar un análisis paramétrico para encontrar una cantidad de finos óptima para cada jal.

Tabla 1. 8 Comparación de valores obtenidos con 10 y 48% de finos.

MATERIAL CON 10% DE FINOS				MATERIAL CON 48% DE FINOS			
Línea de falla		Línea inestabilidad		Línea de falla		Línea inestabilidad	
p'	q	p'	q	p'	q	p'	q
kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0	0	0	0	0	0	0	0
2.5	3.8	1.5	1.4	1.5	2	1.4	0.9
M= 1.520		M= 0.933		M= 1.333		M= 0.643	
$\phi' = 37.33^\circ$				$\phi' = 33.06^\circ$			

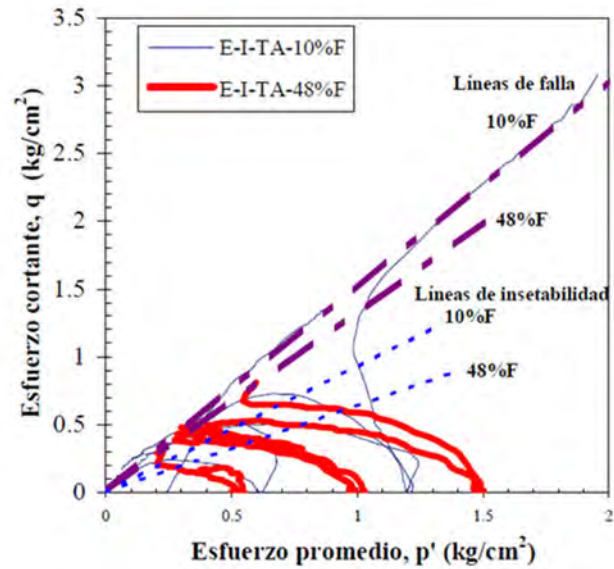


Figura 1. 21 Curvas  $p'$  y  $q'$  para jales con 10 y 48% de Finos, (Flores, 2002)

Todos los estudios realizados se hicieron para jales saturados, de ahí la realización de pruebas triaxiales CU. En esta tesis se realizaron solamente pruebas UU, teniendo como objetivo caracterizar el comportamiento de los jales parcialmente saturado.

**En esta tesis no se pudo concretar la variación del contenido de finos, debido que representa un proceso largo, y teniendo en cuenta la limitación de tiempo para culminar la investigación, la influencia de este parámetro queda abierta a futuras investigaciones.**

## **2. Descripción del equipo**

### **2.1 Introducción**

El objetivo de la investigación es determinar los parámetros mecánicos de los jales de la unidad minera Topia, Durango.

De los ensayos de campo más comunes para definir el esfuerzo cortante se encuentran la veleta (ASTM D 4648), el SPT (ASTM D 1586), el CPTu (ASTM D 5778), el ficómetro y el presiómetro, entre otros.

El problema de los métodos mencionados radica en que para la mayoría, es necesario el uso de correlaciones para obtener parámetros mecánicos (ángulo de fricción y cohesión), pudiéndose interpretar y utilizar datos incorrectos para los análisis y el diseño de la estructura. Sumando a la gama de opciones para la obtención de parámetros mecánicos se encuentran los ensayos de laboratorio; los más comunes son: la resistencia a la compresión uniaxial (ASTM D 2166), el corte directo (ASTM D 3080 y ASTM 6528), y quizás la prueba más completa, los ensayos de compresión triaxial (ASTM D 4767 Y ASTM D 2850). En las pruebas de laboratorio se trata de reproducir los estados de esfuerzo del campo.

La elección de la cámara triaxial para la realización de las pruebas se justifica por la razón de ser uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

### **2.2 Prueba triaxial**

En términos generales, en la prueba, un espécimen de forma cilíndrica es cubierto por una membrana de látex dentro de una cámara que se somete a presión. El equipo tiene en la parte inferior y superior, con discos con permeabilidad moderada (discos porosos) que se conectan a un sistema de drenaje, las cuales sirven, dependiendo del tipo de prueba, para saturar o drenar la muestra (figura 2.1). La cámara comúnmente es llenada con agua, con el propósito de generar presiones laterales, el agua puede tomar cualquier esfuerzo deseado, moderándolo desde un compresor y un regulador.

Los esfuerzos principales en la prueba son llamados  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  (figura 2.2); el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  es la suma del esfuerzo de confinamiento más el esfuerzo desviador. Los esfuerzos  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ , corresponden al ejercido por el agua dentro de la cámara, y son iguales debido a la presión de confinamiento que se ejerce en todas direcciones.





Figura 2. 1 Equipo triaxial. Fuente: [www.ele.com/Category/soil-strength-triaxial/](http://www.ele.com/Category/soil-strength-triaxial/)

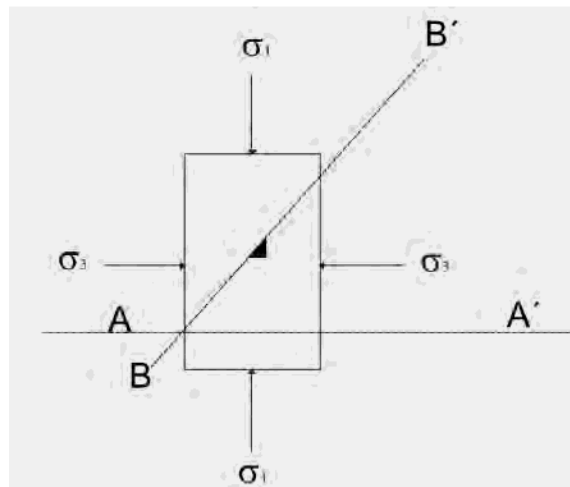


Figura 2. 2 Estado de esfuerzos principales. (Juárez-Rico, 1969)

### **2.3 Cámara triaxial de precisión (alambres)**

El material analizado, al ser casi en su totalidad friccionante, requiere de una precisión en la toma de lecturas (sensor de carga); debido a que en algunas muestras la compacidad es muy baja y las lecturas de carga observadas pudieran ser en su mayoría debidas a la fricción que se genera entre el vástago y la cámara, siendo no representativas en el análisis de resistencia al esfuerzo cortante, lo cual se resuelve utilizando una celda de carga sumergible (hidrostáticamente



compensada) o un sistema de baja fricción. Con esta justificación se optó por la utilización de la cámara de precisión (figura 2.3) con un sistema de muy baja fricción.

La cámara triaxial de precisión transmite la carga axial a la muestra mediante un sistema de alambres a tensión. Una de las ventajas que presenta el diseño de esta cámara es la posibilidad de medir con precisión la carga axial en cualquier tiempo durante la duración de la prueba; esto puede ser posible gracias a que la fricción en el sistema de carga es muy baja y menor que en otros tipos de cámara triaxial. La razón por la cual se dice que la fricción es muy baja se obtiene cuando se le compara con la magnitud de la carga horizontal generada en el ensaye por excentricidad o heterogeneidad del espécimen, y es prácticamente independiente del esfuerzo confinante y del desarrollo de la deformación axial durante la prueba. (E. Santoyo, D. Reséndiz N., 1971)



*Figura 2. 3 Cámara de precisión, Instituto de Ingeniería UNAM*

### **2.3.1 Descripción de funcionamiento**

La cámara de precisión transmite la carga axial a la probeta de suelo mediante cables que trabajan a tensión, el cual marca una diferencia con los diseños comunes en donde la carga se transmite a través de un elemento trabajando a compresión (pistón). Un antecedente de esta cámara de alambres fue aplicado por R.J. Marsal en el diseño de una cámara triaxial aplicado a enrocamientos.

En la figura 2.4 se presenta un esquema general del sistema de la cámara triaxial de alambres. En los párrafos siguientes se explican brevemente las partes del

equipo y función de cada una de éstas, todas las letras están referenciadas a la figura mencionada.

El sistema de alambres utilizado para la realización de las pruebas de esta investigación consiste en aplicar la carga a través de una placa (a) que actúa sobre la probeta; esta placa se conecta con un alambre central (b) que aplica carga hacia arriba y tres alambres periféricos (c) que aplican cargas hacia abajo.

El alambre conectado que se encuentra al centro de la placa en la parte superior pasa, después de salir de la cámara, por una polea (d) que se liga con un portapesas (g); los tres alambres periféricos de la placa de carga hacia la parte de abajo se conectan de la cámara a otra placa similar (e), de la cual sale la barra de un portapesas (f).

Los alambres de carga salen al exterior de la cámara a través de pequeños bujes de teflón (h).

Definiremos como sistema de carga inferior al paquete de alambres conectados periféricamente y todos sus accesorios, y el sistema de carga superior al alambre central. Para poder accionar los dos sistemas de carga, basta con colocar peso muerto en el portapesas correspondiente o mediante el uso de un mecanismo de velocidad de deformación controlada.

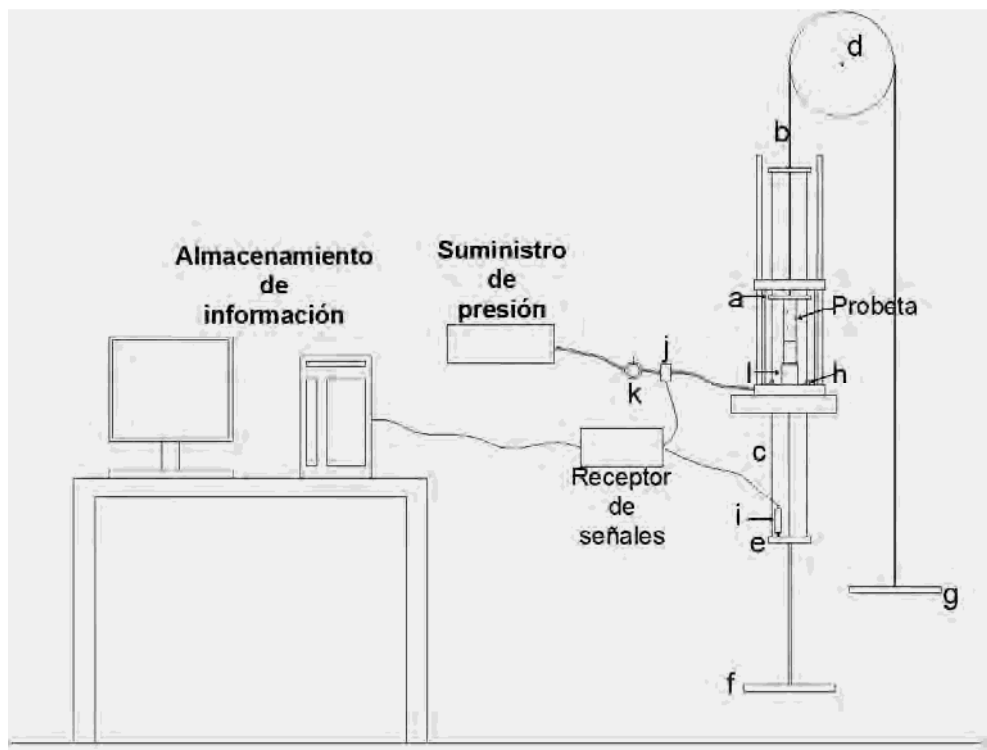


Figura 2. 4. Esquema general de la cámara de precisión

### **2.3.2 Capacidad del equipo**

Una de las limitantes de usar este equipo se trata del esfuerzo desviador máximo que puede ser aplicado; en pruebas de compresión depende de la capacidad de los alambres del sistema de carga inferior, y en pruebas de extensión axial depende del sistema de carga superior. Investigaciones realizadas por E. Santoyo V. y D. Reséndiz N. (1971), encontraron que usando cuerdas para piano de 0.56 y 0.80 mm de diámetro, para el primer caso se pueden aplicar cargas hasta 90 kg en compresión y 30 kg en extensión, estos resultados se obtuvieron llevando los alambres a un esfuerzo máximo equivalente a la mitad de la carga de ruptura. En cuanto a los alambres de 0.80 mm de diámetro las cargas máximas en compresión corresponden a 180 kg y 50 kg en extensión axial. El rango de carga cubre la mayor parte de los esfuerzos requeridos para ejecución de pruebas triaxiales en suelos blandos, hasta con presiones confinantes de 10 kg/cm<sup>2</sup>.

### **2.4 Instrumentación del equipo**

La cámara de precisión en sus inicios, para la toma de lecturas contaba con micrómetros con carátula, anillos de carga y manómetros de presión, la adquisición de datos se realizaba de manera manual. Con la combinación de los sistemas electrónicos se tiene la oportunidad de instrumentar este equipo (figura 2.5), para los cuales se dispone con un transductor de desplazamiento LVDT (i) con carrera de 25 mm, suficiente para la deformación deseada de las probetas; una celda de carga sumergible con capacidad de detectar hasta 250 kg (l) que encuentra colocado dentro de la cámara, se tiene también un sensor de presión (j) con capacidad de 100 psi, como apoyo para la aplicación de presión, se tiene un manómetro de carátula sirviendo de guía.

Los sensores descritos se conectan por medio de cables a un receptor de señales, que convierte éstas a datos que se pueden analizar y observar desde un equipo de cómputo.

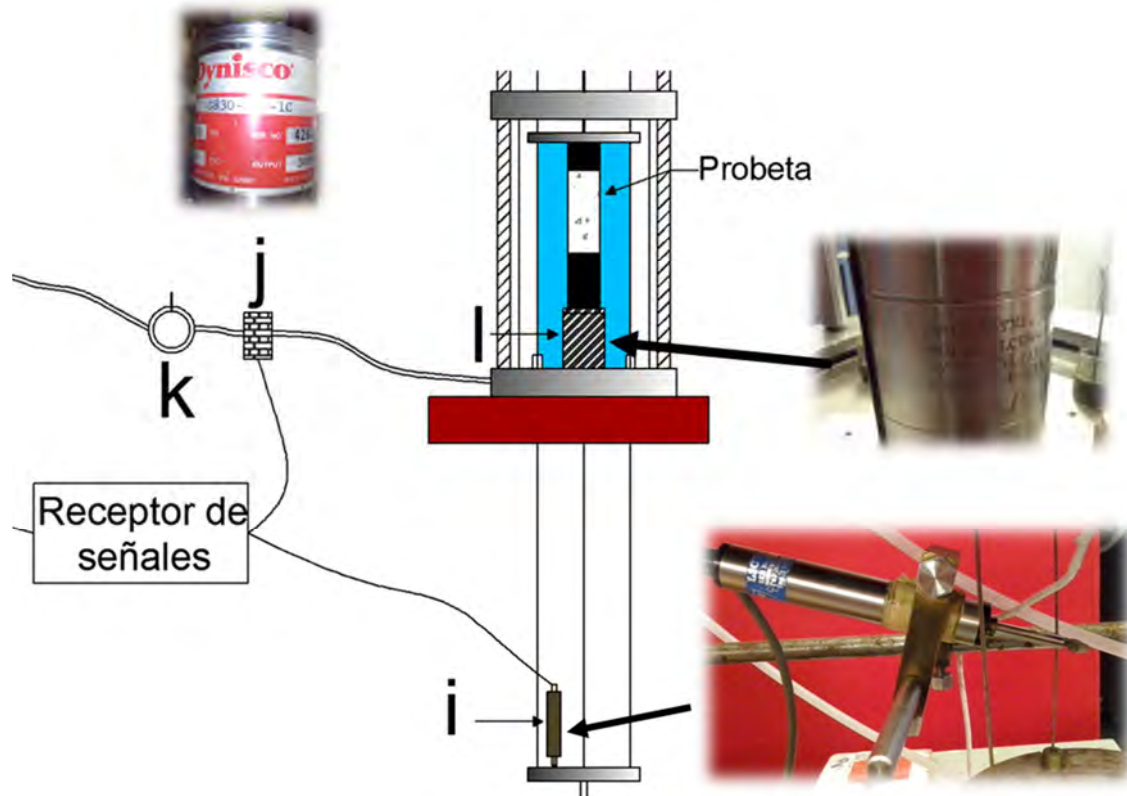


Figura 2. 5 Instrumentación de la cámara triaxial.

## 2.5 Automatización del equipo

El receptor de los sensores de medición fue creado en el Instituto de Ingeniería (II UNAM,), se diseñó para convertir las señales de voltaje de los sensores a datos ingenieriles de carga, presión y desplazamiento.

El receptor convierte los voltios en lecturas, que son comparados con elementos patrones, obteniéndose curvas de calibración, los cuales son útiles para la ejecución de las pruebas correspondientes.

El equipo de cómputo tiene un software diseñado en el Instituto de Ingeniería (LAB VIEW), el cual trabaja bajo la plataforma de National Instrument. El software cuenta con dos módulos de trabajo: calibración y operación.

### 2.5.1 Módulo de calibración

La calibración consistió en comparar parámetros estándar (pesas, tornillo micrométrico, columna de hg) con los instrumentos de medición con las que cuenta el equipo (transductores); la medición se hizo realizando ciclos de valores positivos a negativos, con lo cual se pretende ver la variación y fidelidad de las constantes de calibración. A continuación se explica el uso del módulo de calibración.

Dentro del software existe la opción de calibración de sensores (figura 2.6), éste despliega una ventana con varias opciones, desde la oportunidad de obtener las curvas de calibración de forma experimental, hasta cambiar las constantes de calibración de forma directa y a su vez verificar la calibración realizada.

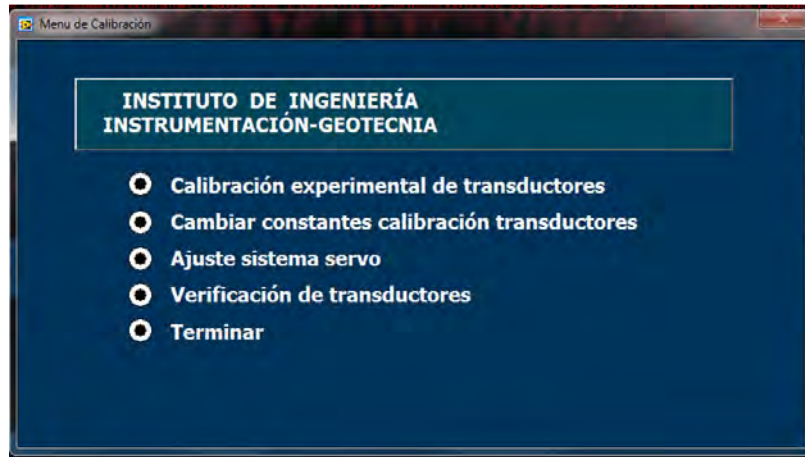


Figura 2. 6 Módulo de calibración

Al escoger la opción de calibración experimental de transductores se accede a una ventana en donde se muestran los datos de la última calibración (figura 2.7), en el cual se elige el sensor a calibrar. Dentro de este documento se explicará brevemente el proceso de calibración de cada uno de los sensores, ya que todos siguen la misma secuencia y concepto.

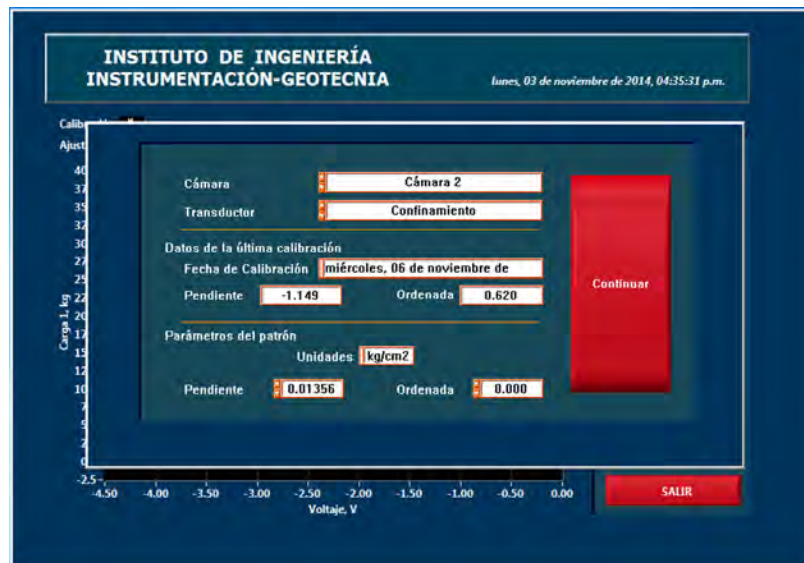


Figura 2. 7. Ventana de calibración

En general, el software hace una relación entre el voltaje y la unidad de medida ingenieril correspondiente; es decir, en el caso de un transductor de desplazamiento, se introducen los milímetros recorridos del tornillo micrométrico en el software, esta cantidad tendrá una relación con un cierto voltaje de salida en el sensor, el programa creara una curva con una cierta pendiente y ordenada (figura 2.8).



Figura 2. 8 Curva de calibración

Los datos de la curva se guardan en un archivo de texto para su manipulación al editar las gráficas.

En los párrafos anteriores se hizo mención de que existe la posibilidad de cambiar las constantes de calibración (figura 2.9); esta opción se puede tomar en caso de tener las pendientes y ordenadas de los sensores, se recomienda realizar una verificación para asegurar que los datos ingresados sean correctos.

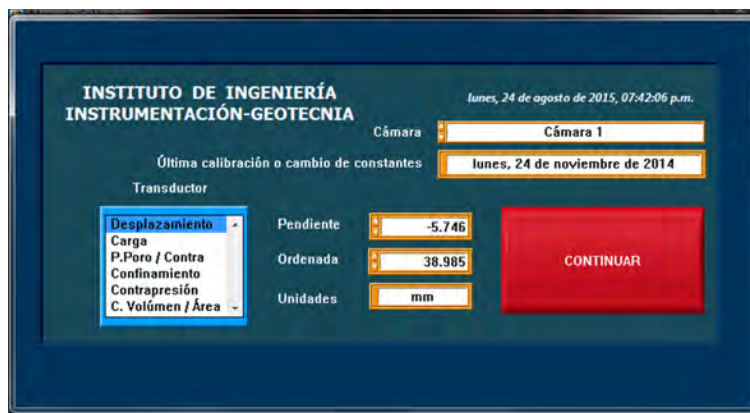


Figura 2. 9 Cambiar constantes de calibración



### 2.5.2 Transductor de desplazamiento LVDT

Este sensor provee una relación lineal entre el desplazamiento y el voltaje (figura 2.10). La calibración se realizó comparando el voltaje de salida del sensor y el desplazamiento de un elemento patrón (tornillo micrométrico). Antes de iniciar, se revisa la carrera del transductor de desplazamiento, para poder establecer un intervalo de medición. Al delimitar la carrera del transductor se inicia con los incrementos del micrómetro y a su vez se toma lectura del voltaje, definiendo una relación de volts vs mm.



Figura 2. 10 Calibración del sensor de desplazamiento

### 2.5.3 Transductor de presión

La calibración de este transductor se hizo basándose en el concepto de la columna de mercurio. Se realizaron las conexiones necesarias para poder transmitir presión a la columna y a su vez registrar el voltaje. Se realiza incrementos de presión con un manómetro que sirve como guía solamente, para después observar la altura de la columna; esta lectura se registra en el módulo del programa, la cual a través de una constante convierte esta lectura en presión (figura 2.11).



Figura 2. 11 Calibración de presión.

#### **2.5.4 Transductor de carga.**

Al tener con un sensor de carga sumergible (figura 2.12), se colocó un marco de carga atravesado, que hiciera contacto con la celda de carga, el marco de carga cuenta con un portapesas, al cual se le fue incrementando pesas gradualmente y se registró el peso acumulado, este dato fue ingresado en el módulo de calibración, el software relaciona el voltaje y el peso, devolviendo una curva de calibración.



*Figura 2. 12 Sensor de carga sumergible*

#### **2.5.5 Resultados de la calibración**

La calibración de los sensores se realizó de manera experimental, ejecutando las acciones descritas con anterioridad; se obtuvieron pendiente y ordenada para cada uno de ellos. En la figura 2.13 se observa la gráfica que se obtiene en el software en el momento de la calibración; ésta se incluye en la ventana las constantes de calibración. En la figura 2.14 es presentada la misma gráfica, pero realizada en un software especializado, esto se pudo realizar gracias al archivo de datos que guarda el programa.

En los anexos de este documento se puede ver las gráficas correspondientes a cada sensor de medición. En la tabla 2.1 se ilustran las constantes de calibración obtenidas experimentalmente; estos valores fueron comparados con las constantes anteriores registrados en el equipo con el fin de observar posibles variaciones.



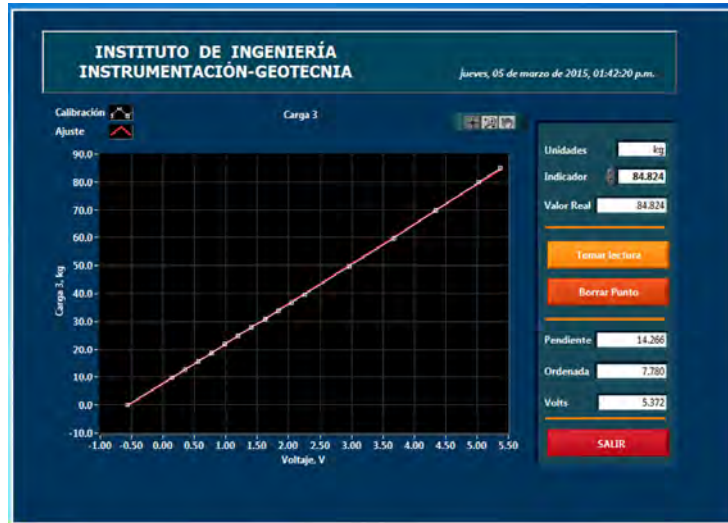


Figura 2. 13 Calibración del Software

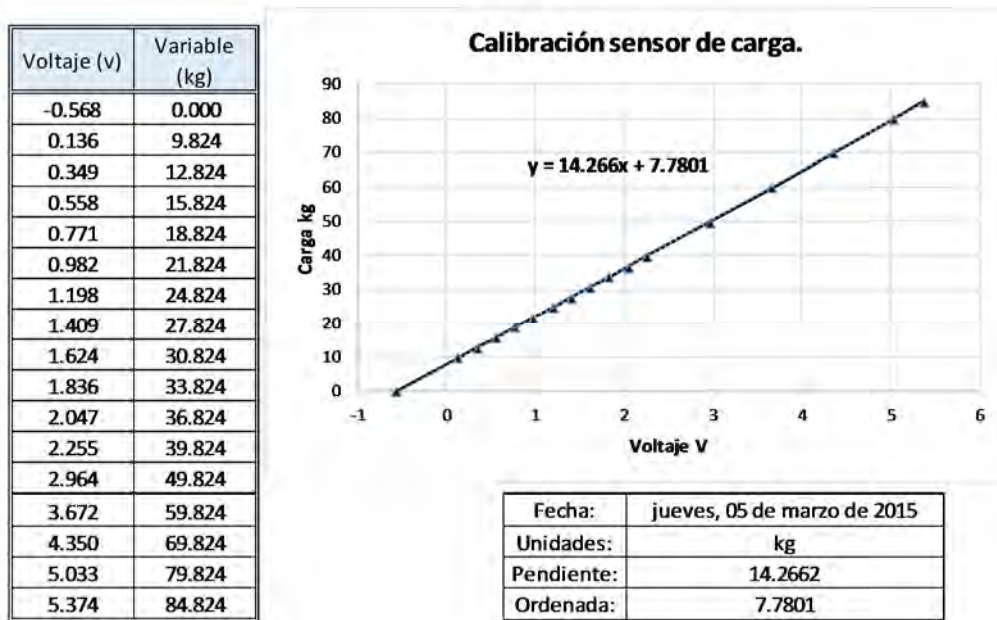


Figura 2. 14 Edición de datos obtenidos de la calibración

Tabla 2. 1 Constantes de calibración

Sensor	Unidad de medición	Pendiente	Ordenada
Presión	kg/cm <sup>2</sup>	0.795	0.042
Desplazamiento	mm	-2.613	22.645
Carga	kg/cm <sup>2</sup>	14.266	7.78

Estas constantes se revisaron en el módulo de verificación, para asegurar que los valores mostrados sean los que corresponden; es decir, si se coloca un kg en el sensor de presión, el software deberá mostrar en su lectura un kg, tendrá una relación uno a uno, o en su caso muy cercano para considerarse que la calibración se efectuó de manera correcta. En la figura 2.15 se presenta la verificación del transductor de presión, en donde se midió la columna de mercurio obteniéndose la presión ejercida y se comparó con el mostrado por el transductor de presión, obteniendo un coeficiente de correlación  $R^2=1$ .

Transductor de Presión	Columna de Mercurio Hg	Presión por columna de Hg
kg/cm <sup>2</sup>	cm	kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	0.00
0.52	36.00	0.49
1.03	74.30	1.01
1.50	109.50	1.48
2.02	148.10	2.01
2.52	185.30	2.51
3.00	221.00	3.00
3.50	257.70	3.49
4.00	295.00	4.00

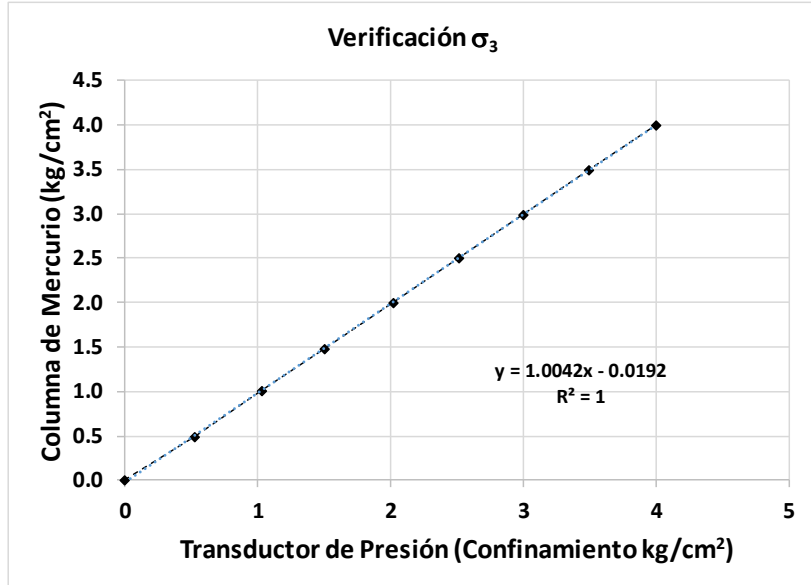


Figura 2. 15 Verificación del Transductor de Presión

### 2.5.6 Módulo de operación

El software tiene la opción de trabajar en las tres cámaras de alambre; en este caso se trabaja en la cámara 3 (figura 2.16), posteriormente se accede a la opción: configurar prueba; ésta despliega una ventana que debe ser llenada con los datos generales de la prueba (figura 2.17), además de las dimensiones de la probeta, propiedades índice, velocidad de deformación, también ofrece la oportunidad de seleccionar la carpeta final en donde serán guardados los resultados (figura 2.18). En la parte de derecha de esta ventana se encuentra una pestaña en donde se selecciona el tipo de ensaye a ejecutar, siendo la prueba UU, la opción a escoger para esta investigación.



Figura 2. 16 Menú del módulo de operación

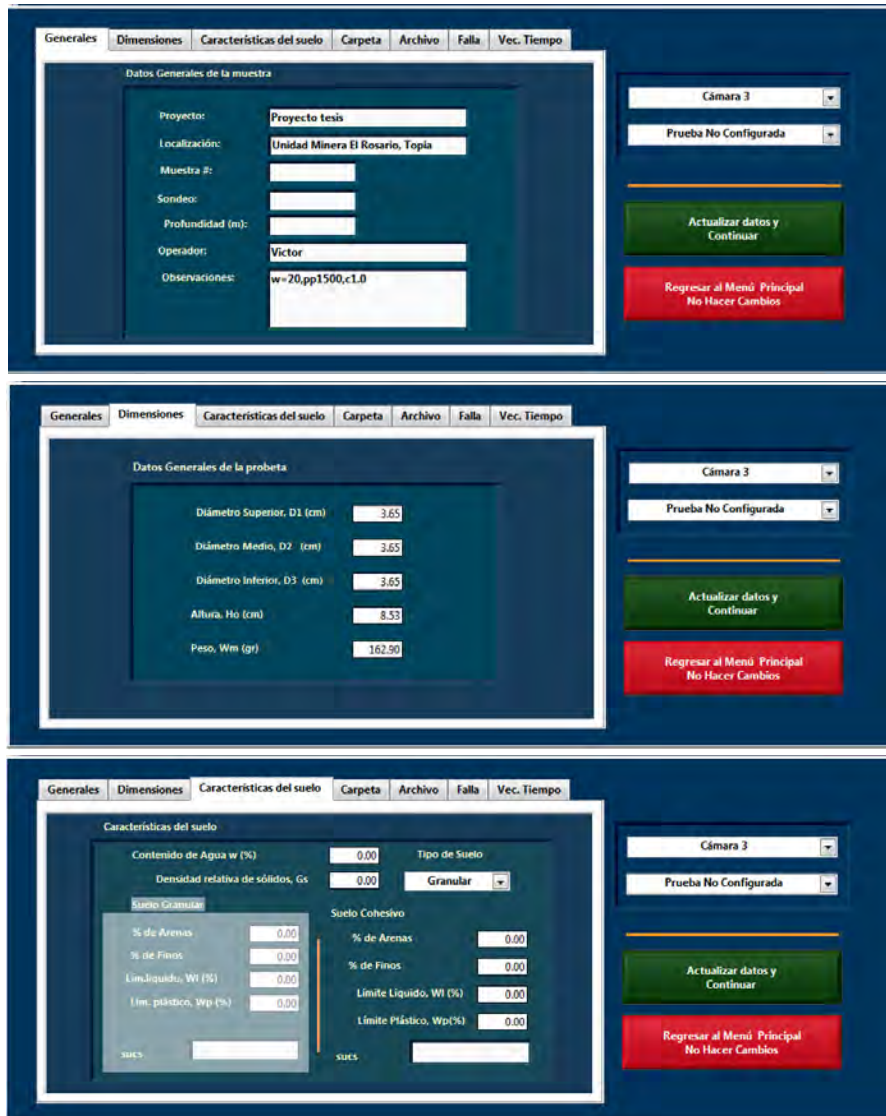


Figura 2. 17 Configuración de la prueba

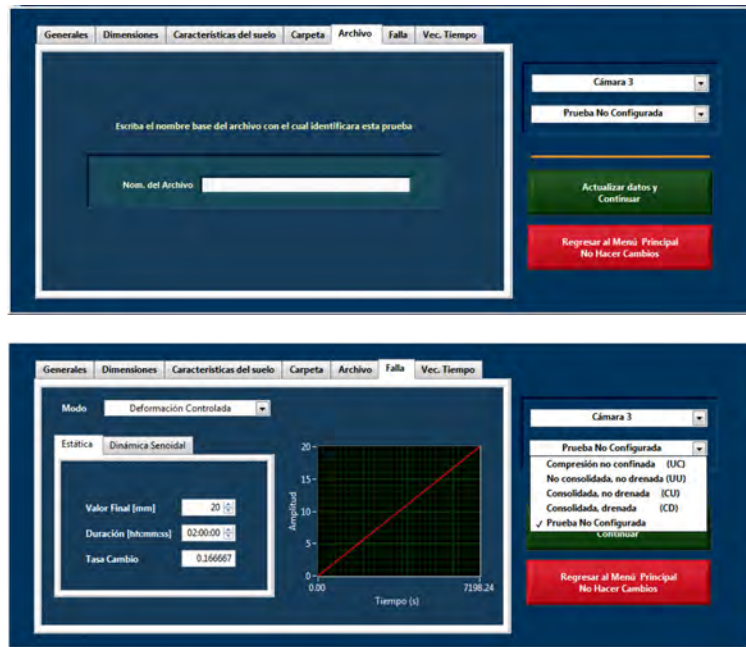


Figura 2. 18 Configuración de prueba 2

El software cuenta con una pestaña en donde se configura el esfuerzo de confinamiento (figura 2.19), el cual se ajusta con el manómetro que sirve de guía, muestra además una pequeña advertencia útil en todo momento. La calibración de los transductores con la columna de mercurio es de gran utilidad para aplicar presiones exactas.



Figura 2. 19 Aplicación del esfuerzo de confinamiento

Al aplicar el esfuerzo de confinamiento, el siguiente paso consiste en la “Etapa de Ensaye”, en esta opción se ofrece la oportunidad de verificar la velocidad de deformación, en caso de un error de esta, poder corregirlo desde la configuración de la prueba. El programa presenta una curva carga-deformación (figura 2.20), así como también carga contra tiempo y deformación contra tiempo, esta información se guarda en un archivo de texto en la carpeta que se seleccionó en la etapa de configuración.

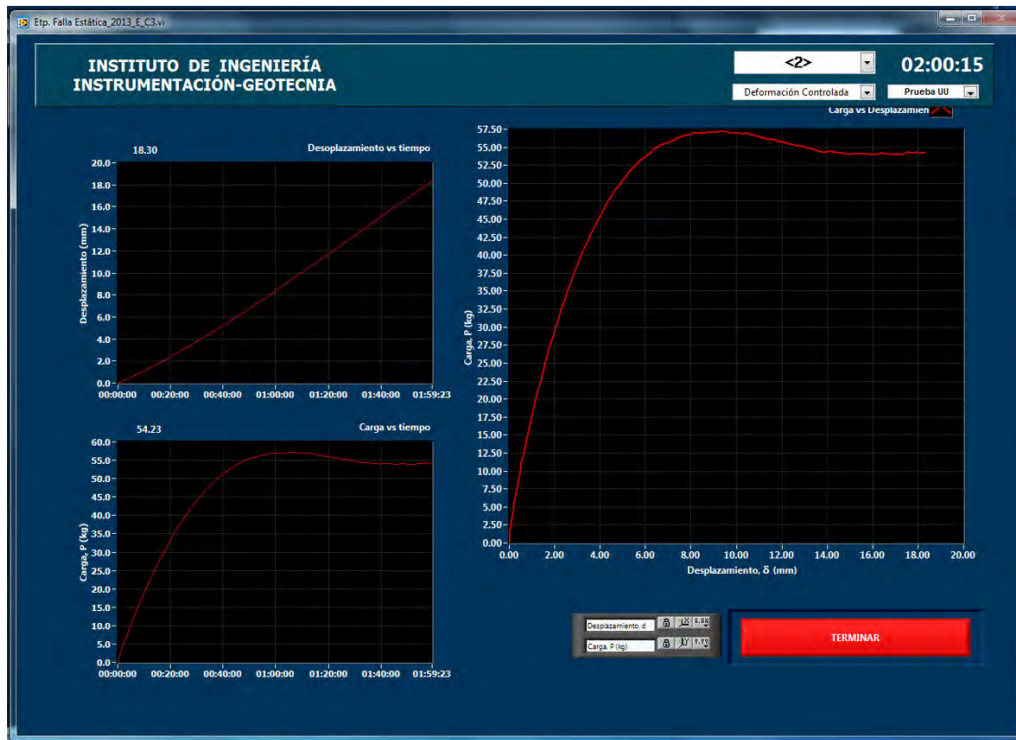


Figura 2. 20 Gráfica carga-deformación

Los resultados y la configuración de la prueba, se guardan en la carpeta asignada y pueden ser exportados a cualquier programa de edición.

Con el conocimiento del equipo y de la instrumentación, incluyendo el software de ejecución de la prueba, se puede continuar con la realización de los montajes de los ensayos triaxiales.



### 3 Descripción de los materiales y procedimiento de ensaye

#### 3.1 Características generales de la muestra

El material utilizado para la realización de la investigación fue extraído del proceso minero de la Unidad minera Topia (figura 3.1), que se encuentra en el estado de Durango, aproximadamente a 235 km al noroeste de la ciudad de Durango y 100 km al noreste de Culiacán, Sinaloa.



Figura 3. 1. Ubicación del distrito minero (Report on the Topia Mine, GREATH PANTHER,2013)

El municipio de Topia se encuentra dentro de la Sierra Madre Occidental, al Noroeste con una tendencia de una franja de la era del Cenozoico que se extiende desde los límites con Estados Unidos hacia el sur aproximadamente hasta la latitud 21° N. Las rocas que se encuentran en la sierra madre oriental comprenden de la era Eoceno al Mioceno, estas presentan características de flujos y tobas de basálticas a riolíticas con cuerpos intrusivos. El vulcanismo fue asociado con la subducción de la placa del Farallón y resultando una acumulación de lava y tobas que se encuentran con un espesor del orden de un kilómetro.

### 3.2 Descripción del material

Para una correcta descripción del material se dividieron las pruebas que se le realizaron en dos partes: pruebas índice y prueba de compactación (formación de probetas).

Para el caso de las pruebas índice se determinó su granulometría, límites de consistencia y densidad de sólidos. En la formación de probetas se obtuvieron las relaciones volumétricas con la variación de los parámetros peso de pisón y contenido de agua.

#### 3.2.1 Granulometría

La granulometría se conoce como determinación del rango de tamaños de partículas presentes en una muestra de suelo, expresado en porcentaje con respecto a la masa seca total. Dentro del cribado por mallas existen dos variantes: vía seca y vía húmeda, siendo utilizado para este caso el proceso por vía húmeda.

En la tabla 3.1 se puede observar el análisis granulométrico de tamaños menores a la malla 4.

Tabla 3. 1 Granulometría de tamaños menores a la malla 4.

Malla	Abertura (mm)	Masa Retenida (g)	Retenido Parcial (%)	Retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
10	2.00	1.3	0.17	0.17	99.83
20	0.85	2.9	0.38	0.56	99.44
40	0.43	52.9	7.01	7.56	92.44
60	0.25	134.9	17.87	25.43	74.57
80	0.18	151.6	20.08	45.51	54.49
100	0.15	105	13.91	59.42	40.58
200	0.08	18.2	2.41	61.83	38.17
PASA		288.2	38.17	100.00	0.00
TOTAL		755	100.00		

En la tabla 3.2 y con el complemento de la figura 3.2, en donde se presenta la curva granulométrica, se observa que existe una variación pequeña entre el porcentaje que pasa la malla 100 y 200. La muestra analizada presenta 61.83% de arena y 38.17% de finos.

Tabla 3. 2. Distribución granulométrica

Suelo	% de la muestra.
Grava	0.00
Arena	61.83
Finos	38.17
<b>Suma</b>	<b>100.00</b>

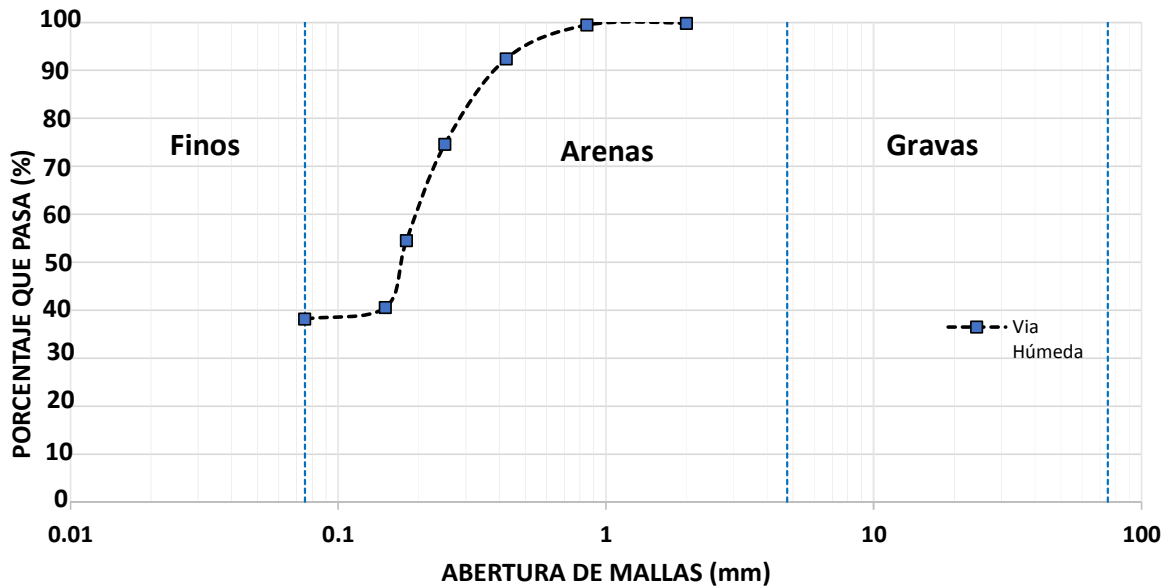


Figura 3. 2 Curva granulométrica

### 3.2.2 Densidad relativa de sólidos

El conocimiento de las relaciones gravimétricas constituye una de las partes fundamentales para el análisis de los fenómenos del suelo, tal como la resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad del suelo. Su importancia radica en la interpretación de los cambios de volumen, basados principalmente en la relación de vacíos. En cuestión de laboratorio, una las principales pruebas para determinar estas relaciones es la densidad de sólidos, ya que al tener este parámetro es posible calcular el volumen de la fase sólida de la muestra. A grandes rasgos, la prueba se realiza homogenizando la muestra, haciendo un batido de ésta, hasta que adquiriera fluidez para colocar la muestra dentro de un matraz, para después desairear durante 20 minutos. Al término de la operación anterior se deja reposar la muestra 24 horas, se llena el matraz a la marca de aforo, para después pesar el matraz y tomar la temperatura. La muestra se agita y se coloca en una charola metálica para después colocar en el horno a temperatura constante de 105°C por 24 horas, con la finalidad de evaporar el agua y determinar el peso del suelo.

La densidad relativa de sólidos es presentada en la tabla 3.3, obteniendo un  $G_s=2.86$ , este resultado es comparado con los estudios realizados con anterioridad acerca de este parámetro en depósitos de jales.



Tabla 3. 3. Densidad relativa de sólidos

Ensaye	Matraz	W matraz+ agua+ suelo (W <sub>ms</sub> )	Temperatura	Tara	W matraz+ agua (W <sub>mw</sub> )	Peso tara (W <sub>t</sub> )	Peso suelo + tara (W <sub>s</sub> +W <sub>t</sub> )	Peso de sólidos (W <sub>s</sub> )	Volumen de sólidos (V <sub>s</sub> )	Densidad relativa de sólidos (G <sub>s</sub> )
No.	No.	g	°C	No.	g	g	g	g	cm <sup>3</sup>	G <sub>s</sub>
1	1	736.6	22.20	MS-8	662.3	165.4	279.9	114.5	40.2	2.85
2	4	763.5	22.23	MS-10	682.1	163.4	288.3	124.9	43.5	2.87
									Promedio	2.86

### 3.2.3 Límites de consistencia.

La determinación de los límites de consistencia tiene como objetivo principal clasificar el material. El límite líquido (ASTM D 4318) es el contenido de agua para el cual un suelo adquiere una resistencia al corte de 25 g/cm<sup>2</sup> (Juárez-Badillo, 1969); éste se considera como frontera de los estados semilíquido y plástico. El límite plástico (ASTM D 4318) es el contenido de agua para el cual un rollito se rompe o se agrieta al alcanzar un diámetro de 3.2 mm; éste se considera como frontera entre los límites plástico y semisólido.

Para la determinación del límite líquido en la muestra analizada se utilizó el método del cono sueco; la forma de uso consiste en un cono que penetra en un suelo a partir de una posición en reposo, se coloca la punta del cono que toque la superficie enrasada del suelo a probar, se deja éste por peso propio y la penetración depende del contenido de agua (Apuntes DEPMI, Flores ,2002). Esta decisión se tomó al observar la muestra y determinar que su ejecución con el método de percusiones (Copa de Casagrande), w<sub>L</sub> resultaría difícil de obtener.

El aparato consta de un pedestal con un brazo que se puede ajustar verticalmente; este aparato cuenta con un dispositivo para dejar caer el cono durante 5 s, por medio de una bobina electromagnética. El cono presenta un ápice de 60° y 60 g de masa, y la determinación del límite líquido se define como el contenido de agua que tiene en el momento que el cono penetra 10 mm (figura 3.3).

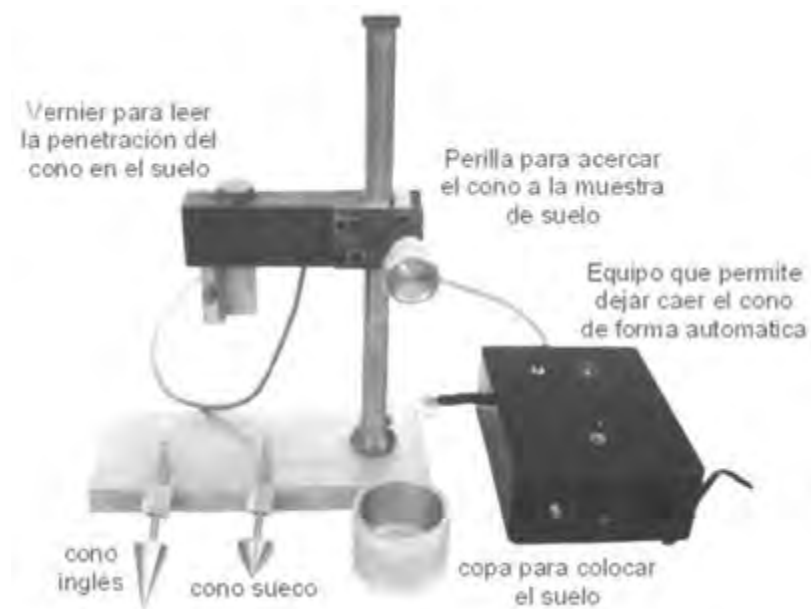


Figura 3. 3 Cono Sueco (DEPFI; Flores 2002)

El equipo de cono sueco se complementa con un recipiente metálico, el cual es llenado con la muestra, después de haberla homogenizado y haciendo variar el contenido de agua (figura 3.4).



Figura 3. 4 Llenado de cono.

De cada punto tomado, se obtuvieron testigos para obtener el contenido de agua y determinar la curva fluidez (figura 3.5).

Los datos de la prueba de límite líquido se muestran en la tabla 3.4, así como la curva de fluidez, obteniendo un  $w_l=26.41\%$ .

Tabla 3. 4 Límite líquido.

LECTURA	TARA	Wtara	Wm+tara	Ws+tara	Wm	Ws	Ww	W%
		g	g	g	g	g	g	%
mm	No.	A	B	C	D=B-A	E=C-A	F=D-E	$w=(F/E)*100$
3.20	12	71.21	81.11	79.37	9.90	8.16	1.74	21.33
7.00	13	70.09	82.99	80.52	12.90	10.44	2.47	23.64
10.50	27	67.77	79.63	77.06	11.86	9.29	2.57	27.65
14.50	36	67.90	80.15	77.37	12.25	9.46	2.78	29.41

### Curva de fluidez

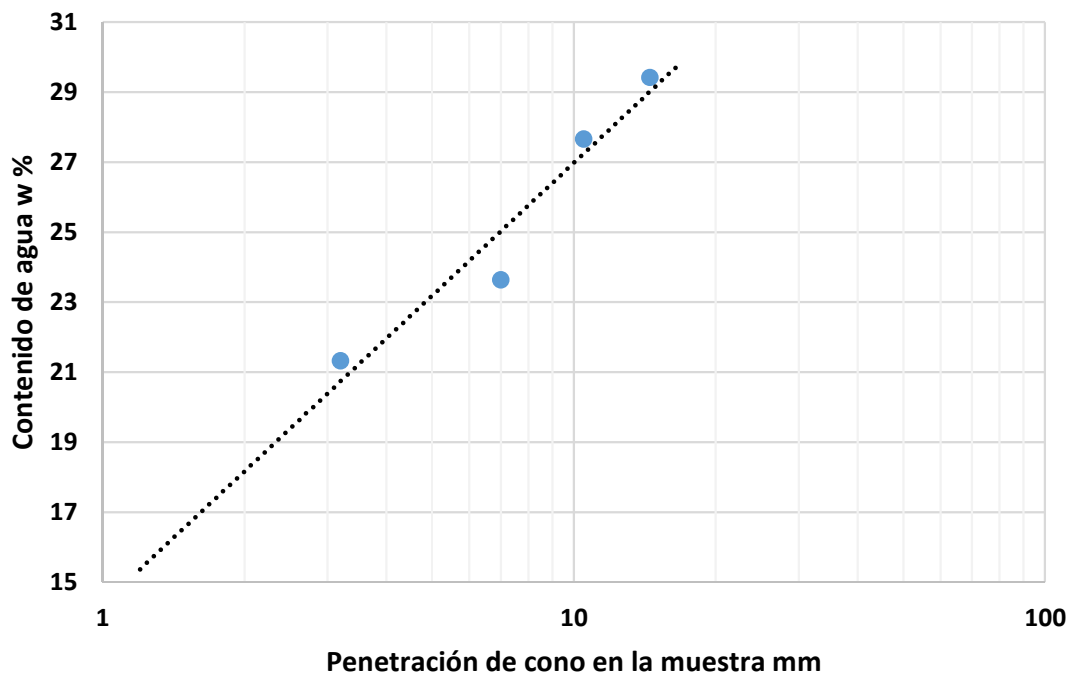


Figura 3. 5 Curva de Fluidez

El límite plástico no fue posible determinarlo, debido a que el material presenta características de muy baja plasticidad.

Con las propiedades índice el jal se clasificó según el SUCS como “**SM-Arena limosa**”.

### 3.3 Formación de probetas

En la segunda parte de reconocimiento de material se procedió a la formación de probetas mediante compactación estática; éste consiste en homogenizar el material integral con contenidos de agua variando de 8 a 20%, formando la probeta en 10 capas de igual cantidad de material, en cada capa se aplican 12 apisonadas, en donde el diámetro del pisón un poco mayor al radio de la probeta; la secuencia del

apisonado se observa en la figura 3.6. Los pesos de pisón fueron variados en un rango de 100 a 3000 g, en los que se pudo observar la variación de la relación de vacíos (Flores, 2008).

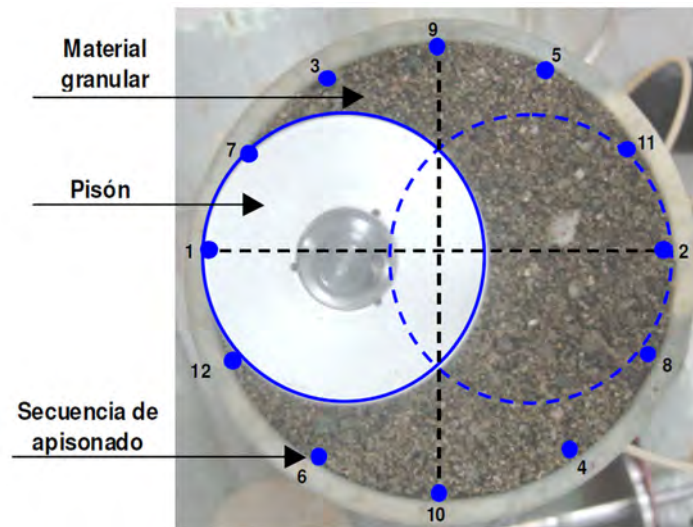


Figura 3. 6 Secuencia de apisonado (Flores, 2011)

El equipo utilizado se presenta en la figura 3.7, en donde con la ayuda de balines metálicos se ajustó el peso del pisón

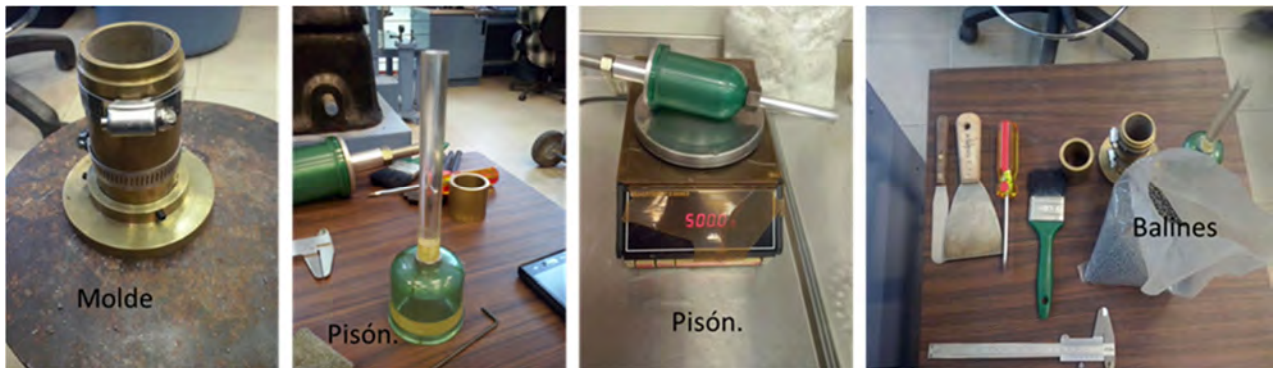


Figura 3. 7 Materiales para prueba de compactación por amasado.

En la figura 3.8 se ilustra el proceso de formación de probetas, que al desmoldarlas suelen no ser estables cuando se trabajan con pisones de menor peso, y aumenta la estabilidad cuando el peso del pisón es mayor. Las probetas son casi imposibles de trasladar sin el confinamiento que proporciona el molde, lo cual indica la baja cohesión que presenta el material.



Figura 3. 8 Formación de probetas.

Con este método, la energía de compactación no puede cuantificarse en la forma simple, como sucede en la compactación por impactos; pero puede hacerse variar a voluntad introduciendo cambios en uno o más de los siguientes factores: fuerza máxima de apisonado, número de capas, número de pisadas por capa, área del pisón y tamaño del molde (Marsal y Reséndiz, 1975).

### 3.3.1 Relaciones de volumétricas de las probetas formadas.

Dentro de las etapas importantes de la formación de probetas se encuentra el poder analizar las relaciones volumétricas, las cuales varían en función del peso del pisón y contenido de agua, principalmente. Las dimensiones del molde se presentan en la tabla 3.5.

Tabla 3. 5 Dimensiones del molde.

Dimensiones del molde		
Diámetro	cm	3.55
Altura	cm	9.02
Volumen del molde	cm <sup>3</sup>	89.28
Peso del molde	g	1033.50

Para discutir el comportamiento, fue necesario variar el peso del pisón y contenido de agua de la probeta; por lo que el suelo fue secado para después añadirle agua y de esta manera controlar esta variable. Para verificar que el contenido de agua se mantuviera, se obtuvieron dos testigos de la probeta formada por cada peso de pisón, observando algunas variaciones provocadas por el manejo de la prueba.

En la tabla 3.6 se observa la variación del peso volumétrico húmedo al aumentar el peso del pisón, y también se pueden observar los contenidos de agua en cada cambio de peso del pisón, esta información es de suma importancia para la obtención de las relaciones volumétricas. Este procedimiento se realizó para

contenidos de agua de 8, 10, 12, 14, 16,18 y 20%, presentando en este documento sólo el de 10%; el resto de los análisis se presentan en los anexos.

Tabla 3. 6. Pesos y contenidos de agua

Compactación por amasado					Testigos de contenido de agua					
Prueba	Peso del pisón (Pp)	Peso molde + muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Recipiente	Peso muestra húmeda + recipiente	Peso muestra seca + recipiente	Peso recipiente	Contenido de agua	Prom. Contenido de agua
No.	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	No.	g	g	g	%	%
1	100	1145.20	111.70	1.25	84	145.20	143.30	125.30	10.56	10.61
					151	145.40	143.00	120.50	10.67	
2	500	1166.20	132.70	1.49	32	145.10	142.60	117.10	9.80	9.90
					74	152.30	149.90	125.90	10.00	
3	1000	1174.60	141.10	1.58	89	164.80	160.90	121.50	9.90	10.01
					99	151.80	149.20	123.50	10.12	
4	1500	1178.30	144.80	1.62	9	148.40	145.60	117.80	10.07	10.16
					3	148.60	145.70	117.40	10.25	
5	2000	1181.00	147.50	1.65	119	152.80	149.70	119.90	10.40	10.17
					84	157.00	154.00	123.80	9.93	
6	2500	1182.80	149.30	1.67	20	157.70	154.30	118.00	9.37	9.64
					80	162.00	158.60	124.30	9.91	
7	3000	1185.30	151.80	1.70	98	149.60	146.70	117.00	9.76	9.82
					12	174.10	169.60	124.00	9.87	

De cada uno de los contenidos de agua se calcularon las relaciones gravimétricas; en la tabla 3.7 sólo se pueden observar las relaciones con respecto a un contenido de agua de 10%.

Tabla 3. 7. Relaciones gravimétricas

Relaciones Gravimétricas								
Peso volumetrico seco	Volumen de agua (Vw)	Peso seco de la muestra (Ws)	Volumen de sólidos (Vs)	Volumen de Vacios (Vv)	Volumen de aire(Va)	Relación de vacios ( e )	Porosidad (n)	Grado de Saturación (Gw)
g/cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	g	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-	%	%
1.13	10.72	100.98	35.31	53.97	43.25	1.53	60.45	19.85
1.35	11.96	120.74	42.22	47.06	35.11	1.11	52.71	25.41
1.44	12.84	128.26	44.85	44.43	31.60	0.99	49.77	28.89
1.47	13.35	131.45	45.96	43.32	29.97	0.94	48.52	30.83
1.50	13.61	133.89	46.81	42.47	28.85	0.91	47.57	32.06
1.53	13.13	136.17	47.61	41.67	28.54	0.88	46.67	31.50
1.55	13.57	138.23	48.33	40.95	27.38	0.85	45.86	33.14



Con ayuda de las tablas se realizó la figura 3.9, en donde de manera lógica se observa un comportamiento en el que al aumentar el peso del pisón se aumenta el peso volumétrico de la muestra. El contenido de agua influye en el aumento del peso volumétrico, habiendo un incremento considerable entre el contenido de agua “w” de 8 a 10%, después crece de manera gradual hasta tener otro incremento considerable entre el contenido de agua “w” de 20 a 22%.

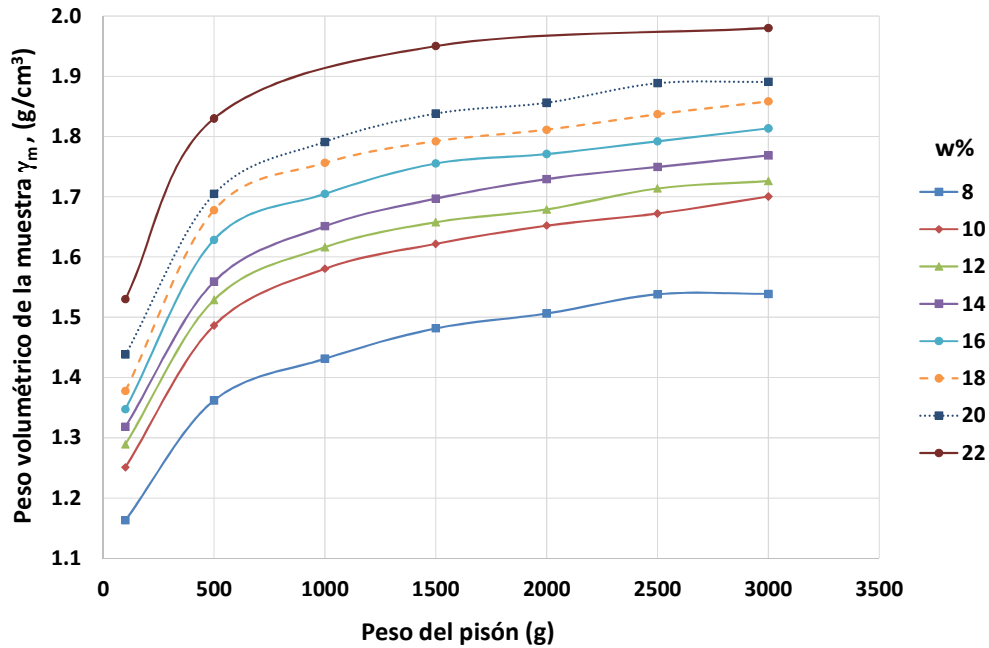


Figura 3. 9. Peso de pisón vs peso volumétrico de la muestra

Un parámetro importante dentro del comportamiento mecánico del jal es la relación de vacíos, la figura 3.10 muestra que al aumentar el peso de pisón se reducen el volumen de vacíos, siendo los del pisón de 100 g la condición más suelta al tener relación de vacíos del orden de  $1.27 \leq e \leq 1.6$ , una reducción importante de “e” se da entre los pisones de 100 y 500 g, reduciéndose en menor magnitud en los siguientes cambios de peso de pisón. Después del pisón de 2000 g la relación de vacíos se mantiene casi constante, mostrando que el suelo ya no reduce más el volumen de vacíos mediante este método de formación, volviéndose el valor de “e” asintótica.

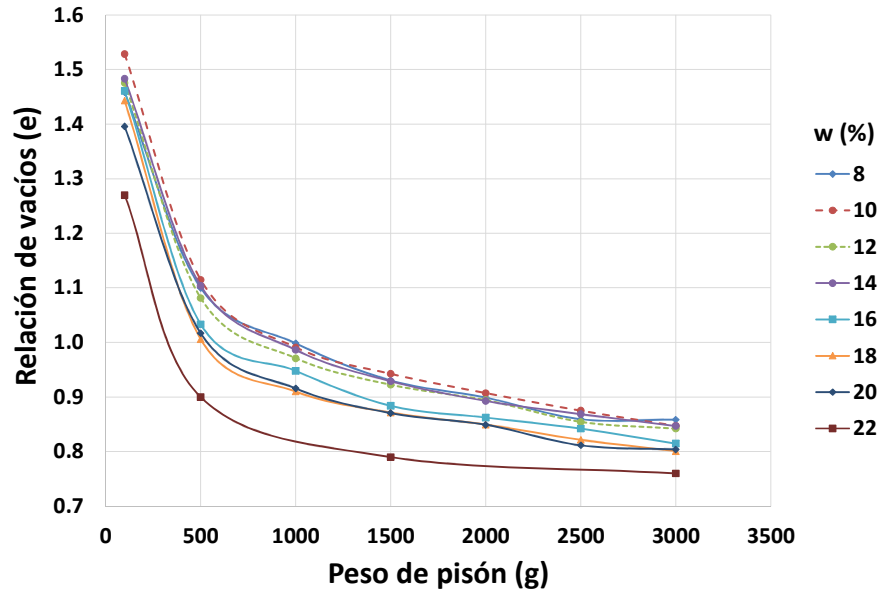


Figura 3. 10. Relación de vacíos vs Peso de pisón

El concepto de Compacidad introducido por Raúl Vicente Orozco Santoyo (1978), presenta el mismo comportamiento que en los estudios realizados con anterioridad, al reducirse la relación de vacíos se aumenta la concentración de sólidos (Compacidad), siendo el peso de pisón el parámetro más influyente en la variación de este parámetro, pues el rango de compacidad se encontró en esta muestra de 0.40 a 0.56, aproximadamente, tal como se puede ver en la figura 3.11.

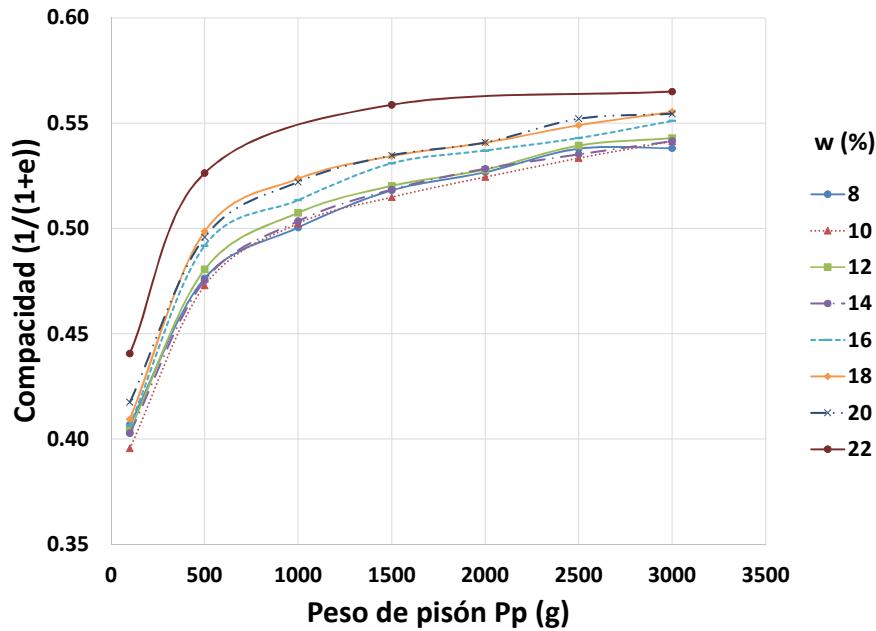


Figura 3. 11 Compacidad



De cada probeta formada se calcularon las relaciones gravimétricas, obteniéndose el peso volumétrico seco ( $\gamma_d$ ) con el cual se construyó una curva de compactación. En la figura 3.12 se observa el comportamiento del proceso de compactación, en donde se observa una leve disminución de  $\gamma_d$  al pasar de  $w=8\%$  a  $w=10\%$ , para después mantenerse casi constante de  $w=12\%$  a  $w=14\%$ , un aumento considerable de  $\gamma_d$  se presenta al formar probetas con  $w=16\%$ , de ahí hasta un  $w=20\%$  pareciera que este valor no aumentará; sin embargo, al formar probetas con  $w=22\%$  nuevamente el valor del peso volumétrico seco vuelve a incrementarse. Algo notable en la realización de la curva de compactación consiste en la no definición de la rama seca ni la rama húmeda; por consiguiente, hasta los puntos realizados no se puede definir un peso volumétrico seco máximo de compactación; la razón de no realizar más probetas con contenidos de aguas mayores a  $w=22\%$  consiste en que el método de compactación utilizado (por amasado), no forma probetas homogéneas, enviando la parte sólida al fondo creando un tirante de agua con finos, en estas condiciones no son representativos los puntos obtenidos.

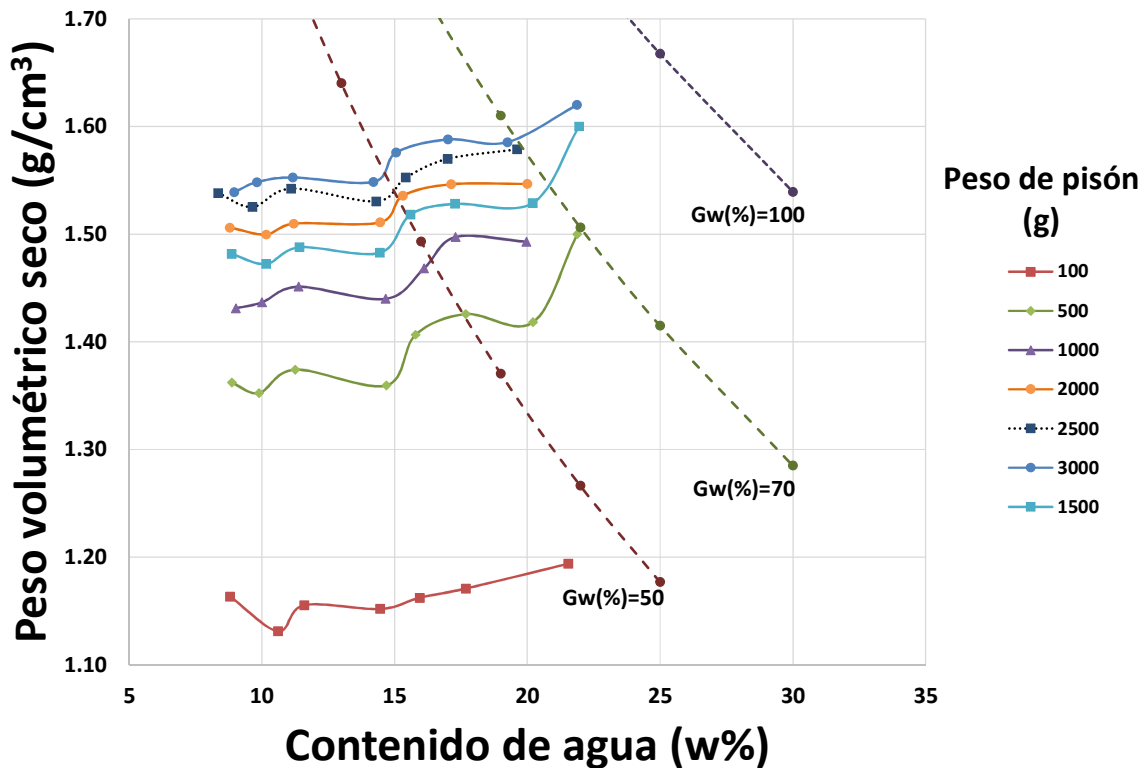


Figura 3. 12 Peso volumétrico seco vs Contenido de agua

El comportamiento de la curva de compactación a pesar de no presentar un comportamiento típico, se asemeja a la curva obtenida por Livaniel Viveros (2015); el cual también utiliza un proceso estático para obtener su curva de compactación

(figura 3.13). Aunque el suelo utilizado para su ensaye, se trate de un limo de baja plasticidad (ML), se comprueba que compactación estática se obtienen comportamientos diferentes al de una compactación por impactos. En su curva, Viveros presenta los valores de succión para el cual están asociados cada contenido de agua ( $w$ ); recalando que en este trabajo no se realizó la medición de esta; recordando que los objetivos particulares de esta tesis consiste en proponer un proceso constructivo.

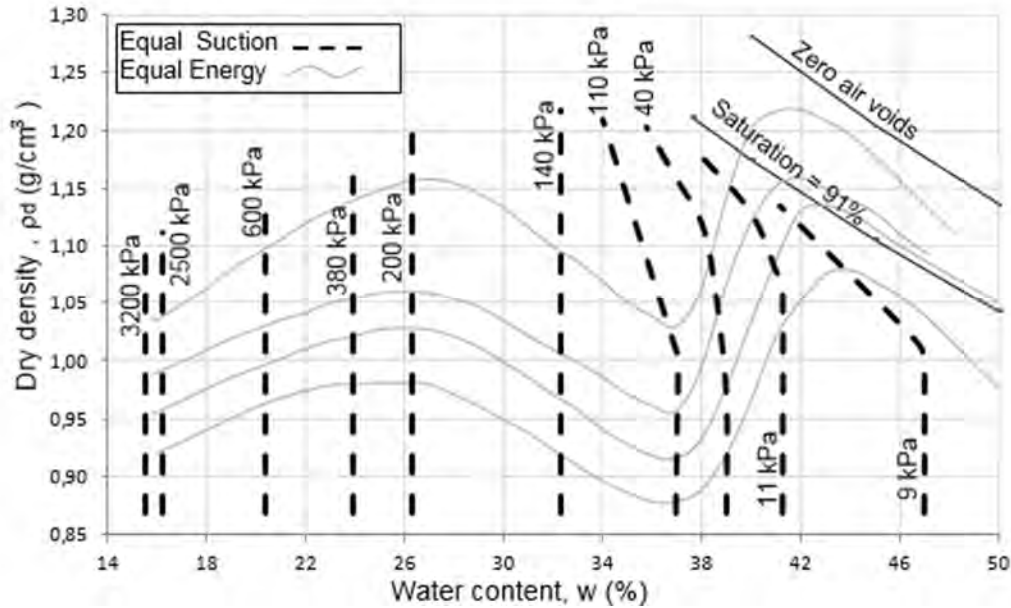


Figura 3. 13 Curva de compactación estática con succión constante, (Viveros, 2015)

El grado de saturación máximo en el proceso de formación de probetas es de aproximadamente  $G_w=80\%$ . En la figura 3.12 se observan las curvas de saturación teóricas dentro de la prueba de compactación; las cuales se comprobaron calculándose las relaciones gravimétricas en cada una de las probetas.

Para una mejor descripción del rango de grado de saturación manejado en las probetas formadas y considerando que el estudio se enfoca a residuos mineros parcialmente saturados, se realizó un gráfico (figura 3.14) en donde se puede analizar la variación del grado de saturación en esta etapa, siendo de aproximadamente  $G_w=15\%$  a  $G_w=83\%$ . Probetas con mayor grado de saturación, son complicadas en su formación y su montaje, además de que éstas ya no forman una probeta integral. En la figura 3.13 se observa la influencia del peso del pisón y del contenido de agua en el grado de saturación, pues para un  $P_p=100$  g, a pesar de formar una muestra con  $w=22\%$ , apenas se logra un  $G_w=49\%$ , mientras que para un  $P_p=1500$  g se logran  $G_w=79\%$  con el mismo contenido de agua. Al aumentar el peso de pisón se reducen los vacíos, siendo más fácil la saturación.

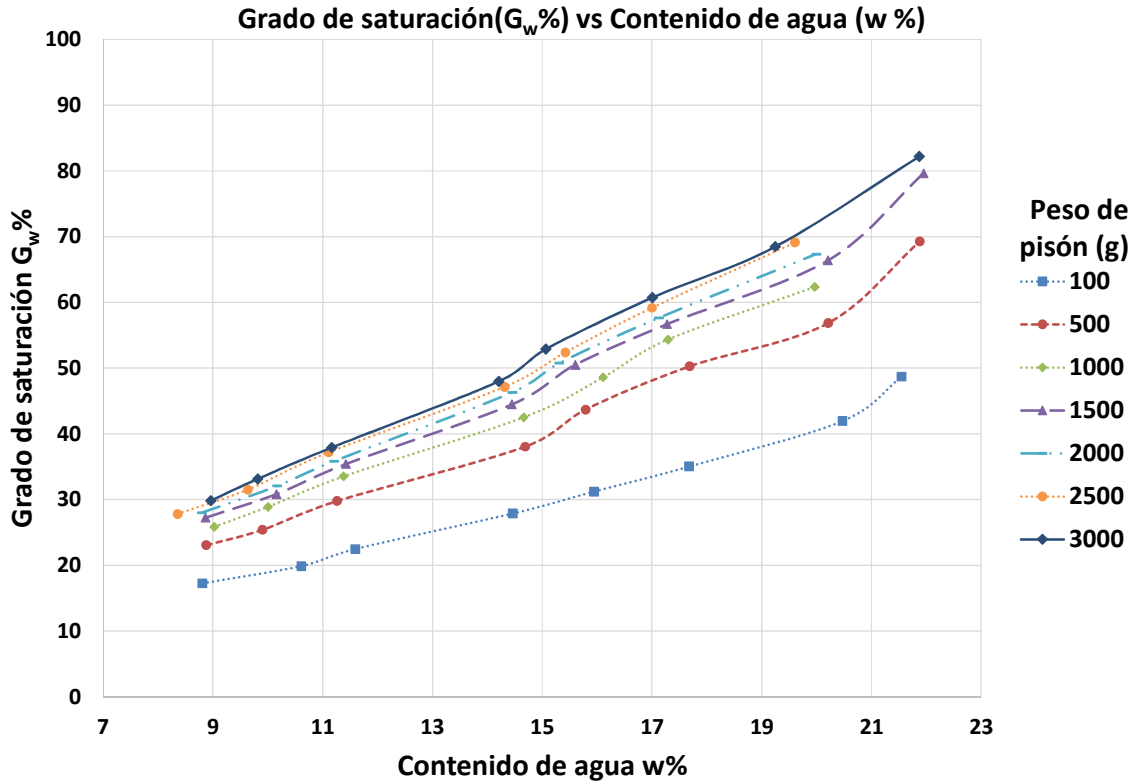
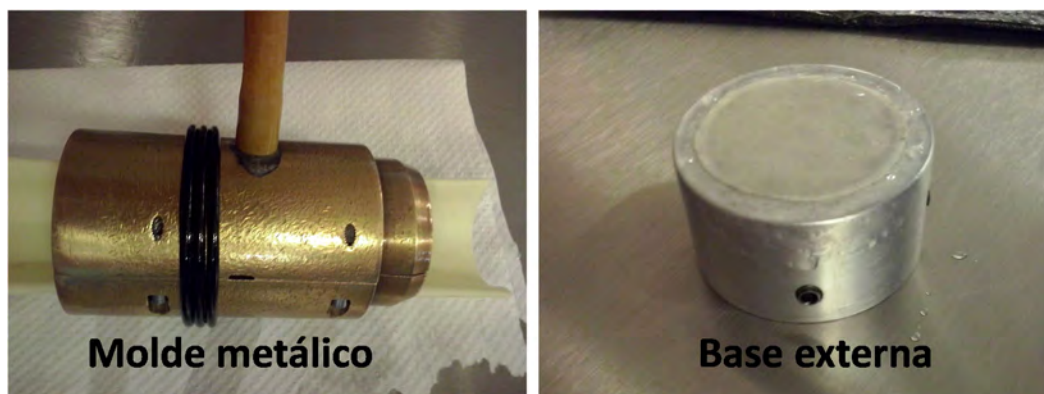


Figura 3. 14 Grado de saturación vs Contenido de agua

### 3.4 Montaje de la prueba

La formación de probetas se realiza de la misma manera que en la sección descrita con anterioridad. La etapa anterior sirvió para tener una calibración de peso de cada una de las 10 capas que conforman la probeta, ya que en cada condición del contenido de agua y de peso del pisón, varía la cantidad de material de cada probeta, el cual reproduce las diferentes condiciones de compactación.

La diferencia con la formación de probetas con el fin de obtener un comportamiento gravimétrico a las realizadas para la etapa de montaje de la prueba triaxial, consiste en que el molde metálico se apoya sobre una base externa (figura 3.15), que facilita la colocación de la probeta en la cámara triaxial. Considerando que el jal presenta características de arena con finos de baja plasticidad, se complica el montaje en la cámara si se realizara la probeta en el molde utilizado en la etapa de compactación y después se colocara en la cámara; durante el trayecto la probeta formada se colapsara con mucha facilidad, principalmente aquellas que tienen baja compactación.



*Figura 3. 15 Molde metálico y base externa*

El molde metálico se conforma en dos partes que se unen mediante tornillos, y una extensión que llamaremos corona (figura 3.16), el cual tiene la función de impedir que la membrana de látex sea rasgada. Se cuenta con un sistema de vacío (figura 3.16), el cual sirve para adherir la membrana colocada sobre el molde metálico y de esta manera obtener una formación uniforme de la probeta.



*Figura 3. 16 Sistema de vacío y corona metálica*

Se arma el molde metálico, vigilando que se encuentre bien atornillado y corrigiendo posibles desacomodos del molde que puedan romper la membrana. Junto al molde se prepara también la corona. Dentro de la preparación del molde metálico se considera la colocación de los arosellos, los cuales deberán ponerse tres por la parte inferior y dos en un aro metálico que servirá como auxiliar en el proceso que se describirá más adelante.

Se colocan los dos círculos de papel filtro a saturar.

La membrana se coloca en el molde metálico, primero por la parte inferior del molde, después por la parte superior, colocando antes la corona metálica que evitará que se rompa la membrana (figura 3.17).

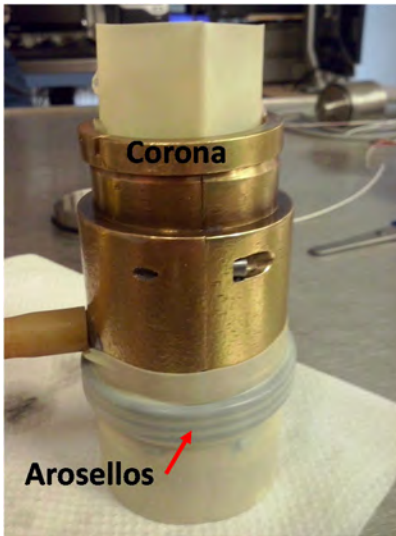


Figura 3.17 Colocación de arosellos, membrana y corona

La base externa es untada con un poco de pasta de silicón que sirve para crear un sello y evitar una posible filtración por la parte inferior de la probeta, así como también para disminuir cualquier posibilidad de que se rompa la membrana al realizar el contacto entre la membrana con la base metálica y la base externa.

Se coloca el molde metálico con la membrana en la base externa, en un punto cercano de la cámara triaxial, lo cual facilita el montaje, el molde metálico cuenta con un aditamento por el cual se aplica el vacío. Al activar el vacío se revisa que la membrana se adhiera a las paredes del molde, de esta forma se obtiene con mayor precisión una uniformidad en las probetas (figura 3.18).

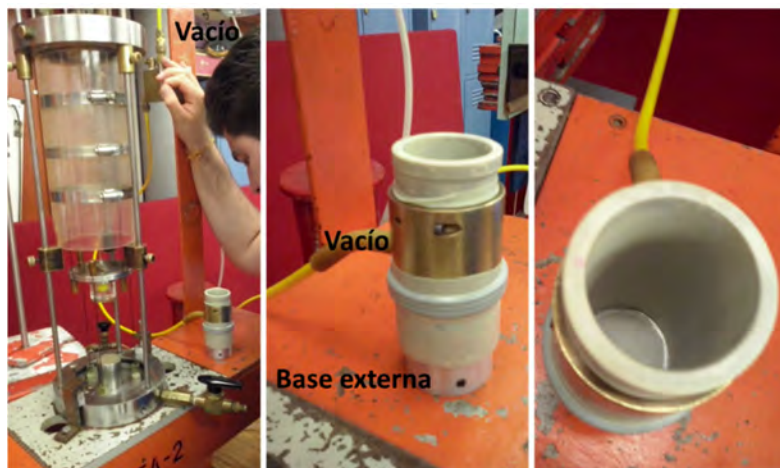
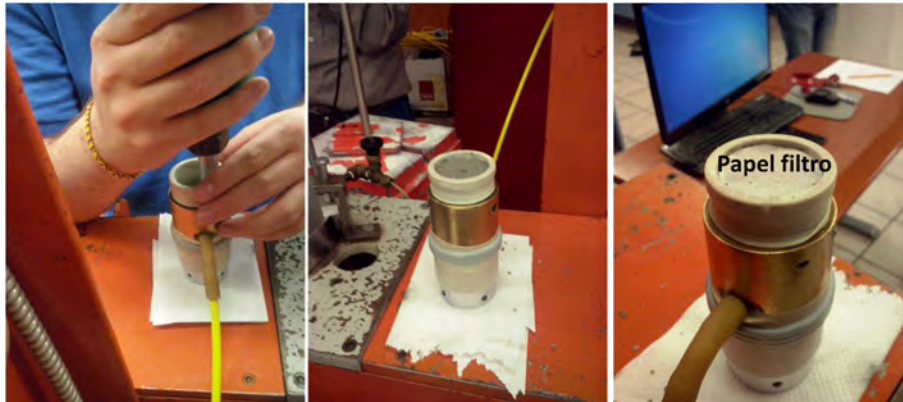


Figura 3.18 Aplicación de vacío a la membrana.



Se comienza con la formación de la probeta, este paso se describió previamente en la etapa de compactación. Al final de las diez capas se uniformiza suavemente la superficie, tratando que quede lo más uniforme posible, con el fin de evitar lo mayor posible excentricidades. Al término de este proceso se coloca el papel filtro restante (figura 3.19).



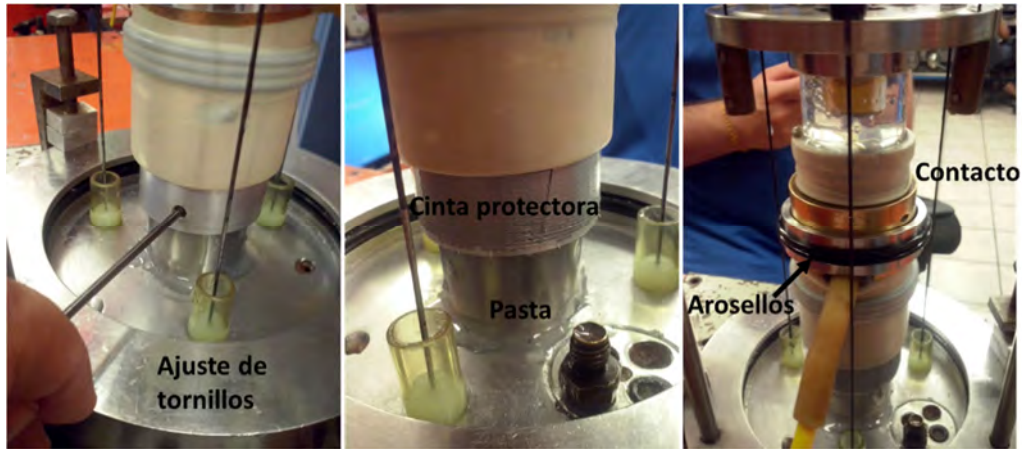
*Figura 3. 19 Formación de la probeta en la cámara triaxial.*

Se toma desde la base externa la probeta formada con el molde, sin desconectar el vacío y se traslada a la base fija que se encuentra en la cámara triaxial. La base externa y la base fija, se encuentran diseñadas para que encajen de manera cómoda; posteriormente se ajusta con ayuda de los tornillos con los que cuenta la base externa, con esto se asegura que no habrá movimientos en la base fija durante la prueba.

Con el molde metálico y la base externa colocados en la base fija de la cámara triaxial, se coloca una sección de cinta de aislar o alguna otra que se adhiera bien a la superficie (figura 3.20), con el fin de cubrir los orificios de los tornillos de ajuste; con esta acción se evita que la membrana se rompa durante la prueba debido a los altos esfuerzos de confinamiento.

El aro metálico que contiene los dos arosellos, se coloca en la parte superior del molde metálico que contiene la muestra (figura 3.20).

Una de las etapas con mayor importancia para la realización del ensaye, consiste en hacer contacto de la muestra con el cabezal superior. Se puede realizar de dos maneras, al tacto o con la ayuda de los transductores (figura 3.20); el objetivo es asegurar que exista un contacto entre ambas partes, sin que se ejerza presión sobre la muestra que altere su estructura, ya que si se baja el cabezal superior con exceso de fuerza puede golpear a la muestra, compactándola y modificando las condiciones buscadas.



*Figura 3. 20 Ajuste de tornillos, cinta protectora y contacto de la muestra.*

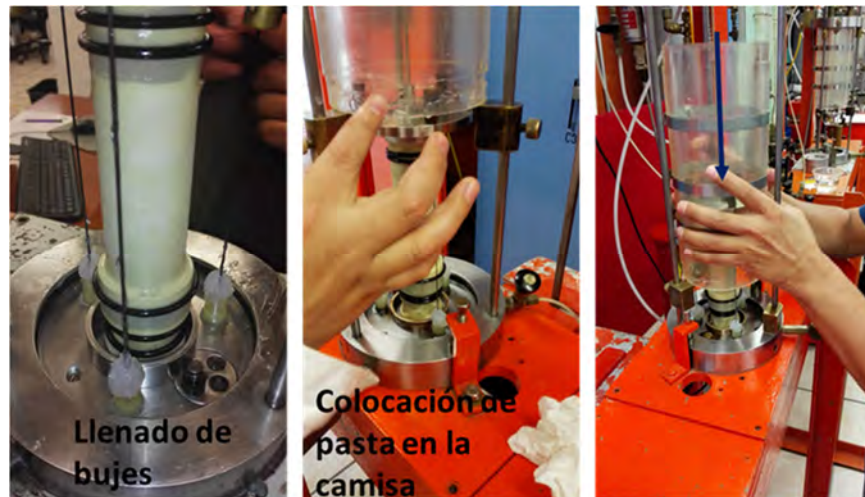
El siguiente paso consiste en bajar la membrana para cubrir el cabezal inferior; el mismo proceso se hace para subir la membrana y cubrir el cabezal superior. Los arosellos inferiores se deben deslizar sobre el molde y cubrir los sellos de la base externa y la base fija. Los arosellos superiores se colocan con ayuda del aro; se liberan cuidadosamente evitando que estos salgan abruptamente.

El retiro del molde metálico se realiza cuidadosamente (figura 3.21). Para evitar que la muestra colapse al no tener el respaldo del molde metálico, se activa el vacío que se encuentra en la base fija y a su vez, se desconecta el vacío que mantenía adherida la membrana a las paredes.



*Figura 3. 21 Colocación de arosellos, desmolde y aplicación de vacío inferior.*

Los bujes (graseras) se rellenan de pasta de silicón, con el fin de sellar una posible fuga del agua de confinamiento a través de ellas (figura 3.22). Con la misma pasta se engrasa la parte inferior de la camisa (figura 3.22), para el mismo objetivo, sellar por la parte inferior y evitar cualquier fuga que provocaría una inestabilidad en el esfuerzo de confinamiento.



*Figura 3. 22 Llenado de bujes, colocación de pasta en camisa y bajada de ésta*

La camisa se baja y se ajusta a la base. La acción subsecuente consiste en llenar los bujes superiores, de la misma manera que se realizó para los bujes inferiores. La parte superior de la camisa se engrasa con pasta de silicón imitando la acción de la parte inferior de la camisa. En el centro de la tapa se encuentra el cable de carga superior, para evitar una fuga por ese orificio, se moldea una grasa especial hasta lograr un sello que evite cualquier fuga.

Al bajar la tapa para sellar la cámara triaxial se deberá realizar con precaución, cuidando que el descenso se efectuó a una velocidad menor y uniformemente; es decir, que no haya alguna inclinación que provoque una carga por medio del alambre superior.

Para asegurar que durante la prueba la tapa se mantendrá en su lugar, se efectúa el cambio de varillas de la cámara, colocando las varillas cortas (figura 3.23). Después de la colocación se ajustan los tornillos de manera manual.

El llenado de la cámara se hace por medio de un sistema sifón o por gravedad; en este caso en especial se realizó por sifón y con diferencia de carga hidráulica (figura 3.23). Al término del llenado, los tornillos en la parte de superior de la tapa se ajustan. En el llenado se debe cuidar que la válvula del confinamiento se encuentre cerrada.





Figura 3. 23 Cambio de varilla y llenado de la cámara

### 3.5 Falla de la probeta

La configuración de la prueba se explicó en el capítulo anterior. Después de configurar la prueba, se continúa con la aplicación del esfuerzo de confinamiento. En la ventana correspondiente se ajusta con ayuda del manómetro (figura 3.24), el esfuerzo de confinamiento aplicado a la prueba. Es importante revisar los transductores antes de aplicar la presión, para verificar la reacción en la probeta, es decir, si existe un aumento o disminución del tamaño de la misma.

Para la falla se determinó considerar una deformación correspondiente a 20% de la altura de la muestra. Para fines prácticos se programó la falla bajo una deformación de 20 mm a 2 horas.

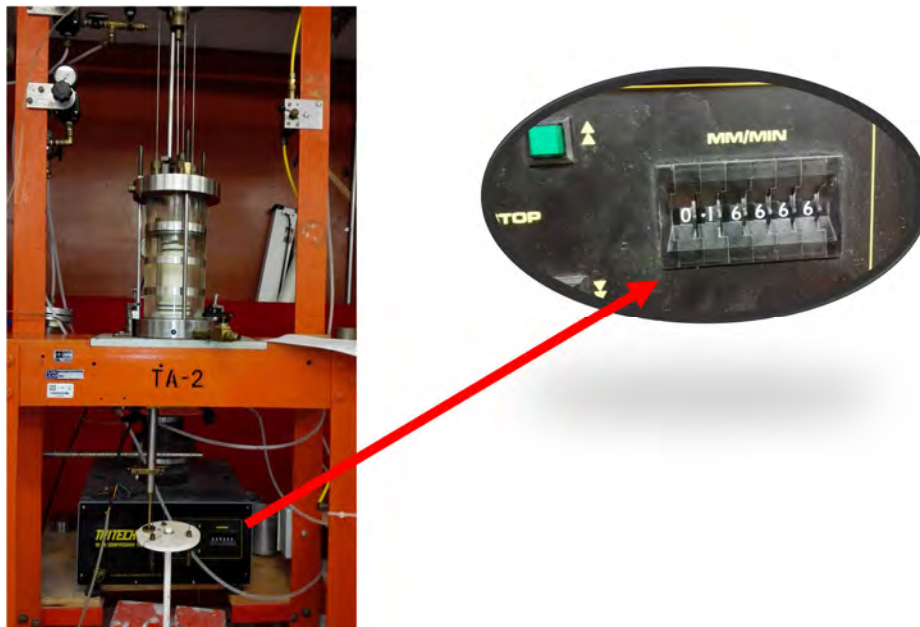


Figura 3. 24 Aplicación del esfuerzo de confinamiento

Con el esfuerzo de confinamiento ajustado, se cierra el vacío que sostiene a la muestra, y se aplica lentamente la presión confinante. Si no se cerrara el vacío en la muestra, se correría el riesgo que ésta se consolidara al aplicar el confinamiento.

Antes de iniciar la falla, es necesario que el sistema de carga esté en contacto con la probeta, para asegurar esta condición el módulo de desplazamiento se acciona con una velocidad baja y con la ayuda de los transductores se puede verificar el momento en el que la probeta comienza a cargar.

Hecho el contacto, se acciona la pestaña “Etapa de Ensaye”; en ella se muestra la velocidad de deformación configurada con anterioridad (0.167 mm/min) y un botón que indica “iniciar prueba”; este botón se acciona en conjunto con el módulo externo de control de velocidad deformación (figura 3.25). Igual que en los pasos anteriores antes de iniciar una etapa se verifica que se encuentre en condiciones para iniciar la falla.



*Figura 3. 25 Verificación de la velocidad de deformación.*

El software presenta una gráfica de Carga vs Deformación axial (figura 3.26), que se puede ir monitoreando durante la duración de la falla. Los valores obtenidos se guardan en un archivo de texto, el cual se puede extraer para ser digitalizados en algún otro software.

Al finalizar la prueba se desmonta el equipo y se recupera la muestra para obtener los contenidos de agua finales.



Figura 3. 26 Carga-deformación axial.

La ventaja que ofrece el utilizar el programa de adquisición de datos radica en poder manipular y editar los resultados obtenidos. Estos se guardan en un archivo de texto que puede ser exportado a cualquier programa



Tabla 4. 1 Cálculo de las relaciones volumétricas

RELACIONES DE LA MUESTRA DE SUELO		PROBETA 1	PROBETA 2	PROBETA 3	PROMEDIO
Peso de la muestra (g)	<b>Wm</b>	168.00	168.00	168.00	168.00
Volumen de la muestra (g)	<b>Vm</b>	89.25	89.25	89.25	89.25
Peso seco de la muestra (g)	<b>Ws</b>	139.89	139.72	140.14	139.91
Peso del agua (g)	<b>Ww</b>	28.11	28.28	27.86	28.09
Volumen de agua (cm <sup>3</sup> )	<b>Vw</b>	28.11	28.28	27.86	28.09
Contenido de agua (%)	<b>w (%)</b>	20.1	20.2	19.9	20.1
Densidad de sólidos	<b>Gs</b>	2.86	2.86	2.86	2.86
Volumen de sólidos (cm <sup>3</sup> )	<b>Vs</b>	48.9	48.9	49.0	48.9
Volumen de vacíos (cm <sup>3</sup> )	<b>Vv</b>	40.3	40.4	40.3	40.3
Volumen de aire (cm <sup>3</sup> )	<b>Va</b>	12.2	12.1	12.4	12.2
Relación de vacíos	<b>e</b>	<b>0.82</b>	<b>0.83</b>	<b>0.82</b>	<b>0.82</b>
Porosidad (%)	<b>n</b>	<b>45.2</b>	<b>45.3</b>	<b>45.1</b>	<b>45.2</b>
Grado de saturación (%)	<b>Gw</b>	<b>69.7</b>	<b>70.0</b>	<b>69.2</b>	<b>69.6</b>
Peso volumétrico seco (g/cm <sup>3</sup> )	<b>Yd</b>	1.57	1.57	1.57	1.57
Peso volumétrico de la muestra (g/cm <sup>3</sup> )	<b>Ym</b>	1.88	1.88	1.88	1.88
Peso volumétrico de sólidos (g/cm <sup>3</sup> )	<b>Ys</b>	2.86	2.86	2.86	2.86
Peso volumétrico saturado (g/cm <sup>3</sup> )	<b>Y<sub>sat</sub></b>	2.02	2.02	2.02	2.02

Como se comentó en el capítulo 3, el software tiene un archivo de salida, este se puede editar y procesar para el fin buscado en la investigación.

De cada una de las series triaxiales se obtuvieron los círculos de Mohr (figura 4.3), para calcular la ley de resistencia Mohr-Coulomb, en donde se analizan los parámetros cohesión “c” (kg/cm<sup>2</sup>) y el ángulo de fricción interna  $\phi$  (°). El objetivo de este análisis consiste en obtener una relación de los parámetros de resistencia y las relaciones volumétricas principalmente los pesos volumétricos, haciendo énfasis en la etapa de compactación, en el cual se pudo analizar el comportamiento al hacer variar el contenido de agua y peso de pisón.

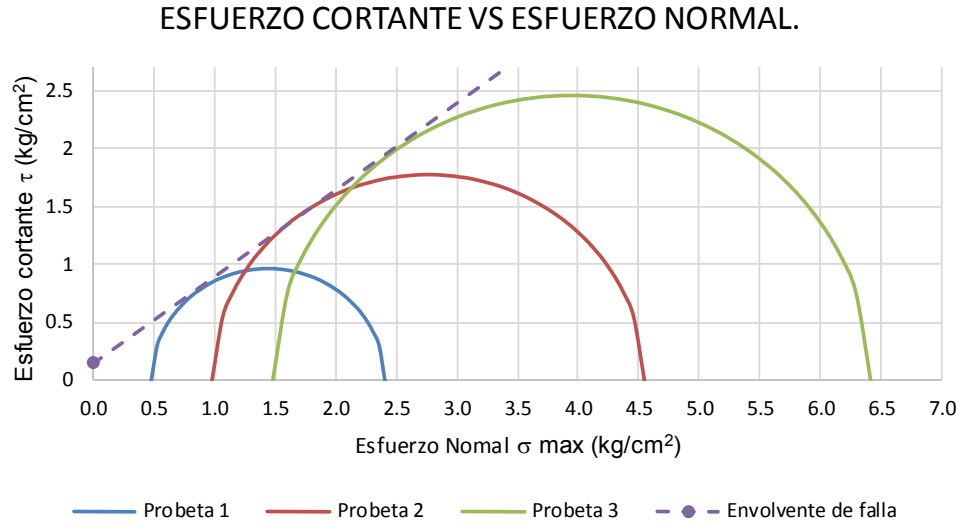


Figura 4. 3 Ley de resistencia Mohr-Coulomb (Ver anexos)

Se trazaron Trayectorias de Esfuerzos Totales (figura 4.4) para cada probeta y en cada serie se obtuvo la envolvente de la pendiente M ( $\Delta q/\Delta p$ ); al tratarse de pruebas triaxiales UU, no existe un cambio volumétrico ni medición de exceso presión de poro, pareciera ser que este tipo de análisis en las pruebas triaxiales UU no resultan ser muy significativas, pero para esta investigación la obtención de las envolventes de la pendiente M persigue un fin específico; el cual consiste en hacer una relación entre los ángulos de fricción interna obtenidos por Mohr – Coulomb y por la Trayectorias de Esfuerzos Totales. Las expresiones utilizadas para los análisis por Trayectorias de Esfuerzos Totales son las siguientes:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{4.1}$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \tag{4.2}$$

$$M = \frac{6 \text{sen } \phi}{3 - \text{sen } \phi} \tag{4.3}$$

$$\text{sen } \phi = \frac{3M}{6 + M} \tag{4.4}$$

Donde:

$\sigma_1$ =Esfuerzo principal mayor, kg/cm<sup>2</sup>.

$\sigma_3$ = Esfuerzo principal menor (esfuerzo de confinamiento), kg/cm<sup>2</sup>.

$p$ = Esfuerzo octaédrico, kg/cm<sup>2</sup>

$q$ = Esfuerzo desviador, kg/cm<sup>2</sup>.

$M$ = Pendiente de la línea del estado crítico,  $\Delta q/\Delta p$ .

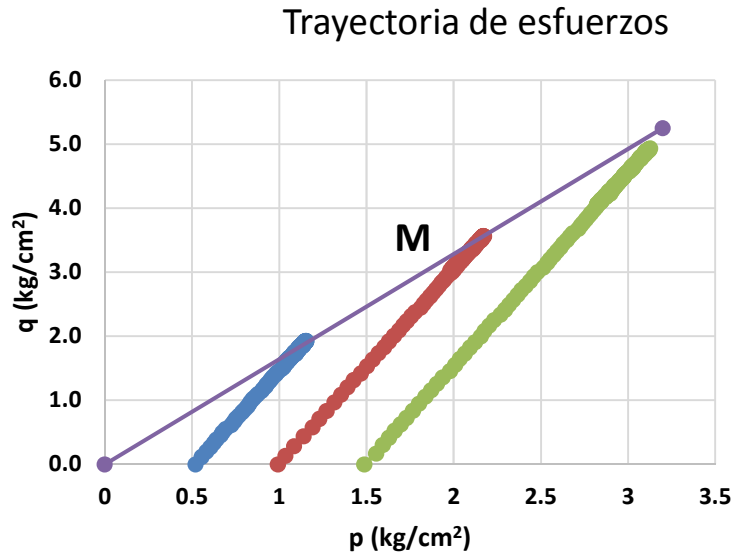


Figura 4. 4 Trayectoria de Esfuerzos Totales (Ver anexos)

También se computaron los módulos de elasticidad secantes al 50% del esfuerzo desviador máximo en cada una de las probetas (figura 4.5), con este parámetro se pretende tener una gama amplia de datos necesarios para los programas de análisis y obtener mejores resultados de diseño. Los módulos elásticos se obtuvieron mediante la siguiente expresión:

$$E_{50} = \frac{q_{50}}{\varepsilon_{50}}$$

Donde:

$E_{50}$ = Módulo de elasticidad al 50% del esfuerzo desviador máximo (kg/cm<sup>2</sup>).

$q_{50}$ = 50% del esfuerzo desviador máximo (kg/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_{50}$  =Deformación unitaria correspondiente al  $q_{50}$ .



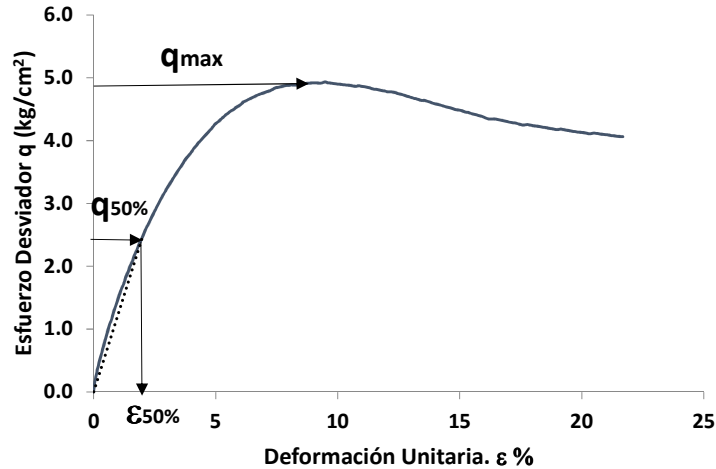


Figura 4. 5 Módulo de Elasticidad  $E_{50\%}$

## 4.2 Corrección por aplicación de vacío y por el esfuerzo de confinamiento $\sigma_3$

### 4.2.1 Corrección por aplicación de vacío

En el montaje de las probetas en la cámara triaxial, fue necesaria la utilización de un sistema de vacío ( $0.15 \text{ kg/cm}^2$ ); con el fin de poder sostener la probeta por unos minutos mientras se realizaban las maniobras de montaje y se aplicaba el esfuerzo confinante.

Sin embargo, la utilización del sistema de vacío, causó una densificación del material; ocasionando una reducción en el volumen de la probeta. Este fenómeno se presentó con mayor influencia en las probetas con compacidad relativa baja.

Para poder estimar la reducción de volumen en las probetas con compacidad relativa baja, se consultó la tesis doctoral del Dr. Osvaldo Flores Castrellón. El Dr. Flores midió la influencia de la aplicación de vacío en algunas probetas de suelo formadas similarmente al del presente estudio; en su investigación encontró que para probetas formadas con compacidad relativa superiores o iguales a  $Dr=60\%$ , el vacío no causaba un impacto importante en la compacidad relativa; en cambio sí se formaban probetas con compacidad relativa inicial  $Dr=20\%$ , las probetas sufrían un cambio considerable, aumentando hasta el doble de su compacidad relativa inicial causada por la reducción de volumen por aplicación de vacío (Flores,2008).

En la figura 4.6 se muestra la gráfica que presenta lo descrito en el párrafo anterior. En el eje de las abscisas se colocó la compacidad relativa sin vacío y en el eje de las ordenadas, la compacidad relativa con aplicación de vacío. Claramente se observa que para probetas con compacidades relativas superiores a  $Dr=60\%$ , la aplicación de vacío no causa un efecto considerable, manteniendo casi una relación

uno a uno entre la compacidad relativa sin vacío y con compacidad relativa con vacío.

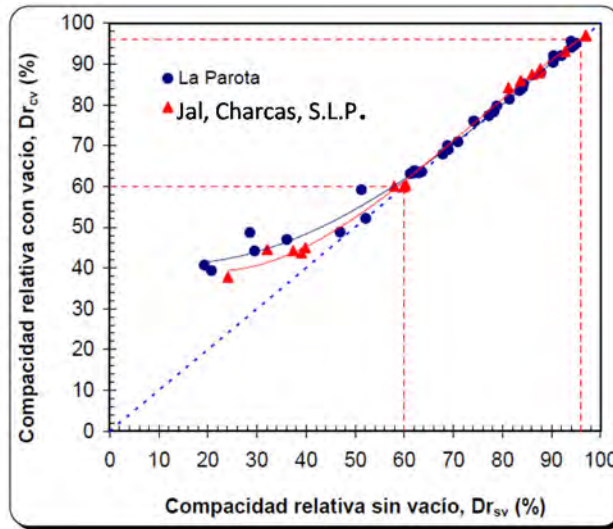


Figura 4. 6 Compacidad relativa antes y después de aplicar el vacío (Flores, 2008).

El Dr. Flores para poder obtener el cambio de volumen, midió el diámetro y la altura antes y después de aplicar el vacío; de esta manera pudo obtener el gráfico de la figura anterior.

En el presente trabajo no fue posible la medición de las dimensiones después de aplicar el vacío; no obstante, se obtuvo una corrección por vacío de manera indirecta, el cual se apoyó en la investigación realizada por el ing. Mauricio Bernal; quien estudio este mismo material (jal proveniente de Topia), pero en condiciones saturadas, realizando ensayos triaxiales tipo CU. La corrección se hizo con una comparación entre el volumen de aire inicial y el volumen de agua ingresado a la probeta, suficiente para obtener la saturación (B de Skempton entre 0.95 a 1.0).

Si ambos volúmenes medidos fueran iguales, se podría decir que el vacío no causo una reducción de volumen; pero en las mediciones hechas, el volumen de agua necesario para saturar era menor que el volumen de aire inicial de la probeta. La diferencia entre ambos volúmenes, se consideró como la reducción causada por aplicación del vacío (figura 4.7). La diferencia entre el volumen inicial de aire de la probeta y el volumen de agua necesaria para obtener la saturación de la probeta, se acentúa en las probetas formadas con compacidad relativa inicial menores a  $Dr=60\%$ ; en las compacidades relativas mayores a este valor, la diferencia de volúmenes es casi nula o nula.

Se considera que el volumen necesario para alcanzar la saturación es correcta, debido a que se obtuvieron B de Skempton superiores a 0.95 y al normalizar el exceso de presión de poro ( $\Delta U$ ) entre el esfuerzo efectivo de consolidación ( $\sigma_3$ ), se

obtuvieron valores entre 0.8 y 0.9 (Para mayor detalle consultar tesis de maestría del ing. Mauricio Bernal López, FI UNAM).

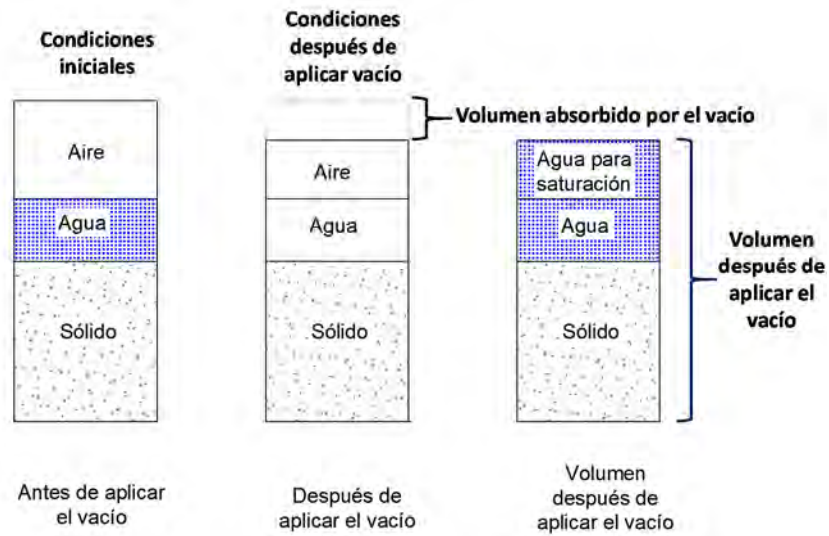


Figura 4. 7 Esquema de la corrección por aplicación de vacío

Con el cambio de volumen por vacío, se calculó nuevamente la compacidad relativa, con lo que se obtuvo la corrección por vacío correspondiente al jal proveniente de Topia. La corrección realizada se muestra en la figura 4.8, además se incluyen los análisis de los materiales analizados en la tesis del Dr. Flores.

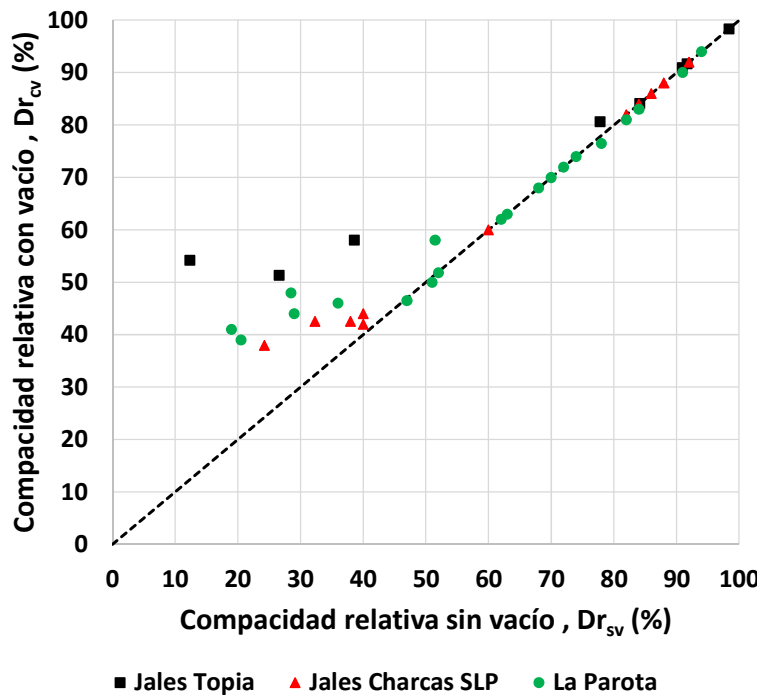


Figura 4. 8 Corrección por aplicación de vacío

**4.2.2 Corrección por esfuerzo de confinamiento  $\sigma_3$**

Además de la corrección por aplicación de vacío, se consideró el efecto que causa el esfuerzo de confinamiento a las probetas. No se pudo medir el cambio de dimensiones por el esfuerzo  $\sigma_3$ , ya que se necesitaría tener instrumentada la cámara para medir deformaciones radiales.

Para corregir por esfuerzo de confinamiento se consultó la tesis doctoral “Módulo de rigidez y relación de Poisson dinámicos obtenidos de mediciones en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular” (Flores, 2002); en donde se presentan las correcciones por esfuerzo de confinamiento para los dos tipos de suelos granulares ya mencionados en la corrección por vacío (La Parota y Charcas, S.L.P.).

Al no tener mediciones radiales de las probetas ensayadas, se tomó la corrección por esfuerzo de confinamiento correspondiente al jal de Charcas, S.L.P. La justificación de este criterio consistió en comparar las granulometrías de las muestras estudiadas en la tesis del Dr. Flores (La Parota y Charcas) con la analizada en esta tesis (Topia, Dgo.). Las granulometrías de La Parota y de Charcas se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4. 2 Granulometrías del estudio de la influencia de la aplicación de vacío (Flores, 2008)

Las Charcas SLP					La Parota Gro.		
Malla número	Abertura malla	Peso retenido	Retenido	Pasa	Peso retenido	Retenido	Pasa
	mm	gr	%	%	gr	%	%
4	4.750						100.00
10	2.000				660.00	22.00	78.00
20	0.840			100.00	720.00	24.00	54.00
40	0.420	85.30	9.91	90.09	630.00	21.00	33.00
60	0.250	213.61	24.81	65.28	360.00	12.00	21.00
80	0.177	120.23	13.96	51.32	240.00	8.00	13.00
100	0.149	116.21	13.50	37.82	105.00	3.50	9.50
200	0.074	159.90	18.57	19.25	240.00	8.00	1.50
PASA 200		165.70	19.25		45.00	1.50	
		Suma= 860.95 gr		Suma= 3000.00 gr			

En la figura 4.9, ilustra la muestra correspondiente a los jales provenientes de Charcas, S.L.P., los cuales son los que más se asemejan a los jales analizados en este estudio (Topia, Durango); por lo que se tomó la decisión de utilizar la corrección por esfuerzo de confinamiento del jal de Charcas, S.L.P.

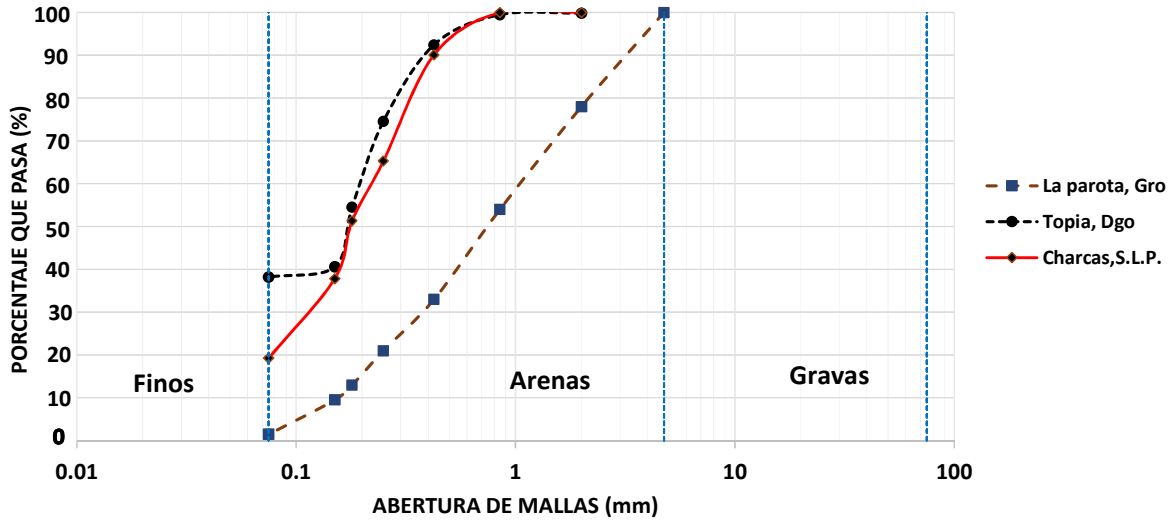


Figura 4. 9 Comparación de curvas granulométricas

Flores, definió como  $\beta_2$  a la relación entre la compacidad relativa obtenida al someter al suelo a un esfuerzo de confinamiento ( $Dr_f$ ) y a la compacidad relativa de la probeta con vacío  $Dr_{cv}$ . El cambio representa el cambio de la compacidad relativa debida a la presión de confinamiento, respecto a la que se tiene después de aplicar el vacío regulado (Flores, 2008). Flores presenta esta variación para sus dos tipos de suelos analizados; pero por la similitud en las curvas granulométricas, se tomó la corrección utilizada para Charcas (figura 4.10).

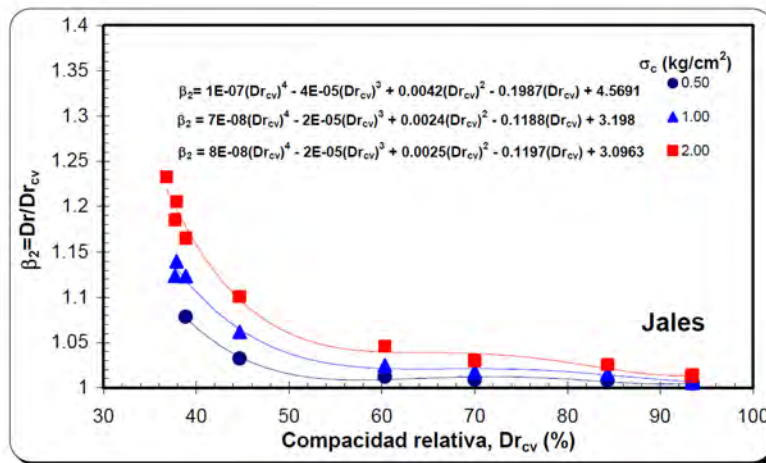


Figura 4. 10 Corrección por esfuerzo confinante (Flores, 2008)

Debido a que en la presente tesis, se utilizó esfuerzos confinantes  $\sigma_3$  de 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm<sup>2</sup>; se tomó un punto intermedio en la figura 4.10 entre la tendencia de los esfuerzos confinantes  $\sigma_3$  1.0 y 2.0 kg/cm<sup>2</sup>, para poder cubrir el esfuerzo correspondiente a  $\sigma_3=1.5$  kg/cm<sup>2</sup>

### 4.2.3 Cálculo de las correcciones por vacío y esfuerzo confinante

El cálculo de las compacidades relativas se realizó considerando una relación de vacíos máxima de  $e=1.63$  y una relación de vacíos mínima de  $e=0.77$ . Al obtener la compacidad relativa de cada serie triaxial, se entró en la gráfica de la figura 4.8 en las abscisas (compacidad relativa sin vacío) y se buscó la compacidad relativa con vacío correspondiente, para así obtener recalcular las nuevas dimensiones de la probeta. En la tabla 4.3 se presentan las correcciones hechas en las series con compacidades relativas menores a  $Dr=60\%$ .

Tabla 4. 3 Corrección por vacío en las muestras con compacidades relativas bajas

Peso del pisón	Contenido de agua	Relación de vacíos inicial	Compacidad relativa inicial	Compacidad relativa con vacío	Relación de vacíos con vacío
Pp	w	e	Dr	Dr <sub>cv</sub>	e <sub>cv</sub>
g	%	-	%	%	-
100	8	1.55	9.30	52.30	1.18
	16	1.45	20.93	53.86	1.17
	20	1.38	29.07	54.95	1.16
1500	8	1.01	72.09	72.09	1.01
	16	0.96	77.91	77.91	0.96
	20	0.9	84.88	84.88	0.90
	23	0.8	96.51	96.51	0.80
3000	8	0.86	89.53	89.53	0.86
	16	0.83	93.02	93.02	0.83
	20	0.82	94.19	94.19	0.82
500	12	1.05	93.02	93.02	1.05
250	10	1.25	44.19	56.98	1.14

Las muestras con compacidades relativas mayores a  $Dr=60\%$  no se corrigieron, debido a que prácticamente no cambiaba su condición de compacidad; en cambio, las muestras con compacidad relativa baja, si sufrieron un cambio considerable.

Para corregir por esfuerzo confinante, se consultó la figura 4.10, efectuando la misma operación que para la corrección por aplicación de vacío. Se entra en el eje de las abscisas con la compacidad relativa corregida por vacío y se observa su correspondiente valor  $\beta_2$  en el eje de las ordenadas; así como se puede ver en la figura 4.11.

Se observa que el mayor efecto de reducción de la compacidad relativa se da por la aplicación de vacío, mientras que por el esfuerzo confinante presenta menor influencia en la variación de volumen.

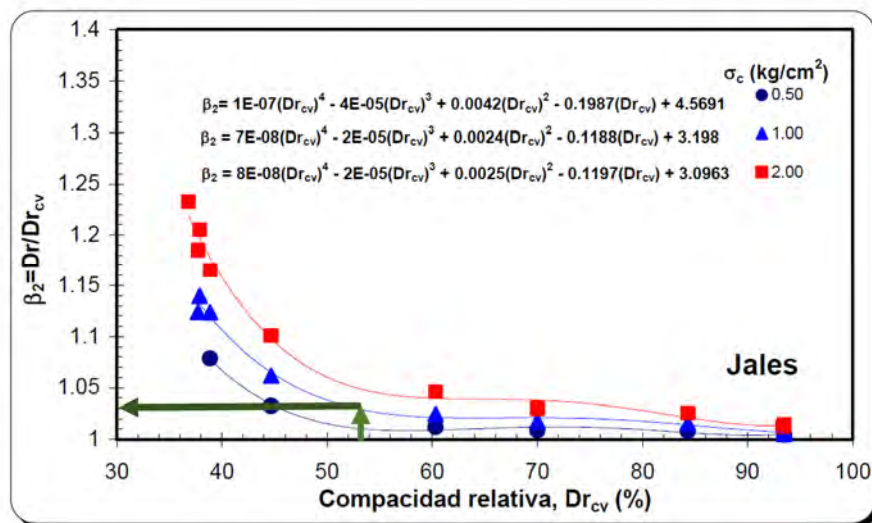


Figura 4. 11 Corrección por esfuerzo confinante (Flores, 2008)

Las correcciones finales se observan en la tabla 4.4; con las compacidades relativas finales, se recalcularon los diámetros de las probetas ensayadas, considerando que sufren poco cambio en la altura. Con esta corrección las probetas aumentan su peso volumétrico seco al disminuir el volumen causado principalmente por la aplicación de vacío; también aumentan sus esfuerzos desviadores máximos

Tabla 4. 4 Correcciones por esfuerzo confinante

Peso del pisón	Contenido de agua	Compacidad relativa con vacío	Relación de vacíos con vacío	Relación de vacíos por esfuerzo de confinamiento $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$	Relación de vacíos por esfuerzo de confinamiento $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$	Relación de vacíos por esfuerzo de confinamiento $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$	Compacidad relativa corrección por vacío y esfuerzo de confinamiento $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$	Compacidad relativa corrección por vacío y esfuerzo de confinamiento $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$	Compacidad relativa corrección por vacío y esfuerzo de confinamiento $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$
Pp	w	$Dr_{cv}$	$e_{cv}$	$e_f$			$Dr_f$		
g	%	%	-	-	-	-	%		
100	8	52.30	1.18	1.18	1.16	1.16	52.82	54.28	54.91
	16	53.86	1.17	1.16	1.15	1.15	54.39	55.47	56.01
	20	54.95	1.16	1.15	1.15	1.14	55.50	56.32	56.87
1500	8	72.09	1.01	1.01	1.01	1.01	72.09	72.09	72.09
	16	77.91	0.96	0.96	0.96	0.96	77.91	77.91	77.91
	20	84.88	0.90	0.90	0.90	0.90	84.88	84.88	84.88
	23	96.51	0.80	0.80	0.80	0.80	96.51	96.51	96.51
3000	8	89.53	0.86	0.86	0.86	0.86	89.53	89.53	89.53
	16	93.02	0.83	0.83	0.83	0.83	93.02	93.02	93.02
	20	94.19	0.82	0.82	0.82	0.82	94.19	94.19	94.19
500	12	93.02	1.05	1.05	1.05	1.05	93.02	93.02	93.02
250	10	56.98	1.14	1.14	1.13	1.12	57.55	58.12	58.97

Para fines de análisis, a pesar de tener tres compacidades relativas por efecto del esfuerzo confinante; se consideró el promedio de las relaciones volumétricas de cada serie triaxial. Con esta aclaración se continúa en la siguiente sección con el análisis de las propiedades mecánicas.



### 4.3 Análisis de la ley de resistencia Mohr-Coulomb

De cada una de las series triaxiales se obtuvieron los parámetros de resistencia cohesión “c” y el ángulo de fricción interna “ $\phi$ ”, éstas se organizaron en gráficas, relacionándose con las variables indicadas en la etapa de compactación. En la figura 4.12 se ilustra la variación del ángulo de fricción interna  $\phi$  con respecto al peso del pisón y el contenido de agua. Estos análisis se realizaron con las correcciones mencionadas en la sección 4.2.

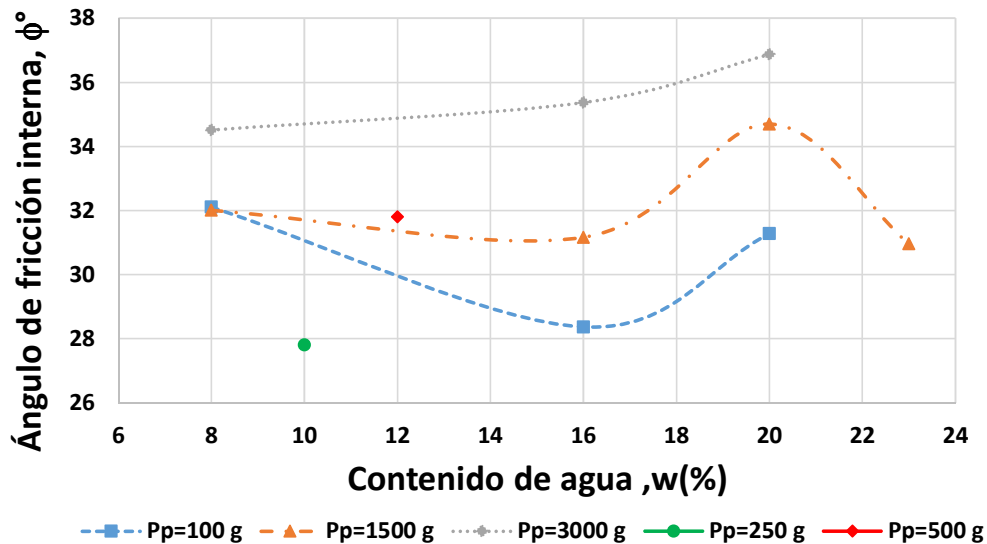


Figura 4. 12 Variación del ángulo de fricción con respecto al Peso de Pisón y contenido de agua.

De la figura 4.12, los ángulos de fricción de las muestras ensayadas se encuentran en un rango de 27 a 37°. En la condición de 16% de contenido de agua presenta una disminución del ángulo de fricción con respecto al de 8% de contenido de agua, para después aumentar cuando se trabaja con  $w=20\%$ , y volver a descender cuando se trabaja con contenidos de agua mayores a 20%.

La disminución del ángulo de fricción interna cuando el contenido de agua es igual 16%, se hace menos considerable cuando se aumenta el peso del pisón. Si observamos la figura anterior, cuando se trabaja con un peso del pisón de 100 g el valor de  $\phi$  disminuye de 32 a 28° aproximadamente, mientras que para el peso del pisón de 1500 la reducción varía de 32 a 31°; en el caso del pisón de 3000 g, ya no existe tal disminución, logrando un aumento cada vez que se incrementa el contenido de agua. Dando a entender que cuando se trabaja con compacidades más altas causadas por el incremento de la fuerza del pisón; el ángulo de fricción interna presenta un comportamiento más constante.

En secciones más adelante, se concluirán más detalles del aumento del ángulo de fricción al aumentar los pesos de los pisones.

El residuo minero analizado, se comporta como un material friccionante; sin embargo, en los círculos de Mohr graficados se pudo observar una cohesión aparente, con valores pequeños. En la figura 4.13, la cohesión aumenta para el contenido de agua de 16%, mientras que para los contenidos 8 y 20% presenta valores bajos. Un estudio más detallado confirmaría que el aumento de cohesión aparente con el contenido de agua de 16% se debe a la succión mátrica y ésta disminuye al aumentar el contenido de agua o ausencia de ésta. En este mismo contenido de agua de 16%, el ángulo de fricción presenta un valor inferior que en el 8 y 20%; sin embargo, al sumarse las dos componentes de la ley de resistencia Mohr-Coulomb presenta condiciones favorables para el diseño de depósitos y estructuras terreas con este material.

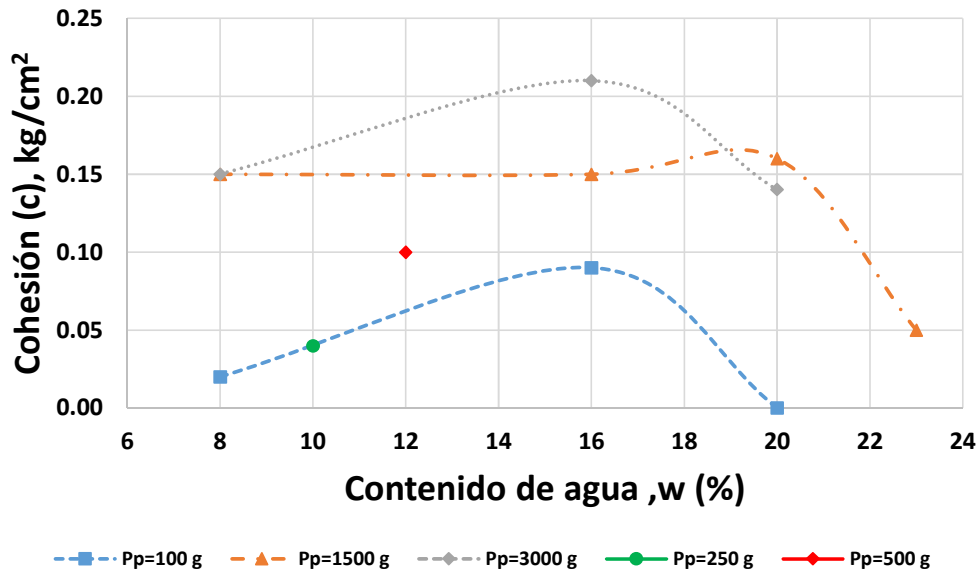


Figura 4. 13 Variación de la cohesión aparente con respecto al Peso de Pisón y contenido de agua

Como se indicó al inicio de este capítulo, una de las series triaxiales extras se efectuó con un peso del pisón de 1500 g y un contenido de agua de 23%, en donde se comprueba que al aumentar el contenido de agua, la cohesión aparente disminuye, tendiendo a una cohesión nula, esto se debe a que el agua ejerce una separación entre partículas, disminuyendo la cohesión aparente.

Es claro que conforme aumenta el peso del pisón (aumento del peso específico del suelo y por ende mayor compactación), aumenta el ángulo de fricción interna. La reducción de volumen por aplicación de vacío, favorece también al aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, al densificar la muestra y disminuir el área donde se aplica la carga.

#### 4.4 Análisis de resultados en función de la relación de vacíos

La relación de vacíos se define como el volumen de vacíos entre el volumen de sólidos, convirtiéndose en uno de los parámetros más importantes en los análisis donde se involucra la reducción o aumento de volumen, causada por compactación o consolidación. Tal como se observó en la etapa de compactación (formación de probetas), la relación de vacíos disminuye conforme se aumenta el peso del pisón, aumentando entonces la cantidad y volumen de sólidos; o en su caso, disminuyendo el volumen de vacíos. Si se trata de una reducción de volumen de vacíos por aumento de volumen de sólidos, los ángulos de fricción tendrán que ser más competentes cada que el valor de “e” descienda. En la figura 4.14 se presenta el comportamiento del ángulo de fricción con respecto al valor de la relación de vacíos, para “e” bajos se tienen mayores ángulos “ $\phi$ ”; conforme se reduce la relación de vacío la dispersión del valor de  $\phi$  se vuelve menor, alineándose a una línea de tendencia con ajuste cuadrático. En la misma figura se muestra un punto redondo que no interviene en la correlación debido a que esta probeta no se conformó de manera homogénea; la explicación de este punto se da más adelante.

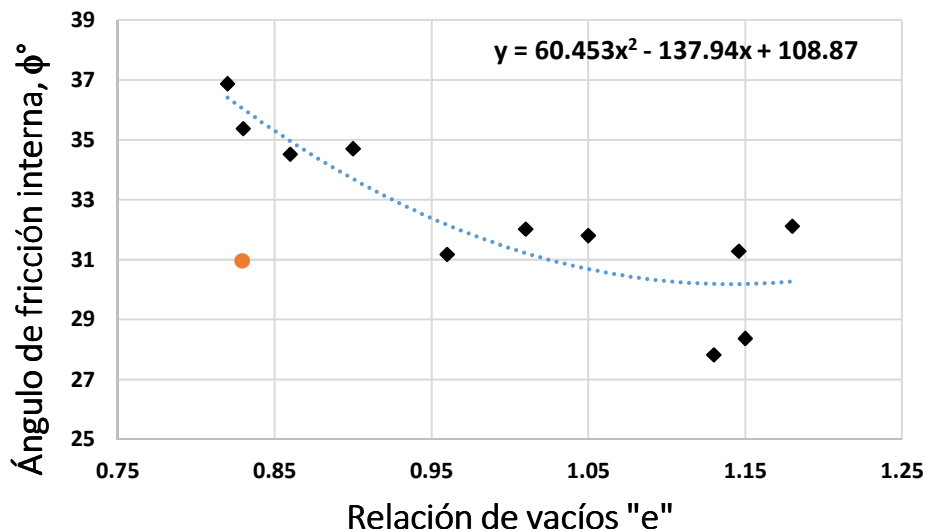


Figura 4. 14 Variación del ángulo de fricción con respecto a la relación de vacíos.

Uno de los conceptos importantes derivados de la relación de vacíos es la concentración de sólidos (compacidad, C), el cual se define como la relación entre el volumen de sólidos y el volumen total de un material, es decir  $C=1/(1+e)$  (Orozco, 1978). En la investigación presente se ilustra que la variación de la compacidad depende del contenido de agua y del peso de pisón con el cual se forma la probeta, pues estas variables son las que más influyen en la formación de estas. Se puede tener diferente cantidad de sólidos en un mismo volumen; esta cantidad varía al aumentar el contenido de agua y al incrementar el peso del pisón.

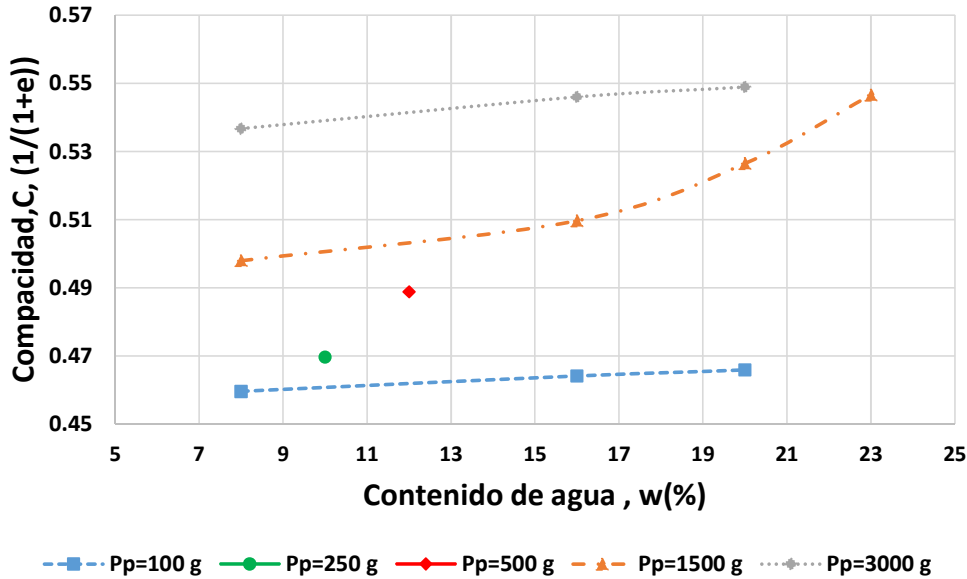


Figura 4. 15 Compacidad vs Contenido de Agua.

En la figura 4.15 se presenta un gráfico de Compacidad contra contenido de agua, variando el peso del pisón, en donde se confirma lo descrito en el párrafo anterior. Para un pisón de 100 g se tienen Compacidades que varían entre 0.45 a 0.47 aproximadamente, mientras que para un pisón de 1500 g el rango se encuentra de 0.49 a 0.55, finalizando con el pisón de 3000 g con un comportamiento casi constante entre 0.54 a 0.55. En términos prácticos el factor que más influye en el aumento de concentración de sólidos es el peso de pisón; es decir, la fuerza con la que se conforma la probeta, teniendo poco impacto el contenido de agua.

Teniendo claro el concepto de Compacidad, se pueden interpretar los parámetros de la ley de resistencia Mohr-Coulomb en función de ésta.

En la figura 4.16 se ilustra la variación del ángulo de fricción interna ( $\phi^\circ$ ) en función de la Compacidad. Se dice que en un suelo granular, al aumentar la interacción entre las partículas (esfuerzo intergranular), se incrementa la resistencia al esfuerzo cortante; esto se debe a la oposición al deslizamiento causado por una fuerza. Lo anterior se observa en la figura, al aumentar la cantidad de sólidos en la probeta, el ángulo de fricción  $\phi^\circ$  se vuelve más competente. Si observamos la curva de compactación descrita en el capítulo 3, se observa que el material analizado no presenta una rama húmeda, es decir no se observa un valor máximo de peso volumétrico seco máximo; sin embargo, al seguir aumentando el contenido de agua, se aumenta el  $G_w$ , provocando una disminución de las propiedades mecánicas, tal es el caso de la probeta ensayada con  $w=23\%$  y  $Pp=1500$  g.

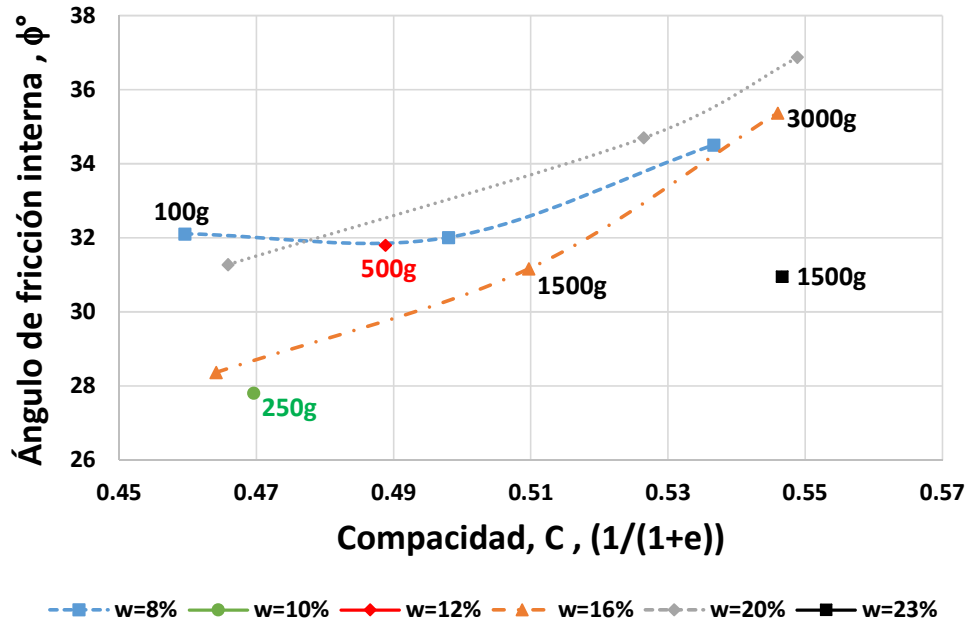


Figura 4. 16 Compacidad vs Ángulos de fricción interna.

De la figura anterior se obtuvo una tendencia del ángulo  $\phi$  con respecto al aumento de la concentración de sólidos. Una cuestión importante de mencionar, consiste en que el parámetro  $C$  (compacidad o concentración de sólidos), se puede obtener al variar el contenido de agua o el peso del pisón de manera indistinta; estas combinaciones se pueden obtener de diversas formas, no necesariamente las mostradas en este documento, haciendo que este parámetro sea más general en la interpretación de resultados. Se observa en la figura 4.17, que al aumentar la compacidad, los puntos tienden a estar más cercanos entre ellos hasta un valor de  $C=0.55$ . Existe otro punto experimental ( $w=23\%$ ,  $P_p=1500$  g) que no se tomó en cuenta en la tendencia, debido a que en la preparación de las probetas para su ensayo, no se pudo obtener una probeta homogénea, por las razones ya comentadas en otras secciones de la presente tesis (separación de la parte sólida al fondo de la probeta, la parte sólida crea un tirante de agua en la parte superior de la probeta).

Se recomienda mantener una compacidad del orden de 0.5 a 0.55; con estas condiciones se asegura mantener ángulos de fricción competentes; teniendo siempre en cuenta el contenido de agua con el que se va a compactar, un exceso de grado de saturación no favorece las condiciones de estabilidad, esta situación se explica más adelante.

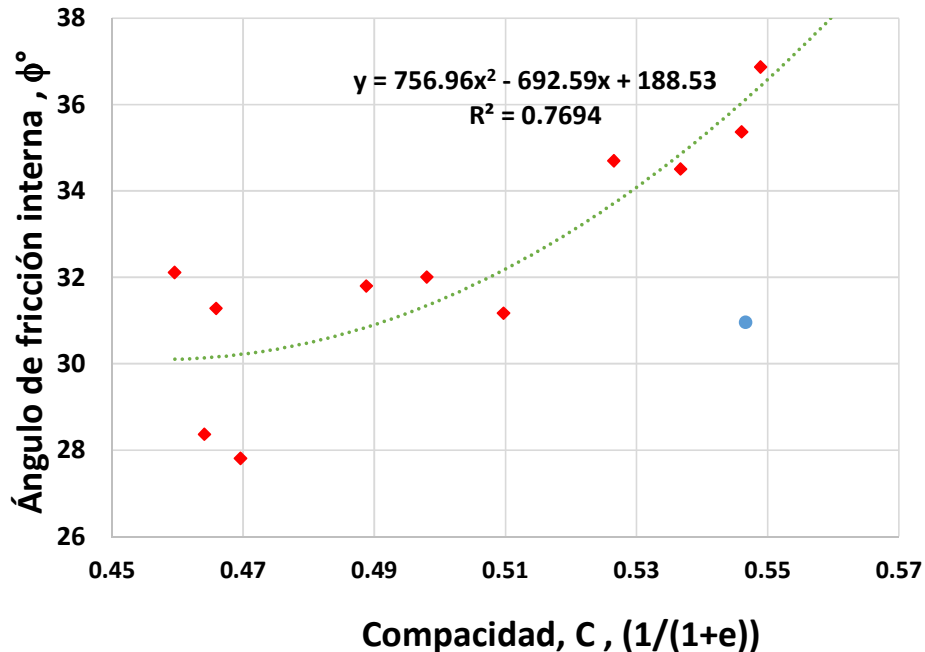


Figura 4. 17 Variación del ángulo de fricción con respecto a la compacidad.

#### 4.5 Análisis de resultados en función del grado de saturación ( $G_w$ )

Una de las formas para obtener un mayor contenido de sólidos en un volumen, consiste en aumentar el contenido de agua y peso de pisón; sin embargo, esta combinación de variables (peso de pisón y contenido de agua) puede causar que la muestra llegará a estar en saturación ( $G_w \approx 100\%$ ). Se sabe que al estar en condición saturada  $G_w$ , en una prueba triaxial UU, la respuesta del suelo en la curva esfuerzo vs deformación es la misma, independiente del esfuerzo de confinamiento, puesto que la única componente que responde al incremento de esfuerzos es el agua, el cual se refleja en la ley de resistencia Mohr-Coulomb donde presenta un ángulo de fricción cercano a cero. Es decir existirá un grado de saturación  $G_w$  en donde los ángulos de fricción tenderán a bajar, ante esta situación se presenta la figura 4.18 en donde se observa el comportamiento del ángulo de fricción interna al aumentar el Grado de Saturación  $G_w$ .

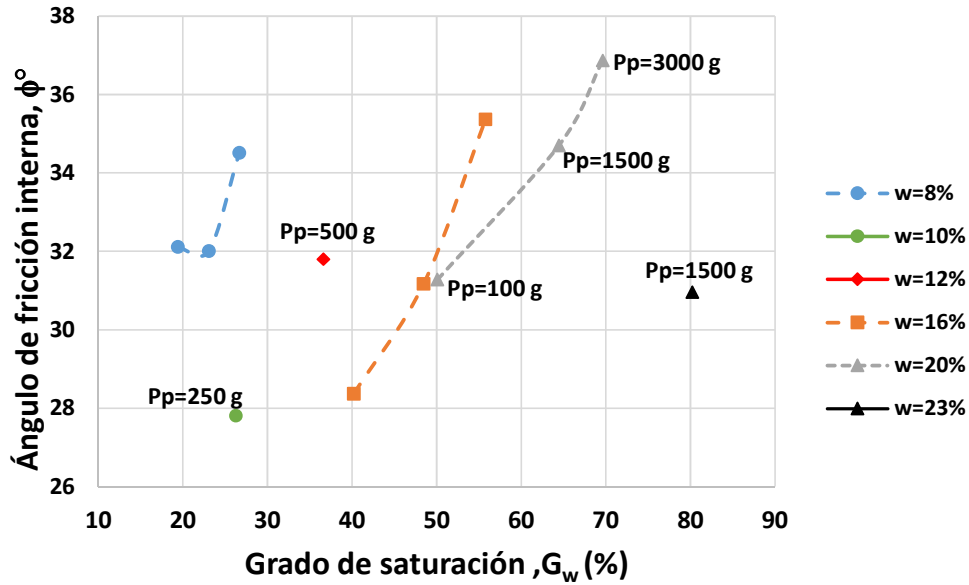


Figura 4. 18 Variación del ángulo de fricción al aumentar el Grado de Saturación

La figura 4.18 indica que al aumentar el grado de saturación y peso del pisón, se aumentan la estabilidad al crecer el valor de  $\phi$ , esto es cierto hasta un punto donde el grado de saturación hace decrecer las propiedades mecánicas; este valor se comprueba con la serie triaxial ensayada con  $w=23\%$  y  $Pp=1500\text{ g}$ , en donde el ángulo  $\phi$  comienza a decrecer, recordando que el valor de  $w_l=26\%$ , es decir, las pruebas ensayadas con un contenido de agua cercano al valor de  $w_l$  tendrán propiedades mecánicas menos favorables.

En las condiciones de saturación superiores a  $G_w > 70\%$  de probetas formadas, se observa la separación de la parte sólida de la líquida, tienen un efecto similar como si se exprimiera el suelo con agua, enviando la parte sólida al fondo, creando un tirante de agua en la parte superior (figura 4.19). En estas condiciones la probeta no es del todo representativa siendo ésta una de las limitantes del proceso de formación de probetas compactadas por amasado.





Figura 4. 19 Probeta con  $G_w > 70\%$

La decisión de formar la probeta con el pisón  $P_p = 1500$  g con  $w = 23\%$  y  $G_w = 80\%$ , se debe a la facilidad del manejo de la probeta que aún presenta, aunque con demasiado precaución en el montaje. En probetas formadas con pisones  $P_p = 3000$  g, esta tarea se vuelve casi imposible, teniéndose un tirante de agua de aproximadamente 2.5 cm, lográndose una muestra no homogénea que resultaría tener esfuerzos y deformaciones no muy representativos.

En la figura 4.20 se presentan nuevamente los ángulos de fricción interna  $\phi$  al variar el peso del pisón y grado de saturación, ahora en función de los pesos de los pisones; observando que al llegar a un grado de saturación  $G_w = 70\%$  el valor de  $\phi$  comienza a decrecer, dando un indicativo de que este valor tendera a ser mucho menor si se sigue incrementando el grado de saturación. No se continuo con el ensaye de probetas con mayor grado de saturación debido a su manejo casi imposible, al no tener una consistencia firme, además de no formarse probetas homogéneas al separarse la parte líquida de la sólida.

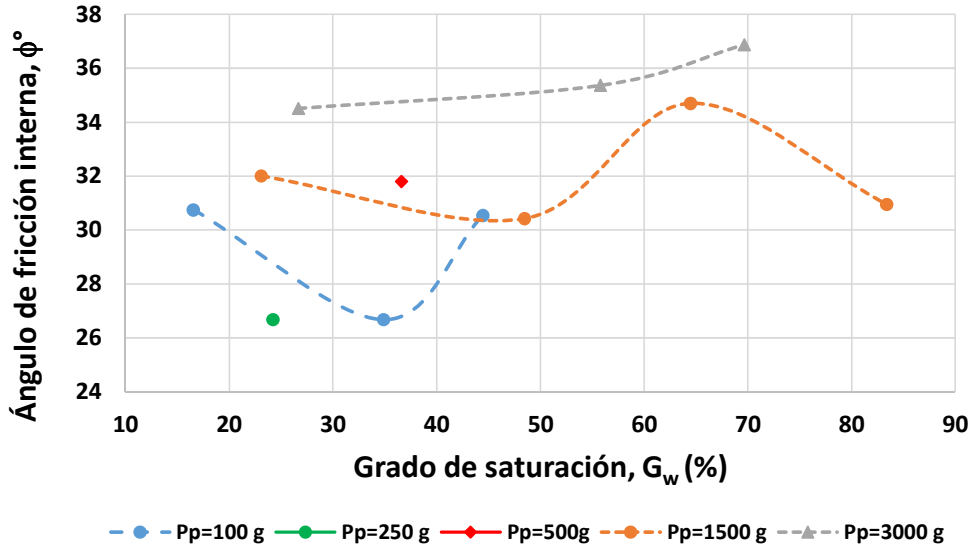


Figura 4. 20 Variación del ángulo de fricción interna al aumentar el Grado de Saturación

La realización de ensayos con un mayor grado de saturación proporcionará una conclusión más clara; sin embargo existe la posibilidad de aumentar el grado de saturación por reducción de vacíos en la muestra, lo cual la hace más rígida, otra situación sería que conservando los mismos vacíos se aumentara el grado de saturación

Para una mejor visualización del comportamiento de los ángulos de fricción interna en función del contenido de agua y el grado de saturación; se realizó la siguiente gráfica (figura 4.21) en donde se observa que al aumentar el peso del pisón se logran mejores ángulos de fricción interna; además, la disminución de  $\phi$  cuando se trabaja con el contenido de agua  $w=16\%$ , se reduce al trabajar con el peso de pisón de 3000; una mejor conclusión de este comportamiento se explica más adelante cuando se analiza en función del peso volumétrico seco  $\gamma_d$ .

También podemos concluir que al superar un grado de saturación mayor a  $G_w=70\%$ , se reducen las propiedades mecánicas (Probeta formada con características  $P_p=1500$  g,  $w=23\%$  y  $G_w=80\%$ ). El trabajar con probetas con mayor grado de saturación para cada peso del pisón, ofrecería mayores conclusiones; sin embargo, la dificultad radica en la formación de probetas.

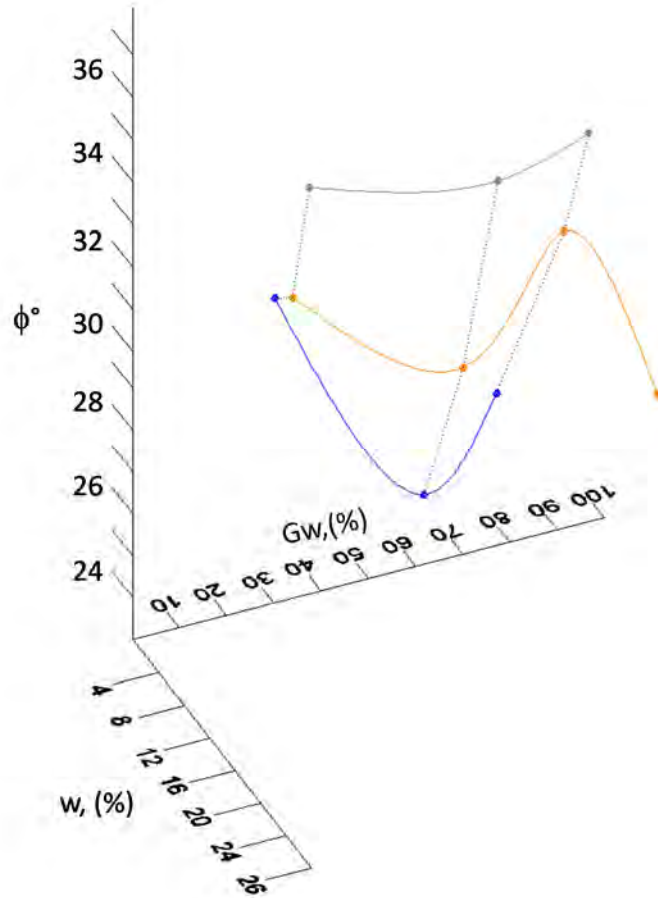


Figura 4. 21 Visualización de la variación del ángulo de fricción  $\phi$  con respecto a "w" y "Gw"

#### 4.6 Análisis de resultados en función de Pesos volumétricos

En la figura 4.22 se observan la variación del ángulo  $\phi$  al variar el peso volumétrico húmedo  $\gamma_m$ ; que para fines de ingeniería práctica resulta muy útil, siendo el objetivo de esta tesis, la propuesta de un proceso constructivo. Observando que las condiciones más competentes de estabilidad ( $\phi$  mayores a  $30^\circ$ ) se encuentran en una franja de  $1.6$  a  $1.9 \text{ g/cm}^3$ . Si bien es cierto que para fines prácticos, pesos volumétricos mayores a  $1.9 \text{ g/cm}^3$  presentan de igual forma  $\phi$  competentes; no se recomiendan, ya que de acuerdo a las figuras anteriores, se necesita un grado de saturación ( $G_w$ ) mayor, pudiendo ser este, un problema por la reacción del exceso de presión de poro; este problema no sucede en los pesos volumétricos recomendados al estar muy por debajo de la saturación.

Recordemos que el peso volumétrico húmedo, incluye las fases sólidas, agua y aire en un conjunto, presentando diversas combinaciones en el cual se tiene el mismo peso volumétrico húmedo. Un análisis más general se puede realizar en términos del peso volumétrico seco.

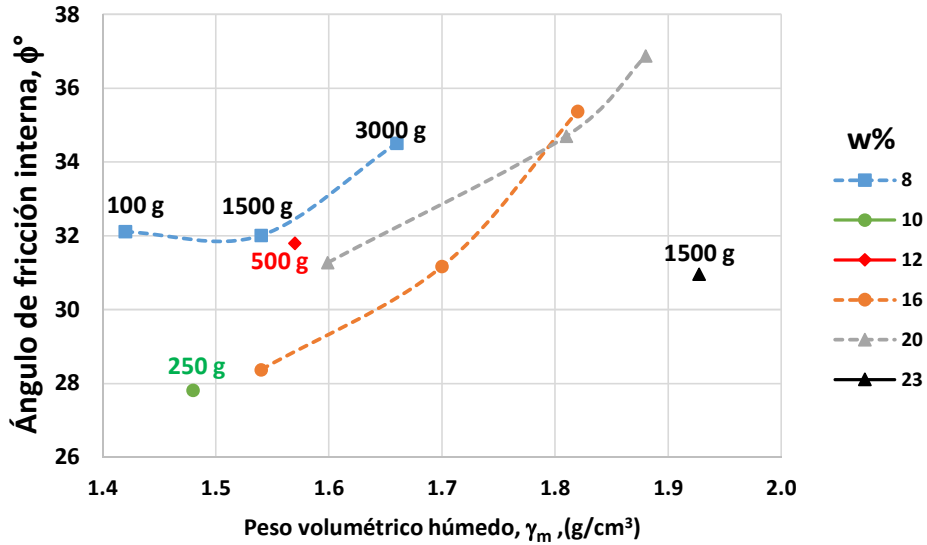


Figura 4. 22 Variación del ángulo de fricción interna con respecto al peso volumétrico húmedo

En la figura 4.23, se muestran los ángulos de fricción con respecto al peso volumétrico seco, en el cual se aprecia que para pesos volumétricos secos entre 1.4 y 1.6 g/cm<sup>3</sup>, se tienen ángulos competentes para el diseño (mayores de 30°). Si se conservan pesos volumétricos secos en la franja descrita, se puede asegurar estabilidad, recordando que las variables para obtener estos pesos volumétricos secos son el peso del pisón y el contenido de agua. Una recomendación es cuidar el contenido de agua con el que se está trabajando, entre más cercanos estemos del límite líquido corremos el riesgo de mostrar condiciones desfavorables.

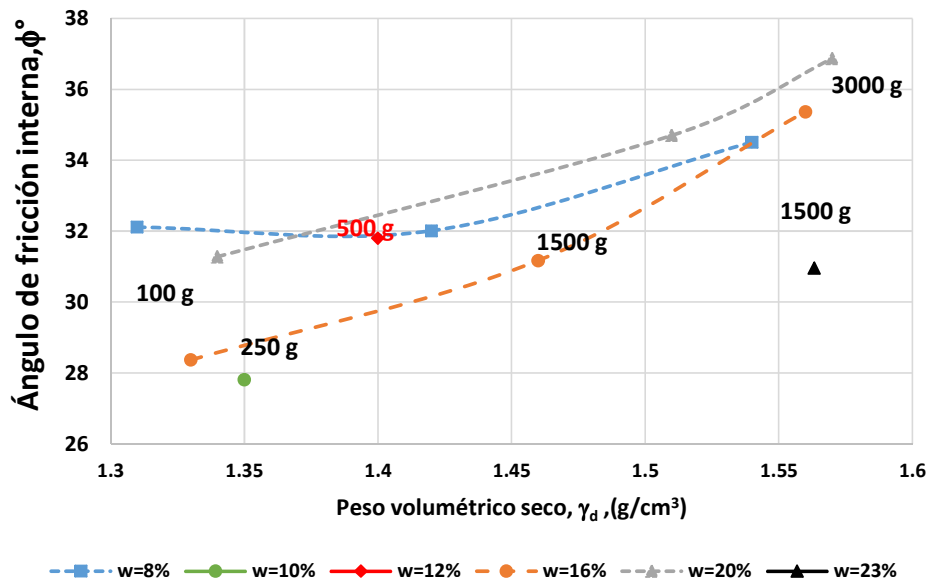


Figura 4. 23 Variación del ángulo de fricción interna con respecto al peso volumétrico seco

Otra forma de interpretar la figura anterior es observar la variación del ángulo  $\phi$  en cada peso del pisón (figura 4.24). Si se pone atención en el peso del pisón de 1500 g, con un contenido de agua de 23%, el ángulo  $\phi$  comienza a decrecer, esta cuestión ya se discutió, en este punto el grado de saturación afecta a la muestra.

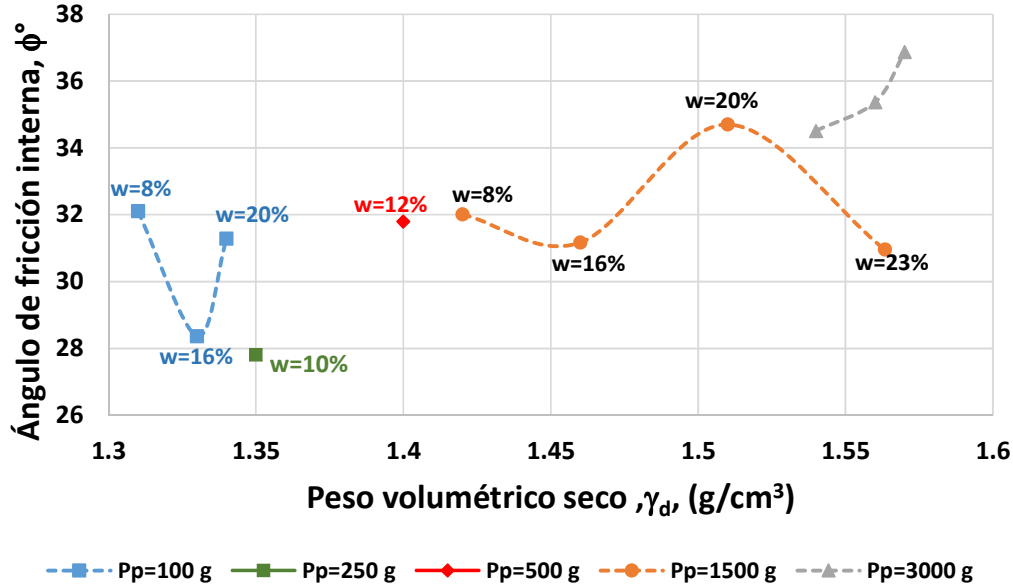


Figura 4. 24 Ángulo de fricción interna vs Peso volumétrico seco, al variar el peso de pisón

De forma análoga, en el análisis realizado en la concentración de sólidos, que prácticamente consiste en el mismo concepto, cantidad de sólidos en un volumen determinado, se realizó un ajuste polinómico de acuerdo a la tendencia mostrada (figura 4.25), confirmando que en cuanto mayor sea el peso volumétrico seco se obtienen mejores resultados de ángulo de fricción interna, esto debido a la reducción de volumen de vacíos, siempre teniendo la precaución de no formar muestras con contenidos de agua cercanos al límite líquido  $w_l$ . Entre mayor sea el peso volumétrico seco, los puntos de la gráfica tienden a estar más cercanos entre sí. La discusión de hacer puntos con menor peso volumétrico seco que los de la gráfica se reduce a que en este caso no es posible mantener una probeta firme, pues tenderíamos a colocarlo solo a volteo, teniendo una cantidad de vacíos mayor pudiendo obtener ángulos  $\phi$  no satisfactorios; en el caso del montaje de laboratorio resulta complicado este ejercicio, de igual forma para pesos volumétricos secos mayores a  $\gamma_d=1.6\text{ g/cm}^3$ , se dificulta, ya que según lo observado en la curva Peso del pisón vs relación de vacíos, se llega a un reducción de vacíos máxima; con lo cual es difícil obtener pesos volumétricos secos mayores al mencionado para este material, sumando que para formar estas muestras la inestabilidad por grado de saturación mayor se hace presente.

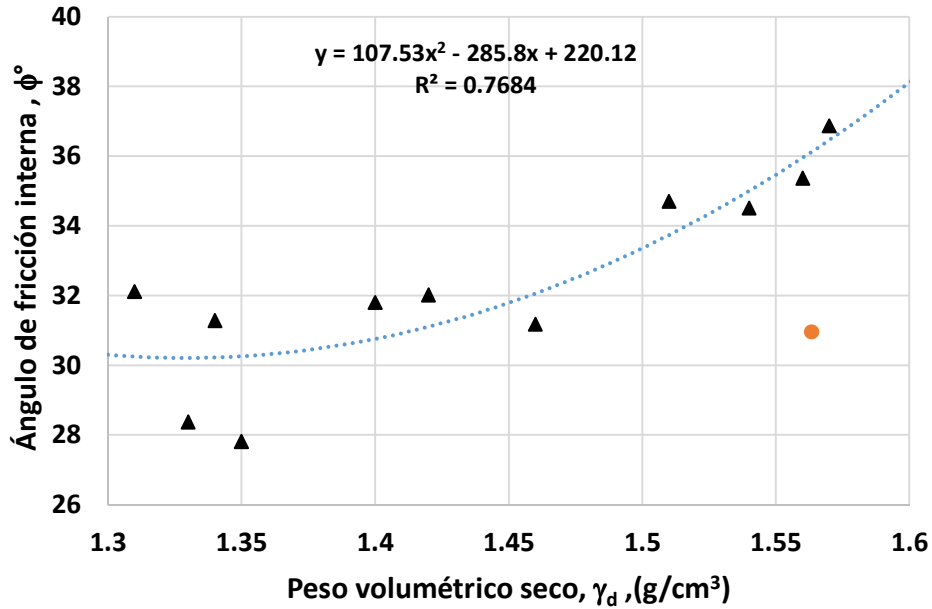


Figura 4. 25 Dispersión de los valores de ángulo de fricción al aumentar el Peso volumétrico seco

El comportamiento del ángulo de fricción interna en función del peso volumétrico seco, asociado al grado de saturación con el que se preparó la probeta; proporciona conclusiones interesantes para esta investigación.

En la figura 4.26 se puede observar que al aumentar el peso de pisón se obtienen pesos volumétricos más altos, por consecuente aumenta el valor del ángulo  $\phi$ . El decaimiento del valor de  $\phi$  cuando se trabaja con  $w=16\%$ , se reduce conforme se aumenta el valor del peso volumétrico seco  $\gamma_d$ , tal como se puede observar en las probetas formadas con el peso del pisón de 3000 g. De cierta forma al aumentar el peso del pisón, se logra que los pesos volumétricos sean muy cercanos entre sí; por ejemplo con el pisón de 3000 g, se tienen pesos volumétricos secos que varían apenas entre 1.54 y 1.57 g/cm<sup>3</sup>. En el caso de las probetas formadas con el pisón de 1500 g se tiene una variación de pesos volumétricos secos de 1.42 a 1.56 g/cm<sup>3</sup>, siendo este un rango más amplio y a su vez una variación en sus respuestas mecánicas; mientras que para el pisón de 100 g, como ya se discutió, el vacío causa una densificación, en donde se logran pesos volumétricos de igual forma muy cercanos. Si se pudiera ensayar probetas con compacidades relativas bajas sin vacío, se pudiera ver también una variación en sus propiedades mecánicas, similar a las de las formadas con el peso del pisón de 1500 g.

También se observa que a pesar de contar con pesos volumétricos altos, pero si cuenta con un grado de saturación alto; provoca una disminución a sus propiedades mecánicas, tal como sucede con la probeta formada con características ya descritas ( $P_p=1500$  g,  $w=23\%$ ,  $G_w=80\%$ ,  $\gamma_d=1.56$  g/cm<sup>3</sup>).

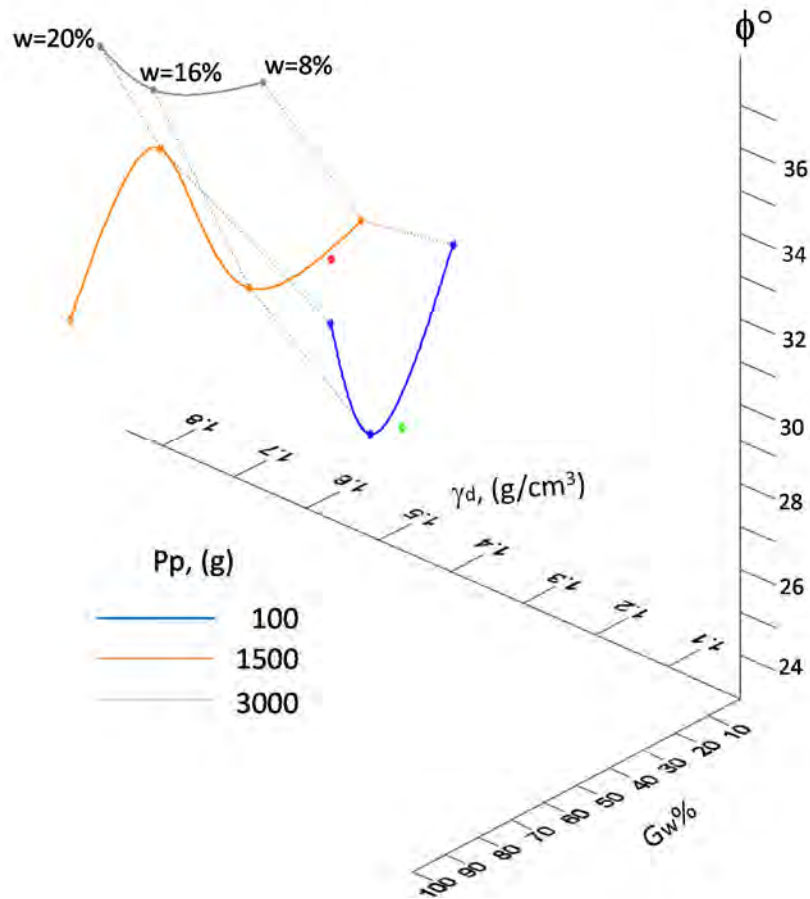


Figura 4. 26 Variación del ángulo  $\phi$  con respecto a  $G_w$  y  $\gamma_d$

## 4.7 Análisis de las curvas esfuerzo-deformación y de los módulos de elasticidad.

### 4.7.1 Comportamiento de las curvas esfuerzo deformación

Dentro de la presente investigación, las probetas ensayadas se programaron manteniendo un contenido de agua constante ( $w=8$ ,  $w=16$ ,  $w=20\%$ ) y se hizo variar el peso del pisón (100, 1500 y 3000 g); con los cuales se obtuvieron diferentes condiciones de compacidad relativa (relación de vacíos); que a su vez están asociadas a diferentes grados de saturación por la reducción de la relación de vacíos al aumentar el peso del pisón. Ante esta situación el comportamiento de las curvas esfuerzo-deformación varía en cada condición.

El comportamiento de cada serie depende de la relación de vacíos inicial de la muestra, en probetas con compacidad relativa baja (relación de vacíos alta), el jal analizado se comporta como una arena suelta, no desarrollando en ningún momento un pico en la resistencia máxima, ni tampoco un esfuerzo residual, estos



experimentan un aumento de la resistencia a cortante al incrementarse la deformación, un comportamiento denominado endurecimiento por deformación.

En otras condiciones de compacidad densa, las curvas esfuerzo deformación presentan comportamientos con una resistencia máxima (pico) y otras con en donde no define un pico; ya que las curvas dependen del nivel de esfuerzo de confinamiento, tal como se dijo en los antecedentes, los suelos granulares que se encuentran en estado denso, al ser ensayados con niveles de esfuerzo bajos, presentan un máximo de resistencia a deformación relativamente pequeña, si se aumenta la deformación, la resistencia al corte disminuye logrando observar un valor último o residual, en cambio sí se ensayan esfuerzos de confinamientos altos, no presentaran un pico.

Para observar los comportamientos descritos se presenta la figura 4.27 que muestra las curvas esfuerzo deformación en condición  $w=8\%$ . La probeta formada con el pisón de 100 g se comporta como una arena suelta, la del peso de pisón de 1500 g como una arena media y la formada con el pisón de 3000g se comporta como una arena densa, teniendo el esfuerzo desviador máximo  $q_{pico}$  con mayor valor que en las otras dos condiciones ( $P_p=100$  g y  $P_p=1500$ g); en esta última disminuye el pico al aumentar el esfuerzo de confinamiento.

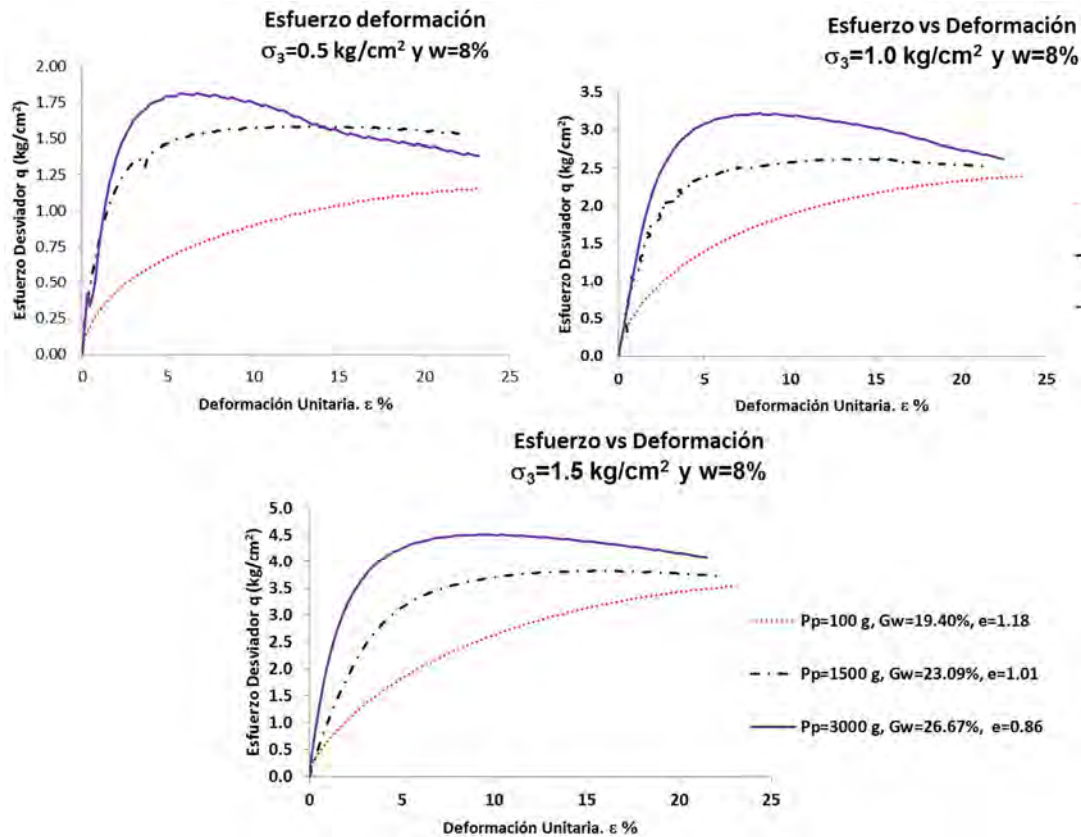


Figura 4. 27 Curvas esfuerzo-deformación  $w=8\%$

En la figura anterior, se observa también el grado de saturación de cada probeta, los cuales presentan valores bajos, por debajo de  $G_w=30\%$ ; sin embargo, a pesar de mantener el mismo contenido de agua, por la reducción de vacíos en cada una de las probetas, el grado de saturación aumenta.

Para el contenido de agua  $w=16\%$ , las curvas esfuerzo-deformación presentaron el mismo comportamiento que en las muestras realizadas con  $w=8\%$ , para las probetas formadas con el peso del pisón de 100 g, la curva se comporta como arena suelta; para las formadas con 1500 g como arena medianamente densa y finalmente para las probetas compactadas con el peso de pisón de 3000 g, como una arena densa. Nuevamente en las probetas con relación de vacíos menor; el pico en la curva esfuerzo-deformación disminuye al aumentar el esfuerzo de confinamiento (figura 4.25).

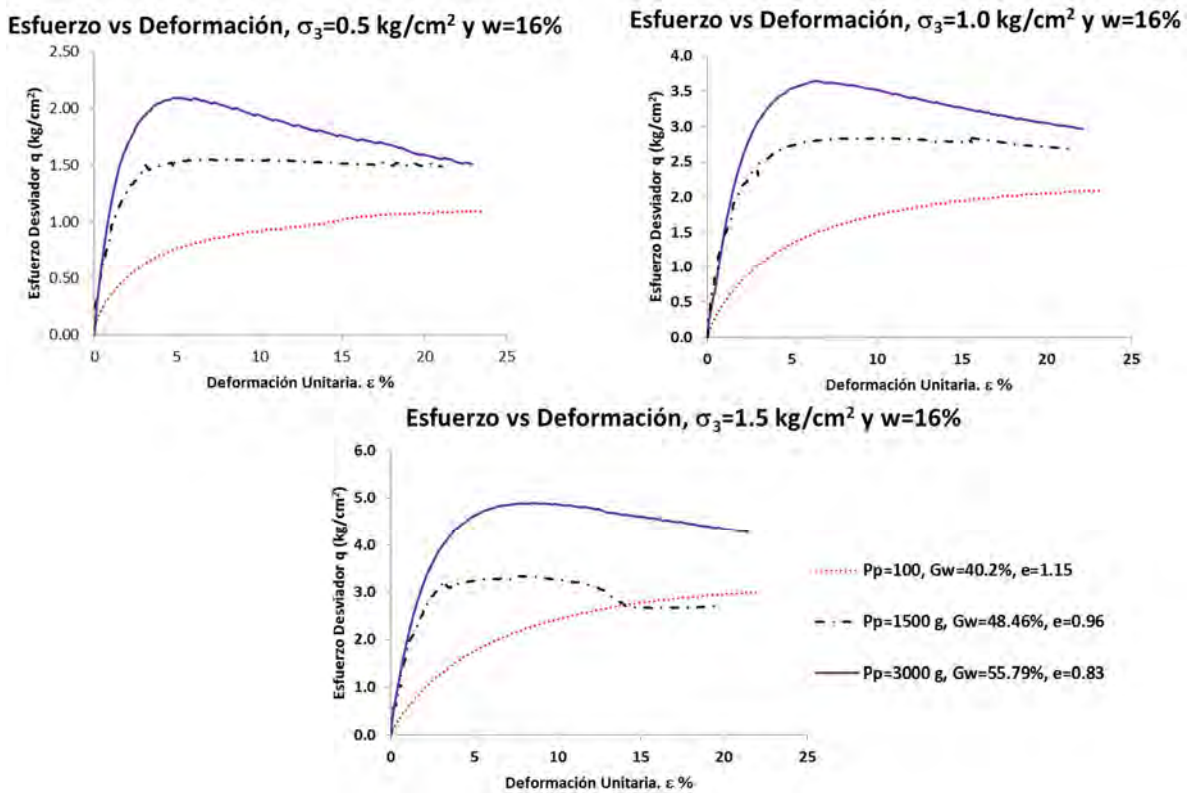


Figura 4. 28 Curvas esfuerzo-deformación  $w=16\%$

Finalmente para las curvas esfuerzo-deformación de las probetas formadas con contenido de agua  $w=20\%$ ; el efecto del aumento del grado de saturación comienza a ser notable. Las probetas formadas con el peso de pisón de 100 g, siguen comportándose como arena suelta; mientras que para las probetas formadas con los pesos de pisón de 1500 y 3000 g, presentan casi el mismo comportamiento. La disminución de la rigidez de las probetas formadas con el pisón de 3000 g, causadas por el aumento en el grado de saturación, provoca una curva esfuerzo-deformación

con menor pendiente, obteniendo casi los mismos valores que las probetas formadas con el peso de pisón de 1500 g (figura 4.29). El grado de saturación se convierte en un factor determinante en el comportamiento del jal estudiado; una imagen más clara se puede ver en la figura 4.30 y 4.31.

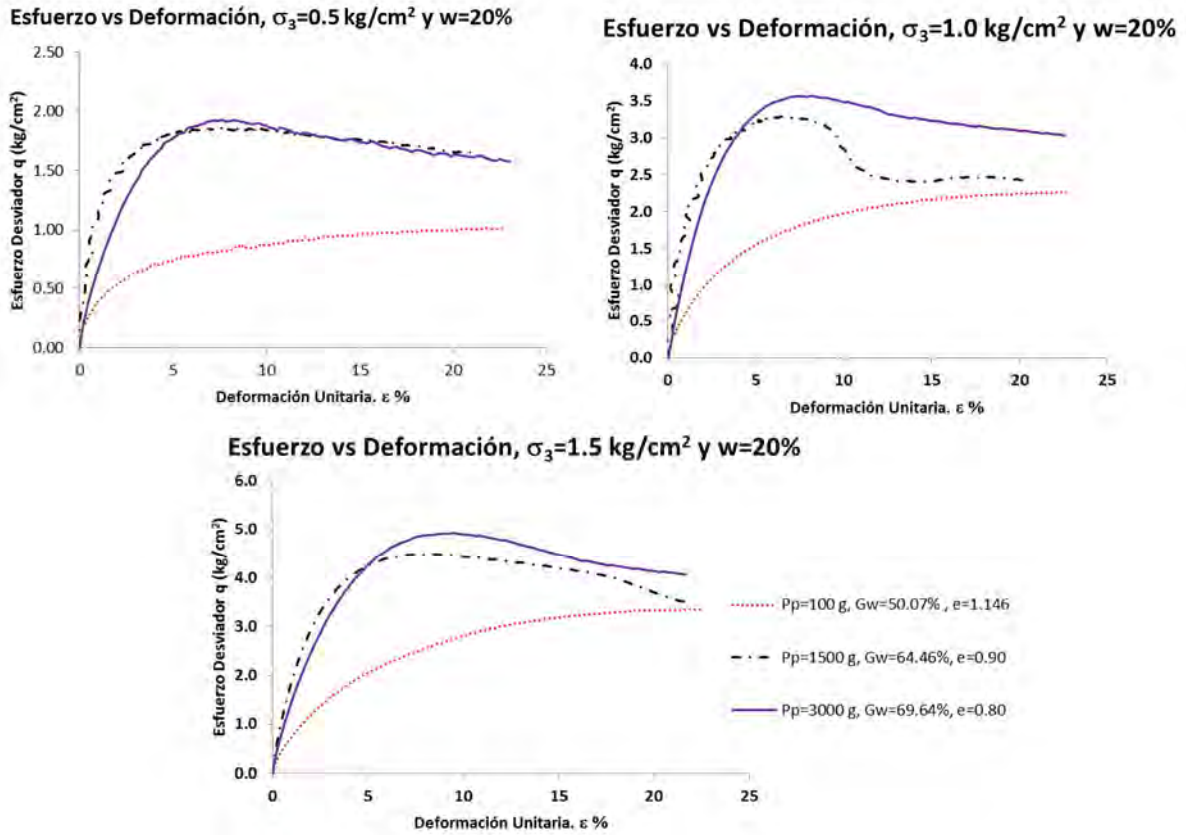


Figura 4. 29 Curvas esfuerzo-deformación  $w=20\%$ .

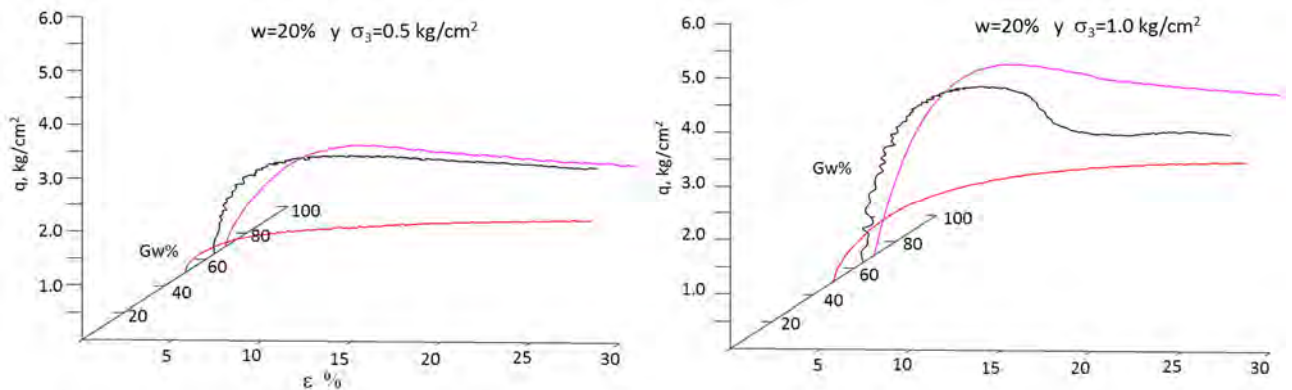


Figura 4. 30 Curvas esfuerzo-deformación en función del grado de saturación, esfuerzo  $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$  y  $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$

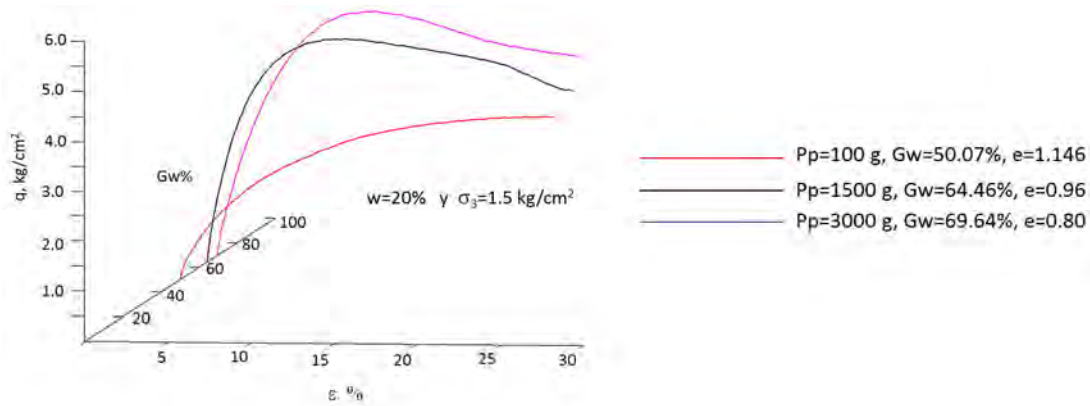


Figura 4. 31 Curvas esfuerzo-deformación en función del grado de saturación, esfuerzo  $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$

Las curvas de las probetas anteriores para cada esfuerzo de confinamiento, a pesar de tener relaciones de vacíos diferente, convergen casi en el mismo esfuerzo desviador y deformación unitaria residual. Este comportamiento se observa en la figura 4.32 en donde se presentan las probetas ensayadas en diferentes condiciones de compactación para un esfuerzo de confinamiento de  $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ ; lo mismo sucede para los esfuerzos de confinamiento  $\sigma_3$  de 0.5 y 1.5  $\text{kg/cm}^2$ .

### Esfuerzo vs Deformación, $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$

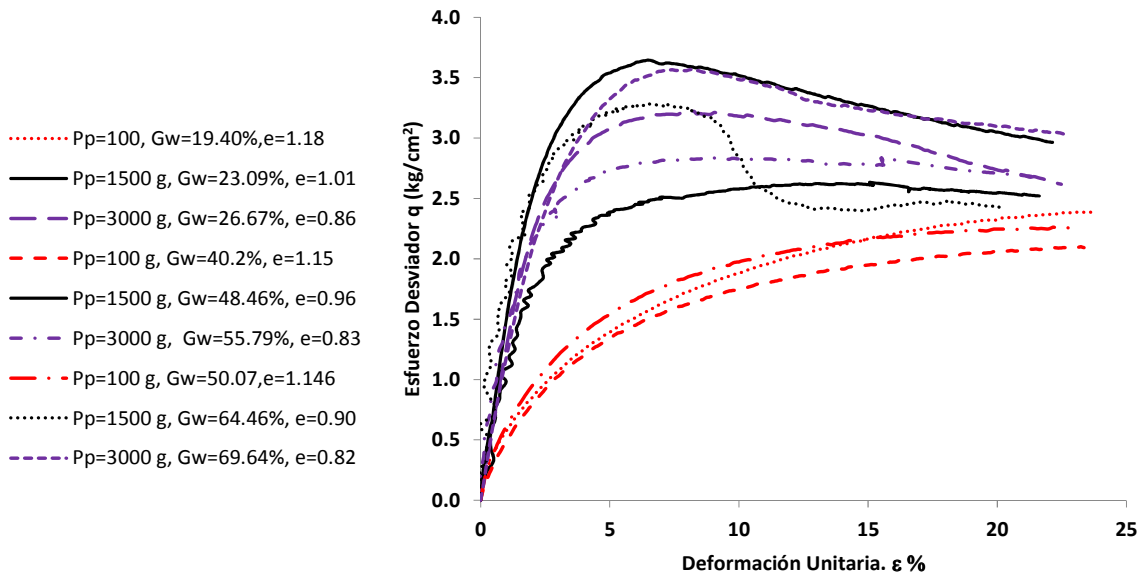


Figura 4. 32 Curvas esfuerzo – deformación para un esfuerzo  $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$

Un análisis en términos de esfuerzos efectivos en suelos parcialmente saturados, daría más herramientas para mejores conclusiones de las curvas esfuerzo deformación para cada condición de compactación, mediante un análisis de línea estable, definiendo si una muestra es suelta o densa.

### 4.7.2 Comportamiento del esfuerzo desviador máximo $q_{pico}$

De las curvas esfuerzo-deformación se obtienen los valores del esfuerzo desviador máximo  $q_{pico}$  para cada probeta ensayada. Con lo observado en las curvas esfuerzo-deformación de las figuras 4.27 a la 4.32; se concluye que mientras más pesado sea el peso del pisón, se obtienen probetas con mayor compacidad relativa, ocasionando que el valor de  $q_{pico}$  sea mayor que en las probetas compactadas con pisonos de menor peso.

Con el análisis del  $q_{pico}$ , se refuerza el concepto de que a mayor contenido de agua, se obtienen mejores resultados, causada por la disminución de la relación de vacíos (concepto de compactación); sin embargo, como ya se mencionó en las secciones anteriores, existe un grado de saturación que ya no favorece a la resistencia de la probeta; nuevamente en estas gráficas se puede notar este comportamiento cuando se supera un grado de saturación de  $G_w=60\%$ . En la figura 4.33 y 4.34 se muestran los valores de  $q_{pico}$  con respecto al contenido de agua y grado de saturación para las probetas ensayadas con un esfuerzo de confinamiento  $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ .

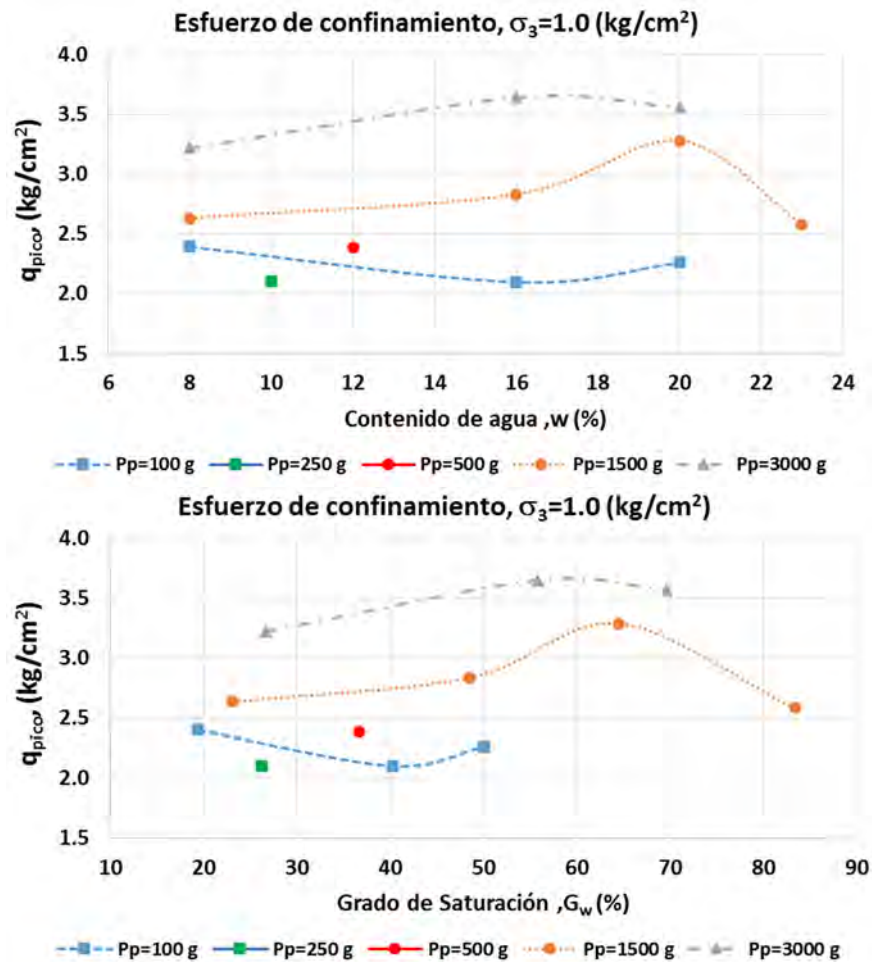


Figura 4. 33 Variación del  $q_{pico}$  en función del contenido de agua y grado de saturación



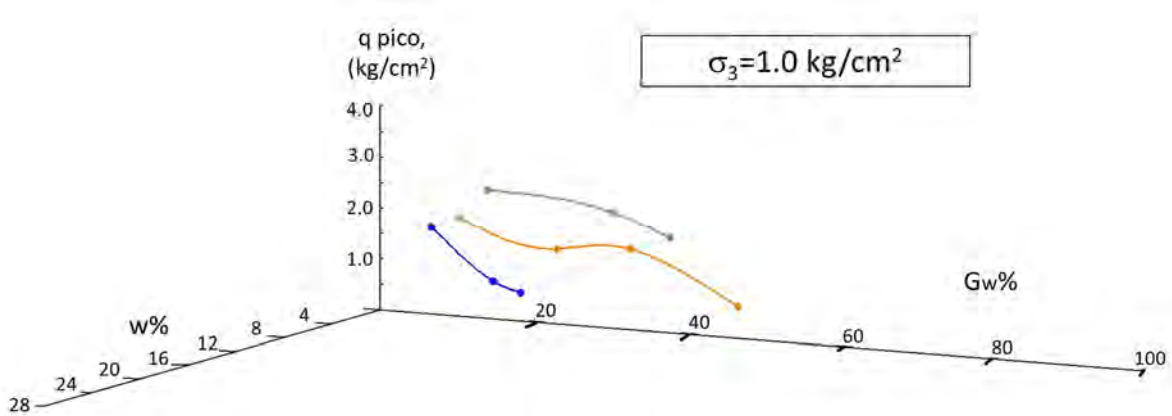


Figura 4. 34 Visualización 3D de  $q_{pico}$  en función de “w” y “G<sub>w</sub>”

#### 4.7.3 Comportamiento de los módulos de elasticidad $E_{50}$ en función del esfuerzo de confinamiento

En la figura 4.35 se presentan los módulos elásticos  $E_{50}$  para las probetas con un confinamiento de  $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ , pudiéndose ver un decremento considerable al aumentar el Grado de Saturación (mayores a  $G_w=60\%$ ), el mismo efecto pasa en las probetas ensayadas con esfuerzos de confinamiento 0.5 y 1.5  $\text{kg/cm}^2$  (Observar anexos). Las probetas en su formación se inician con un cierto contenido de agua, que al ir aumentando éste, se logra el ingreso de más sólido (concepto de compactación), logrando aumentar la rigidez de la muestra; sin embargo, con cierta cantidad de agua, este proceso se invierte, es decir, ya no se logra aumentar la cantidad de sólidos, si no de agua, haciendo a la probeta menos rígida.

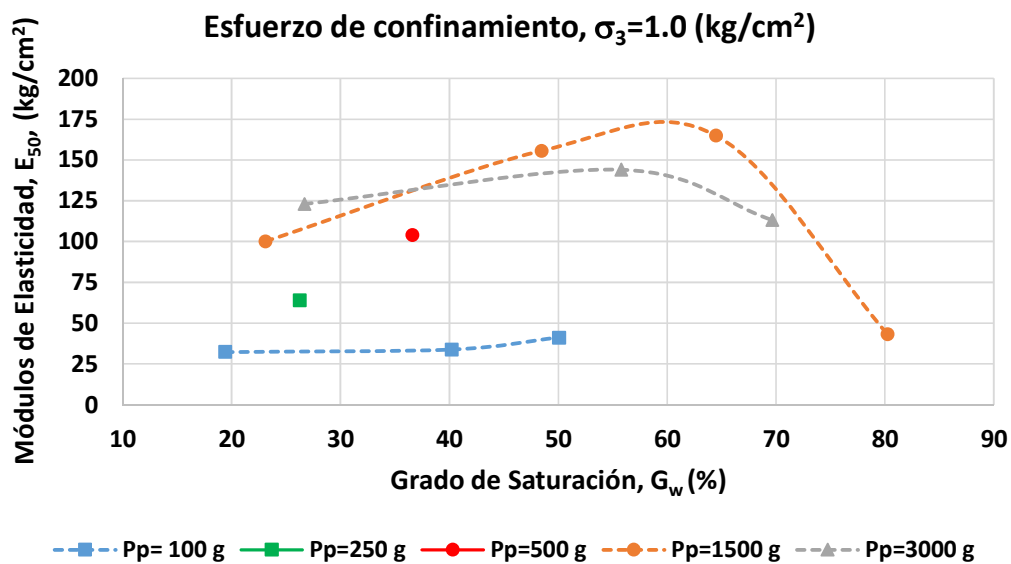


Figura 4. 35 Módulos de elasticidad vs Grado de Saturación, al variar el peso de pisón

De cada serie de prueba triaxial se ensayaron tres probetas, uno para cada esfuerzo de confinamiento. En las figuras siguientes se observa cómo influye el esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ) en la magnitud del módulo de elasticidad  $E_{50}$ , entre mayor sea el esfuerzo  $\sigma_3$ , el módulo  $E_{50}$  también aumenta. Reafirmando lo descrito en el párrafo anterior, el grado de saturación influye de igual forma en el valor del módulo elástico, su comportamiento tiene similitud a una curva de compactación Proctor, en donde tiende a subir a un máximo y después desciende

En la figura 4.36 se observan los módulos elásticos de las probetas compactadas con el pisón de 1500 g para diferentes contenidos de agua; para el contenido de agua de 23% se cuenta con un  $G_w=80\%$  y  $\gamma_d=1.56 \text{ g/cm}^3$ , con estas condiciones los módulos elásticos son menores que los anteriores, a pesar de contar con una relación de vacíos menor, es aquí donde se observa la influencia del grado de saturación  $G_w$ .

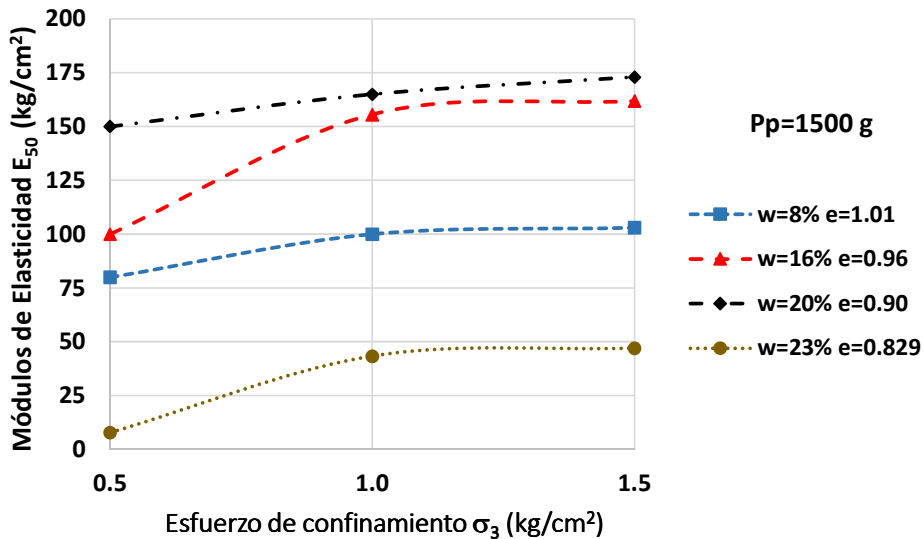


Figura 4. 36 Módulos de elasticidad de probetas formadas con el  $P_p=1500 \text{ g}$  y diferentes contenidos de agua

#### 4.7.4 Comportamiento de los módulos de elasticidad “ $E_{50}$ ” en función del Peso volumétrico seco y del Grado de Saturación

En la figura 4.37 se hace una comparación de los diferentes módulos de elasticidad con respecto al peso volumétrico seco, para valores menores de peso volumétrico seco, el módulo presenta valores pequeños, los cuales se van incrementando conforme crece el peso volumétrico seco. La figura 4.30 parece indicar que al aumentar el peso volumétrico seco a un valor  $\gamma_d=1.55 \text{ g/cm}^2$ , aproximadamente, el valor del módulo elástico disminuye, esta conclusión no es del todo cierto; ya que estas probetas fueron formadas con contenidos de agua mayores, aumentando el



grado de saturación y disminuyendo la rigidez de la probeta. Si se formaran probetas con menor contenido de agua y mayor peso del pisón se obtendrían iguales pesos volumétricos mayores a  $\gamma_d=1.55 \text{ g/cm}^3$ , pero con una rigidez mayor.

Para complementar la relación entre el grado de saturación con los módulos de elasticidad, se presenta la figura 4.38 en la que se observa, de acuerdo con los ensayos realizados, que al llegar a un grado de saturación mayor a 60%, los módulos de elasticidad comienzan a decrecer, concluyendo claramente que el valor del módulo de elasticidad depende casi en su totalidad del grado de saturación  $G_w$ . Para una estabilidad mayor se recomienda buscar pesos volumétricos de jales con saturación entre  $50 \leq G_w \leq 60\%$  que proporcionen ángulos de fricción interna mayores a  $30^\circ$ .

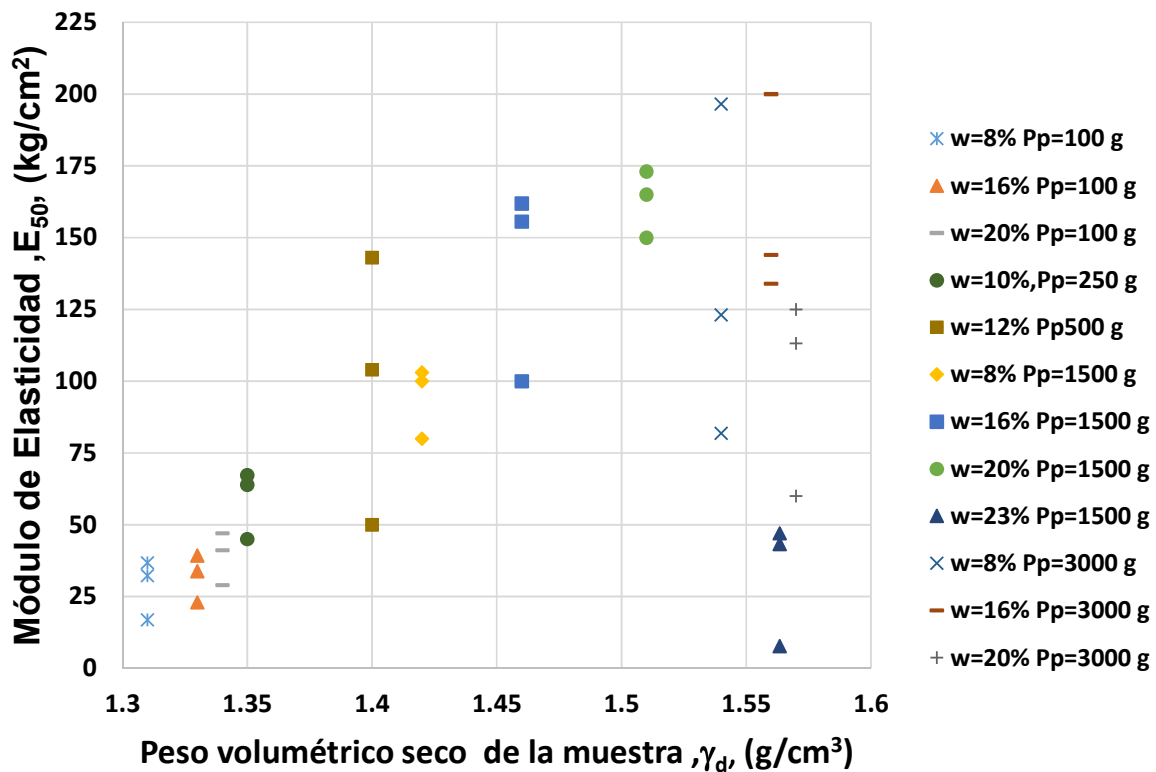


Figura 4. 37 Variación del módulo de elasticidad  $E_{50}$  con respecto al peso volumétrico seco de la muestra

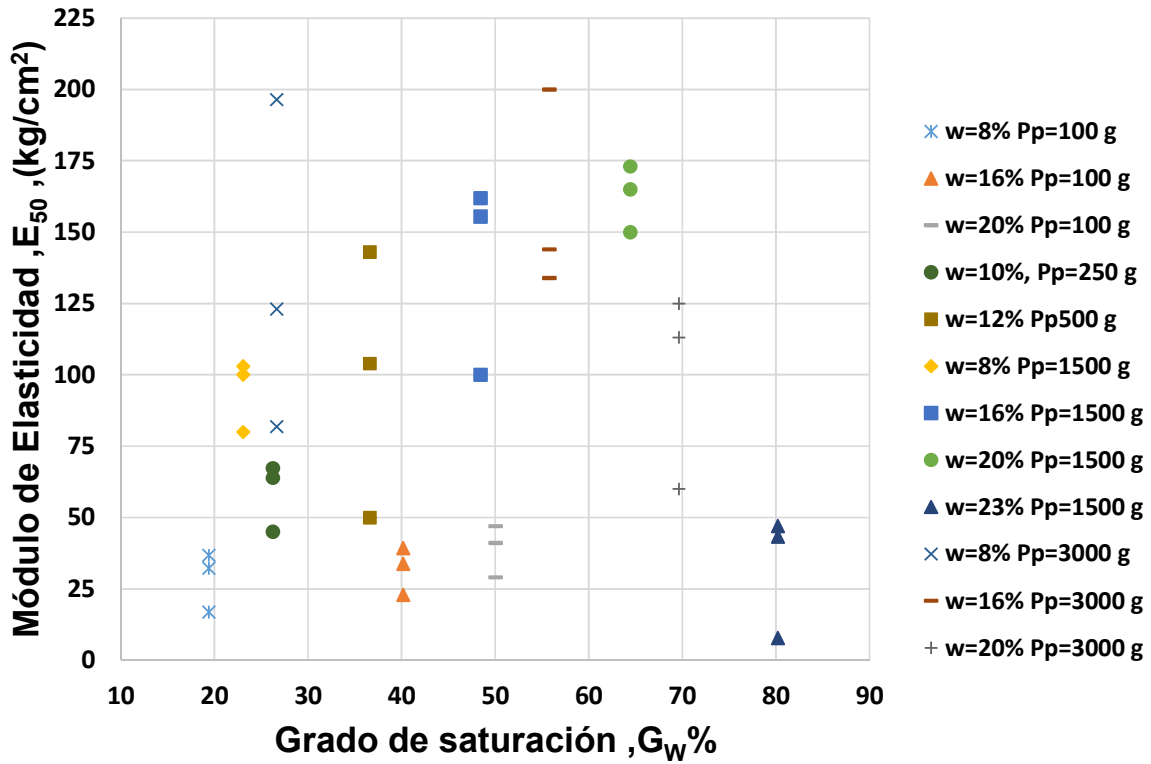


Figura 4. 38 Variación del módulo de elasticidad  $E_{50}$  en función del Grado de Saturación

#### 4.8 Visualización de resultados en escala de colores

Como se dijo en los objetivos de la tesis, este trabajo tiene como finalidad proporcionar recomendaciones del proceso constructivo de un depósito de jales mediante el uso de jal prensado. Con el prensado se logra un estado del jal en condición semiseca, en este estado el jal se puede extender y compactar, mejorando sus condiciones mecánicas.

Durante el proceso de compactación, las variables que más influyen en el control de calidad son: el peso volumétrico seco y contenido de agua; por lo cual, la tesis se enfocó a la variación de los parámetros mecánicos al obtener diversas condiciones de compactación. El esfuerzo desviador máximo  $q_{pico}$ , está asociado al valor obtenido de módulo de elasticidad  $E_{50}$ ; ante esta situación, conviene tener una visualización de estos parámetros dentro de la variación del peso volumétrico seco y el contenido de agua; teniendo como objetivo ubicar una zona en donde se encuentren las mejores condiciones de estabilidad.

En la figura 4.39, la escala de colores se refiere a los valores de  $q_{pico}$  y las curvas de isovalores corresponden al valor de  $E_{50}$ ; ambos para un esfuerzo de confinamiento  $\sigma_3=1.0$  kg/cm<sup>2</sup>. Con esta visualización se puede detectar una zona donde se presentan valores de  $q_{pico}$  y de módulos  $E_{50}$  altos; gráficamente se observa que en la zona de color rojizo se tiene una combinación favorable de estos dos

parámetros mecánicos. La figura también muestra que para contenidos de agua mayores a  $w=20\%$ , disminuyen ambos parámetros ( $E_{50}$  y  $q_{pico}$ ). Con estas consideraciones se concluye que la mejor condición de este jal, se encuentra cuando se trabaja con contenidos de agua entre 15 y 20%, y pesos volumétricos secos superiores a  $\gamma_d=1.45\text{g/cm}^3$ ; visiblemente se ve la disminución de las propiedades mecánicas cuando se supera un contenido de agua mayor a  $w=20\%$ .

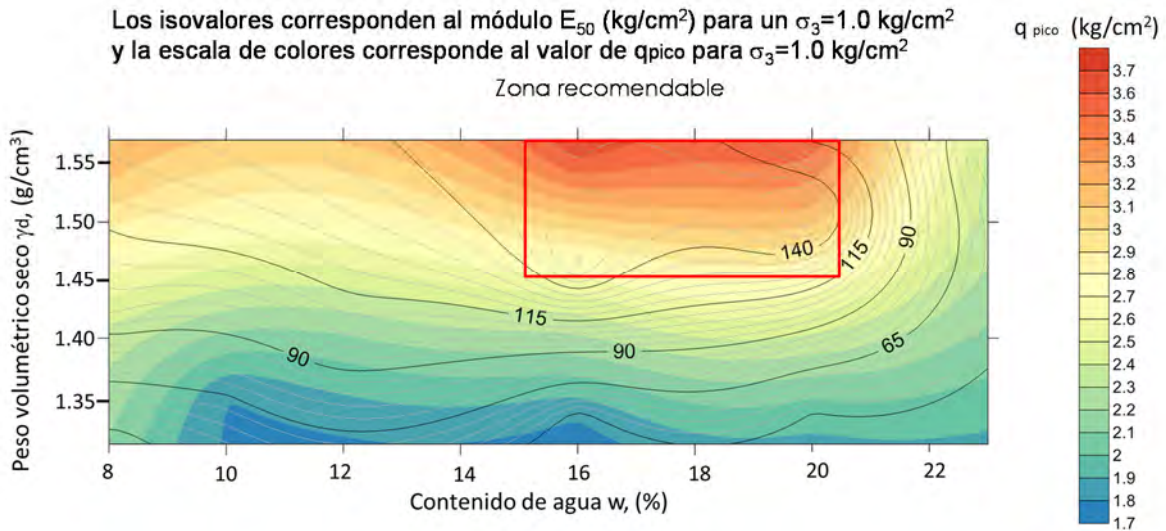


Figura 4. 39 Visualización de resultados, variación del esfuerzo  $q_{pico}$  y módulos elásticos  $E_{50}$

El ángulo de fricción interna  $\phi$ , es un parámetro de suma importancia para cuestiones de diseño y de análisis de estabilidad de los taludes de los depósitos de jales. Además del esfuerzo desviador máximo  $q_{pico}$ , es necesario controlar el ángulo de fricción interna en los procesos de compactación del jal semiseco analizado; debido a que el ángulo de fricción se encuentra asociado a la resistencia al esfuerzo cortante. Compactar a una compacidad baja provocara un ángulo de fricción baja, de igual forma sucede cuando se coloca el material con grado de saturación mayor.

Con una visualización similar a la figura anterior, se puede localizar una zona en donde se obtengan ángulos de fricción favorables y que no se vean afectados por la disminución de la rigidez por el grado de saturación.

La visualización se ha realizado en la figura 4.40; en donde la escala de colores ahora representa a los ángulos de fricción y las curvas de isovalores representan los módulos elásticos  $E_{50}$ , para un esfuerzo confinante  $\sigma_3=1.0\text{ kg/cm}^2$ . Nuevamente se observa una zona en donde se puede contar con ángulos de fricción mayores a los  $30^\circ$  y módulos elásticos superiores a  $E_{50}=120\text{ kg/cm}^2$ ; la franja recomendada se encuentra entre los contenidos de agua que van de  $w=15\%$  hasta  $w=20\%$  y pesos volumétricos mayores a  $\gamma_d=1.45\text{ g/cm}^3$ . Se observa también la influencia de

contenidos de agua superiores a  $w=20\%$ , en donde se presenta una disminución tanto de ángulos de fricción interna y de módulos elásticos  $E_{50}$ .

Las visualizaciones realizadas, presentan un resumen del trabajo ejecutado en la presente tesis.

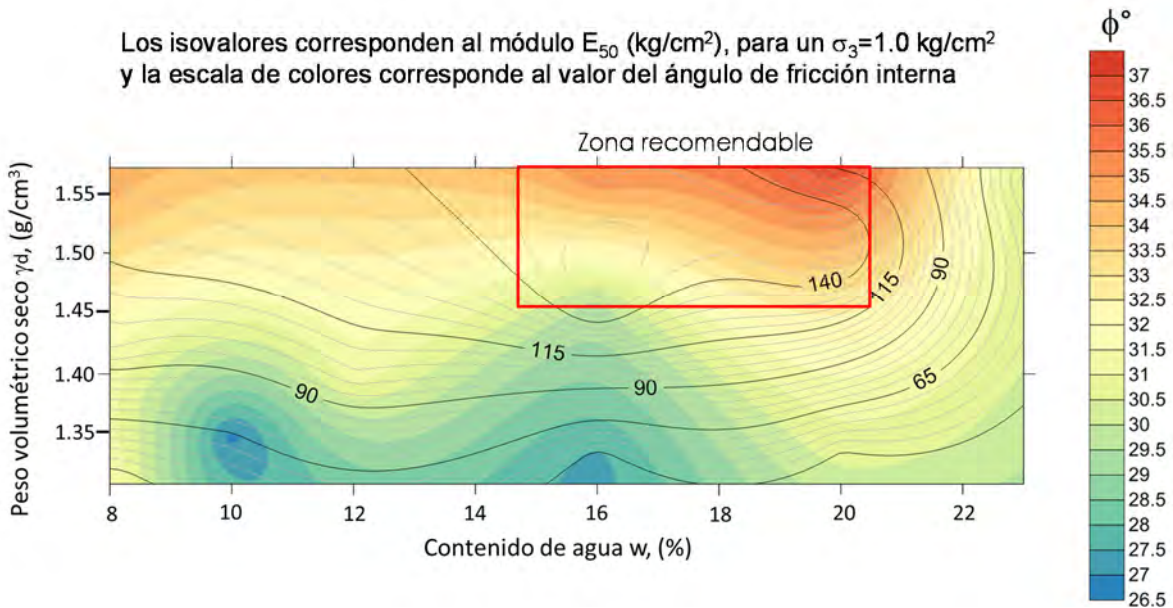


Figura 4. 40 Visualización de resultados, variación del ángulo de fricción interna y módulos elásticos  $E_{50}$

#### 4.9 Comparación de los ángulos de fricción obtenidos por Trayectoria de Esfuerzos Totales (TET) y Mohr-Coulomb (M-C)

Aunque ambos métodos tienen diferente criterio, se trató de realizar una comparativa de los ángulos obtenidos en cada uno de ellos.

En cada serie triaxial se obtuvieron 3 ángulos de fricción interna mediante la pendiente M obtenida por la Trayectoria de Esfuerzos Totales ( $\phi_{TET}$ ) y un ángulo  $\phi_{M-C}$  por la ley de resistencia Mohr-Coulomb.

Luego de revisar los resultados se encontró que para fines prácticos, basta con ensayar una probeta para obtener el ángulo de fricción interna por TET y tomarlo como valor preliminar, siempre y cuando se corrobore con el valor obtenido de la serie triaxial analizada por Mohr-Coulomb. Las probetas ensayadas determinaron una dispersión si se calcula el ángulo de fricción para cada nivel de confinamiento, al no observarse el mismo valor de  $\phi$  en cada pendiente de la serie. En la figura 4.41 se observa una gráfica en donde para cada valor de  $\phi$  obtenido por M-C se tienen 3 valores de  $\phi$  calculadas por TET, una por cada nivel de confinamiento. Se realizó una regresión lineal para los ángulos obtenidos por cada nivel de confinamiento,

observando que al aumentar el valor de  $\sigma_3$ , el ajuste lineal indica que se obtienen valores menores a los obtenidos por Mohr-Coulomb.

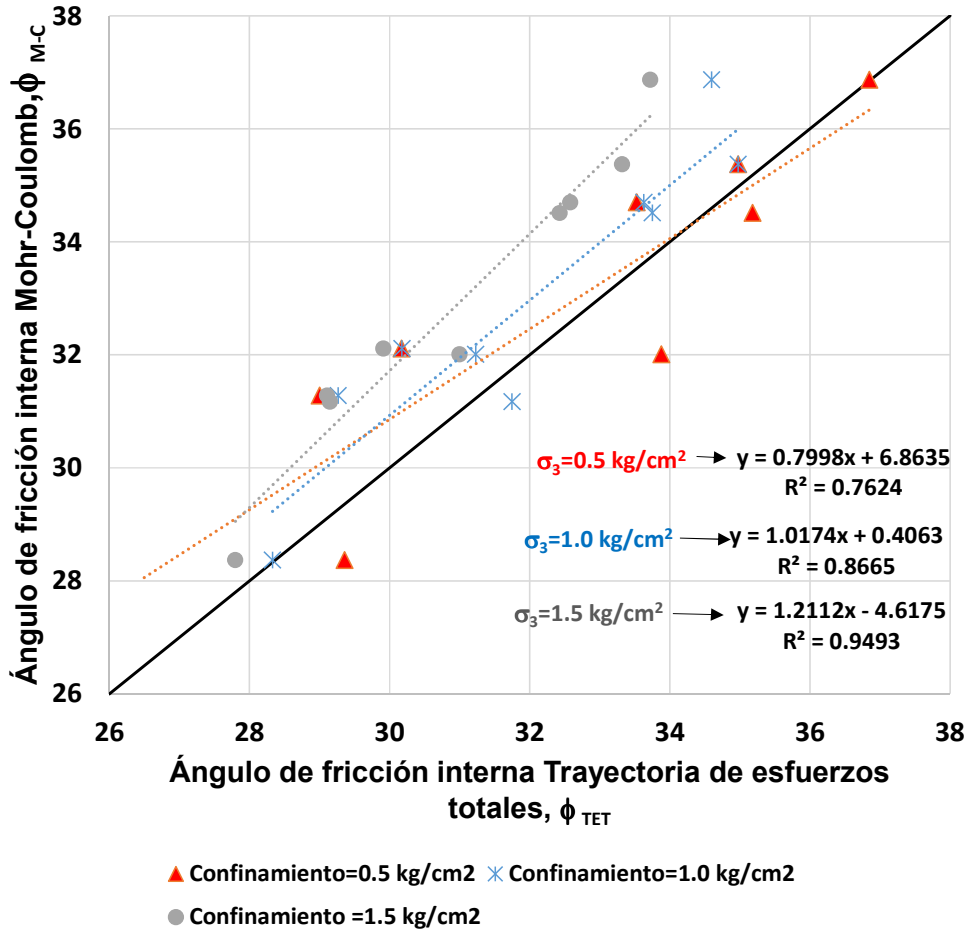


Figura 4. 41 Comparación de  $\phi_{MC}$  vs  $\phi_{TET}$ , para cada confinamiento

Para los ángulos tomados con las pendientes M con un valor de confinamiento de  $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ , se tiene una dispersión mayor, esta disminuye con los  $\phi$  obtenidos con  $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ , aunque estos valores comienzan a ser menores que los calculados por Mohr-Coulomb, separándose más de la línea de 45° que indica una relación uno a uno (Condición donde ambos valores de  $\phi$  son iguales). Los ángulos calculados con un confinamiento  $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$  presentan una tendencia clara, que se ve reflejada en el valor de correlación, al obtener los valores de  $\phi$  con esta tendencia se observa que los valores con respecto a M-C, son menores.

Si se normaliza cada ángulo  $\phi$  calculado por Trayectoria de esfuerzos totales TET con respecto al obtenido por Mohr-Coulomb M-C; se puede observar si los valores encontrados por TET son mayores o menores que por M-C (Figura 4.38). Lo descrito en el párrafo anterior se confirma nuevamente, los valores de los ángulos calculados

con la pendiente M de las probetas confinadas con  $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$  presentan valores menores que los calculados por Mohr-Coulomb, hasta en un  $0.9\phi_{M-C}$ .

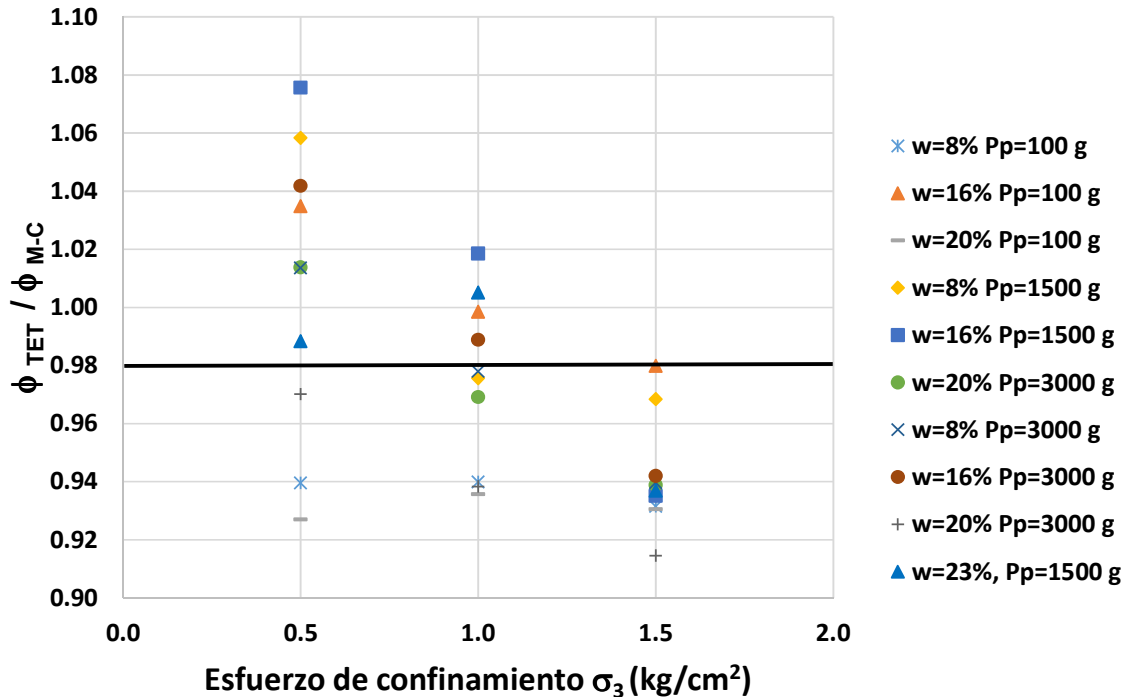


Figura 4. 42 Ángulos TET normalizados con respecto al obtenido por M-C

Para tener una mejor aproximación en la estimación del ángulo de fricción que se puede obtener por Mohr-Coulomb mediante la pendiente M tomada por una probeta; se recomienda calcular dicha pendiente a la correspondiente al esfuerzo de confinamiento  $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ , para después recalcularla con la ecuación obtenida de la regresión lineal de la figura 4.41; en donde el valor de “x” corresponde al ángulo calculado por la pendiente M y “y” corresponde al valor aproximado del ángulo Mohr-Coulomb.

Para fines de comprobar la tendencia de las regresiones lineales obtenidas, se programaron dos series extras, las cuales corresponden a las probetas formadas con los pesos del pisón y contenidos de agua de: Pp=500 g, w=12% y Pp=250 g, w=10%. Igual que en el caso de las otras series, se calculó un ángulo de fricción interna por medio de la pendiente M para cada esfuerzo de confinamiento.

Posteriormente a las series extras, se les realizó el recalcu del ángulo  $\phi_{TET}$  obtenido por la pendiente M correspondiente a un esfuerzo  $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ , para así saber su posible valor en Mohr-Coulomb. En el caso de la serie ensayada con Pp=250 g y w=10%, se calculó un ángulo de fricción interna por Trayectoria de esfuerzos totales de  $\phi_{TET}=26.33^\circ$ ; con el recalcu se llegó a un valor de  $27.27^\circ$ ; con

el cual se aproxima considerablemente al valor obtenido de la serie triaxial por Mohr-Coulomb.

Para la probeta formada con  $P_p=500$  g y  $w=12\%$ , la corrección que le corresponde para un  $\phi_{TET}=30.72$ , se obtuvo un valor recalculado de  $\phi_{TET}=32.59^\circ$ , el cual se aproxima al obtenido en la serie triaxial por Mohr-Coulomb. Estas correcciones son aplicables dentro del rango analizado, que en general presentan un buen ajuste; el cual fue comprobado con las series extras descritas.

Para tener una idea más clara de lo dicho en este párrafo se muestra la tabla 4.5; además en la figura 4.43 se observa la ubicación de los puntos experimentales extras descritos, con los cuales se comprueba la tendencia mostrada en la figura.

Tabla 4. 5 Estimación del valor del Ángulo obtenido por Mohr Coulomb mediante la pendiente M de la probeta correspondiente a un esfuerzo  $\sigma_3=1.5$  kg/cm<sup>2</sup>

Pp	w	$\phi_{TET}$ Experimental	$\phi_{TET}$ Recalculado	$\phi_{M-C}$
g	%	°	°	°
250	10	26.33	27.27	27.81
500	12	30.72	32.59	31.80

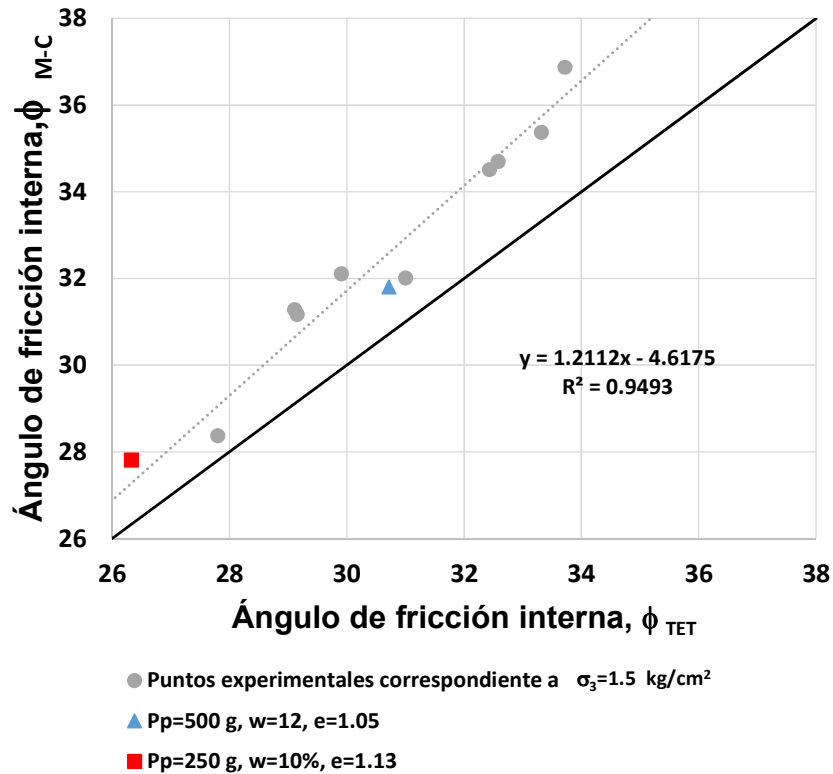


Figura 4. 43 Correlación entre los ángulos calculados por Mohr-Coulomb y la pendiente M correspondiente al esfuerzo de confinamiento  $\sigma_3=1.5$  kg/cm<sup>2</sup>



Si se toma la envolvente M en las trayectorias de esfuerzos TET, se obtiene un valor de  $\phi$ , este es un promedio de las tres pendientes de cada una de las probetas; que al compararse con el  $\phi$  obtenido por M-C, presenta una mejor correlación. Aunque en general la Trayectoria de esfuerzos es de mayor utilidad para suelos saturados (CU); en pruebas UU resulta útil, sobre todo para tener una comparación de resultados. En la regresión lineal se obtuvo un coeficiente de correlación  $R^2=0.9221$ , indicando un comportamiento menos disperso, obteniendo valores de  $\phi_{TET}$  menores a los calculados con la ley de resistencia Mohr-Coulomb; mostrándose una línea de tendencia casi paralela a la línea de 45° (figura 4.44).

Como ya se dijo, dos de los tres ensayos que se programaron de manera extra sirvieron para comprobar la tendencia de la relación TET vs M-C. Las series extras confirmaron nuevamente que el valor calculado por Trayectoria de esfuerzos totales tiende a tener un valor menor al obtenido por Mohr-Coulomb.

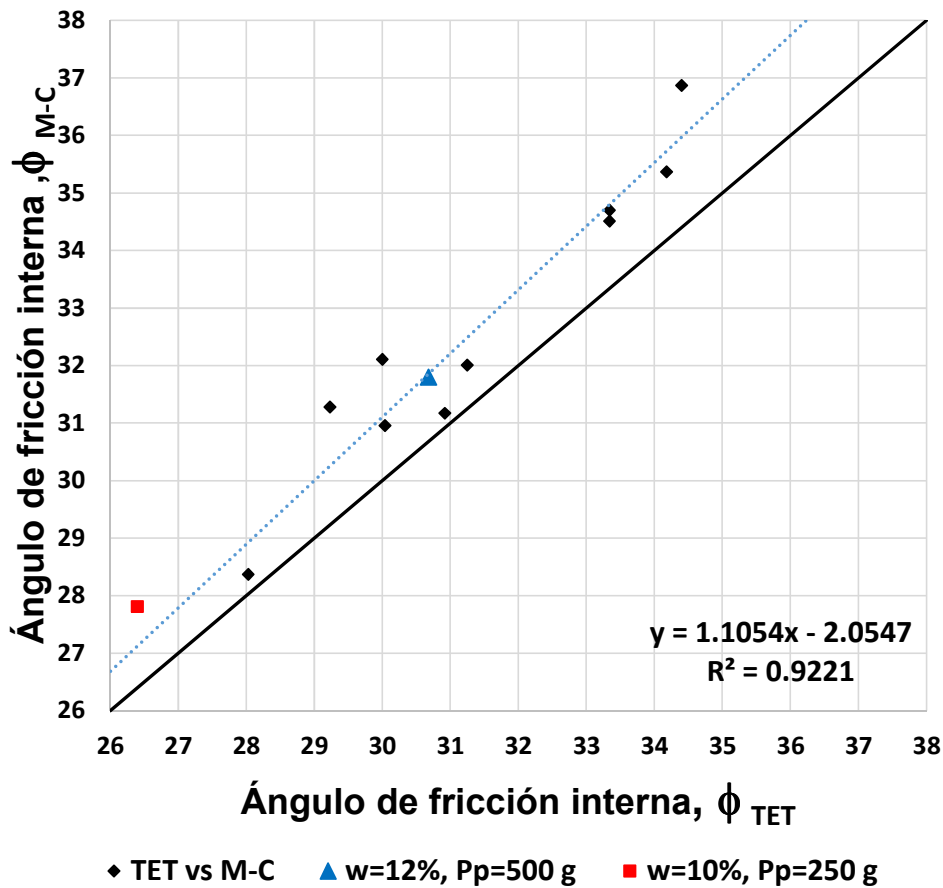


Figura 4. 44  $\phi_{TET}$  VS  $\phi_{M-C}$

## 5. Conclusiones y Recomendaciones

### 5.1 Características del material

- El jal proviene del municipio de Topia, Durango perteneciente a la empresa Greath Panther, que reporta al año 2013 una producción de plata, oro, zinc y plomo. La muestra se clasifica (SUCS) como “SM- Arena Limosa”, cuenta con una densidad relativa de sólidos  $G_s=2.86$  con índice de plasticidad muy bajo. La tabla 5.1 presenta el resumen de las propiedades obtenidas, las cuales presentan características similares a los estudios realizados con anterioridad por otros autores.

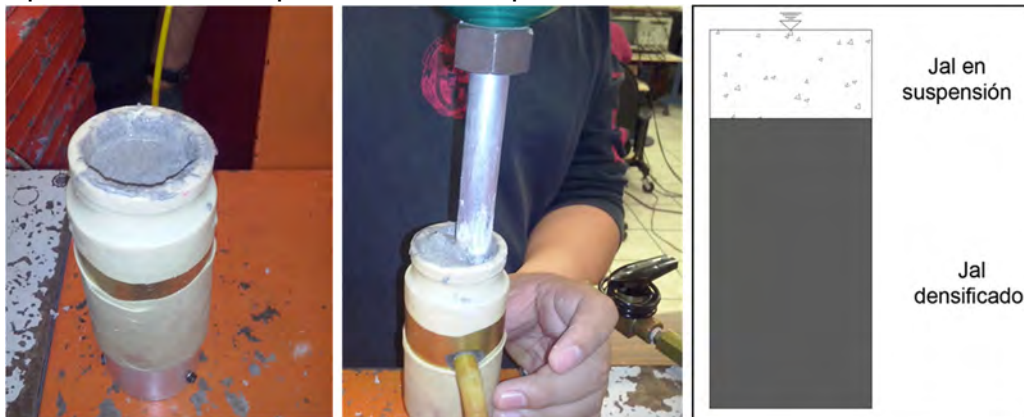
Tabla 5. 1 Resumen de las propiedades índice de la muestra analizada

Propiedades índice		
<b>Granulometría</b>		
Grava	G%	0.00
Arena	S%	61.80
Finos	F%	38.20
<b>Límites de consistencia.</b>		
Límite líquido	$w_L\%$	26.46
Límite plástico	$w_p\%$	NP
Índice de plasticidad	IP%	NP
<b>Densidad relativa de sólidos.</b>		
Densidad relativa de sólidos	$G_s$	2.86
<b>Clasificación SUCS</b>		
Arena limosa		SM

- La etapa de formación de probetas (compactación por amasado) es de suma importancia analizar el comportamiento de las propiedades volumétricas bajo condiciones distintas.
- El factor más importante dentro de la reducción de la relación de vacíos es el peso del pisón. El valor de “e” se vuelve casi asintótico a partir de cierto peso del pisón con un mismo contenido de agua. La variación de “e” con el peso del pisón es similar al de los estudios realizados en otros jales.
- La combinación de las variables: peso del pisón y el contenido de agua, dominan el comportamiento del grado de saturación; para pesos del pisón bajos, en un mismo rango de contenidos de agua se logran grados de saturación bajos, mientras que al aumentar el peso del pisón el  $G_w$  aumenta,

influyendo la reducción de volumen de vacíos y aumentando el volumen de agua.

- Se trabajó con probetas con un grado de saturación de 18 a 80% aproximadamente, con lo que se asegura ensayar probetas parcialmente saturadas.
- No se define una curva de compactación común, es decir no da muestra de tener una rama seca y una rama húmeda, pero el comportamiento es similar con todos los pisones, teniendo altibajos en el valor del peso volumétrico seco.
- En el proceso de compactación por amasado, después de tener un grado de saturación mayor a 70%, la muestra no se forma de manera homogénea, concentrándose la parte sólida al fondo del molde y creando un tirante de agua más fino en la parte superior (figura 5.1). Ante estas condiciones la muestra ya no es del todo representativa, la parte superior tiene aspecto de suspensión mientras que la parte inferior presenta una densificación importante, por lo que se considera que este método de conformación de probetas no es representativo después de un  $G_w=70\%$ .



*Figura 5. 1 Probeta con muestra no integral*

- La realización de ensayos en la cámara de alambres favorece a la veracidad de los resultados debido a que la fricción que se genera es muy baja, principalmente en muestras de compacidad baja en donde la resistencia a la fricción sería un impedimento para conocer la resistencia real de la muestra. Con una celda de carga sumergible se considera suficiente para tomar lecturas de carga confiables.
- Las muestra con contenidos de agua y grados de saturación mayores se deben montar sin aplicación de vacío, ya que éste consolida la muestra, haciéndola más rígida, obteniendo resultados no representativos. Se deben cegar los conductos de la cámara, evitando que la muestra drene, en este trabajo el cabezal y pedestal fueron cegados totalmente para estas condiciones.

## 5.2 Tipos de fallas en las probetas.

- Las muestras de compacidad relativa baja (menores  $Dr=60\%$ ) se deforman considerablemente y a su vez aumentan su resistencia. Este efecto se observa en las probetas formadas con el peso de pisón de 100 g, los cuales tienen relaciones de vacíos mayores  $e=1.0$ ; en estas probetas se consideró la corrección por vacío y esfuerzo confinante.

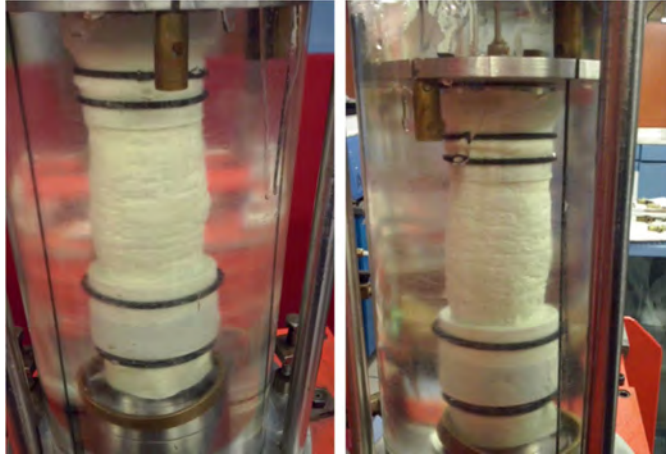


Figura 5. 2 Falla de probeta con características  $w=8\%$ ,  $Pp100g$ ,  $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $e=1.18$ ,  $G_w=19.40\%$

- Las muestras menores a una relación de vacíos de  $e=0.97$  y con un grado de saturación por debajo de  $G_w=65\%$ , presentan un plano de falla visible; este efecto se puede ver reflejado en las curvas esfuerzo deformación, en donde a baja deformación presentan un pico y después disminuyen su resistencia hasta un valor residual constante.

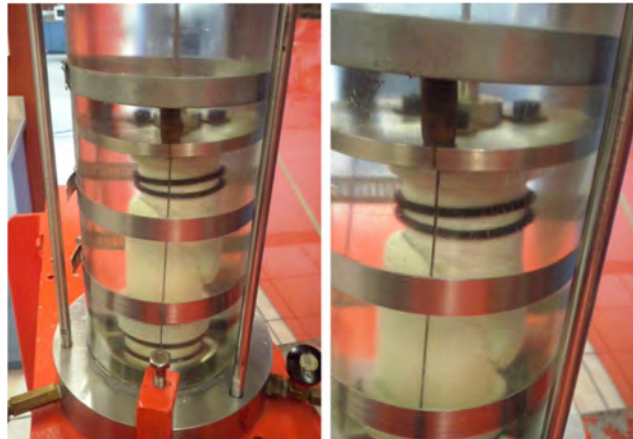


Figura 5. 3 Falla de probeta con características  $w=20\%$ ,  $Pp=1500$ ,  $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ ,  $e=0.90$ ,  $G_w=64\%$

- La probetas formadas con características de relación de vacíos menores a  $e=0.97$  pero con grado de saturación mayores a  $G_w=65\%$ , presentan una penetración de la parte superior a la parte inferior, la parte inferior se mantiene intacta. Esto se puede atribuir al proceso de formación de probeta

bajo cierto contenido de agua representativo, en la parte inferior se densifica más el material, mientras que existe una parte central que pierde resistencia (podría ser por concentración de agua) logrando una penetración de la parte superior de la probeta en la parte central.

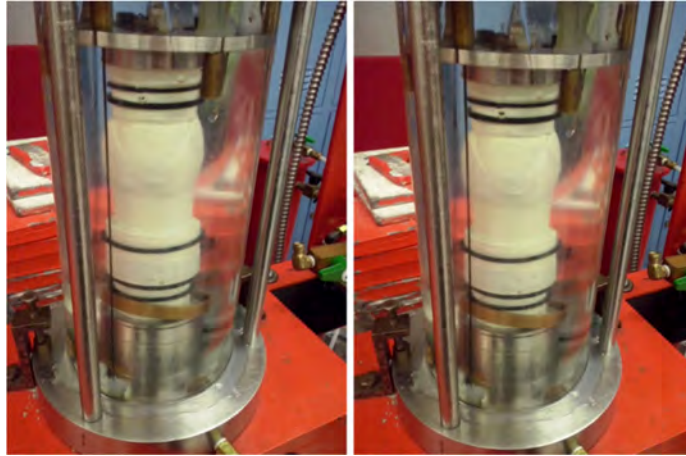


Figura 5. 4 Falla de probeta con características  $w=20\%$ ,  $P_p=3000$  g,  $\sigma_3=1.0$  kg/cm<sup>2</sup>,  $e=0.83$ ,  $G_w=68\%$

- Para muestras con grado de saturación mayor a 70%, al tener en la parte superior finos en suspensión, la deformación se realiza de manera rápida, mientras que la parte inferior de la probeta se mantiene casi intacta; en este tipo de falla no se produce penetración en la parte superior. En este tipo de probetas la muestra ya no permanece de forma homogénea, pues al tener dos fases visibles, no se puede tener resultados confiables, la parte inferior como en el caso anterior se encuentra muy rígida, mientras que la parte superior se encuentra menos rígida. La preparación del ensaye de estas muestras requieren cámaras triaxiales con cabezales cegados que impidan que drene la muestra.



Figura 5. 5 Falla de probeta con características  $w=23\%$ ,  $P_p=1500$ g,  $\sigma_3=1.5$  kg/cm<sup>2</sup>,  $e=0.8$ ,  $G_w=83\%$

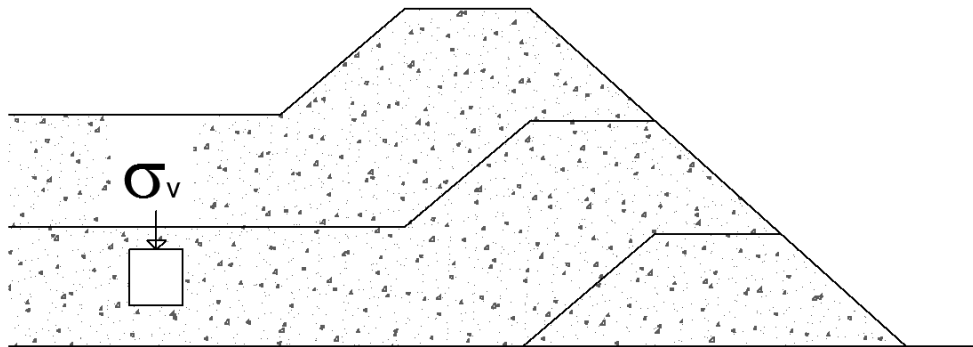
### 5.3 Propiedades Mecánicas con respecto a las propiedades volumétricas.

- El jal prensado permite tener suelos parcialmente saturados, proporcionando mejores condiciones de estabilidad eliminando la probabilidad a licuación estática y dinámica. Representan un ahorro considerable de agua en zonas áridas y la utilización de menos espacio para el almacenamiento de los jales. Es necesario realizar un buen diseño de drenaje en la presa para mantener siempre la condición parcialmente saturada en épocas de lluvia.
- Los ángulos de fricción obtenidos varían de 27 a 37°, siendo estos valores muy competentes para el diseño de depósitos.
- La cohesión aparente presenta valores por debajo de  $c=0.25 \text{ kg/cm}^2$ , siendo estas cantidades no muy representativas para el análisis de resistencia al esfuerzo cortante; sin embargo, todas muestras presentaron las mismas características; con contenidos de agua muy bajos se obtiene una cohesión cercana a cero, conforme se aumenta el grado de saturación se incrementa la cohesión para volver a disminuir casi a cero cuando el grado de saturación llega a 80%.
- El factor que más influye en la concentración de sólidos es el peso del pisón, más allá del contenido de agua. Para cada peso del pisón mantiene un orden en la magnitud de la Compacidad, a pesar de variar el contenido de agua. Las mejores condiciones de compacidad se logran entre  $0.50 < C < 0.55$ , obteniendo ángulos mayores a  $\phi=30^\circ$ .
- Conforme se incrementa el grado de saturación se incrementa también la cantidad de sólidos en las probetas; aumentando el ángulo de fricción interna. Existe un punto donde el grado de saturación ya no favorece al ángulo  $\phi$ , tendiendo este valor a cero, no se pudieron ensayar probetas con  $G_w > 80\%$  ya que para llegar a este estado se necesitan contenidos de agua cercanos al límite líquido.
- El aumento del grado de saturación se da también con la reducción de vacíos, al tener menos vacíos se necesita menos cantidad de agua para saturar, sería diferente si se mantuvieran los mismos vacíos y después se saturaran. Durante la etapa de compactación se observó que el peso volumétrico seco aumentaba, también se siguió reduciendo la relación de vacíos; esto indicaría un aumento de resistencia al tener mayor cantidad de sólidos, pero a pesar de esto, las muestras presentan una disminución de resistencia después de  $G_w=70\%$ .
- El análisis en términos de pesos volumétricos secos para este jal se recomienda mantener  $1.45 \text{ g/cm}^3 < \gamma_d < 1.58 \text{ g/cm}^3$ ; con contenidos de agua entre 15 y 20%, con los que se obtuvieron ángulos superiores a los 30°. No se recomienda utilizar contenidos de agua superiores a  $w=20\%$ , por las cuestiones descritas en párrafos anteriores. El análisis de módulos de



elasticidad demostró que a pesar de tener pesos volumétricos altos, la rigidez disminuye y a su vez también las propiedades mecánicas. Las visualizaciones de colores realizadas presentan de manera clara las condiciones de compactación recomendadas para la colocación del jal.

- Los módulos de elasticidad se incrementan conforme aumenta el grado de saturación (hasta un  $G_w=60\%$ ), para después comenzar a decrecer hasta llegar a valores bajos. Durante la colocación de las capas en la etapa de compactación de campo, es necesario observar cuánto se incrementa el grado de saturación por el aumento del esfuerzo vertical causado por las capas superiores (Figura 5.6), cuidando siempre mantenerse por debajo de 60% durante ese incremento.



*Figura 5. 6 Representación de colocación de jal.*

- En el comportamiento de las curvas esfuerzo deformación se observó que independientemente de la relación de vacíos inicial; el valor de los esfuerzos desviadores residuales ( $q$ ) convergen casi en el mismo valor y similar deformación unitaria; esto para cada nivel de esfuerzo de confinamiento. Un análisis en esfuerzos efectivos en suelos parcialmente saturados proporcionaría una mejor conclusión de este fenómeno.
- Para la correcta colocación del jal prensado en el cuerpo de la cortina, se recomienda realizar un terraplén de prueba, en donde se pueda calibrar el número de pasadas necesarias y espesor de capa, para lograr las condiciones recomendadas; es decir los pesos volumétricos y contenidos de agua mostrados en la visualización de colores. Con el terraplén de prueba, realizar una curva de compactación, en donde las variables sean número de pasadas, peso volumétrico seco y contenido de agua, además del espesor de la capa. Con esto se asegura un control de calidad del cuerpo del depósito. En la figura 5.7 se presenta un ejemplo de lo descrito.



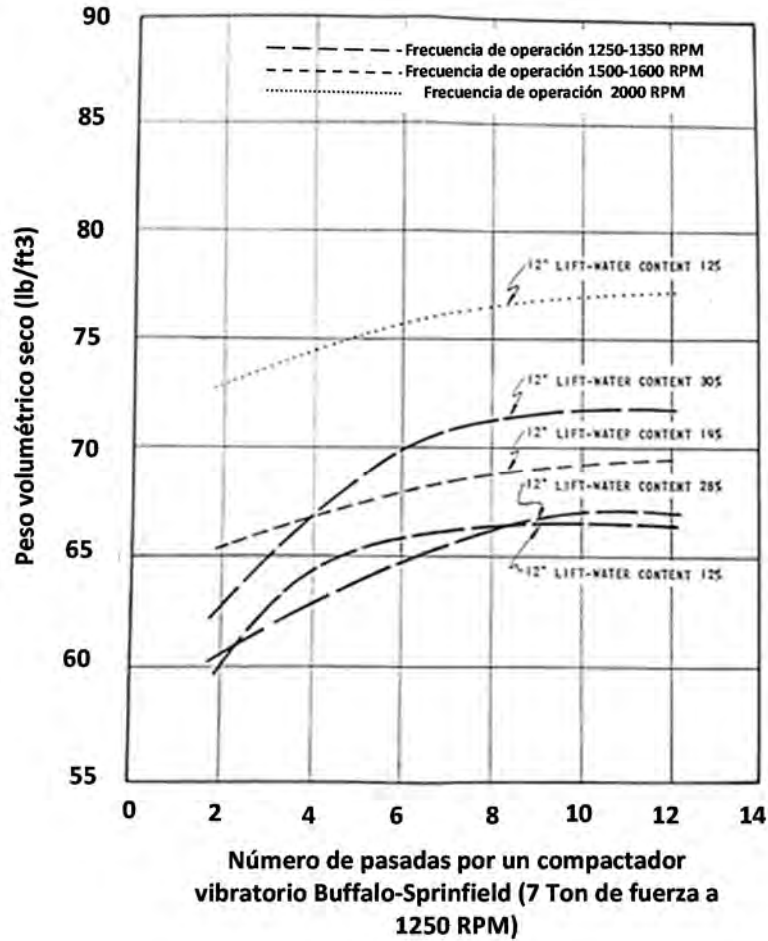


Figura 5. 7 Curva de compactación de un jal, en función del número de pasadas de equipo de compactación (M. Digioia, E. Gray, 1979)

- El análisis en trayectorias de esfuerzos es de gran ayuda para suelos saturados, ya que se observa el comportamiento del exceso de presión de poro (CU) o el cambio de volumen (CD). Pero para las pruebas UU realizadas en este trabajo; representan un comparativo con la ley de resistencia Mohr-Coulomb. La obtención del ángulo  $\phi$  con trayectoria de esfuerzos totales con la pendiente M de una sola probeta, puede servir como valor preliminar en los análisis de resistencia, no descartando terminar la serie de ensayos. Los ángulos comparados indican que para muestras con compacidad baja tienen mayor correlación entre los obtenidos por M-C y TET, mientras que al ir aumentando el valor de  $\phi$ , los ángulos obtenidos por TET son menores a los calculados por M-C.

## Referencias.

- ANCOLD, Australian National Committee on Large Dams, (1999). "Guidelines on tailings dam design, construction and operation". Australia.
- Bhanbro,R. y Knutsson,R, . (2014). "Mechanical Properties of Soft Tailings from a Swedish Tailings Impoundment: Results from Direct Shear Tests". EGJE, Vol. 19, pp. 9023-9039.
- Campaña J, Bard E. (2013). "Shear Strength and Deformation Modulus of Tailing Sands under High Pressures".. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013, Sesión II, pp. 313-316.
- Cancela M. 1987, "Comportamiento geotécnico de presas de residuos bajo acciones estáticas y dinámicas", Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.
- Davies, M.P., Rice, S., 2001. An Alternative to Conventional Tailing Management "Dry Stack" Filtered Tailings. AMEC Earth and Environmental, Vancouver,Canada, p. 10.
- Flores C, O, Aguilar B, R, Reyes S, L y Orozco S, RV (Jun 2010). "Estudio de una Presa de Jales en el Edo. De Hidalgo", México, D.F.
- Flores, O., Romo, M. P., Castellanos, E., y Orozco, R. V. (2002), "Comportamiento estático y dinámico de residuos mineros con 10 y 48 % de finos" ,Memorias del congreso: XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Noviembre, Queretaro, Qro.
- Fredlund, D.G. (2000), The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering, Can. Geotech J.,37: 963-986.
- Juarez Badillo-Rico Rodriguez . (1969). "Mecánica de suelos Tomo I". México D.F., México: Limusa.
- Keshian, B.; LADD, C. and Olson (1977). "Sedimentation Consolidation Behaviour of Phosphatic Clays". Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material, ASCE, Michigan, pp. 188-209.
- Lambe W y Whitman R. (1991.). "Mecánica de suelos". México DF, México: Limusa
- Livaniel Viveros, Julio Colmenares, Juan Garcia. (2015). "Influence of the compaction process in the shear strength of a volcanic soil". Memorias del

- XV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Part. I, pp. 2063-2070.
- M. Briseño, O. (2010). "La normatividad ambiental en materia de presas de jales". Memorias de la XXV Reunión de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG, Noviembre, Acapulco Guerrero, Vol. 3, pp.1071-1081.
  - M. Digioia, E. Gray. (1979). Power plant solid wastes geotechnical aspects of disposal site selection and design. Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal, vol. 1, pp. 113-180
  - Marsal R. y Reséndiz D.(1975)."Presas de tierra y enrocamiento", Editorial Limusa. México.. México: Limusa
  - Matyias, E. et al. (1984). "Geotechnical Parameters and Behaviour of Uranium Tailings". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 21, N 3, pp. 498-504.
  - Maureira, S., Verdugo, R., (2012). "Respuesta Cíclica de Arenas deRelaves Sometidas a Altas Presiones". VII Congreso Chileno de Geotecnia, Concepción-Chile.
  - Mendoza M. y Orozco M. (1995). "Técnicas alternativas para la determinación del límite líquido de suelos". Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México – UNAM. México D.F. México.
  - Meza,V.E. (2012). "Suelos parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria". Boletín de Ciencias de la Tierra No. 31, Colombia, Mecánica de Suelos, pp.23-38.
  - Mittal, H.K. and Morgenstern, N.R. (1976). "Design and Performance of Tailings Dams". Proc. of the Conference in Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, ASCE, pp. 475-492.
  - Natalia Pérez García. (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, Vol. 1, pp 131-136.
  - Norma 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 post-operación de presas de jales". México D.F., México.
  - Orozco S, RV (Nov 1978). "Control de Calidad". IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Mérida, Yuc.
  - Orozco, RV. (2010). "La ingeniería geotécnica en las presas de jales mexicanas". Memorias de la XXV Reunión de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG, Noviembre, Acapulco Guerrero. Vol. 3, pp 1061-1073.

- Rowe, P.W., 1962 "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in contact", Proc Roy Soc., A269, pp. 500-527.
- Santoyo, E. and Reséndiz, D. (1971) "A precision Triaxial Cell", Journal of Materials, JMLSA, Vol. 6, No. 4, pp 788-799, Philadelphia, U.S.A.
- Shamsai, A., Pak, A., Bateni, S.M. & Ayatollahi, S.A.H. 2007, "Geotechnical characteristics of copper mine tailings: a case study", Geotechnical and Geological Engineering, vol. 25, no. 5, pp. 591-602.
- Sowers, G.B. y B.F. Sowers, 1951. "Introductory Soil Mechanics and Foundations", Macmillan, Nueva York.
- VICK, S.G. (1983). "Planning, Design and Analysis of Tailings Dams". Ed. Wiley, New York. 369 p.
- Wahler WA, and Assoc. (1974) "Evaluation of mill tailings disposal practices and potential dam stability problems in Southwestern United States". U.S. Bureau of Mines, OFR50(1)-75–OFR50(5)-75

# ANEXO A

- **Curvas Esfuerzo-Deformación**
- **Trayectoria de Esfuerzos Totales**
- **Ley de Resistencia Mohr-Coulomb**

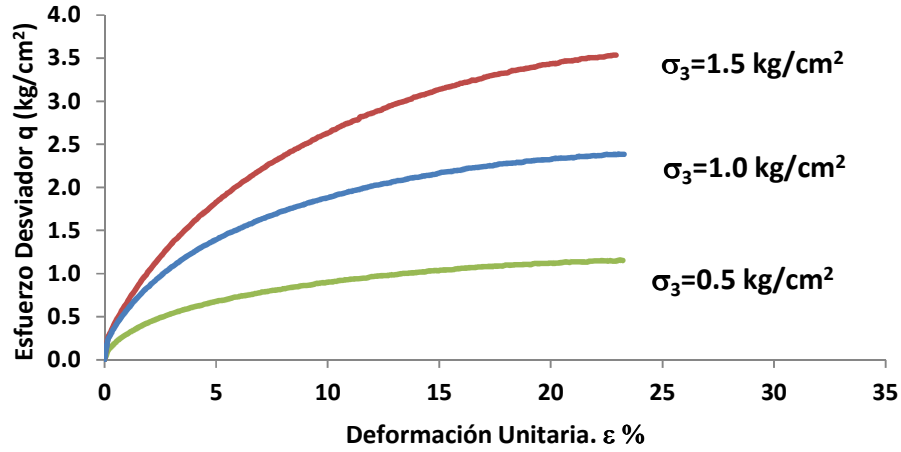


Figura A. 1 Esfuerzo Deformación  $w=8\%$   $P_p=100\text{g}$

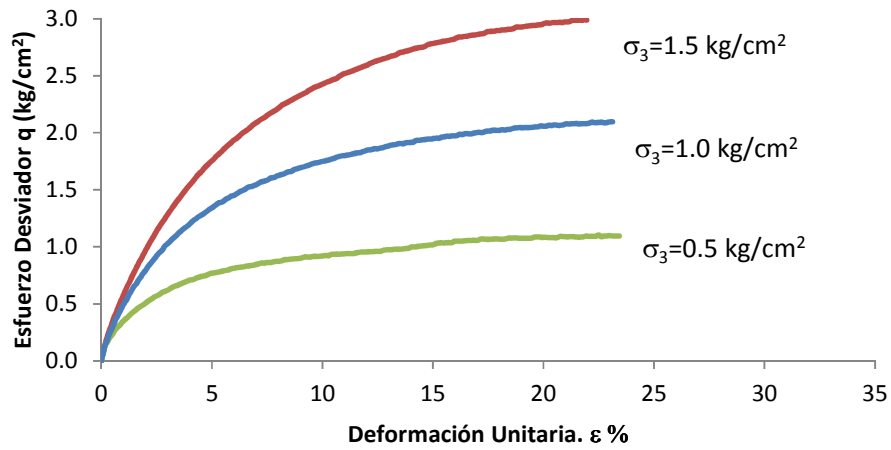


Figura A. 2 Esfuerzo-Deformación  $w=16\%$   $P_p=100\text{g}$

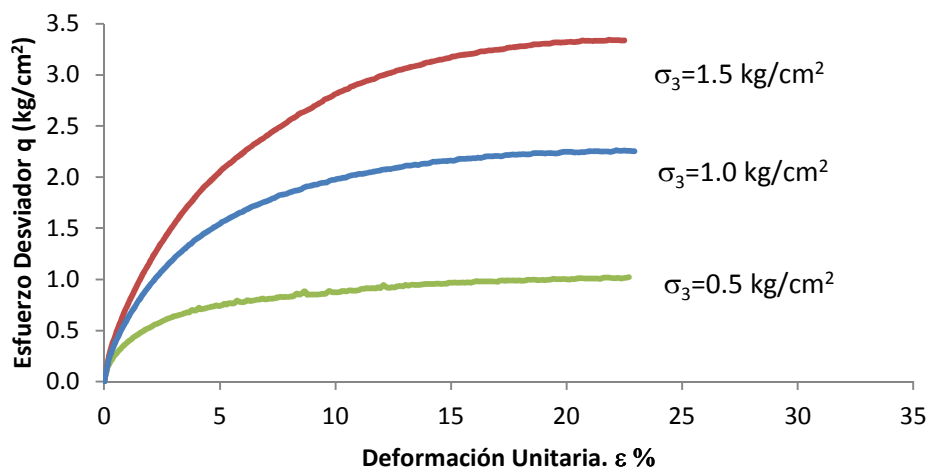


Figura A. 3 Esfuerzo-Deformación  $w=20\%$   $P_p=100\text{g}$

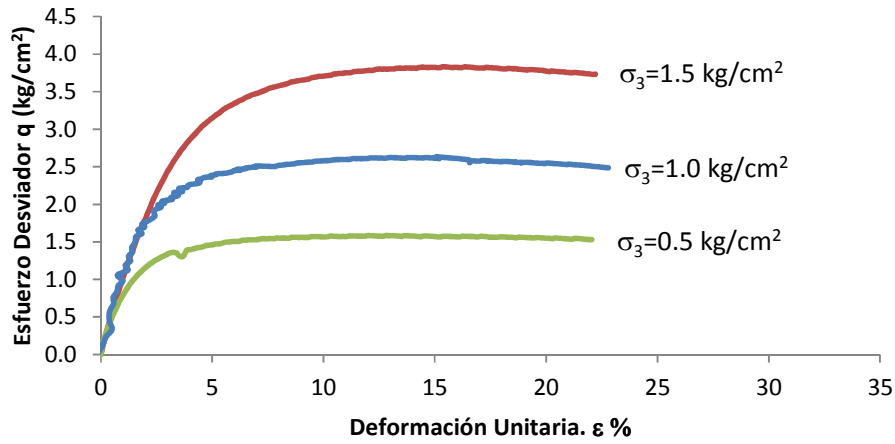


Figura A. 4 Esfuerzo-Deformación  $w=8\%$   $Pp=1500 \text{ g}$

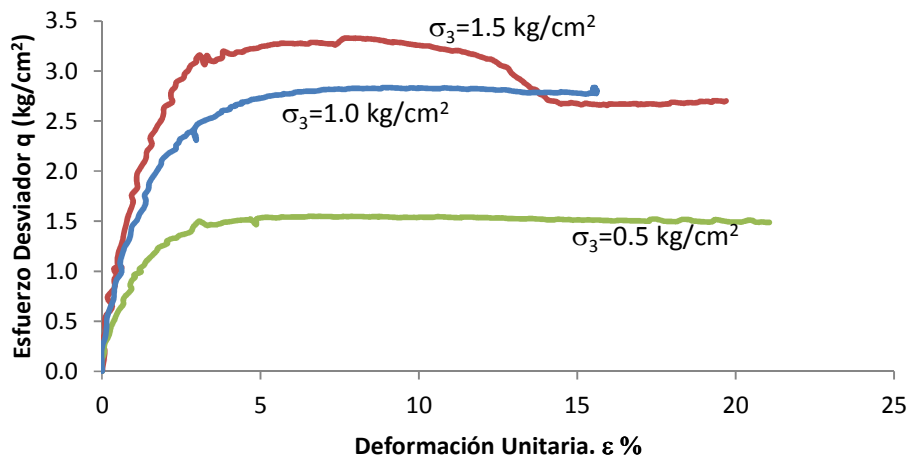


Figura A. 5 Esfuerzo-Deformación  $w=16\%$   $Pp=1500 \text{ g}$

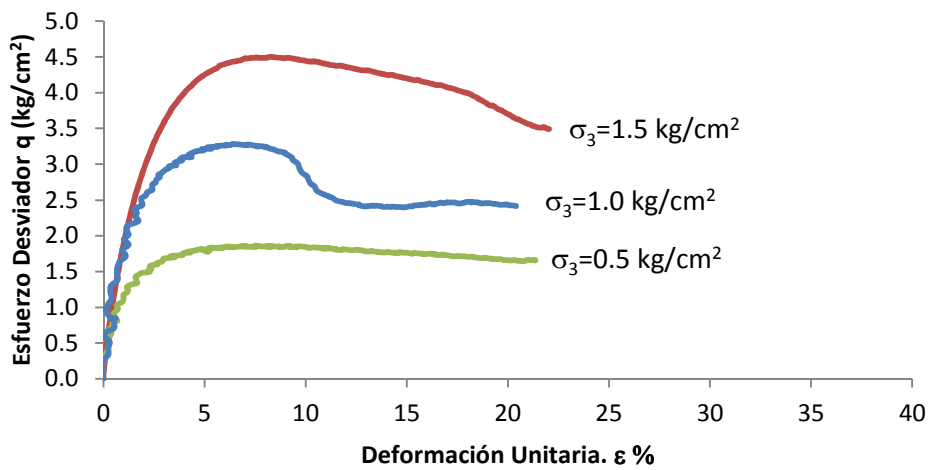


Figura A. 6 Esfuerzo-Deformación  $w=20\%$   $Pp=1500 \text{ g}$



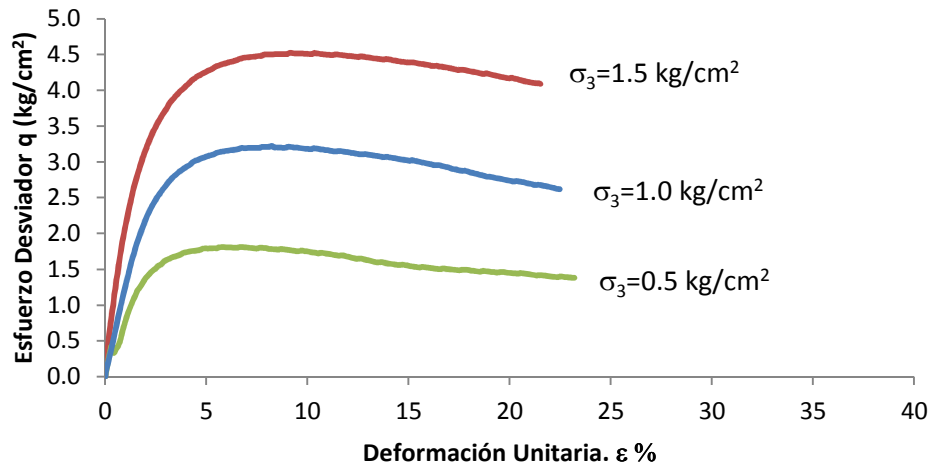


Figura A. 7 Esfuerzo-Deformación  $w=8\%$   $P_p=3000$  g

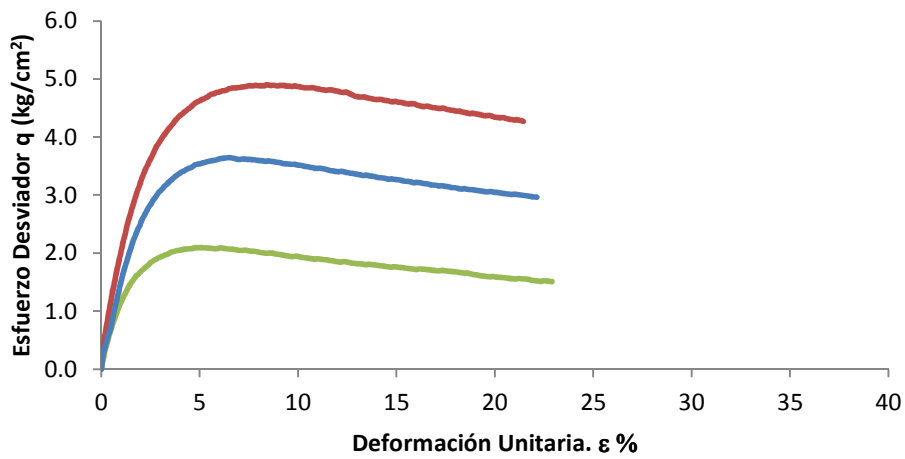


Figura A. 8 Esfuerzo - Deformación  $w=16\%$   $P_p=3000$  g

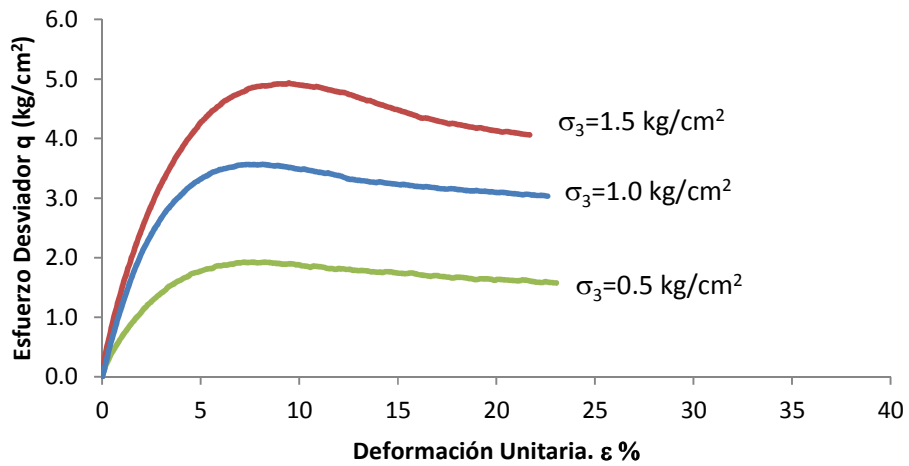


Figura A. 9 Esfuerzo-Deformación  $w=20\%$   $P_p=3000$  g

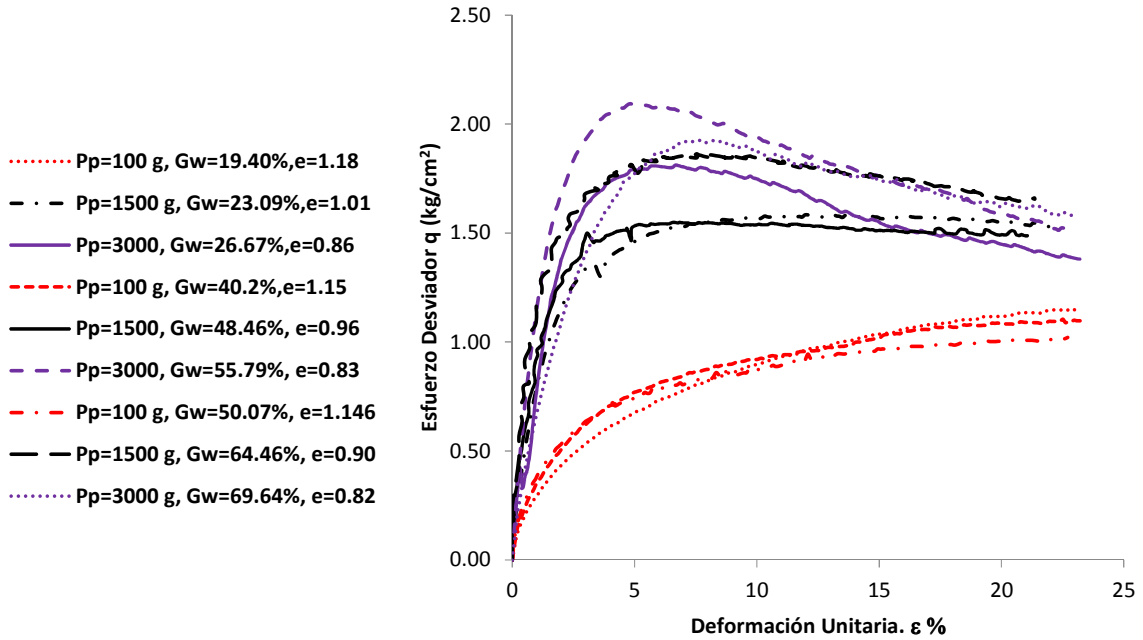


Figura A. 10 Curva esfuerzo-deformación de las probetas ensayadas con un esfuerzo  $\sigma_3=0.5 \text{ kg/cm}^2$

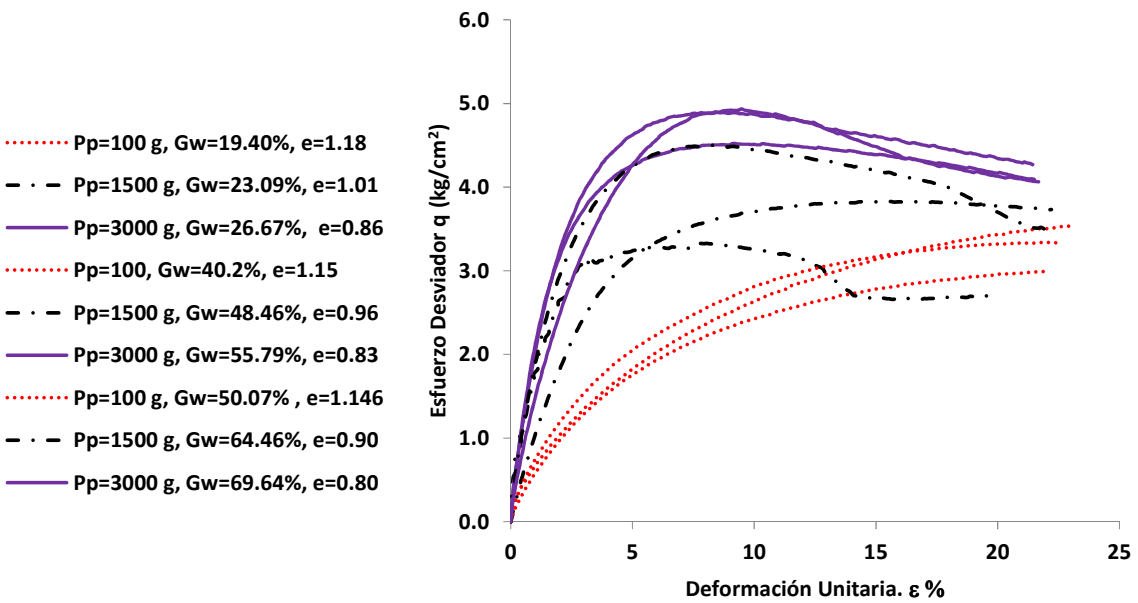
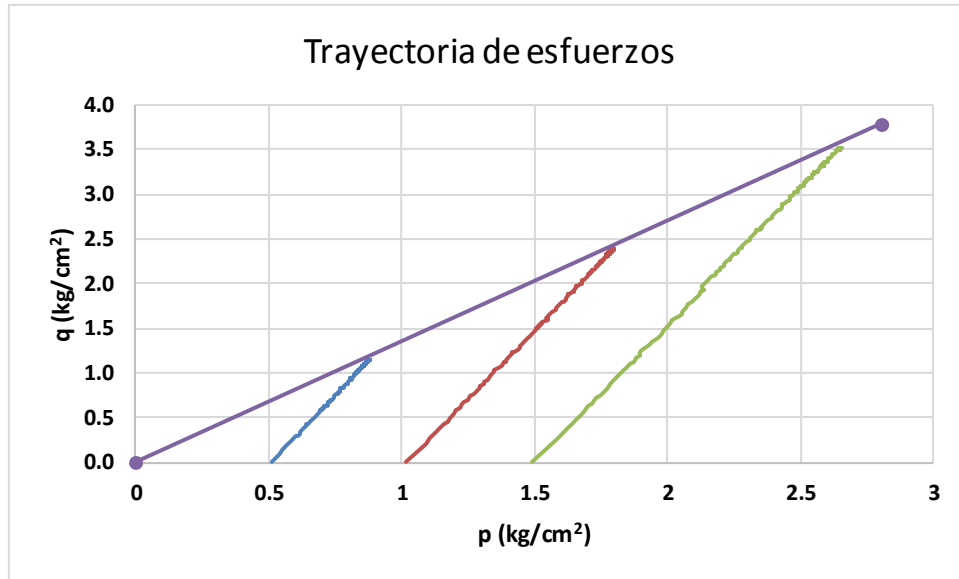
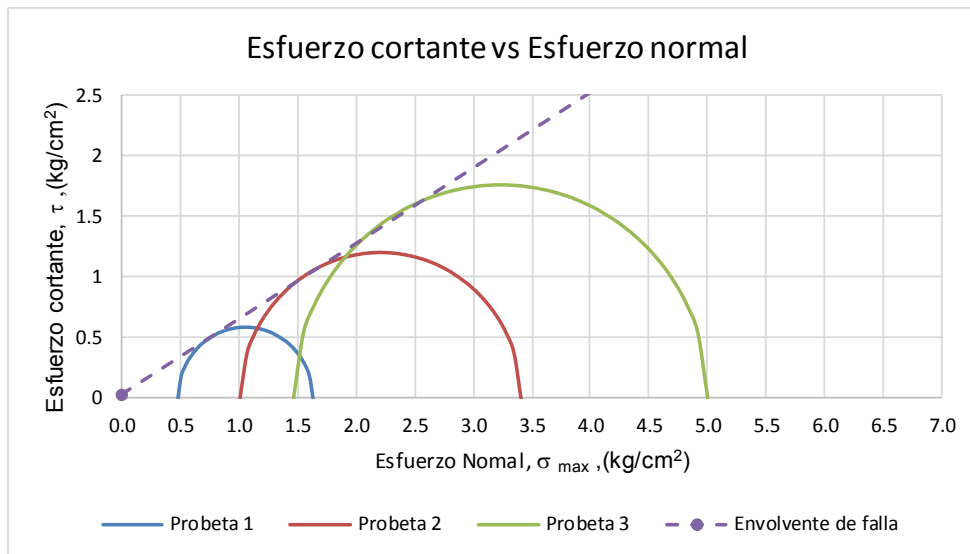


Figura A. 11 Curva esfuerzo-deformación de las probetas ensayadas con un esfuerzo  $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$



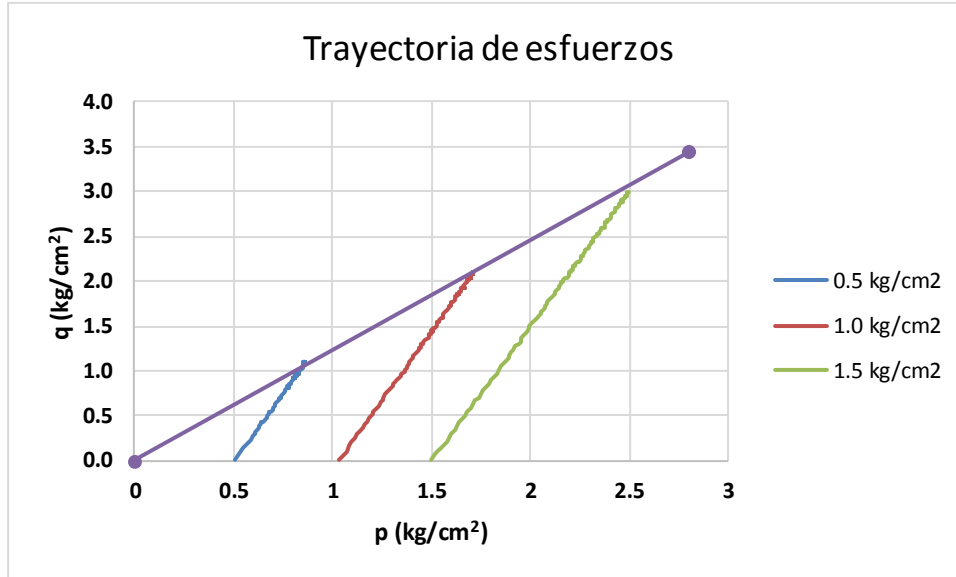
M	1.35
$\phi^\circ$	30.00

Figura A. 12 Trayectoria de Esfuerzos Totales w=8% Pp=100 g



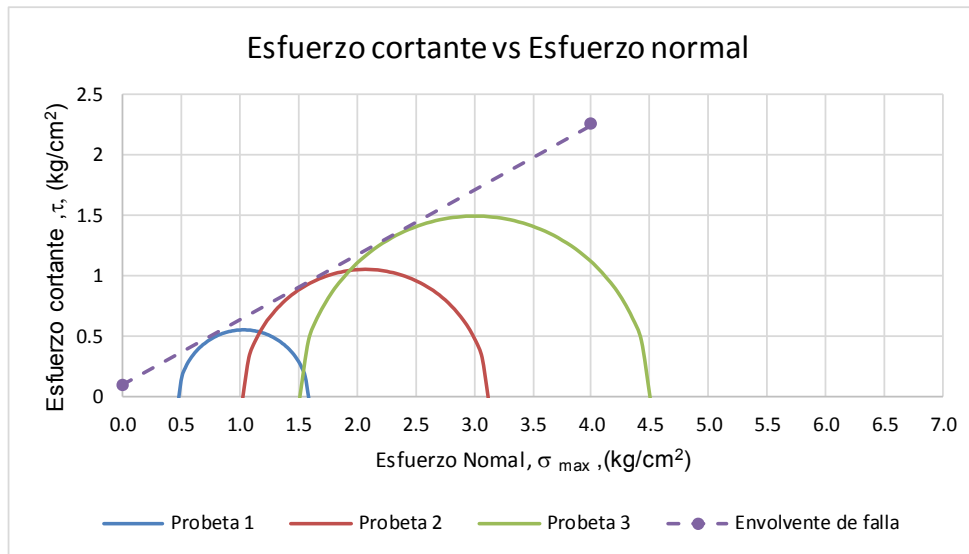
c=	0.02	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi=$	32.11	°

Figura A. 13 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb w=8% Pp=100 g



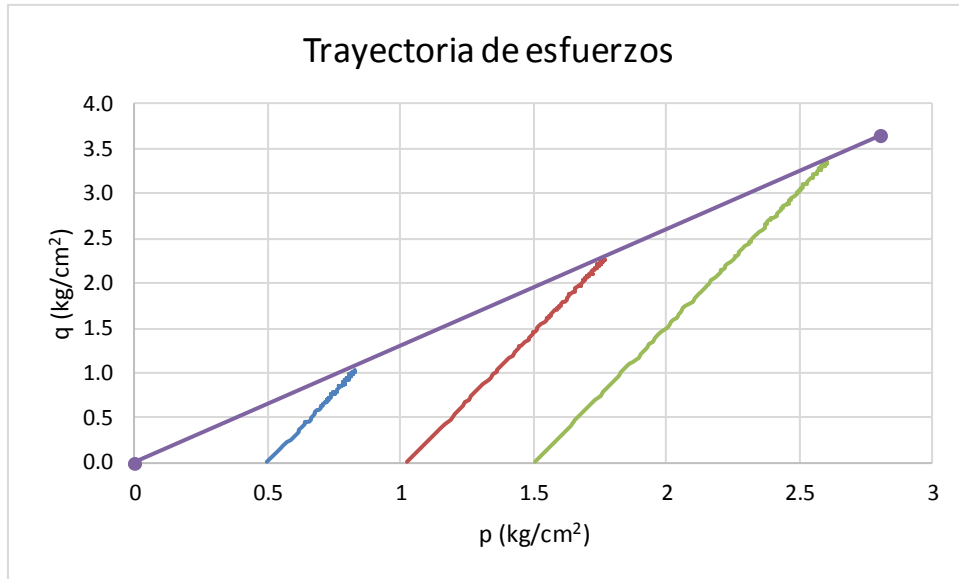
M	1.23
$\phi$	28.03

Figura A. 14 Trayectoria de Esfuerzos Totales  $w=16\%$   $P_p=100\text{ g}$



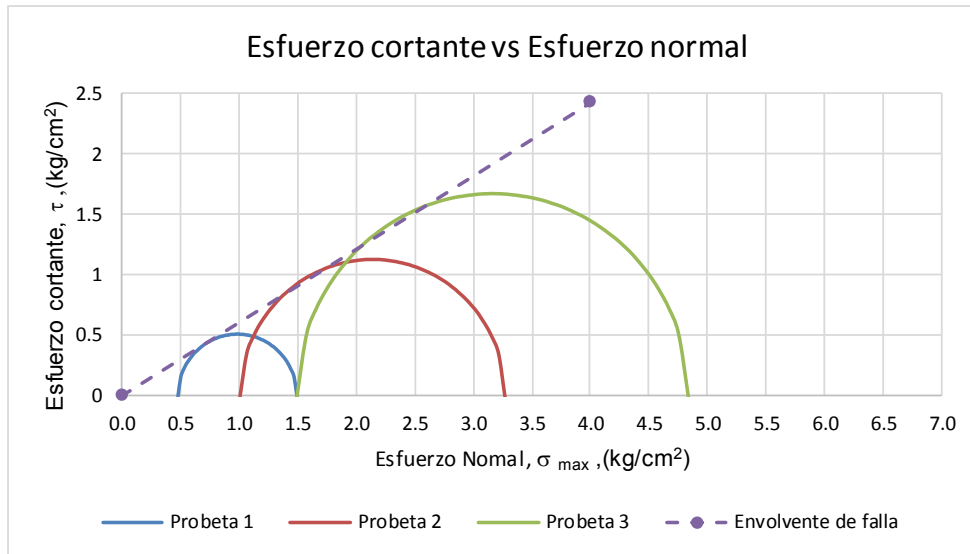
c=	0.09	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi=$	28.37	°

Figura A. 15 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb  $w=16\%$   $P_p=100\text{ g}$



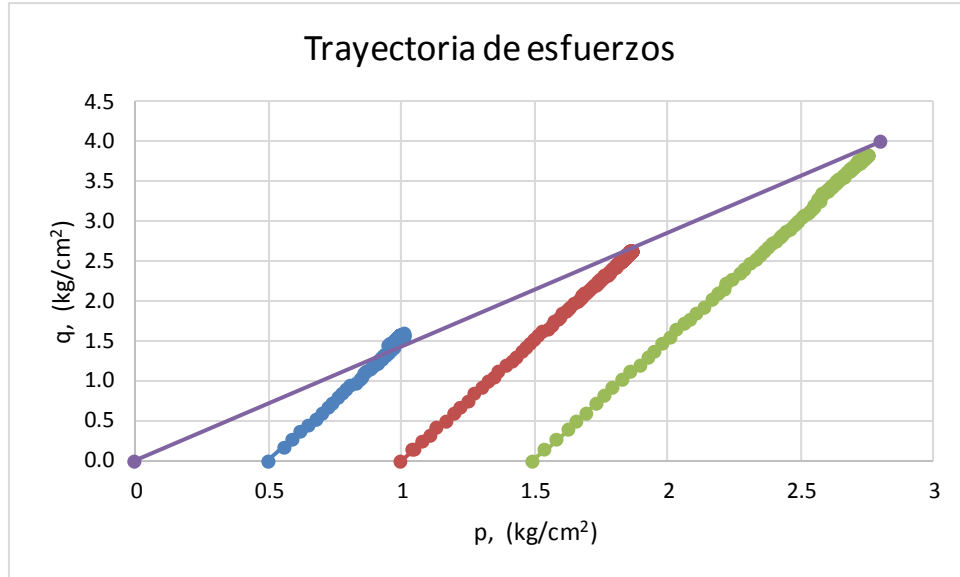
M	1.30
$\phi^\circ$	29.23

Figura A. 16 Trayectoria de Esfuerzos Totales  $w=20\%$   $Pp=100\text{ g}$



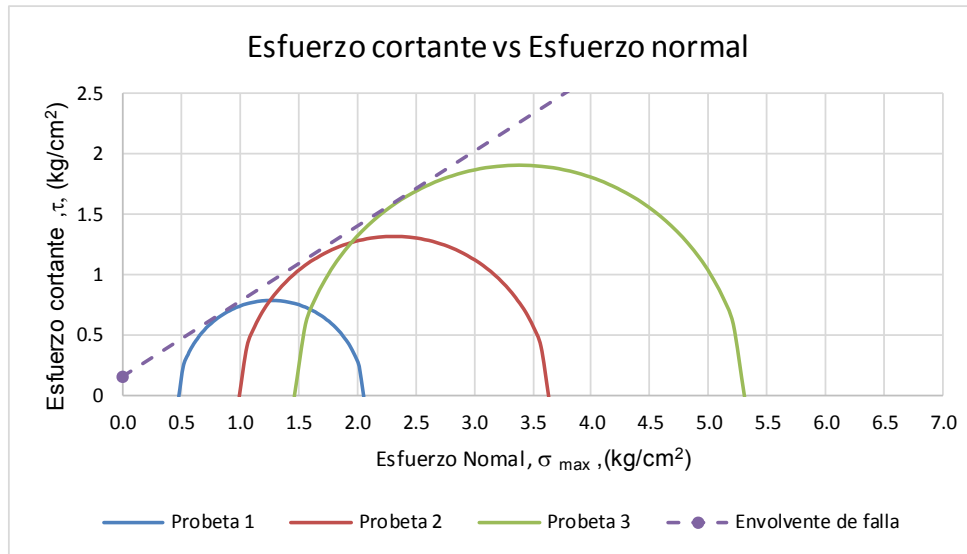
$c=$	0	$\text{kg/cm}^2$
$\phi=$	31.28	$^\circ$

Figura A. 17 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb  $w=20\%$   $Pp=100\text{ g}$



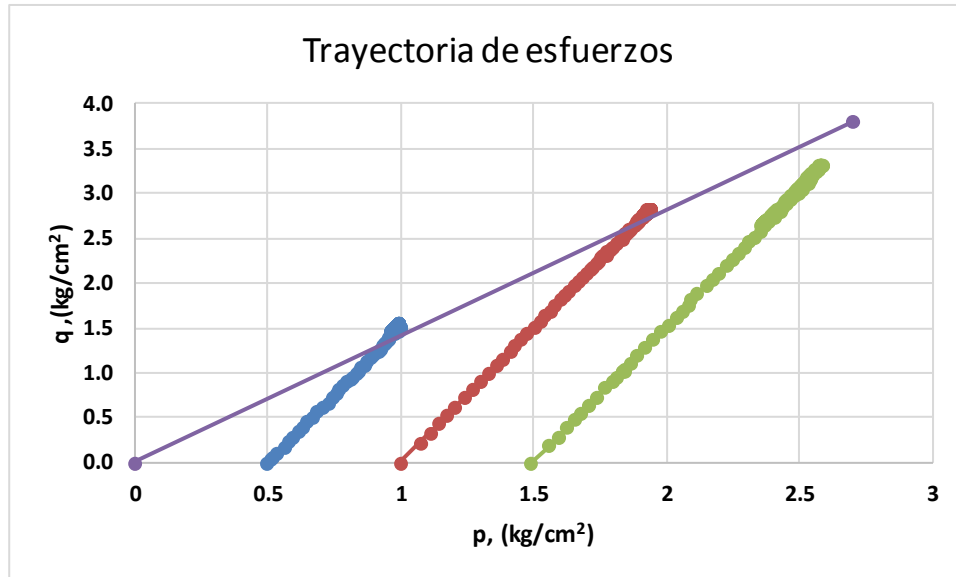
M	1.43
$\phi^\circ$	31.25

Figura A. 18 Trayectorias de Esfuerzos Totales  $w=8\%$   $Pp=1500g$



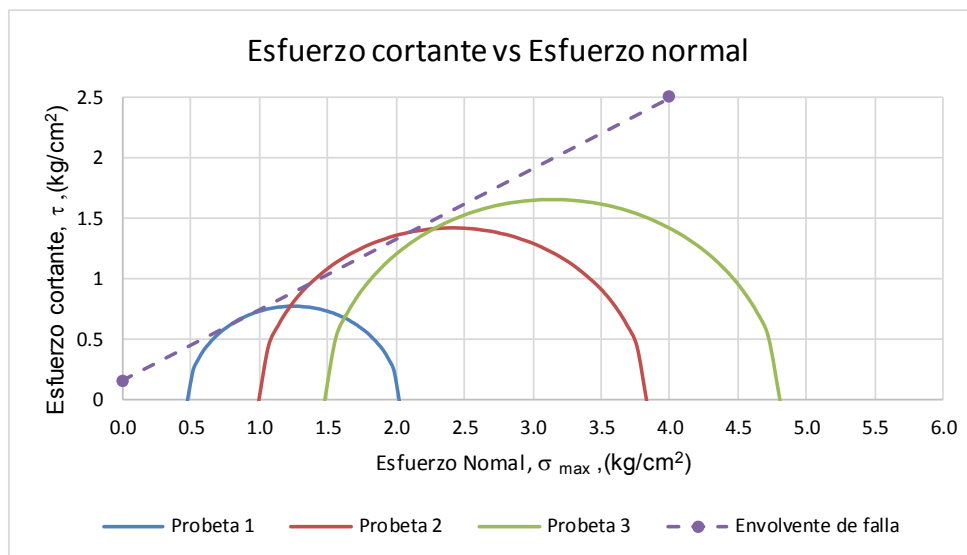
$c=$	0.15	$kg/cm^2$
$\phi=$	32.01	$^\circ$

Figura A. 19 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb  $w=8\%$   $Pp=1500 g$



M	1.41
$\phi^\circ$	30.92

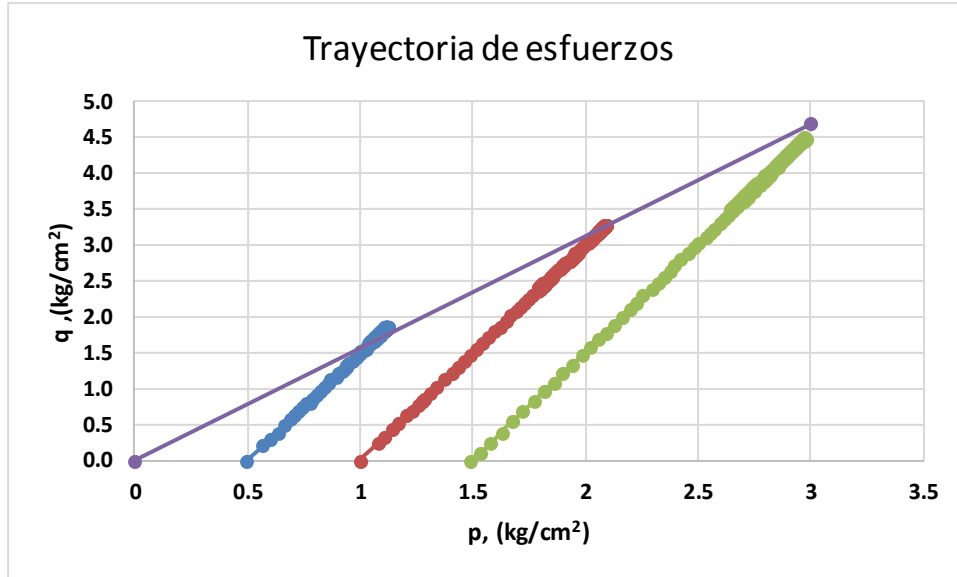
Figura A. 20 Trayectorias de Esfuerzos Totales  $w=16\%$   $P_p=1500g$



c=	0.15	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi=$	30.43	°

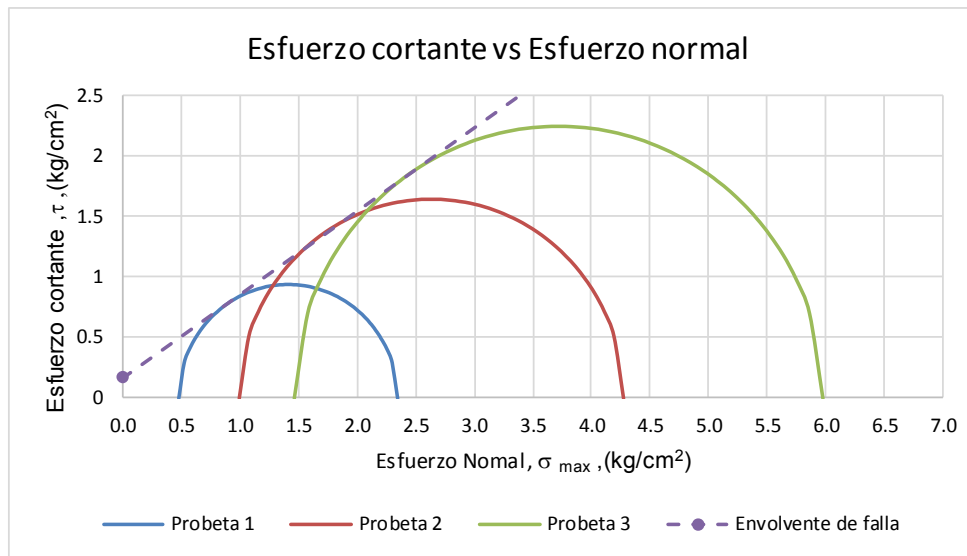
Figura A. 21 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb  $w=16\%$   $P_p=1500 g$





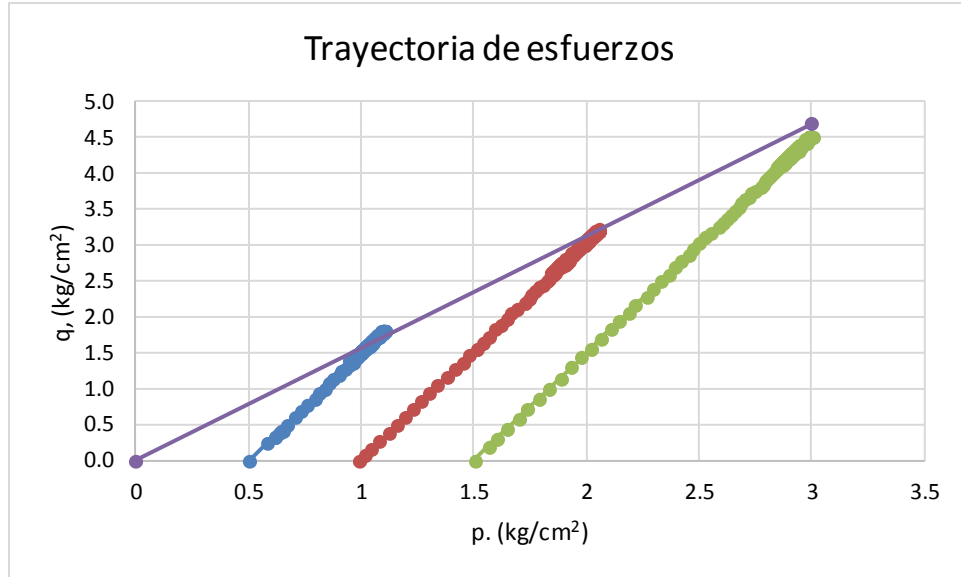
M	1.57
$\phi^\circ$	33.34

Figura A. 22 Trayectorias de Esfuerzos Totales w=20% Pp=1500g



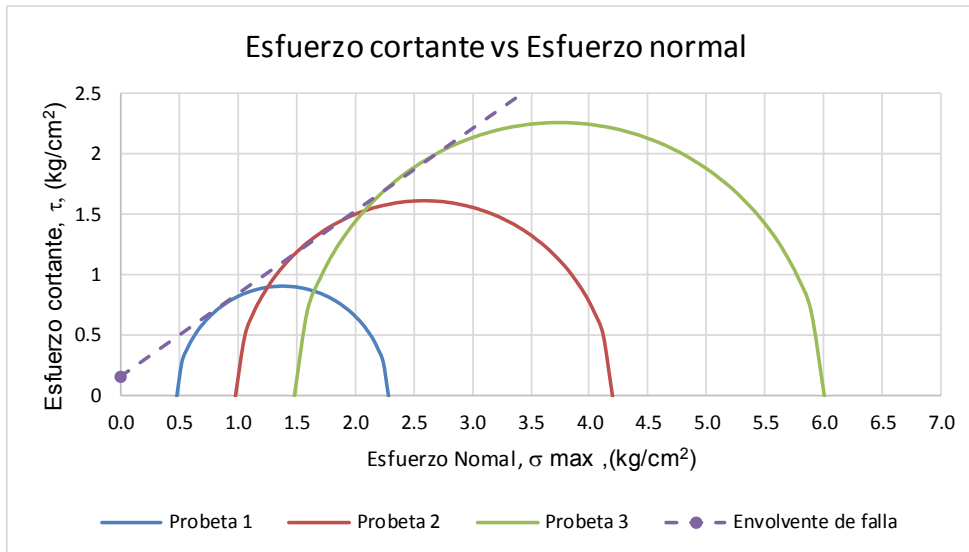
c=	0.16	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi=$	34.70	°

Figura A. 23 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb w=20% Pp=1500 g



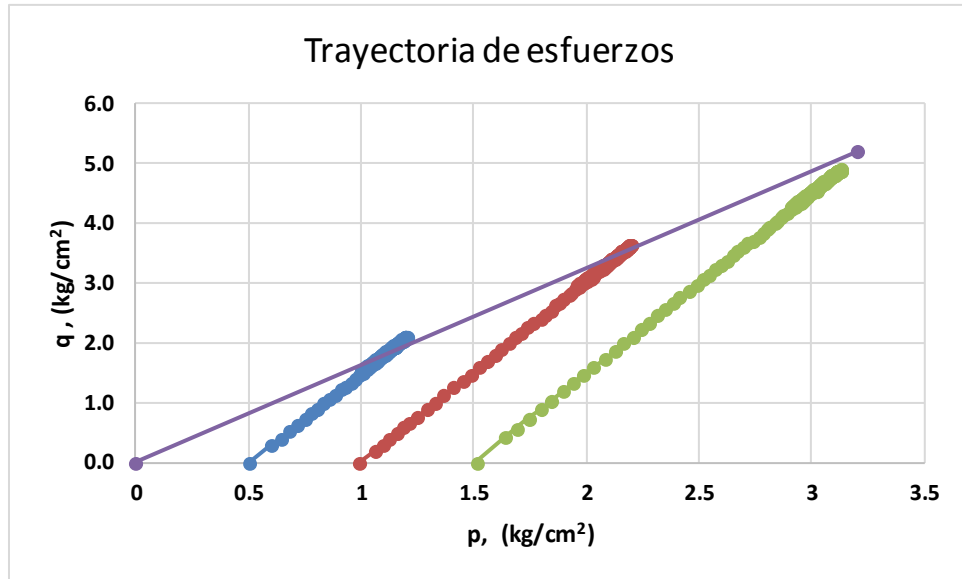
M	1.57
$\phi^\circ$	33.34

Figura A. 24 Trayectorias de Esfuerzos Totales  $w=8\%$   $P_p=3000g$



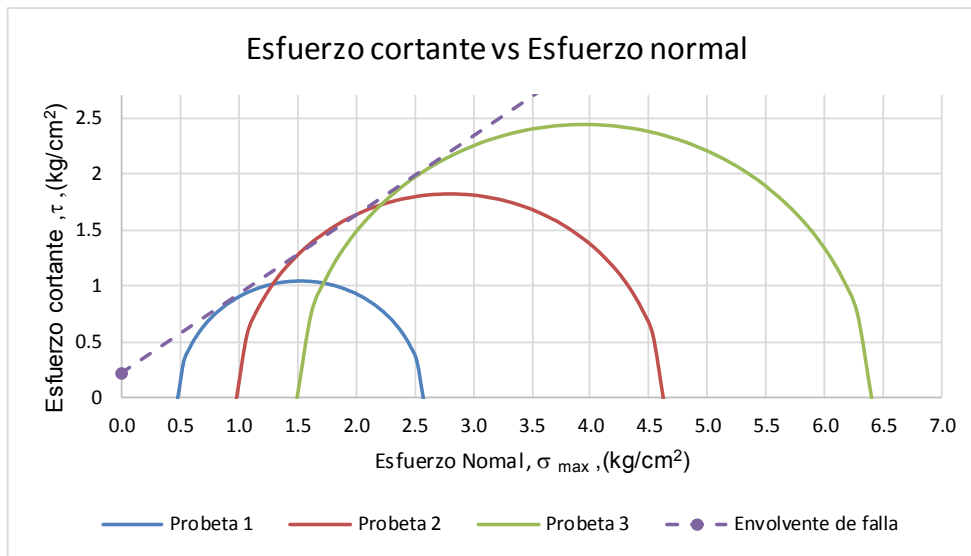
$c=$	0.15	$\text{kg/cm}^2$
$\phi=$	34.51	$^\circ$

Figura A. 25 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb  $w=8\%$   $P_p=3000 g$



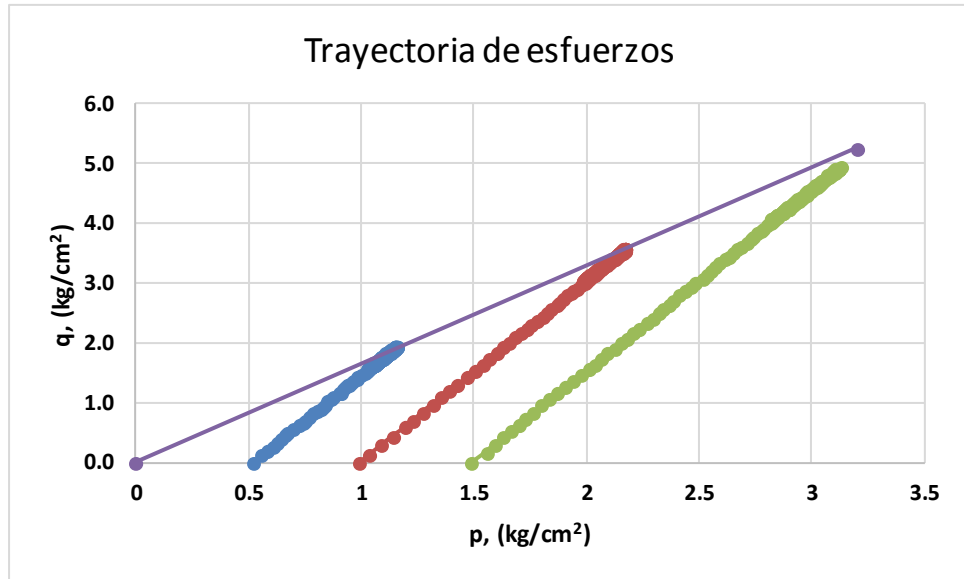
M	1.63
$\phi^\circ$	34.19

Figura A. 26 Trayectorias de Esfuerzos Totales w=16% Pp=3000g



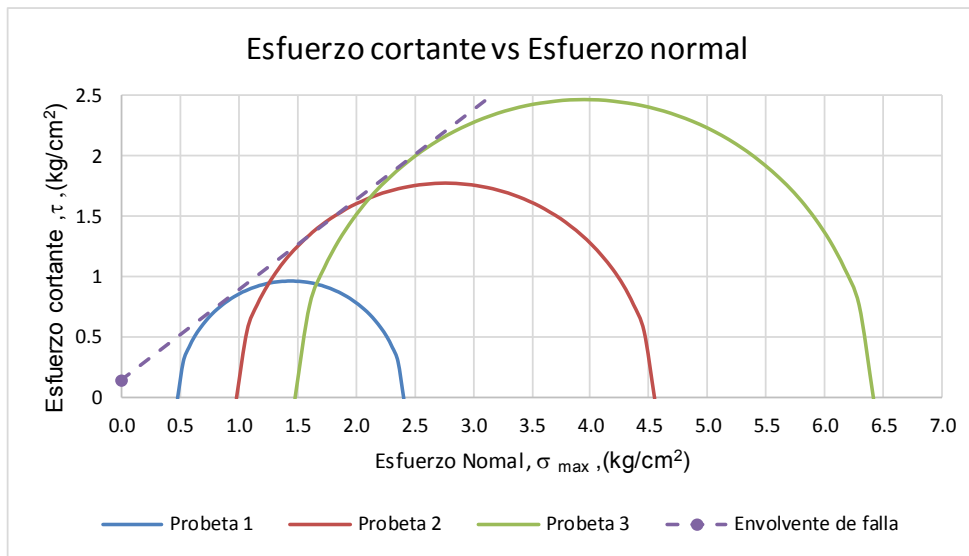
c=	0.21	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi=$	35.37	°

Figura A. 27 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb w=16% Pp=3000 g



M	1.64
$\phi^\circ$	34.41

Figura A. 28 Trayectorias de Esfuerzos Totales w=20% Pp=3000g



c=	0.14	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi=$	36.87	°

Figura A. 29 Ley de Resistencia Mohr-Coulomb w=20% Pp=3000 g

# ANEXO B

- **Comportamiento de los Módulos de Elasticidad**
- **Comportamiento del esfuerzo desviador máximo  $q_{\text{pico}}$**

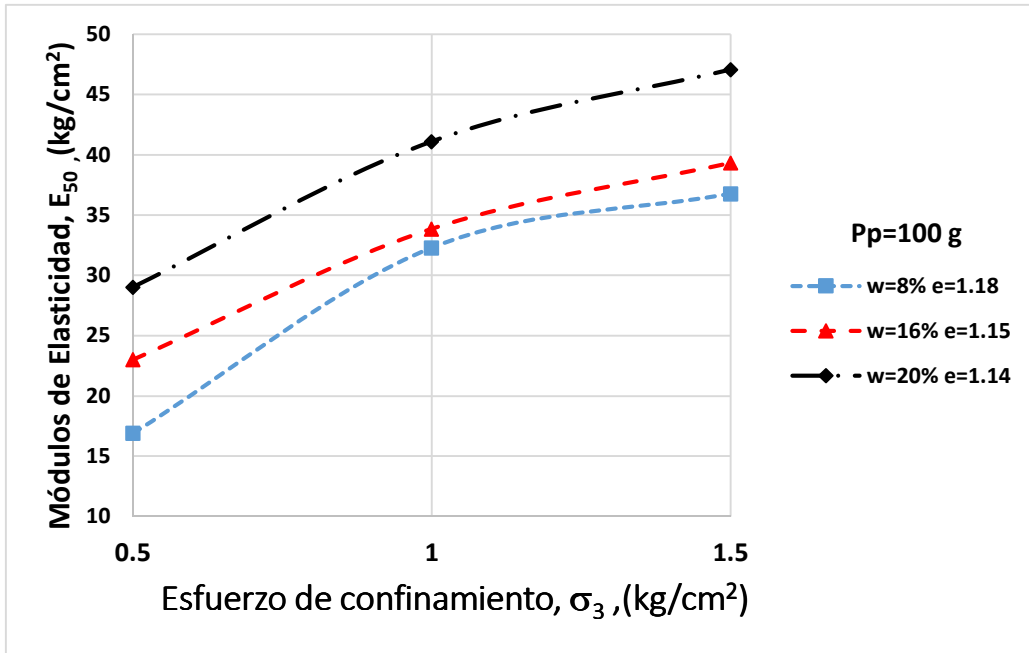


Figura A. 30 Variación del Módulo de Elasticidad con el Esfuerzo de confinamiento Pp=100 g

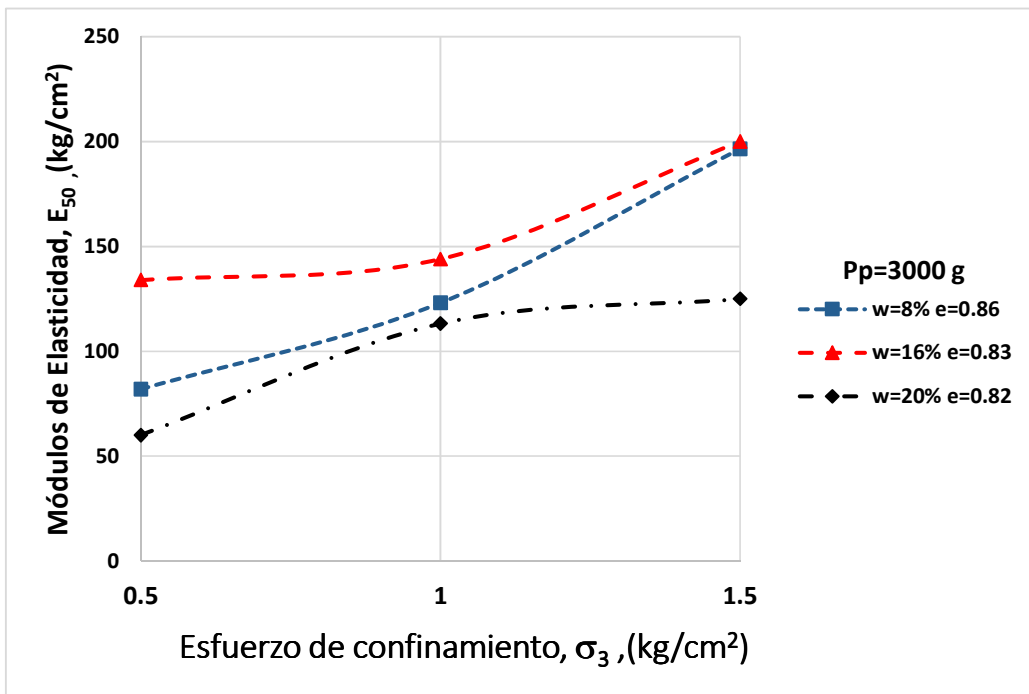


Figura A. 31 Variación del Módulo de Elasticidad con el Esfuerzo de confinamiento Pp=3000 g

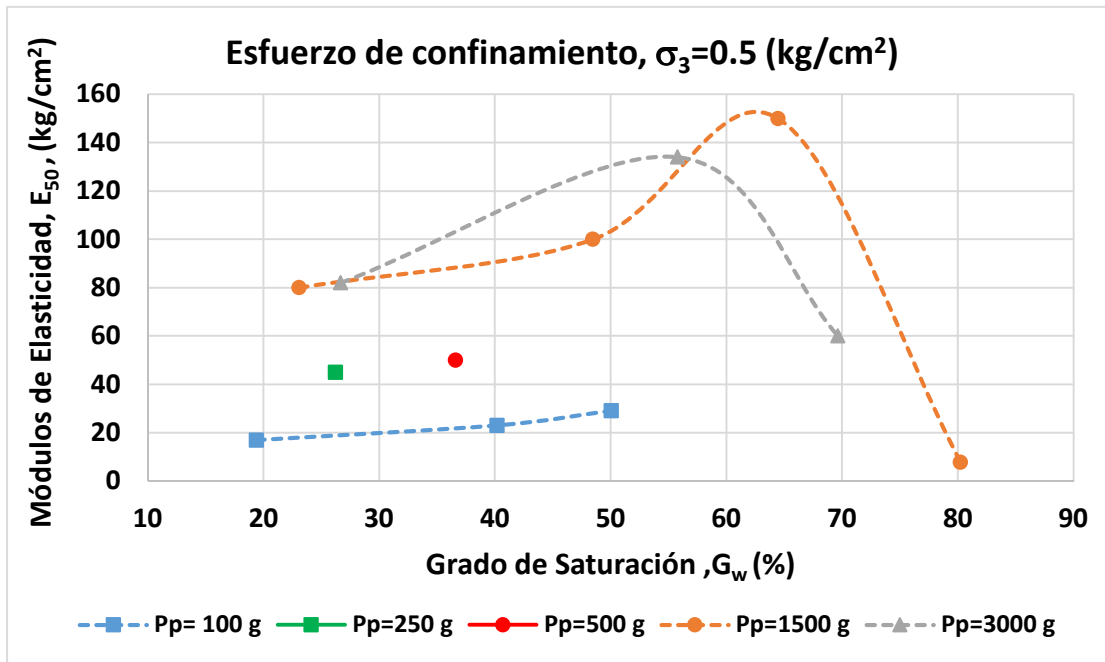


Figura A. 32 Variación del Módulo de Elasticidad al incrementar el Grado de Saturación para un  $\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$

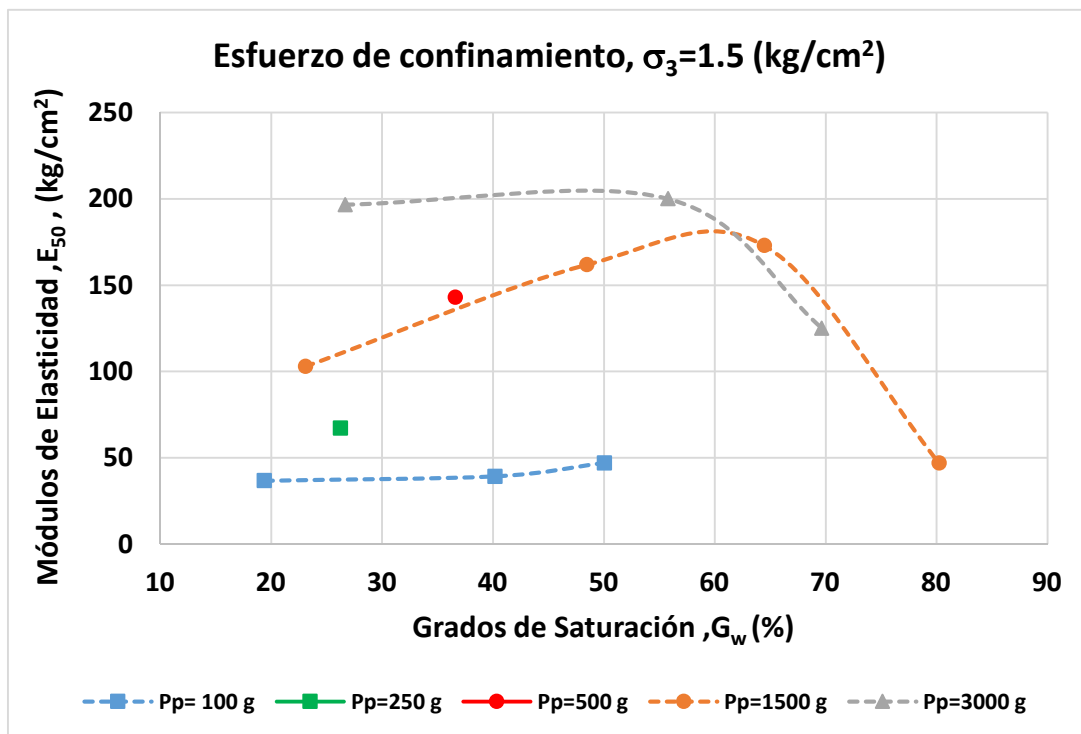


Figura A. 33 Variación del Módulo de Elasticidad al incrementar el Grado de Saturación para un  $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$



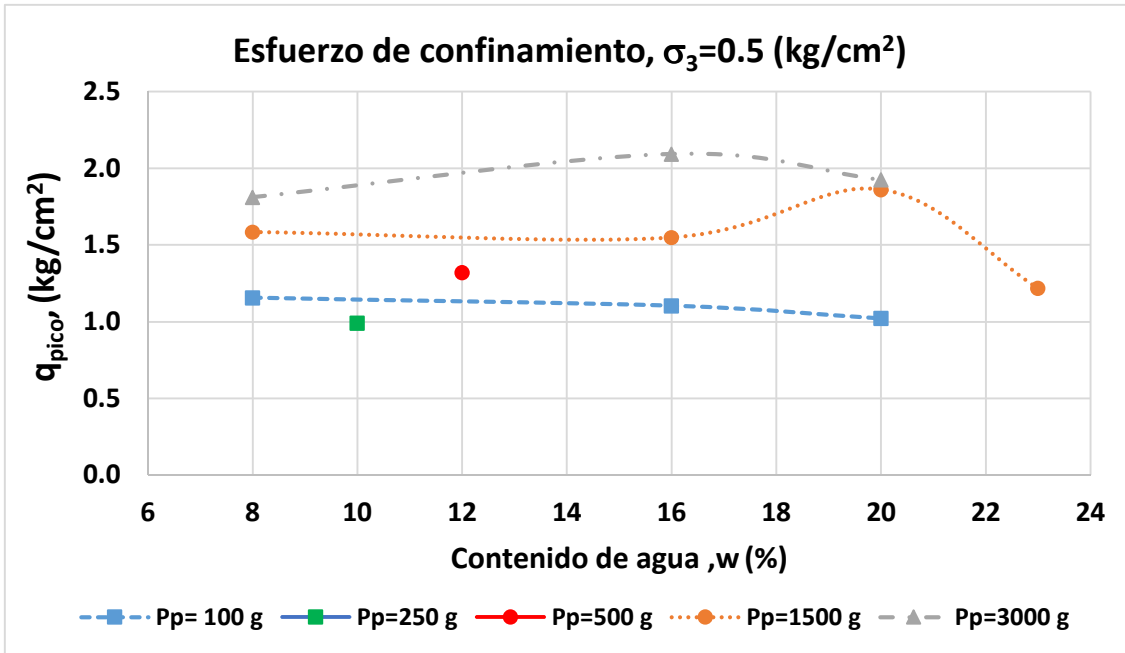


Figura A. 34 Esfuerzo desviador máximo  $q_{pico}$  para un confinamiento  $\sigma_3=0.5$  kg/cm<sup>2</sup>

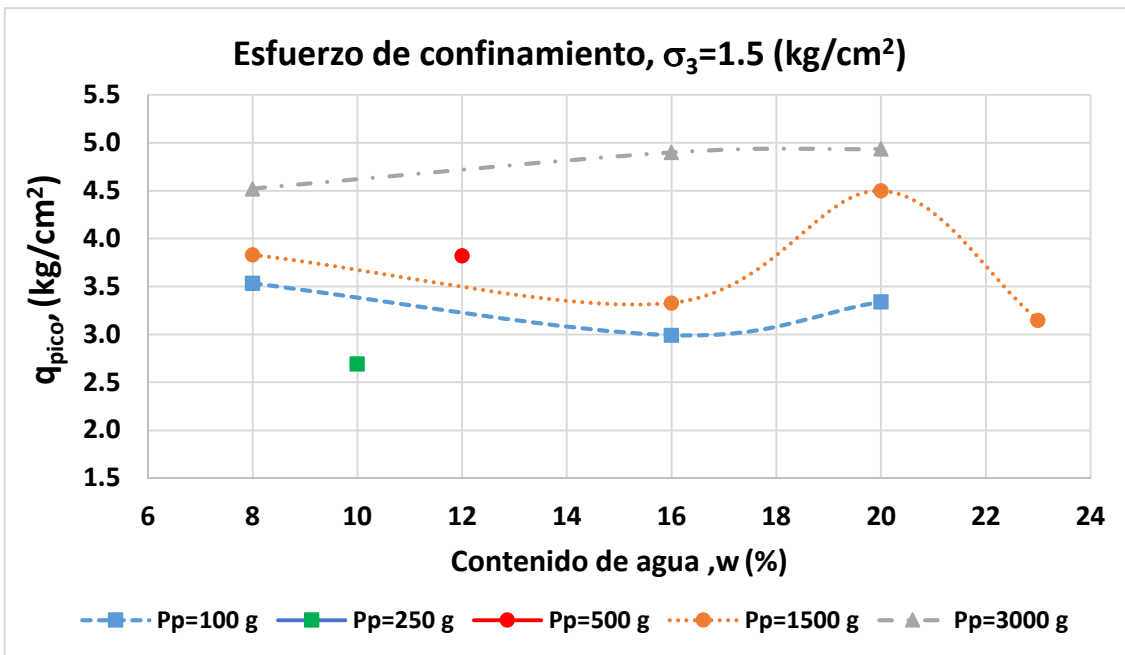


Figura A. 35 Esfuerzo desviador máximo  $q_{pico}$  para un confinamiento  $\sigma_3=1.5$  kg/cm<sup>2</sup>

# ANEXO C

- **Calibración y verificación**

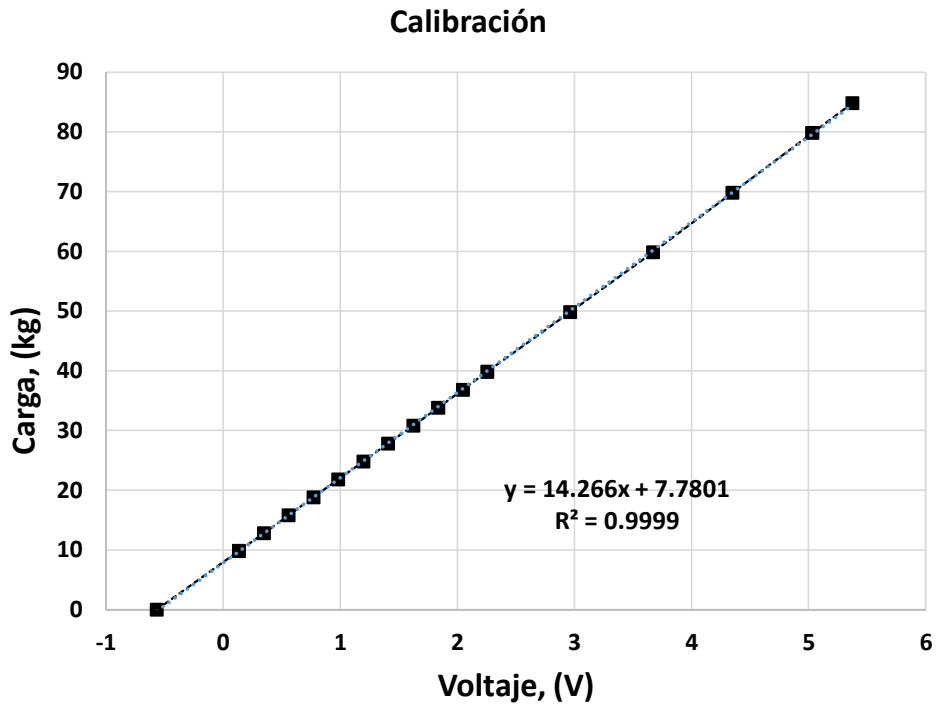


Figura A. 36 Calibración del Transductor de Carga

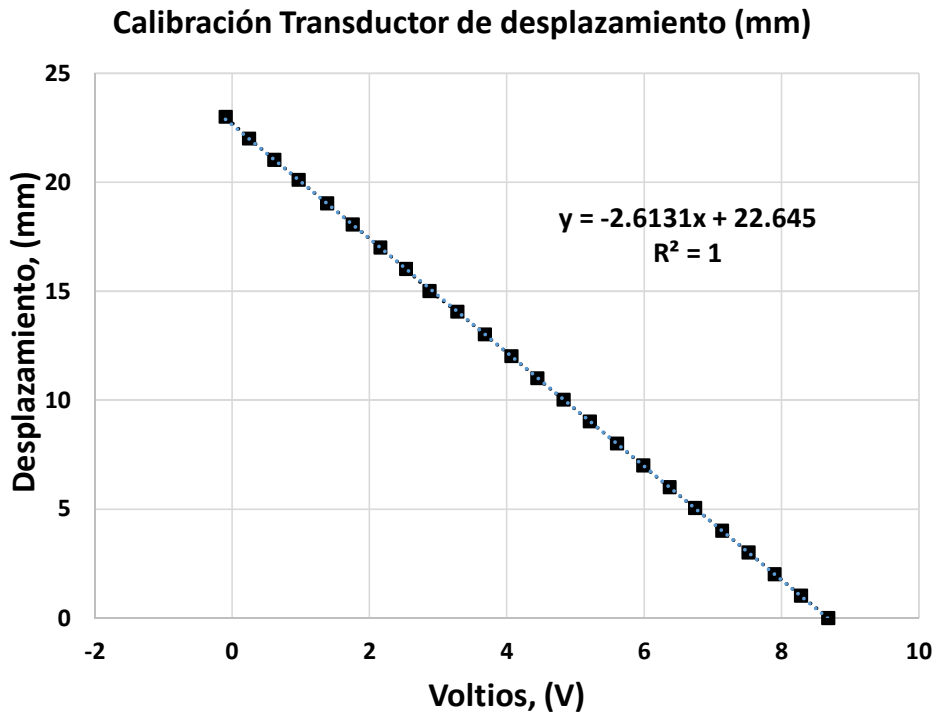


Figura A. 37 Calibración del Transductor de Desplazamiento

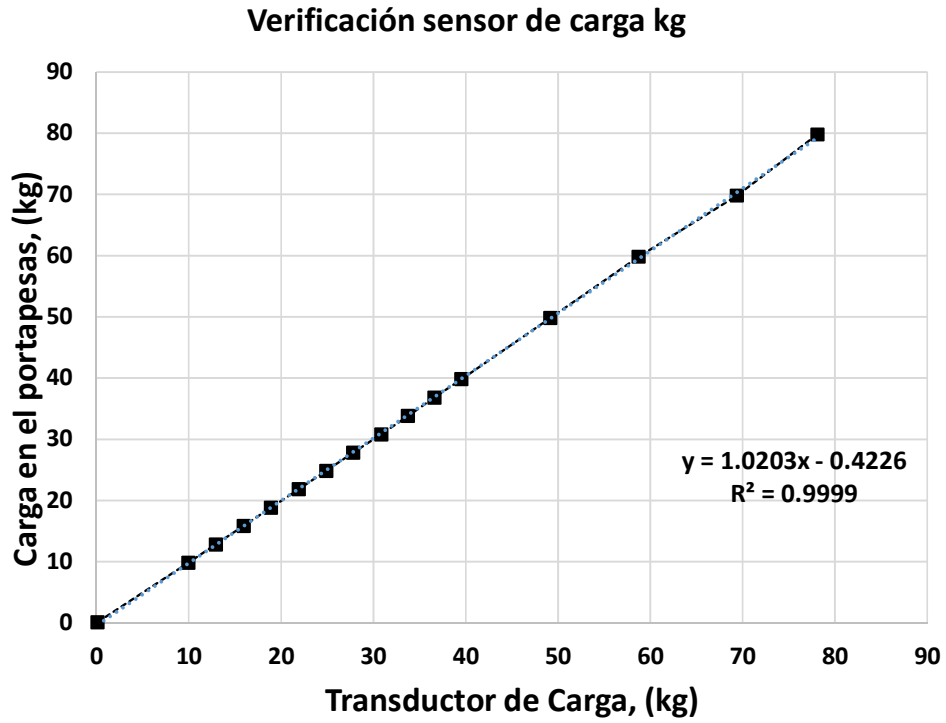


Figura A. 38 Verificación del sensor de carga

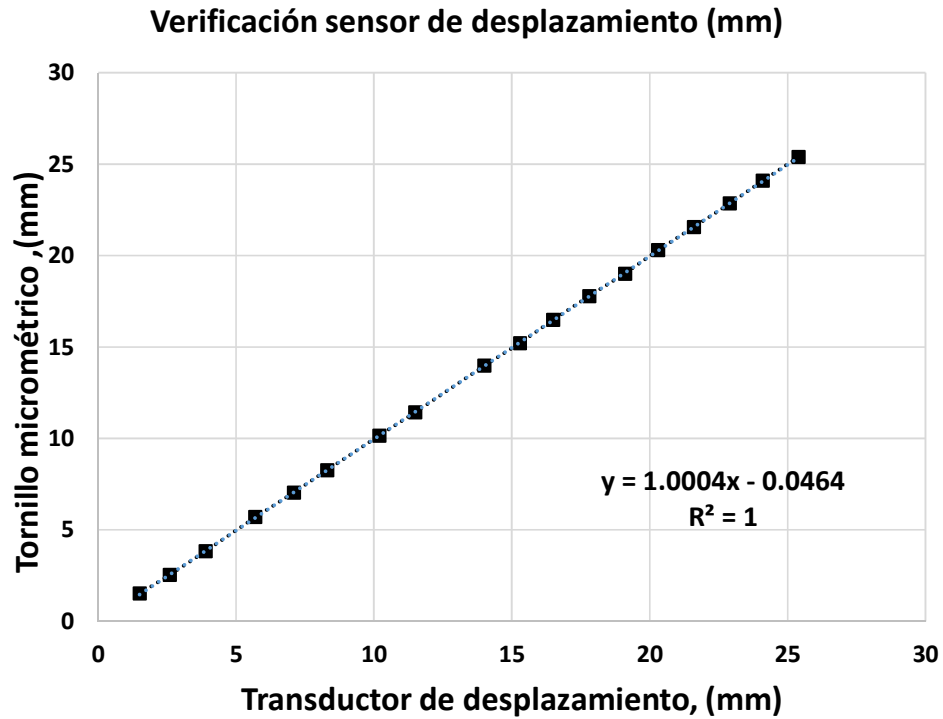


Figura A. 39 Verificación del sensor de desplazamiento mm

# ANEXO D

- **Resultados de la prueba de compactación**

Tabla A. 1 Compactación con diferentes pesos de pisón y  $w=8\%$ 

Compactación por amasado					Testigos de contenido de agua					
Prueba	Peso del pisón (Pp)	Peso molde + muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Recipiente	Peso muestra húmeda + recipiente	Peso muestra seca + recipiente	Peso recipiente	Contenido de agua	Prom. Contenido de agua
No.	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	No.	g	g	g	%	%
1	100	1146.50	113.00	1.27	56	148.90	146.60	119.90	8.61	8.81
					9	150.50	147.80	117.80	9.00	
2	500	1165.90	132.40	1.48	75	161.60	158.70	126.10	8.90	8.88
					86	159.70	156.90	125.30	8.86	
3	1000	1172.80	139.30	1.56	12	151.90	149.00	117.00	9.06	9.02
					19	145.80	143.50	117.90	8.98	
4	1500	1177.50	144.00	1.61	53	158.80	155.50	117.90	8.78	8.87
					74	162.40	159.40	125.90	8.96	
5	2000	1179.80	146.30	1.64	119	151.90	149.30	119.90	8.84	8.80
					84	157.60	155.00	125.30	8.75	
6	2500	1182.30	148.80	1.67	32	161.90	158.40	117.10	8.47	8.35
					151	166.50	163.00	120.50	8.24	
7	3000	1183.20	149.70	1.68	56	155.20	152.30	119.90	8.95	8.96
					86	158.10	155.40	125.30	8.97	

Tabla A. 2 Relaciones Gravimétricas con diferentes pesos de pisón y  $w=8\%$ 

Relaciones Gravimétricas								
Peso volumétrico seco	Volumen de agua (Vw)	Peso seco de la muestra (Ws)	Volumen de sólidos (Vs)	Volumen de Vacíos (Vs)	Volumen de aire (Va)	Relación de vacíos (e)	Porosidad (n)	Grado de Saturación (Gw)
g/cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	g	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-	%	%
1.16	9.15	103.85	36.31	52.97	43.82	1.46	59.33	17.27
1.36	10.80	121.60	42.52	46.76	35.96	1.10	52.38	23.09
1.43	11.53	127.77	44.68	44.60	33.08	1.00	49.96	25.85
1.48	11.73	132.27	46.25	43.03	31.30	0.93	48.20	27.25
1.51	11.83	134.47	47.02	42.26	30.43	0.90	47.34	28.00
1.54	11.47	137.33	48.02	41.26	29.79	0.86	46.22	27.81
1.54	12.31	137.39	48.04	41.24	28.93	0.86	46.19	29.85

Tabla A. 3 Compactación con diferentes pesos de pisón y  $w=11.3\%$ 

Compactación por amasado					Testigos de contenido de agua					
Prueba	Peso del pisón (Pp)	Peso molde + muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Recipiente	Peso muestra húmeda + recipiente	Peso muestra seca + recipiente	Peso recipiente	Contenido de agua	Prom. Contenido de agua
No.	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	No.	g	g	g	%	%
1	100	1148.60	115.10	1.29	119	151.60	148.30	119.90	11.62	11.59
					9	144.80	142.00	117.80	11.57	
2	500	1170.00	136.50	1.53	74	172.10	167.40	126.00	11.35	11.26
					32	157.90	153.80	117.10	11.17	
3	1000	1177.80	144.30	1.62	86	151.70	149.00	125.30	11.39	11.38
					99	151.90	149.00	123.50	11.37	
4	1500	1181.50	148.00	1.66	56	148.60	145.60	119.90	11.67	11.42
					89	159.30	155.50	121.50	11.18	
5	2000	1183.40	149.90	1.68	3	158.10	154.00	117.40	11.20	11.21
					98	158.70	155.20	124.00	11.22	
6	2500	1186.50	153.00	1.71	96	144.90	142.50	120.60	10.96	11.11
					106	163.60	159.40	122.10	11.26	
7	3000	1187.60	154.10	1.73	80	158.00	154.60	124.30	11.22	11.17
					12	148.00	144.90	117.00	11.11	

Tabla A. 4 Relaciones Gravimétricas con diferentes pesos de pisón y  $w=11.3\%$ 

Relaciones Gravimétricas								
Peso volumetrico seco	Volumen de agua (Vw)	Peso seco de la muestra (Ws)	Volumen de sólidos (Vs)	Volumen de Vacios (Vv)	Volumen de aire(Va)	Relación de vacios ( e )	Porosidad (n)	Grado de Saturación (Gw)
g/cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	g	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-	%	%
1.16	11.96	103.14	36.06	53.22	41.26	1.48	59.61	22.47
1.37	13.82	122.68	42.90	46.38	32.57	1.08	51.95	29.79
1.45	14.75	129.55	45.30	43.98	29.23	0.97	49.26	33.53
1.49	15.18	132.82	46.44	42.84	27.66	0.92	47.98	35.42
1.51	15.11	134.79	47.13	42.15	27.04	0.89	47.21	35.85
1.54	15.30	137.70	48.15	41.13	25.83	0.85	46.07	37.19
1.55	15.48	138.62	48.47	40.81	25.33	0.84	45.71	37.93



Tabla A. 5 Compactación con diferentes pesos de pisón y  $w=14\%$ 

Compactación por amasado					Testigos de contenido de agua					
Prueba	Peso del pisón (Pp)	Peso molde + muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Recipiente	Peso muestra húmeda + recipiente	Peso muestra seca + recipiente	Peso recipiente	Contenido de agua	Prom. Contenido de agua
No.	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	No.	g	g	g	%	%
1	100	1151.20	117.70	1.32	86	153.00	149.50	125.30	14.46	14.46
					9	145.50	142.00	117.80	14.46	
2	500	1172.70	139.20	1.56	56	149.90	146.10	119.90	14.50	14.69
					98	152.00	148.40	124.20	14.88	
3	1000	1180.90	147.40	1.65	80	156.40	152.30	124.30	14.64	14.66
					12	149.80	145.60	117.00	14.69	
4	1500	1185.00	151.50	1.70	89	151.60	147.80	121.50	14.45	14.45
					74	156.90	153.00	126.00	14.44	
5	2000	1187.90	154.40	1.73	75	159.70	155.50	126.10	14.29	14.46
					53	151.60	147.30	117.90	14.63	
6	2500	1189.70	156.20	1.75	23	154.30	149.70	117.80	14.42	14.32
					47	164.80	159.20	119.80	14.21	
7	3000	1191.40	157.90	1.77	96	154.50	150.30	120.50	14.09	14.21
					20	163.50	157.80	118.00	14.32	

Tabla A. 6 Relaciones Gravimétricas con diferentes pesos de pisón y  $w=14\%$ 

Relaciones Gravimétricas								
Peso volumétrico seco	Volumen de agua (Vw)	Peso seco de la muestra (Ws)	Volumen de sólidos (Vs)	Volumen de Vacíos (Vs)	Volumen de aire (Va)	Relación de vacíos ( e )	Porosidad (n)	Grado de Saturación (Gw)
g/cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	g	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-	%	%
1.15	14.87	102.83	35.95	53.33	38.45	1.48	59.73	27.89
1.36	17.83	121.37	42.44	46.84	29.01	1.10	52.47	38.06
1.44	18.85	128.55	44.95	44.33	25.48	0.99	49.66	42.52
1.48	19.12	132.38	46.29	42.99	23.87	0.93	48.16	44.48
1.51	19.50	134.90	47.17	42.11	22.61	0.89	47.17	46.31
1.53	19.56	136.64	47.78	41.50	21.94	0.87	46.49	47.13
1.55	19.64	138.26	48.34	40.94	21.30	0.85	45.85	47.98

Tabla A. 7 Compactación con diferentes pesos de pisón y  $w=15.61\%$ 

Compactación por amasado					Testigos de contenido de agua					
Prueba	Peso del pisón (Pp)	Peso molde + muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Recipiente	Peso muestra húmeda + recipiente	Peso muestra seca + recipiente	Peso recipiente	Contenido de agua	Prom. Contenido de agua
No.	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	No.	g	g	g	%	%
1	100	1153.80	120.30	1.35	32	139.70	136.60	117.20	15.98	15.94
					22	137.70	134.90	117.30	15.91	
2	500	1178.90	145.40	1.63	151	149.20	145.30	120.50	15.73	15.79
					144	148.20	144.30	119.70	15.85	
3	1000	1185.70	152.20	1.70	23	150.40	145.90	117.80	16.01	16.11
					89	150.90	146.80	121.50	16.21	
4	1500	1190.20	156.70	1.76	102	152.50	149.00	126.30	15.42	15.60
					108	154.60	150.40	123.80	15.79	
5	2000	1191.60	158.10	1.77	99	159.80	155.00	123.50	15.24	15.31
					121	160.20	154.80	119.70	15.38	
6	2500	1193.50	160.00	1.79	53	147.40	143.50	117.90	15.23	15.42
					56	151.00	146.80	119.90	15.61	
7	3000	1195.40	161.90	1.81	7	149.60	145.30	116.70	15.03	15.07
					73	157.50	153.00	123.20	15.10	

Tabla A. 8 Relaciones Gravimétricas con diferentes pesos de pisón y  $w=15.61\%$ 

Relaciones Gravimétricas								
Peso volumétrico seco	Volumen de agua (Vw)	Peso seco de la muestra (Ws)	Volumen de sólidos (Vs)	Volumen de Vacíos (Vs)	Volumen de aire (Va)	Relación de vacíos ( e )	Porosidad (n)	Grado de Saturación (Gw)
g/cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	g	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-	%	%
1.16	16.54	103.76	36.28	53.00	36.46	1.46	59.37	31.21
1.41	19.83	125.57	43.91	45.37	25.55	1.03	50.82	43.70
1.47	21.12	131.08	45.83	43.45	22.33	0.95	48.66	48.61
1.52	21.15	135.55	47.39	41.89	20.73	0.88	46.91	50.50
1.54	20.99	137.11	47.94	41.34	20.35	0.86	46.30	50.78
1.55	21.38	138.62	48.47	40.81	19.43	0.84	45.71	52.39
1.58	21.20	140.70	49.20	40.08	18.88	0.81	44.90	52.89

Tabla A. 9 Compactación con diferentes pesos de pisón y  $w=17.30\%$ 

Compactación por amasado					Testigos de contenido de agua					
Prueba	Peso del pisón (Pp)	Peso molde + muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Recipiente	Peso muestra húmeda + recipiente	Peso muestra seca + recipiente	Peso recipiente	Contenido de agua	Prom. Contenido de agua
No.	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	No.	g	g	g	%	%
1	100	1156.50	123.00	1.38	98	147.10	143.60	124.00	17.86	17.68
					80	147.80	144.30	124.30	17.50	
2	500	1183.30	149.80	1.68	16	142.30	138.50	117.00	17.67	17.69
					12	158.90	152.60	117.00	17.70	
3	1000	1190.30	156.80	1.76	9	150.90	146.00	117.80	17.38	17.29
					89	150.10	145.90	121.50	17.21	
4	1500	1193.50	160.00	1.79	53	150.70	145.90	117.90	17.14	17.28
					56	151.60	146.90	119.90	17.41	
5	2000	1195.20	161.70	1.81	23	153.40	148.20	117.80	17.11	17.13
					99	155.60	150.90	123.50	17.15	
6	2500	1197.50	164.00	1.84	20	145.70	141.70	118.00	16.88	17.00
					86	163.60	158.00	125.30	17.13	
7	3000	1199.40	165.90	1.86	19	149.10	144.50	117.90	17.29	17.01
					32	149.20	144.60	117.10	16.73	

Tabla A. 10 Relaciones Gravimétricas con diferentes pesos de pisón y  $w=17.30\%$ 

Relaciones Gravimétricas								
Peso volumetrico seco	Volumen de agua (Vw)	Peso seco de la muestra (Ws)	Volumen de sólidos (Vs)	Volumen de Vacios (Vs)	Volumen de aire (Va)	Relación de vacios ( e )	Porosidad (n)	Grado de Saturación (Gw)
g/cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	g	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-	%	%
1.17	18.48	104.52	36.55	52.73	34.26	1.44	59.07	35.04
1.43	22.51	127.29	44.51	44.77	22.26	1.01	50.15	50.28
1.50	23.12	133.68	46.74	42.54	19.42	0.91	47.65	54.35
1.53	23.57	136.43	47.70	41.58	18.01	0.87	46.57	56.69
1.55	23.65	138.05	48.27	41.01	17.36	0.85	45.93	57.66
1.57	23.83	140.17	49.01	40.27	16.44	0.82	45.10	59.18
1.59	24.12	141.78	49.57	39.71	15.59	0.80	44.47	60.74

Tabla A. 11 Compactación con diferentes pesos de pisón y w=20%

Compactación por amasado					Testigos de contenido de agua					
Prueba	Peso del pisón (Pp)	Peso molde + muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Recipiente	Peso muestra húmeda + recipiente	Peso muestra seca + recipiente	Peso recipiente	Contenido de agua	Prom. Contenido de agua
No.	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	No.	g	g	g	%	%
1	100	1161.90	128.40	1.44	53	143.20	138.90	117.90	20.48	20.47
					56	145.80	141.40	119.90	20.47	
2	500	1185.70	152.20	1.70	99	156.80	151.20	123.50	20.22	20.21
					23	152.30	146.50	117.80	20.21	
3	1000	1193.40	159.90	1.79	86	162.40	156.20	125.30	20.06	19.97
					12	153.20	147.20	117.00	19.87	
4	1500	1197.60	164.10	1.84	102	160.10	154.40	126.30	20.28	20.21
					20	153.80	147.80	118.00	20.13	
5	2000	1199.20	165.70	1.86	7	152.20	146.20	116.60	20.27	20.00
					108	166.90	159.80	123.80	19.72	
6	2500	1202.10	168.60	1.89	151	160.10	153.60	120.50	19.64	19.61
					144	159.40	152.90	119.70	19.58	
7	3000	1202.30	168.80	1.89	121	158.80	152.50	119.70	19.21	19.25
					47	163.70	156.60	119.80	19.29	

Tabla A. 12 Relaciones Gravimétricas con diferentes pesos de pisón y w=20%

Relaciones Gravimétricas								
Peso volumetrico seco	Volumen de agua (Vw)	Peso seco de la muestra (Ws)	Volumen de sólidos (Vs)	Volumen de Vacios (Vs)	Volumen de aire (Va)	Relación de vacios ( e )	Porosidad (n)	Grado de Saturación (Gw)
g/cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	g	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-	%	%
1.19	21.82	106.58	37.27	52.01	30.20	1.40	58.26	41.95
1.42	25.59	126.61	44.27	45.01	19.42	1.02	50.42	56.86
1.49	26.61	133.29	46.60	42.68	16.06	0.92	47.80	62.36
1.53	27.59	136.51	47.73	41.55	13.96	0.87	46.54	66.40
1.55	27.61	138.09	48.28	41.00	13.39	0.85	45.92	67.35
1.58	27.64	140.96	49.29	39.99	12.35	0.81	44.79	69.11
1.59	27.25	141.55	49.49	39.79	12.54	0.80	44.56	68.49

Tabla A. 13 Compactación con diferentes pesos de pisón y w=22%

Compactación por amasado					Testigos de contenido de agua					
Prueba	Peso del pisón (Pp)	Peso molde + muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Recipiente	Peso muestra húmeda + recipiente	Peso muestra seca + recipiente	Peso recipiente	Contenido de agua	Prom. Contenido de agua
No.	g	g	g	g/cm <sup>3</sup>	No.	g	g	g	%	%
1	100	1170.50	137.00	1.53	8	140.90	136.80	118.00	21.81	21.55
					38	141.50	137.20	117.00	21.29	
2	500	1197.00	163.50	1.83	19	151.40	145.30	117.80	22.18	21.88
					119	157.10	150.50	119.90	21.57	
3	1500	1207.60	174.10	1.95	51	143.80	139.20	118.09	21.79	21.95
					108	159.70	153.20	123.80	22.11	
4	3000	1210.20	176.70	1.98	1	160.10	153.70	124.20	21.69	21.87
					149	150.90	145.30	119.90	22.05	

Tabla A. 14 Relaciones Gravimétricas con diferentes pesos de pisón y w=22%.

Relaciones Gravimétricas								
Peso volumetrico seco	Volumen de agua (Vw)	Peso seco de la muestra (Ws)	Volumen de sólidos (Vs)	Volumen de Vacios (Vs)	Volumen de aire(Va)	Relación de vacios ( e )	Porosidad (n)	Grado de Saturación (Gw)
g/cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	g	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	-	%	%
1.26	24.29	112.71	39.41	49.87	25.58	1.27	55.86	48.70
1.50	29.35	134.15	46.91	42.37	13.03	0.90	47.46	69.26
1.60	31.34	142.76	49.92	39.36	8.03	0.79	44.09	79.61
1.62	31.71	144.99	50.70	38.58	6.87	0.76	43.22	82.19