



Sociedad Mexicana de
Ingeniería Geotécnica, A.C.



XXVII REUNIÓN NACIONAL DE
INGENIERÍA GEOTÉCNICA

23 y 26 de Noviembre de 2016; Mérida, Yucatán

Diferentes ecuaciones de falla al cortante en suelos pumíticos no saturados

Different equations fault shear pumice unsaturated soils

Zamudio Zavala, P. E. Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente

Ochoa González, G. H. Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente

Vargas Del Río, D. Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente

Mendoza Galán A.Z. Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente

RESUMEN: Se realizaron pruebas de corte directo en suelos pumíticos que representan a la gran mayoría de los suelos (depósitos piroclásticos) de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG). Dichos suelos están conformados por arenas limosas y cenizas provenientes de la actividad volcánica reciente (geológicamente hablando) en el valle de Atemajac. Para las pruebas de corte directo se utilizaron gráficas esfuerzo cortante vs esfuerzo normal y se resolvió trabajar con cuatro variables independientes: granulometría (D_{10} y % Que pasa malla No.200), contenido de agua (ω), densidad (ρ) y esfuerzo efectivo (σ_0'). De este modo las variables dependientes resultan ser: esfuerzo cortante (τ), ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (c).

ABSTRACT: direct shear tests in soils pumice representing the vast majority of soils (pyroclastic deposits) in the metropolitan area of Guadalajara (ZMG) were performed. These soils are composed of silty sand and ash from the volcanic activity resents (geologically speaking) in the valley of Atemajac. For direct shear tests vs. shear graphics they were used normal stress and resolved to work with four independent variables: particle size, water content (ω), density (ρ) and effective effort (σ_0'). Thus the dependent variables are to be: shear (τ), friction angle (ϕ) and cohesion (c).

1 ANTECEDENTES

1.1 *Los suelos de la ZMG*

En casi la totalidad de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG), hay depósitos de suelos pumíticos con granulometrías comprendidas en el rango de limos a gravas (estas últimas llamadas localmente “jales”), pero abundando principalmente arenas y arenas limosas (llamadas localmente “arenas amarillas”). Estas partículas de suelo son ligeras (densidades naturales de 900 a 1200 kg/m^3), erosionables, deleznable, con superficie rugosa, y, en algunos casos, con cementación débil a media (Lazcano, 2001).

Las compacidades de los suelos casi siempre van de sueltas a altas conforme se va profundizando, y se observa un contraste marcado en poca distancia, entre los depósitos “suelos” y los compactos, hasta llegar a la roca basal, constituida por tobas, conglomerados y antiguas coladas de lavas (principalmente basálticas y riolíticas).

La roca basal está fracturada a muy fracturada, y en ocasiones tiene intercalaciones de depósitos de suelo que se formaron en períodos entre las erupciones volcánicas que produjeron las diferentes coladas de lava (Lazcano, 2001).

1.2 *Origen y formación*

El pasado reciente del territorio de Jalisco y de la ZMG ha estado marcado, en espacio y tiempo, con eventos

volcánicos y tectónicos. Los depósitos son el resultado de la actividad volcánica del Pleistoceno.

La sierra La Primavera (llamada antes Sierra del Astillero) constituye una estructura volcánica compleja denominada caldera. Por su origen volcánico complejo, la sierra La Primavera está constituida por domos, derrames de lava, depósitos de pómez de caída libre y flujos de ceniza; estos flujos de ceniza en particular son denominados Toba Tala, la cual fue generada al final del Holoceno (Mahood, 1977).

Tanto el subsuelo de casi toda la ZMG como sus alrededores están constituidos por la Toba Tala la cual está formada por material vítreo o amorfo representados granulométricamente por limos, arenas y gravas de pumicita (dominante al 80%) y, en menor proporción, por clastos de tamaño de arena y grava riolíticos y por material cristalino fragmentado o roto.

El vidrio volcánico se generó por el rápido enfriamiento de la lava al ascender hasta la superficie, pudiéndose presentar como pómez u obsidiana.

La abundancia de gases durante la erupción y el rápido enfriamiento generó una alta porosidad, el material así formado es la pumicita, un vidrio que, se caracteriza por su abundancia de “vesículas” o “burbujas”. Si la lava tuvo demasiada agua y su enfriamiento fue rápido, el material resultante es pómez. Pero si la lava no contenía muchos gases ni mucha agua y su enfriamiento fue rápido, el material resultante es obsidiana, la cual se caracteriza por un desarreglo atómico que se traduce en un color oscuro y en la carencia de minerales, es un vidrio volcánico.

1.3 El Jal

En la región, y en particular en la ZMG, como ya se mencionó, los suelos son de origen volcánico en su mayoría suelos pumíticos; los de agregado grueso son conocidos en la región como “jal” y la arena fina como “arena amarilla”. De ahí que jal sea definido como un material de composición pumítica, ligero y conformado por vidrio volcánico ácido proveniente de depósitos de espuma de origen piroclástico.

El jal tiene, por lo general, baja densidad y, se presenta, de acuerdo a su tamaño, en forma de arenas y/o gravas. Su textura es rugosa y su estructura filiforme vesicular, su color entre blanco, grisáceo y amarillo. Por su módulo de finura, la arena contenida en el agregado pumítico se clasifica con un amplio margen de variación que va de media a muy gruesa. Las rocas que componen el jal son generalmente las siguientes: pumicita, obsidiana y riolita.

1.4 Pumicita

La pumicita o piedra pómez constituye más del 90 % del peso total de los depósitos de Jal (Vargas, 2002). Es una espuma de vidrio con una gran cantidad de cavidades formadas por los gases al salir de solución en el cambio de presión, de la presión interna del aparato emisor a la presión atmosférica, en un proceso de enfriamiento rápido. A causa de su elevada porosidad, las partículas de este material son muy ligeras.

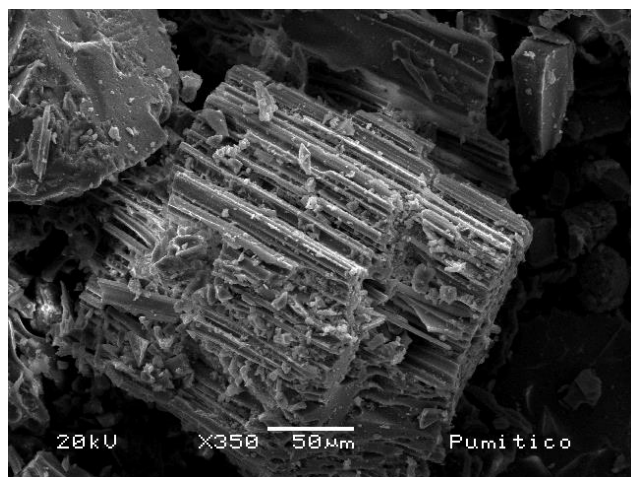


Figura 1. Pumicita microscopio electrónico (Zamudio et al 2008).

Es muy común que se forme a partir de las vulcanitas claras o ácidas, como por ejemplo la riolita, y por ello es de color blanco, grisáceo, amarillento, marrón o gris. El brillo de las piedras pómez recientes es sedoso. Consta de fibras de vidrio trenzadas subparalelamente, que se

retuercen alrededor de huecos e inclusiones (Maresch y Medenbach, 1997).

Al observar muestras de pómez bajo el microscopio electrónico de barrido se puede apreciar que en general ésta se compone de fragmentos de vidrio de textura fibrosa (Zamudio et al., 2008), en otras ocasiones se puede apreciar que se trata de cenizas sintetizadas o vidrio con vesículas (Vargas, 2002). La textura porosa, habla de una rápida expansión de gases y un rápido enfriamiento generando esas vesículas y tubificaciones a causa de dichos gases atrapados. El magma fue inflado de tal manera que se hace espumoso y las abundantes burbujas dan lugar a una textura esponjosa, con los remanentes vesiculares (chardas).

1.5 Obsidiana

La obsidiana es un vidrio de color negro lustroso, translúcido en sus esquinas y presenta fractura conoide. Después de su formación la obsidiana no permanece y modifica significativamente su aspecto a causa de la recepción de agua y de la desvitrificación. La desvitrificación es un proceso natural en la obsidiana que siendo amorfa comienza a cristalizar paulatinamente por sectores generando cristales microscópicos de cuarzo, cristobalita y feldespatos.

Las obsidianas recientes contienen menos del 3-4% de su peso en agua: en caso contrario hubieran sido “perlitas”. Tiene puntos blancos visibles macroscópicamente que son llamados esferulitas, es decir, crecimientos cristalinos ordenados en forma de fibras radiales. La formación de vidrios a partir de fundidos exige una cierta fluidez que se da sobre todo en las riolitas ricas en SiO₂ (Maresch y Medenbach, 1997).

1.6 Fragmentos riolíticos

La riolita es una roca ígnea extrusiva de textura afanítica y composición félsica. Los colores son comúnmente beige, rojizo, rosado. Normalmente se trata de una roca muy clara, de grano fino. Con un componente vítreo mayor, la roca se vuelve más oscura. Se aprecian diferentes minerales contenidos en los fragmentos de la riolita local, entre los que sobresale la biotita, plagioclasas, feldespatos, el cuarzo y la mica (Vargas, 2002).

2 DISEÑO DE EXPERIMENTO

2.1 Variables independientes

Las variables consideradas como independiente en el diseño del experimento son:

- Granulometría
- Densidad

- Forma y energía de compactación
- Esfuerzo efectivo

2.2 Granulometría

Se obtuvieron dos tipos de suelos típicos de la ZMG, el primero con alto contenido de finos (33%), arena limosa SM, conocido en la región como Tepetate; el segundo con poco contenido de finos (5%), arena bien graduada con grava (SW)g conocido en la región como Jal.

Empleando estos dos suelos típicos y controlando su granulometría se crearon otros dos suelos intermedios, también típicos de la ZMG, con 12% y 27% de contenido de finos, las curvas granulométricas promedio de tres muestras representativas de cada uno de los cuatro tipos de suelo, se presentan en la figura 2, donde se incluyen por cierto las curvas granulométricas obtenidas también con la prueba de hidrómetro para tener la curva granulométrica de cada suelo de forma completa (ASTM D422, 2007). Las granulometrías se realizaron mediante lavado por malla No.200 (0.075 mm).

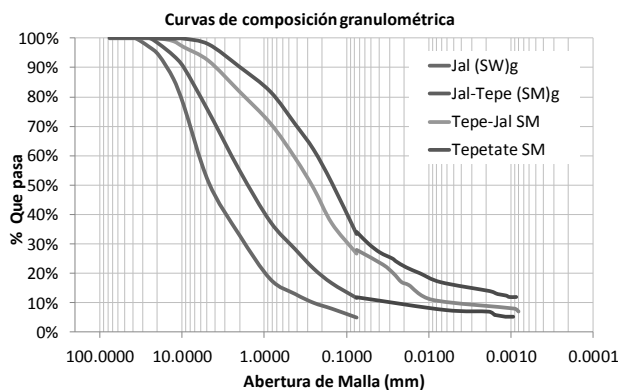


Figura 2. Curvas de composición granulométrica.

Después de obtener los límites de consistencia (ASTM D4318, 2005) de los cuatro tipos de suelo, se procedió a clasificarlos mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), empleando para ello la normativa (ASTM D2487, 2011), logrando identificar los suelos de la forma siguiente:

- Arena bien graduada con grava (SW)g, 5% finos = JAL
- Arena limosa con grava (SM)g, 12% finos = JALTEPE
- Arena limosa SM, 27% finos = TEPEJAL
- Arena limosa SM, 33% finos = TEPETATE

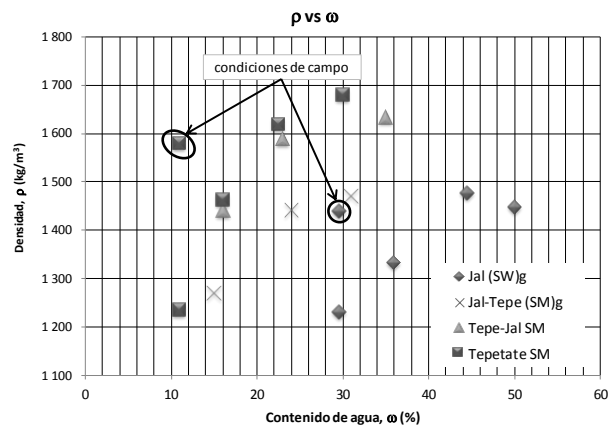
Para lograr el Jaltepe, la combinación en volumen fue: 66% de Jal y 33% de Tepetate y para lograr el Tepejal, la combinación en volumen fue: 33% de Jal y 66% de Tepetate.

2.3 Contenido de agua

Los contenidos de agua se variaron de tal forma, que se tuviera para los suelos naturales (Jal y Tepetate) cuatro contenidos de agua: ω_{campo} , $\omega_{\text{óptimo}}$, $\omega_{+\text{óptimo}}$, $\omega_{-\text{óptimo}}$.

Para los suelos de granulometría controlada tres contenidos de agua: $\omega_{\text{óptimo}}$, $\omega_{+\text{óptimo}}$, $\omega_{-\text{óptimo}}$.

Ya que se seleccionó una sola forma de compactación y una sola energía de compactación para elaborar las probetas con cada contenido de agua se logró diferente grado de acomodamiento, esto es, se lograron diferentes densidades (Fig. 3, tabla 1). Sin embargo, aplicando esta única energía dinámica de compactación no se logró restituir las muestras hasta la densidad natural del suelo, sin embargo, sí se lograron densidades típicas de los



suelos de la ZMG.

Figura 3. Contenidos de agua y densidades alcanzadas.

Tabla 1. Contenidos de agua y densidades alcanzadas.

	Jal	Jal-Tepe	Tepe-Jal	Tepetate				
	ω (%)	ρ (kg/m ³)	ω (%)	ρ (kg/m ³)				
% Campo	30	1 439		11	2 022			
% Cam - Lab	30	1 231		11	1 236			
Menor	36	1 333	15	1 268	16	1 442	16	1 462
% Óptimo	44	1 477	24	1 442	23	1 588	23	1 617
Mayor	50	1 448	31	1 469	35	1 634	30	1 680

2.4 Forma y energía de compactación

El método de compactación para la elaboración de las probetas fue el dinámico, por ser el más conocido, estandarizado y controlado.

La energía seleccionada para aplicar a todas las probetas es la energía equivalente a la prueba AASHTO modificada, es decir, 2700 kN•m/m³ (ASTM D1557, 2009).

No se tomó en cuenta, la trituración de los sólidos del suelo, debido a que se pretendía crear suelos lo más controlados (homogéneos) posibles y típicos de la ZMG, además que la clasificación SUCS no cambia en tres de los suelos estudiados.

Si bien las curvas granulométricas se obtuvieron previas al acomodo en los moldes (para cualquiera de las pruebas mecánicas), se cuenta con granulometrías posteriores a la compactación, apreciando claro está, un aumento considerable en el porcentaje que pasa la malla No.200 (0.075 mm), sin embargo, no cambia la clasificación SUCS en la mayoría de los casos y deja los mismos suelos típicos de la ZMG. Los autores sentimos que esta situación, es decir, el acomodo de las partículas de suelo en los moldes y las densidades sin triturar que se alcanzan en la naturaleza deberán estudiarse ampliamente.

En la tabla 2, se presenta un promedio de la "trituración" de los granos a través de este medio de compactación, donde se observa que los suelos no cambian su clasificación SUCS, para efectos de esta investigación nos seguiremos refiriendo al Jal como (SW)g, aclarando que las pruebas físicas se realizaron previas al acomodo de las partículas para obtener las propiedades mecánicas.

Tabla 2. Efecto de la compactación en la granulometría y clasificación SUCS.

	Jal	Jal-Tepe	Tepe-Jal	Tepeate	
Abertura (mm)	% QUE PASA	% QUE PASA	% QUE PASA	% QUE PASA	AASHTO Modificada
0.075	5%	12%	27%	33%	Antes
0.075	20%	24%	35%	38%	Después
	SUCS	SUCS	SUCS	SUCS	
	(SW)g	(SM)g	SM	SM	Antes
	(SM)g	(SM)g	SM	SM	Después

2.5 Esfuerzo efectivo

El esfuerzo efectivo en el ensayo de corte directo aplicado a las probetas fue variando, es una variable independiente dentro del experimento.

El ensayo de corte directo estandarizado empleado fue el de condiciones no consolidadas, no drenadas y con deformación controlada (ASTM D6528, 2007).

3 PROPIEDADES ÍNDICE

3.1 Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio para la obtención de las propiedades índice de los suelos fueron las que se muestran en la figura 4.

Las pruebas se realizaron para los diferentes tipos de suelo y para los diferentes grados de acomodo alcanzados (densidades); para poder determinar entre otros parámetros la Compacidad Relativa de cada grupo especímenes de los cuatro tipos de suelo y densidades.

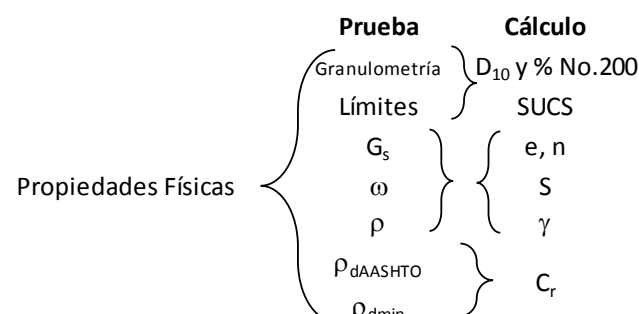


Figura 4. Esquema de las pruebas de laboratorio realizadas.

Para la ejecución de las pruebas de laboratorio se llevaron a cabo los estándares ASTM siguientes:

- Granulometría (ASTM D422, 2007)
- Porcentaje que pasa la malla No. 200
- Límites de Consistencia (ASTM D4318, 2005)
- Densidad Relativa de Sólidos, G_s (ASTM D854, 2010)
- Contenido de agua, ω (ASTM D2216, 2010)
- Densidad, ρ (Masa / Volumen)
- Masa Vol Seca Máxima $\rho_{dAASHTO}$ (ASTM D1557, 2009)
- Masa Volumétrica Seca Suelta ρ_{dmin} (ASTM C29, 2009)

Tabla 3. Propiedades obtenidas mediante pruebas de laboratorio.

Suelo	Pasa Malla No. 200 (%)	G_s	ω (%)	ρ (kg/m ³)	ρ_{dmax} (kg/m ³)	ρ_d (kg/m ³)
Jal (SW)g	5	1.88	30	1231	1022	950
			36	1333		980
			44	1477		1022
			50	1448		965
Jaltepe (SM)g	12	2.02	15	1268	1163	1103
			24	1442		1163
			31	1469		1122
Tepejal SM	27	2.17	16	1442	1291	1243
			23	1588		1291
			35	1634		1210
Tepeate	33	2.31	11	1236	1320	1114

SM			16	1462		1263
			23	1617		1320
			30	1680		1292

Se prepararon 6 probetas de cada uno de los 14 tipos de suelo identificados: Jal (SW)g con 4 densidades, Jal-Tepe (SM)g con 3 densidades, Tepe-Jal SM con 3 densidades y Tepetate SM con 4 densidades, logrando realizar 84 ensayos de corte directo (14 curvas de estado de esfuerzo con 6 puntos cada una).

Los esfuerzos efectivos empleados para determinar las leyes constitutivas de los suelos pumíticos fueron: 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.50 y 1.00 kgf/cm² (5, 10, 15, 20, 50 y 100 kPa).

Los resultados, esfuerzos cortantes de falla y cortantes residuales, se colocaron en una gráfica para la obtención de una o dos ecuaciones envolventes con base en la ecuación de Mohr-Coulomb para la teoría de falla del suelo:

$$\tau_{falla} = \sigma_n \tan \phi + c \quad (1)$$

donde: τ_{falla} = resistencia al cortante de falla; c = cohesión; σ = esfuerzo normal; ϕ = ángulo de fricción interna.

En el caso del suelo tipo Jal (SW)g se proponen 2 ecuaciones lineales para la descripción de los esfuerzos, ya que los valores de esfuerzo cortante no corresponden a los valores que una sola ecuación lineal pudiera explicar cómo comportamiento mecánico de la respuesta estática del suelo; estas ecuaciones se propusieron con base en el mayor valor de R^2 (coeficiente de determinación) para que los resultados fueran confiables como una ley constitutiva del material.

En el caso del suelo tipo Jal-Tepe (SM)g y Tepe-Jal SM se propusieron también 2 ecuaciones para la solución de la teoría de falla, solo que en estos tipos de suelo se ajustaba mejor una ecuación cuadrática en los esfuerzos “pequeños” en vez de una ecuación lineal y posteriormente a un punto denominado como “punto de inflexión”, el comportamiento si es lineal.

Por último, en los suelos tipo Tepetate SM, la respuesta mecánica sí se adapta a los criterios establecidos por la ecuación No.1, por lo cual se optó por utilizar una sola ecuación, ya que el comportamiento de los esfuerzos tiende a ser lineal.

En un principio se había optado por explicar cada una de las 14 ecuaciones que representan a los suelos ya mencionados con sus diferentes densidades mediante 6 puntos cada una, sin embargo, debido a la consistencia en los resultados, relativamente poco afectados por el contenido de agua y/o densidad alcanzada, se decidió reunir todos los puntos por cada uno de los 4 tipos de suelo.

La separación para explicar las ecuaciones que representan las leyes constitutivas de suelos pumíticos son:

- **Jal (SW)g**
- densidad 1231 kg/m³ y 30% de contenido de agua

Tabla 4. Otros parámetros índice de los suelos empleados.

Suelo	D ₁₀ (mm)	e	n (%)	S (%)	γ (kN/m ³)	C _r (%)
Jal (SW)g	0.25	1.13	53	53	12.55	73
		0.91	46	74	13.59	93
		0.84	48	100	15.06	100
		0.94	49	99	14.76	90
Jaltepe (SM)g	0.025	0.83	42	36	12.93	89
		0.74	45	66	14.70	100
		0.80	45	78	14.97	93
Tepejal SM	0.0025	0.74	40	47	14.70	91
		0.68	43	74	16.19	100
		0.79	44	96	16.66	85
Tepetate SM	0.00025	0.94	49	25	12.60	90
		0.83	43	44	14.90	84
		0.75	45	69	16.48	100
		0.79	44	88	17.13	93

Los demás parámetros obtenidos de los suelos (tabla 4), se calcularon a partir de las pruebas realizadas en el laboratorio, estos parámetros son:

- Diámetro correspondiente al 10% de la muestra, D₁₀
- Clasificación de Suelos, SUCS (*ASTM D2487, 2011*)
- Relación de vacíos, e
- Porosidad, n
- Grado de Saturación, S
- Peso específico, γ
- Compacidad Relativa, C_r

4 PROPIEDADES MECÁNICAS

4.1 Ensayos de corte directo

Como ya se mencionó el ensayo de corte directo estandarizado empleado fue el de condiciones no consolidadas no drenadas con deformación controlada (*ASTM D6528, 2007*).

Diferentes ecuaciones de falla al cortante en suelos pumíticos no saturados

- densidad 1333 kg/m³ y 36% de contenido de agua
 - densidad 1477 kg/m³ y 44% de contenido de agua
 - densidad 1448 kg/m³ y 50% de contenido de agua
- Jal-Tepe (SM)g**
- densidad 1268 kg/m³ y 15% de contenido de agua
 - densidad 1442 kg/m³ y 24% de contenido de agua
 - densidad 1469 kg/m³ y 31% de contenido de agua
- Tepe-Jal SM**
- densidad 1442 kg/m³ y 16% de contenido de agua
 - densidad 1588 kg/m³ y 23% de contenido de agua
 - densidad 1634 kg/m³ y 35% de contenido de agua
- Tepetate SM**
- densidad 1236 kg/m³ y 11% de contenido de agua
 - densidad 1462 kg/m³ y 16% de contenido de agua
 - densidad 1617 kg/m³ y 23% de contenido de agua
 - densidad 1680 kg/m³ y 30% de contenido de agua

En la figura 5 se puede observar el comportamiento de los suelos tipo Jal (SW)g debido al esfuerzo cortante de falla y al esfuerzo normal con sus 4 tipos de densidades diferentes, así como las ecuaciones propuestas para su teoría de falla, mediante un análisis de regresión polinomial. En la figura 6 se puede observar la gráfica para los esfuerzos cortantes residuales y sus respectivas ecuaciones.

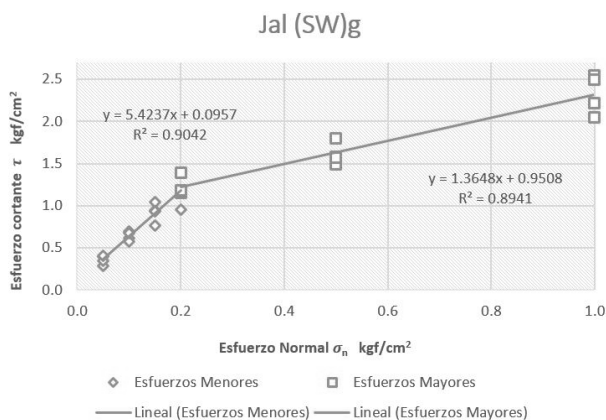


Figura 5. Ecuaciones para la teoría de falla para el suelo tipo Jal (SW)g con esfuerzos cortantes de falla.

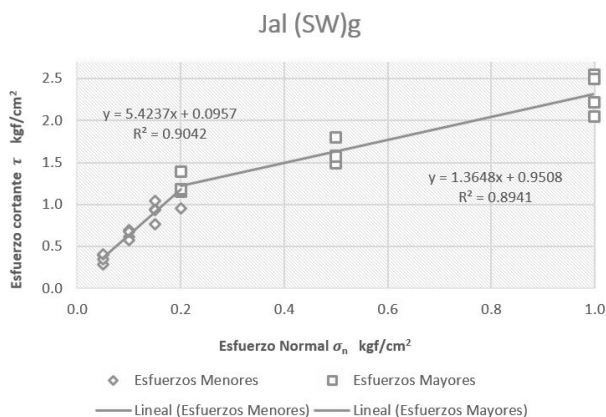


Figura 6. Ecuaciones para la teoría de falla para el suelo tipo Jal (SW)g con esfuerzos cortantes residuales.

Para los esfuerzos normales con valores menores a 20 kPa se propone la ecuación 2, con sus valores constantes de cohesión y ángulo de fricción interna. Para valores mayores a 20 kPa, se propone la ecuación 3, de las mismas características.

$$\tau_{falla} = \sigma_n \tan 77^\circ + 0.1 \text{ kgf/cm}^2 \quad (2)$$

$$\tau_{falla} = \sigma_n \tan 54^\circ + 1.0 \text{ kgf/cm}^2 \quad (3)$$

Para los esfuerzos cortantes residuales y esfuerzos normales con valores menores a 20 kPa se propone la ecuación 4 con sus valores constantes de cohesión y ángulo de fricción interna; y para valores mayores a 20 kPa se propone la ecuación 5.

$$\tau_{res} = \sigma_n \tan 63^\circ + 0.05 \text{ kgf/cm}^2 \quad (4)$$

$$\tau_{res} = \sigma_n \tan 43^\circ + 0.54 \text{ kgf/cm}^2 \quad (5)$$

Para el segundo tipo de suelos tipo Jal-Tepe (SM)g, en las figuras 7 y 8, se pueden observar los resultados obtenidos y las ecuaciones resultantes para la teoría de falla de esos suelos.

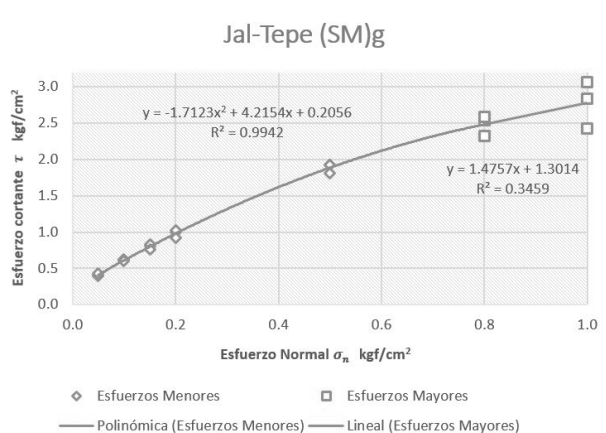


Figura 7. Ecuaciones para la teoría de falla para el suelo tipo Jal-Tepe (SM)g con esfuerzos cortantes de falla.

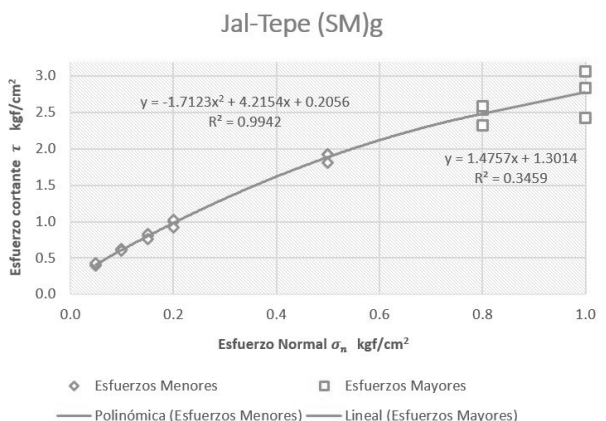


Figura 8. Ecuaciones para la teoría de falla para el suelo tipo Jal-Tepe (SM)g con esfuerzos cortantes residuales.

Para esfuerzos normales con valores menores a 80 kPa se propone la ecuación cuadrática 6 con valores constantes de cohesión y ángulo de fricción interna máximo; y para valores mayores a 80 kPa se propone la ecuación lineal 7.

$$\tau_{falla} = -1.71 \sigma_n^2 + \tan 76^\circ \sigma_n + 0.2 \text{ kgf/cm}^2 \quad (6)$$

$$\tau_{falla} = \sigma_n \tan 56^\circ + 1.3 \text{ kgf/cm}^2 \quad (7)$$

Para el caso de esfuerzos residuales y esfuerzos normales con valores menores a 80 kPa se propone la ecuación 8, de segundo grado, con valores constantes de cohesión y ángulo de fricción interna máximo; y para valores mayores a 80 kPa se propone la ecuación lineal 9.

$$\tau_{res} = -1.04 \sigma_n^2 + \tan 69^\circ \sigma_n + 0.0 \text{ kgf/cm}^2 \quad (8)$$

$$\tau_{res} = \sigma_n \tan 42^\circ + 0.7 \text{ kgf/cm}^2 \quad (9)$$

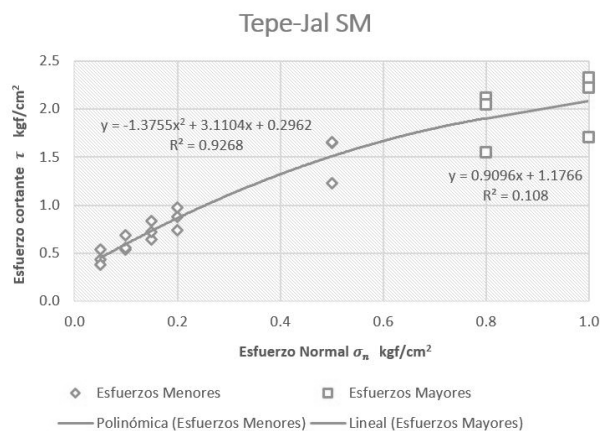


Figura 9. Ecuaciones para la teoría de falla para el suelo tipo Tepe-Jal SM con esfuerzos cortantes de falla.

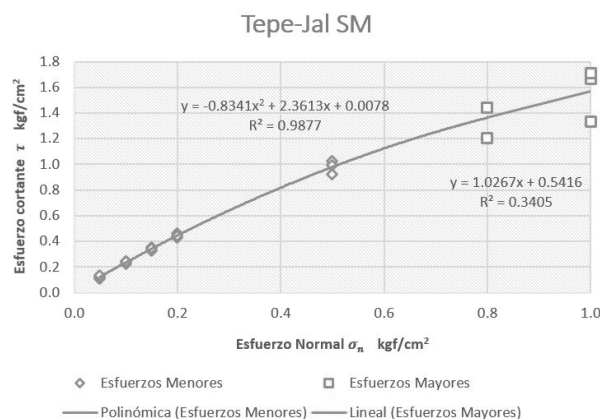


Figura 10. Ecuaciones para la teoría de falla para el suelo tipo Tepe-Jal SM con esfuerzos cortantes residuales

Para el tercer tipo de suelo, los suelos tipo Tepe-Jal SM, en las figuras 9 y 10 se muestran los resultados obtenidos y las ecuaciones resultantes para la teoría de falla.

En el caso de esfuerzos cortantes de falla y para esfuerzos normales con valores menores a 80 kPa se propone la ecuación cuadrática 10 con sus valores constantes de cohesión y ángulo de fricción interna; y para valores mayores a 80 kPa se propone la ecuación lineal 11.

$$\tau_{falla} = -1.38 \sigma_n^2 + \tan 72^\circ \sigma_n + 0.3 \text{ kgf/cm}^2 \quad (10)$$

$$\tau_{falla} = \sigma_n \tan 42^\circ + 1.2 \text{ kgf/cm}^2 \quad (11)$$

Para el caso de esfuerzos cortantes residuales y esfuerzos normales menores a 80 kPa se propone la ecuación 12, de segundo grado, con valores constantes de cohesión y ángulo de fricción interna; y para valores mayores a 80 kPa se propone la ecuación lineal 13.

$$\tau_{res} = -0.83 \sigma_n^2 + \tan 67^\circ \sigma_n + 0.01 \text{ kgf/cm}^2 \quad (12)$$

$$\tau_{res} = \sigma_n \tan 46^\circ + 0.54 \text{ kgf/cm}^2 \quad (13)$$

En el último tipo de suelo pumítico estudiado, Tepetate SM, resultan las figuras 11 y 12 para explicar su teoría de falla.

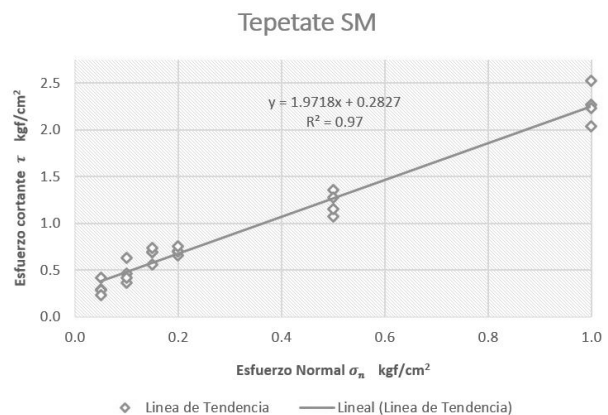


Figura 11. Ecuaciones para la teoría de falla para el suelo tipo Tepetate SM con esfuerzos cortantes de falla.

Para este tipo de suelos, la teoría de falla Mohr-Coulomb se ajusta perfectamente sin variación o “punto de

inflexión”, por lo cual se propone la ecuación lineal 14 que cumple con los resultados esperados, para el caso de esfuerzos de falla y la ecuación lineal 15 para esfuerzos residuales.

$$\tau_{falla} = \sigma_n \tan 63^\circ + 0.28 \text{ kgf/cm}^2 \quad (14)$$

$$\tau_{res} = \sigma_n \tan 56^\circ + 0.09 \text{ kgf/cm}^2 \quad (15)$$

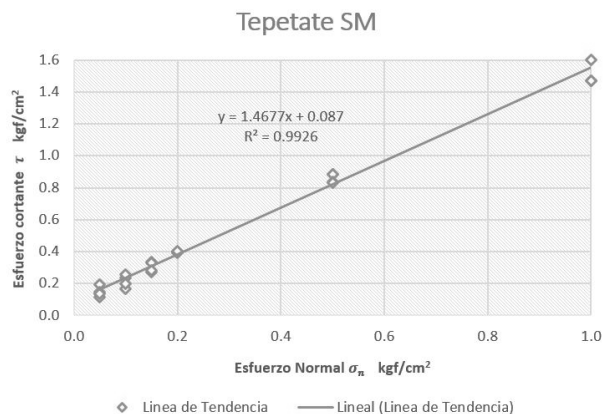


Figura 12. Ecuaciones para la teoría de falla para el suelo tipo Tepetate SM con esfuerzos cortantes residuales.

4.2 Triaxiales

Adicionalmente se llevaron a cabo 4 pruebas triaxiales en condiciones no consolidadas no drenadas con deformación controlada, para corroborar los resultados obtenidos mediante los ensayos de corte directo (ASTM D2850, 2007).

Se prepararon 4 probetas de cada uno de los 4 tipos de suelo identificados: Jal (SW)g, Jal-Tepe (SM)g, Tepe-Jal SM y Tepetate SM, todos con los contenidos de agua óptimos, densidad máxima de la prueba prueba AASHTO modificada, es decir, 2700 kN•m/m³ (ASTM D1557, 2009).

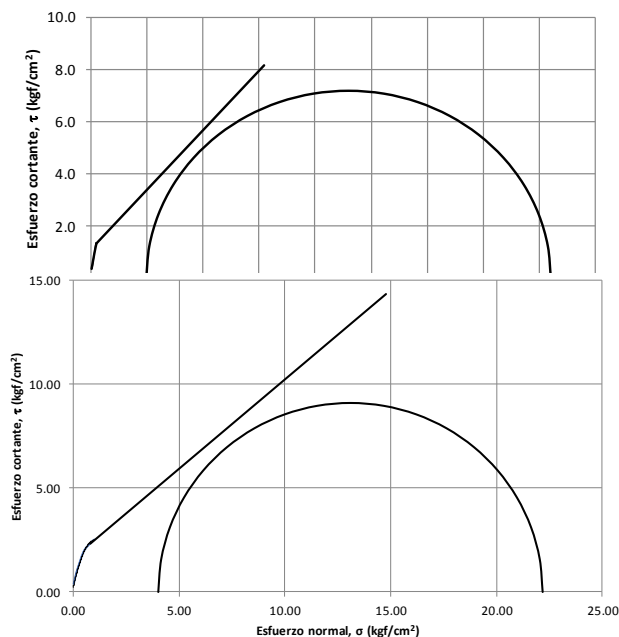


Figura 13. Triaxial Jal (SW)g, $\omega_{opt}=44\%$, $\rho_{dmax}=1022 \text{ kg/m}^3$.

Figura 14 Triaxial Jal-Tepe (SM)g, $\omega_{opt}=24\%$, $\rho_{dmax}=1163 \text{ kg/m}^3$.

Figura 15. Triaxial Tepe-Jal SM, $\omega_{opt} = 23\%$, $\rho_{dmax} = 1291 \text{ kg/m}^3$.

Figura 16. Triaxial Tepetate SM, $\omega_{opt} = 23\%$, $\rho_{dmax} = 1320 \text{ kg/m}^3$.

kg/m³.

En las figuras 5, 6, 7 y 8 se muestran los círculos del estado de esfuerzo en la falla, mediante ensayos triaxiales llevados a cabo en los mismos tipos de suelos y en las mismas condiciones en las que se ensayaron mediante la prueba de corte directo. Estas figuras buscan validar las ecuaciones propuestas mediante la comparación visual con los ensayos triaxiales, obsérvese la alta consistencia de los resultados.

5 CONCLUSIONES

Deberá realizarse un mayor número de ensayos triaxiales para verificar el comportamiento al esfuerzo cortante de este tipo de suelos, denominados “pumíticos”, sobre todo a esfuerzos normales menores de 20 kPa.

Se detectó un “punto de inflexión” en las curvas de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal que oscila entre los

20 kPa a 80 kPa. Esta “inflexión” implica que a esfuerzos “bajos” el esfuerzo del suelo es tomado en mayor proporción por la fricción y en menor proporción por la cohesión. Esta situación toma importancia especialmente en suelos con un porcentaje de finos menor al 30%.

Este tipo de comportamiento de resistencia al cortante, es común en rocas de origen vítreo, además de ser coincidente con *Porras (1984)*.

Para los esfuerzos a los que usualmente son sometidos estos suelos, por cargas de cimentaciones, en la segunda parte de la curva de falla, los ángulos de fricción interna presentan un promedio de 54°, variando entre 42° y 63°, variaciones por influencia del tipo de suelo y no por las densidades de ensayo. También se presentan cohesiones aparentes en el rango de 0.3 a 1.3 kgf/cm² (30 a 130 kPa), en ésta sección de línea de falla. Esta cohesión puede llegar a perderse bajo ciertas circunstancias y debe ser objeto de estudios posteriores.

Estos resultados coinciden con los obtenidos por *Porras (1984)*, mediante pruebas triaxiales, ya que reporta ángulos de fricción en arenas pumíticas sin finos y saturadas de 38° a 48° (al origen y variando el esfuerzo confinante) para suelos semi-compactos y de 40° a 54° para suelos compactos; en su trabajo también se reporta la forma de la curva de falla y la aquí denominada “inflexión”.

La interpretación de los resultados de ésta investigación se realizó tomando en cuenta los esfuerzos cortantes de falla asociados a los esfuerzos cortantes máximos, sin embargo, los materiales presentaron una resistencia residual en la cual el ángulo de fricción promedio es de 47°, variando entre 42° y 56°; las cohesiones para la resistencia residual son del orden de 0.1 a 0.7 kgf/cm² (10 a 70 kPa).

6 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Los ángulos de fricción a esfuerzos normales “bajos” presentan valores más altos y cohesiones más bajas que a esfuerzos normales “altos”, sin embargo, debe tomarse en cuenta que las pruebas fueron realizadas bajo condiciones no saturadas, lo cual significa que pueden existir efectos asociados a la tensión superficial del agua o de succión y por lo tanto el esfuerzo cortante medido no corresponda con el esfuerzo efectivo. Se considera que el esfuerzo cortante medido pueda ser mayor al efectivo, ya sea por el incremento de la cohesión aparente o del esfuerzo normal intergranular. El efecto generado por la succión en estos suelos debe ser objeto de estudios posteriores.

Es indudable pensar que, para el Jal (SW)g, que después de la compactación en el molde pasa a ser un (SM)g, podría no tomarse en cuenta la cohesión y analizar

los resultados tomando en cuenta una línea de falla que parta desde el origen con un ángulo de fricción interna que varíe para cada nivel de esfuerzo normal, sin embargo, al tener esa cantidad de finos (20%), es prudente pensar en asociar una cohesión aparente que presentan este tipo de suelos en estado parcialmente saturados, como puede apreciarse en cortes completamente verticales mayores de 2 m y que son estables en la ZMG.

El cambio en la pendiente de la curva en el estado de esfuerzos del suelo podría explicarse por el rompimiento de los granos del suelo durante la prueba, ya que éstas partículas son deleznable, con una textura altamente porosa confirmada por su pasado geológico.

7 REFERENCIAS

- ASTM C29 (2009) “Método de prueba estándar para la determinación de la densidad (peso unitario) y los vacíos en los agregados”, *American Standard Test Material International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- ASTM D422 (2007) “Método de prueba estándar para el análisis de tamaño de partícula de Suelos”, *American Standard Test Material International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- ASTM D854 (2010) “Método de prueba estándar para la gravedad específica de sólidos del suelo por agua y picnómetro”, *American Standard Test Material International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- ASTM D1557 (2009) “Método de prueba estándar para determinar en el laboratorio, la compactación del suelo usando un esfuerzo modificado (2700 kN•m/m³)”, *American Standard Test Material International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- ASTM D2216 (2010) “Método de prueba estándar para la determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) del suelo y roca por masa”, *American Standard Test Material International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- ASTM D2487 (2011) “Práctica estándar para la clasificación de los suelos para propósitos de ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS)”, *American Standard Test Material International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- ASTM D2850 (2007) “Método de prueba estándar de compresión triaxial no consolidada-no drenada en suelos cohesivos”, *American Standard Test Material*

- International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- ASTM D4318 (2005) “Método de prueba estándar para el límite líquido, límite plástico, y el índice de plasticidad de los suelos”, *American Standard Test Material International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- ASTM D6528 (2007) “Método de prueba de corte directo simple estándar, consolidado no drenado, de suelos cohesivos”, *American Standard Test Material International*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA.
- Mahood, G. A. (1977) “A preliminary report on the comeditic dome and ash flow complex of sierra la primavera, Jalisco, México.”, *Instituto de Geología No. 2, Universidad Nacional Autónoma de México*.
- Maresch y Madenbach O. (1997) “Petrografía”, *Editorial Blume, 1ª Edición*, Barcelona, España.
- Lazcano D. S. (2001) “Sismicidad Histórica de Guadalajara, Jal.”, *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*. Guadalajara, Jal. Oct 31- Nov 3.
- Porras López A. (1984) “Comportamiento Mecánico de una arena de pómez saturada”, *Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado, Universidad Nacional Autónoma de México*.
- Vargas D. (2002) “Caracterización de la actividad puzolánica en las tobas pumíticas de la zona Metropolitana de Guadalajara”. *Tesis de Maestría. Postgrado de Ingeniería Civil, Centro Universitario de Ciencias Exactas e Ingenierías, Universidad de Guadalajara*.
- Zamudio Zavala P. E., Ceballos M. y Fernández Loaiza C. (2008) “Estabilización de suelos con cementantes hidráulicos de alto contenido de MIC’s”. *XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos 2008 (RNMS), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS)*. Aguascalientes, Aguascalientes.