

## Modelos de falla al cortante en arenas limosas pumíticas Models of shear failure in silty sands

Pablo E. ZAMUDIO ZAVALA<sup>1</sup>, Gil H. OCHOA GONZÁLEZ<sup>1</sup> y David VARGAS DEL RÍO<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente, Departamento del Hábitat y Desarrollo Urbano

**RESUMEN:** El comportamiento mecánico de los suelos pumíticos de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG), no ha sido enteramente comprendido. Son arenas limosas y cenizas de origen piroclástico provenientes de la actividad volcánica de la Caldera de la Primavera. El estudio se inició en 2014 con la finalidad de entender el comportamiento y generar correlaciones con sus propiedades índice. Se realizaron pruebas de corte directo y ensayos triaxiales que pudieran representar la mayoría de los suelos. Se presentan gráficas esfuerzo cortante vs esfuerzo normal y controlando cuatro variables independientes: granulometría, contenido de agua ( $\omega$ ), densidad ( $\rho$ ) y esfuerzo efectivo ( $\sigma'_0$ ). Las variables dependientes o medidas fueron los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y la permeabilidad. Se analizaron las granulometrías de los suelos antes y después de la compactación de los especímenes. Con base en estos resultados, se proponen modelos de falla al cortante bilineales y curvas de segundo grado, basados en la teoría de falla lineal clásica de Mohr-Coulomb. Los modelos presentados aquí son una calibración y ampliación de los presentados en 2016 y coinciden con el comportamiento reportado para otros suelos que también son vidrios volcánicos.

**ABSTRACT:** The mechanical behavior of the pumitical soils of the Metropolitan Zone of Guadalajara (ZMG) has not been fully understood. They are silty sands and ashes of pyroclastic origin coming from the volcanic activity of the Primavera Volcano. The study began in 2014 to understand the behavior and generate correlations with its index properties. Direct cutting tests and triaxial tests that could represent most of the soils were carried out. Graphical shear stress vs. normal effort and controlling four independent variables are presented: granulometry, water content ( $\omega$ ), density ( $\rho$ ) and effective effort ( $\sigma'_0$ ). The dependent or measured variables were the parameters of shear strength and permeability. The granulometries of the soils were analyzed before and after the compaction of the specimens. Based on these results, bilinear shear failure models and second-degree curves are proposed, based on the classic linear fault theory of Mohr-Coulomb. The models presented here are a calibration and extension of those presented in 2016 and coincide with the reported behavior for other soils that are also volcanic glass.

### 1 TIPOS DE SUELO DE LA ZMG

#### 1.1 Pumicita

En la región del Valle de Atemajac, y en particular en la ZMG, los suelos son de origen volcánico en su mayoría suelos pumíticos. La textura porosa, habla de una rápida expansión de gases y un rápido enfriamiento que dio lugar a vesículas y tubificaciones. El magma espumoso generó una textura vesicular (Vargas, 2002). 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, en otras ocasiones se puede apreciar que se trata de cenizas sintetizadas o vidrio con vesículas (Zamudio et al., 2008).

#### 1.2 Jal

Dentro de la gama de suelos pumíticos de la ZMG, los que están compuestos por agregado grueso son conocidos en la región como “jal”. 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 con su tamaño, en forma de arenas y arenas con gravas: SW, SP, (SW)g, (SP)g, SW-SM, SP-SM, (SW-SM)g o (SP-SM)g. Su textura es rugosa y su estructura filiforme vesicular, su color entre blanco, grisáceo y amarillo. Las rocas que componen el “jal” son generalmente las siguientes: pumicita, obsidiana y riolita.

1.3 Tepetate

Los suelos pumíticos de la ZMG que están compuestos por agregado grueso y fino son conocidos en la región como “tepetate”. Este material puede definirse como un material de composición pumítica, ligero y conformado por vidrio volcánico ácido proveniente de depósitos de espuma de origen piroclástico con contenido de finos mayores al 15% (Porcentaje que pasa malla No. 200). El “tepetate” al igual que el “jal” presenta baja densidad y de acuerdo con su composición granulométrica, se clasifica en forma de arenas limosas: SM y (SM)g. Las rocas que componen el tepetate son: pumicita, obsidiana, riolita y andesita.

2 DISEÑO DE EXPERIMENTO

2.1 Metodología de la investigación.

El presente trabajo es la continuidad que se ha venido dando a una serie de experimentos para entender mejor el comportamiento de los suelos pumíticos de la ZMG, particularmente de las arenas limosas.

Suelos Controlados Granulometría, $\omega$ , $\rho$ y $\sigma'_0$	SUCS	FINOS %
	Jal 100%	(SM)g
Jal 66% - Tepetate 33%	SM	24
Tepetate 66% - Jal 66%	SM	35
Tepetate 100%	SM	40

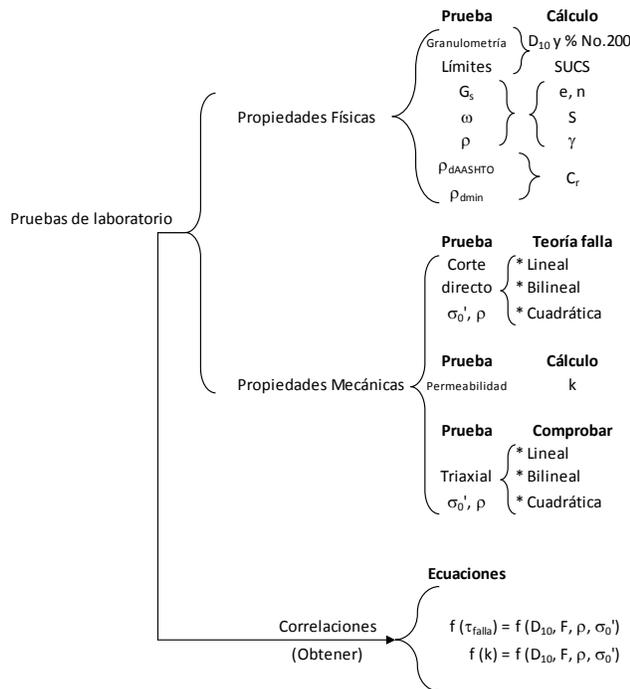


Figura 1. Diagrama de la investigación.

En 2014 Ochoa et al. (2014) “Resistencia al esfuerzo cortante en suelos pumíticos”, solo se consideraron pruebas de corte directo (ASTM D6528, 2007) y un solo nivel de esfuerzo normal, se asumió que no existía la cohesión. En Zamudio et al (2016): “Diferentes ecuaciones de falla al cortante en suelos pumíticos no saturados”, se incluyeron

más pruebas de corte directo (ASTM D6528, 2007) en probetas que no se sometieron a esfuerzos mayores de 1 kgf/cm<sup>2</sup> (98 kPa). Con la finalidad de profundizar en el comportamiento mecánico a bajos niveles de esfuerzo normal, se realizaron un mayor número de ensayos de corte directo (ASTM D6528, 2007), y ensayos de compresión triaxial del tipo UU, sin saturación, con base en el estándar (ASTM D2850, 2015). El objetivo fue calibrar la respuesta mecánica de las arenas limosas (SM), y obtener una confirmación de las leyes constitutivas con esfuerzos mayores.

2.2 Variables independientes

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

- Diámetro 10%,  $D_{10}$  (mm)
- Pasa malla No. 200, F (%)
- Contenido de agua,  $\omega$  (%)
- Densidad,  $\rho$  (kg/m<sup>3</sup>)
- Esfuerzo efectivo,  $\sigma'_0$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

2.3 Variables dependientes

Las variables dependientes son, por tanto:

- Ángulo de fricción interna,  $\phi$  (°)
- Cohesión,  $c$  (kgf/cm<sup>2</sup>)
- Parámetros residuales de esfuerzo cortante
- Esfuerzo cortante de falla,  $\tau_{falla}$  (kgf/cm<sup>2</sup>)
- Esfuerzo cortante de residual,  $\tau_{res}$  (kgf/cm<sup>2</sup>)
- Coeficiente de permeabilidad,  $k$  (m/s)

3 SUELOS CONSIDERADOS EN EL EXPERIMENTO

3.1 Granulometría

Se obtuvieron dos tipos de suelos que se encuentran de forma común en la ZMG y que a juicio de los autores representan los extremos granulométricos más comunes. El primero es una arena limosa SM con alto contenido de finos (33% pasa malla No. 200), que se conoce en la región como “tepetate”. El segundo es una arena bien graduada con grava (SW)g con bajo contenido de finos (2% pasa malla No. 200), conocido en la región como “jal”. Se controló la granulometría de estos suelos y se generaron dos suelos intermedios combinando los anteriores, también encontrados de forma cotidiana en la ZMG, con 12% y 27% de contenido de finos (% que pasa malla No. 200). Las curvas granulométricas promedio de varias muestras representativas de cada uno de los cuatro tipos de suelo se presentan en la figura 2. Se complementó la información con la prueba de hidrómetro para tener la curva completa (ASTM D422, 2007). Resulta importante señalar que las granulometrías se realizaron mediante lavado por malla No.200 (0.075 mm).

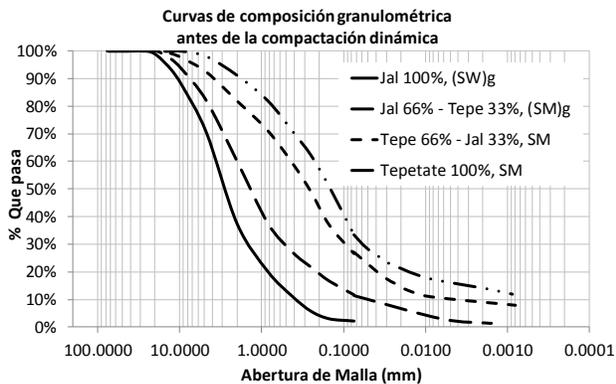


Figura 2. Curvas de composición granulométrica previas a la compactación en los moldes.

### 3.2 Clasificación SUCS

Con la granulometría (*ASTM D422, 2007*) y los límites de consistencia de los cuatro tipos de suelo (*ASTM D4318, 2010*), se clasificaron mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), empleando para ello la normativa (*ASTM D2487, 2011*). Los suelos se pueden identificar de la forma siguiente:

- Jal 100% = (SW)g con 2% finos
- Jal 66% - Tepe 33% = (SM)g con 12% finos
- Tepe 66% - Jal 33% = SM con 27% finos
- Tepetate 100% = SM con 33% finos

Para lograr el (SM)g con 12% de finos, la combinación en volumen fue de 66% de “jal” y 33% de “tepetate” y para lograr el SM con 27% de finos, la combinación en volumen fue de 66% de “tepetate” y 33% de “jal”.

### 3.3 Forma y energía de compactación

El método de compactación para la elaboración de las probetas fue dinámico. La energía seleccionada para aplicar a todas las probetas es la energía equivalente a la prueba AASHTO modificada, es decir  $2700 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$  (*ASTM D1557, 2012*).

Se tomó en cuenta la trituración de los sólidos del suelo posterior a la compactación con el objetivo de crear suelos lo más controlados (homogéneos) posibles y “típicos” de la ZMG; específicamente arenas limosas (SM). A causa de la fragilidad de los granos, ocurrió un cambio en la clasificación SUCS antes y después de la compactación, aunque siguieron siendo arenas limosas pumíticas (SM).

Las curvas granulométricas se obtuvieron previas al acomodo de los suelos en los moldes (para cualquiera de las pruebas mecánicas). Adicionalmente, se generaron granulometrías posteriores a la compactación, en las que aumentó considerablemente en el porcentaje de material que pasó la malla No.200 (0.075 mm). Sin embargo, la clasificación SUCS nos indica que los suelos resultantes

siguen siendo suelos pumíticos conocidos en la ZMG como “tepetate” o “arenas amarillas” (SM).

Se considera estudiar el acomodo de las partículas de suelo en los moldes y las densidades naturales (sin trituración por compactación) en futuras investigaciones, ya que aun con la mayor energía de compactación de la “AASHTO modificada” (*ASTM D1557, 2012*), no se lograron reproducir los valores de campo. En las tablas 1 y 2, se presenta un promedio de la “trituración” de los granos generada por la energía de compactación. Como puede observarse, ocurre un cambio en la clasificación SUCS (*ASTM D2487, 2011*) que se incorporó al análisis.

Tabla 1. Efecto de la compactación en la clasificación SUCS.

Jal 100%	Jal 66% Tepe 33%	Tepe 66% Jal 33%	Tepetate 100%	AASHTO Modificada
(SW)g	(SM)g	SM	SM	Antes
(SM)g	SM	SM	SM	Después

Tabla 2. Efecto de la compactación en la granulometría.

Abertura (mm)	Jal 100%	Jal 66% Tepe 33%	Tepe 66% Jal 33%	Tepetate 100%	AASHTO Modificada
0.075	2%	12%	27%	33%	Antes
0.075	17%	24%	35%	40%	Después

En virtud de que las pruebas mecánicas se realizaron con los suelos resultado de la compactación, nos referiremos en adelante a los suelos controlados como:

- Jal 100% = (SM)g - 17% finos
- Jal 66% - Tepe 33% = SM - 24% finos
- Tepe 66% - Jal 33% = SM - 35% finos
- Tepetate 100% = SM - 40% finos

### 3.4 Contenido de agua y peso específico

Se utilizaron cuatro niveles de contenido de agua representativos de los suelos naturales (“jal” y “tepetate”):

$\omega_{\text{campo}}$ ,  $\omega_{\text{óptimo}}$ ,  $\omega_{+\text{óptimo}}$ ,  $\omega_{-\text{óptimo}}$ .

Y tres contenidos de agua para los suelos generados por combinación:  $\omega_{\text{óptimo}}$ ,  $\omega_{+\text{óptimo}}$ ,  $\omega_{-\text{óptimo}}$ .

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 acomodo, esto es, se lograron diferentes pesos específicos (Fig. 3, tabla 3).

Cabe señalar nuevamente, que aplicando la energía dinámica de compactación AASHTO modificada (*ASTM D1557, 2012*), no se logró restituir las muestras hasta el peso específico natural del suelo con el contenido de agua natural, sin embargo, sí se logró con el contenido de agua óptimo (Fig. 3).

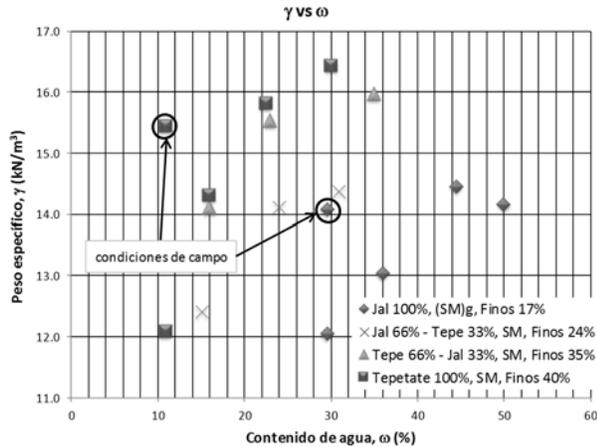


Figura 3. Contenidos de agua y pesos específicos alcanzados, (nótese que el peso específico natural se alcanzó con la humedad óptima).

Tabla 3. Contenidos de agua y pesos específicos alcanzados dinámica de compactación AASHTO modificada (ASTM D1557, 2012).

ω	Jal 100%, (SM)g Finos 17%		Jal 66% - Tepe 33%, SM Finos 24%		Tepe 66% - Jal 33%, SM Finos 35%		Tepetate 100%, SM Finos 40%	
	ω (%)	γ (kN/m³)	ω (%)	γ (N/m³)	ω (%)	γ (N/m³)	ω (%)	γ (N/m³)
% Campo	30	14.08	---	---	---	---	11	15.44
% Campo en lab.	30	12.05	---	---	---	---	11	12.09
Menor opt	36	13.04	15	12.41	16	14.11	16	14.30
% Óptimo	44	14.45	24	14.11	23	15.53	23	15.82
Mayor opt	50	14.16	31	14.37	35	15.98	30	16.43

4 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

4.1 Pruebas de laboratorio para determinar las propiedades físicas de las arenas limosas

Las pruebas de laboratorio realizadas para obtener las propiedades índice de los suelos 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.

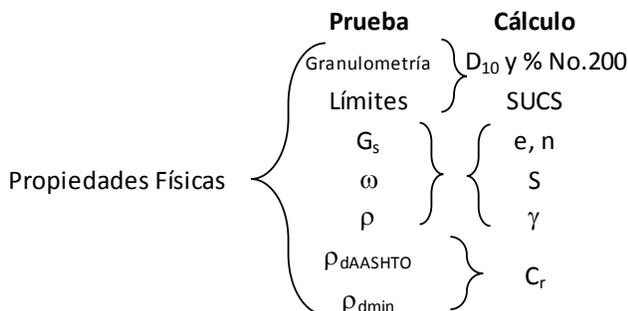


Figura 4. Esquema de las pruebas físicas de laboratorio.

Los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio se muestran en la tabla 4, es decir las propiedades físicas de los suelos estudiados.

Tabla 4. Propiedades obtenidas mediante pruebas de laboratorio.

Suelo	F (%)	Gs	ω (%)	ρ (kg/m³)	ρdmax (kg/m³)	D10 (mm)
Jal 100 % (SM)g F = 17%	17	1.88	30	1231	1022	0.03
			36	1333		
			44	1477		
			50	1448		
Jal66%- Tepe33% SM F = 24%	24	2.02	15	1268	1163	0.004
			24	1442		
			31	1469		
Tepe66%- Jal33% SM F = 35%	35	2.17	16	1442	1291	0.0004
			23	1588		
			35	1634		
Tepetate 100% SM F = 40%	40	2.31	11	1236	1320	0.00003
			16	1462		
			23	1617		
			30	1680		

4.2 Otras propiedades físicas

Los demás parámetros obtenidos de los suelos se muestran en la tabla 5. 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, Cr

Tabla 5. Otros parámetros físicos de los suelos empleados.

Suelo	ρd (kg/m³)	e	n (%)	γ (kN/m³)	Cr (%)
Jal 100 % (SM)g F = 17%	950	1.13	53	12.55	64
	980	0.91	46	13.59	81
	1022	0.84	48	15.06	88
	965	0.94	49	14.76	79
Jal66%- Tepe33% SM F = 24%	1103	0.83	42	12.93	79
	1163	0.74	45	14.70	88
	1122	0.80	45	14.97	82

Tepe66%- Jal33% SM F = 35%	1243	0.74	40	14.70	74
	1291	0.68	43	16.19	81
	1210	0.79	44	16.66	68
Tepetate 100% SM F = 40%	1114	0.94	49	12.60	79
	1263	0.83	43	14.90	74
	1320	0.75	45	16.48	88
	1292	0.79	44	17.13	82

Se realizaron pruebas granulométricas por lavado al suelo recolectado después de la compactación. Luego, se obtuvo el valor de  $D_{10}$  y la cantidad que pasa la malla 200.

5 COMPORTAMIENTO MECÁNICO

5.1 Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros mecánicos de las arenas limosas

Las pruebas de laboratorio que se realizaron para la obtención de las propiedades mecánicas de los suelos son las que se muestran en la figura 5.

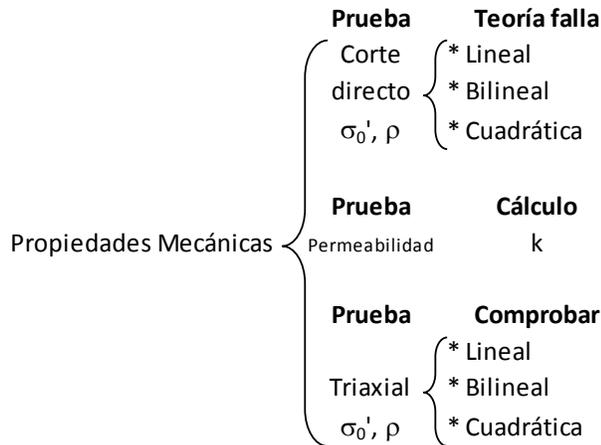


Figura 5. Esquema de las pruebas mecánicas de laboratorio.

5.2 Corte directo (esfuerzos menores a 100 kPa)

El ensayo de corte directo fue el de condiciones no consolidadas no drenadas con deformación controlada (ASTM D6528, 2007). Se prepararon nuevamente 6 probetas (Zamudio et al, 2016) de cada uno de los 14 tipos de suelo identificados:

- Jal 100% = (SM)g - 17% finos (4 densidades)
- Jal 66% - Tepe 33% = SM - 24% finos (3 densidades)
- Tepe 66% - Jal 33% = SM - 35% finos (3 densidades)
- Tepetate 100% = SM - 40% finos (4 densidades)

Se verificaron las 14 pruebas estudiadas en Zamudio et al, (2016). Esto permitió calibrar el modelo a partir de los valores promedio de cada una de las curvas de resistencia al esfuerzo cortante.

En total se analizaron 168 especímenes ensayados (28 curvas para el estado de esfuerzo y 6 puntos cada una).

Los esfuerzos efectivos empleados para determinar las leyes constitutivas de las arenas limosas pumíticas son: 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.50 y 1.00 kgf/cm<sup>2</sup> (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 ecuaciones envolventes con base en la ecuación de Mohr-Coulomb para la teoría de falla del suelo:

$$\tau_{falla} = \sigma_n \tan \phi + c \tag{1}$$

donde:  $\tau_{falla}$  = resistencia al cortante de falla;  $c$  = cohesión;  $\sigma$  = esfuerzo normal;  $\phi$  = ángulo de fricción interna.

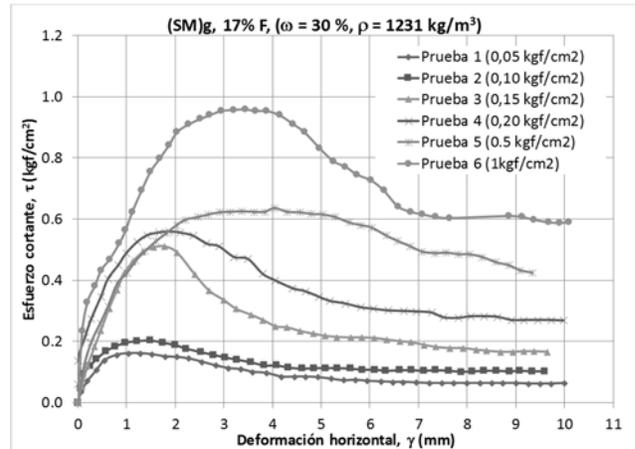


Figura 6. Ejemplo de gráficas esfuerzo cortante vs deformación horizontal, para un contenido de agua (una densidad alcanzada), jal 100%, (SM)g 17% finos.

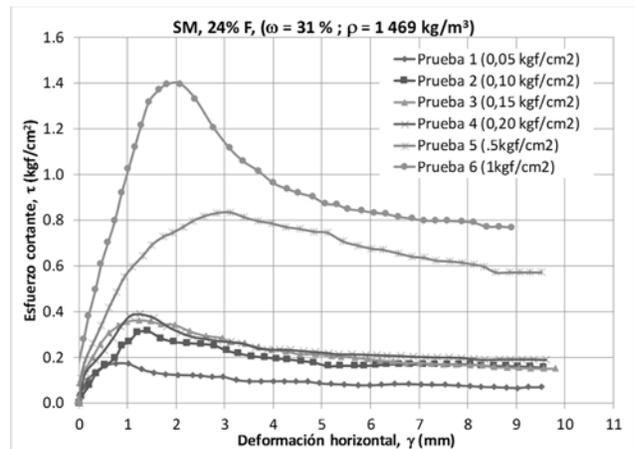


Figura 7. Ejemplo de gráficas esfuerzo cortante vs deformación horizontal, para un contenido de agua (una densidad alcanzada), jal 66.6% y tepetate 33.3%, SM - 24% finos.

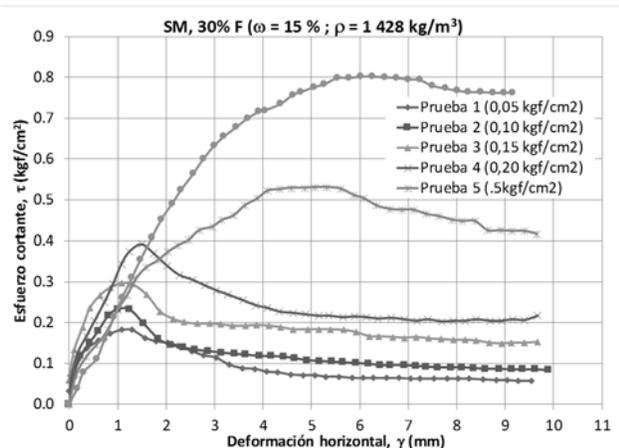


Figura 8. Ejemplo de gráficas esfuerzo cortante vs deformación horizontal, para un contenido de agua (una densidad alcanzada), tepetate 66.6% y jal 33.3%, SM - 24% finos.

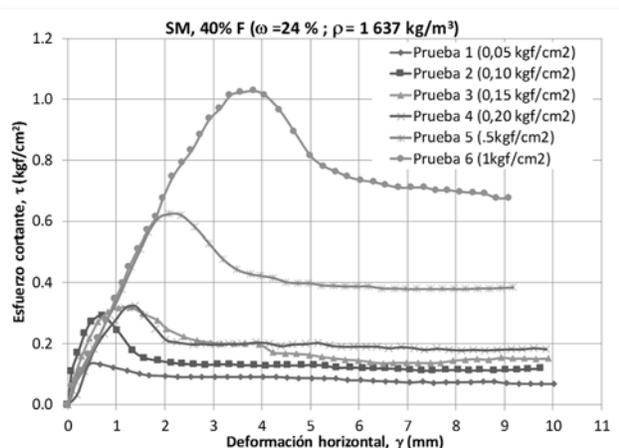


Figura 9. Ejemplo de gráficas esfuerzo cortante vs deformación horizontal, para un contenido de agua (una densidad alcanzada), tepetate 100%, (SM)g 40% finos.

### 5.3 Modelos mecánicos de resistencia al esfuerzo cortante (pruebas de corte directo, esfuerzos menores a 100 kPa)

El comportamiento al esfuerzo cortante de los suelos más gruesos no puede ser descrito mediante una sola línea. En el caso de arenas limosas pumíticas con grava (SM)g y 17% de finos proponemos el uso de 2 líneas. Antes de 0.2 kgf/cm<sup>2</sup> (20 kPa), la pendiente es considerablemente mayor. Las líneas se obtuvieron con base en el mejor coeficiente de determinación R<sup>2</sup>. En el caso de las arenas limosas pumíticas (SM) con 24% y 35% de finos, se propuso una curva de segundo grado y una línea también 2 líneas. En este caso, el comportamiento antes del punto de inflexión se explica mejor mediante una ecuación cuadrática. Posteriormente ocurre un comportamiento lineal como predice la teoría de Mohr.

En el caso de las arenas limosas pumíticas (SM) con 40% de finos, la respuesta mecánica sí puede explicarse con una sola línea. Como se puede apreciar en el conjunto de envoltentes de falla de la figura 10, algunas de las arenas

limosas aparentan tener cohesión después de los 0.2 y 0.5 kgf/cm<sup>2</sup> (20 a 50 kPa), pero cuando se presentan esfuerzos relativamente “bajos” las rectas y curvas tienden al origen o a una cohesión casi nula, este fenómeno puede expresarse de otra forma mediante las curvas esfuerzo vs ángulo de fricción que se presentan en las figuras 12 y 13, muy similar a lo encontrado por *Porras López, 1984*.

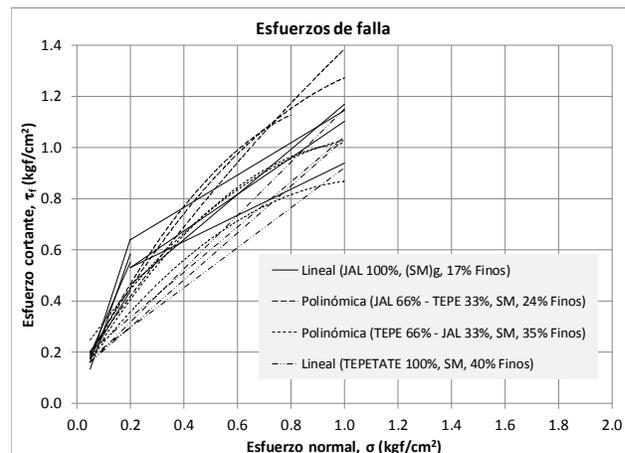


Figura 10. Envoltentes de falla para arenas limosas pumíticas.

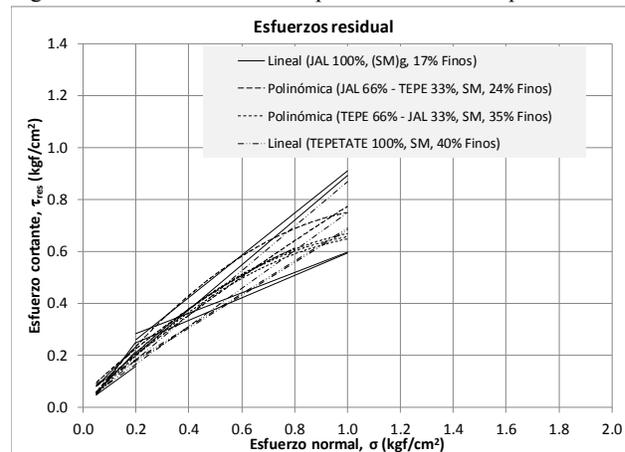


Figura 11. Envoltentes esfuerzos residuales, SM pumíticas.

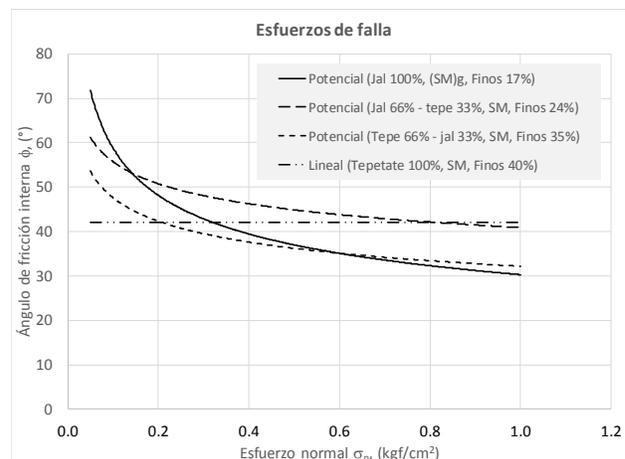


Figura 12. Comportamiento del ángulo de fricción interna en arenas limosas pumíticas.

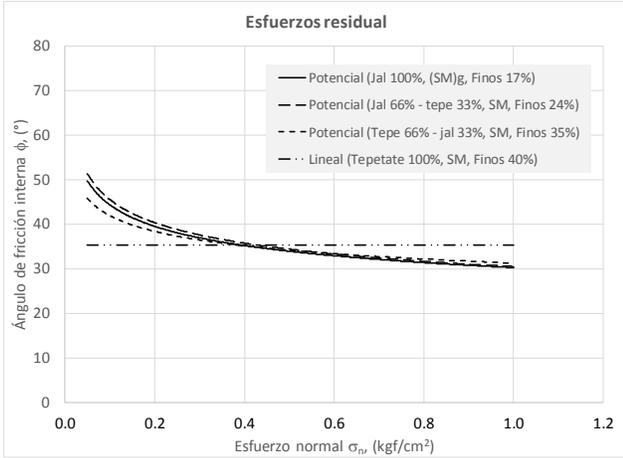


Figura 13. Comportamiento del ángulo de fricción interna residual en arenas limosas pumíticas.

Debido a la consistencia en los resultados, 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 seleccionados.

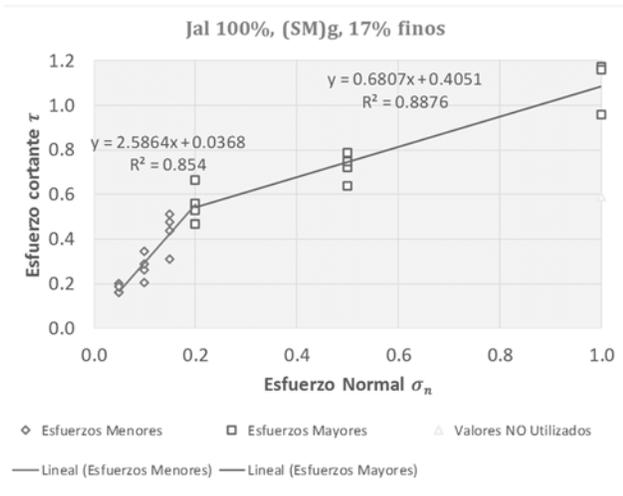


Figura 14. Envoltura de falla (SM)g – 17% F.

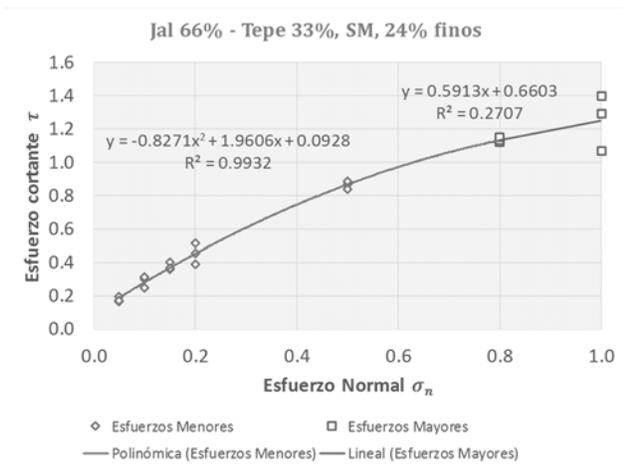


Figura 15. Envoltura de falla, SM – 24% F.

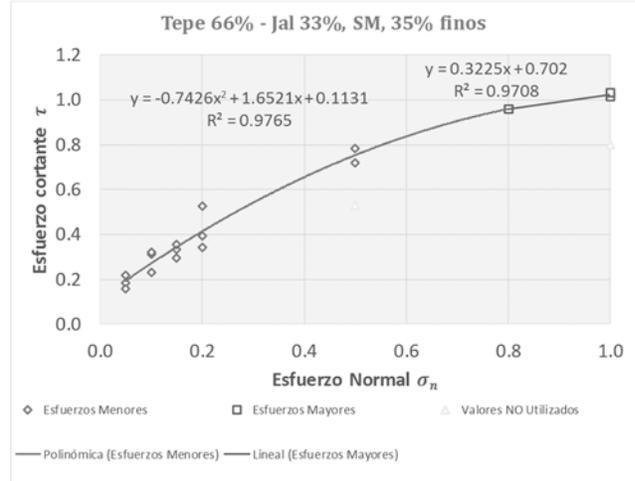


Figura 16. Envoltura de falla, SM – 35% F.

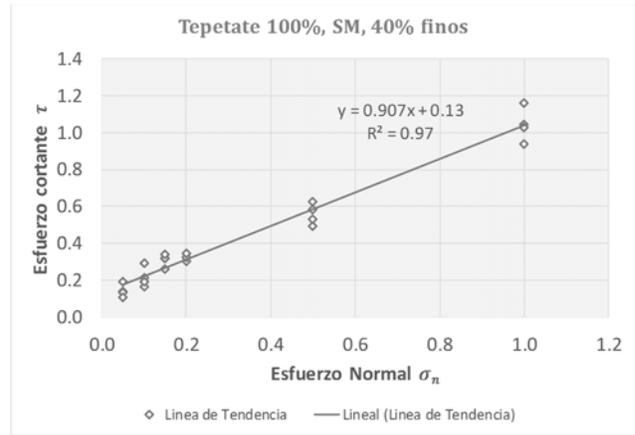


Figura 17. Envoltura de falla, SM – 40% F.

Las gráficas de esfuerzo cortante de los diferentes tipos de arenas limosas pumíticas se muestran en las fig. 14, 15, 16 y 17. Las gráficas que representan la competencia mecánica residual de los diferentes tipos de arenas limosas pumíticas se presentan en las figuras 18, 19, 20 y 21.

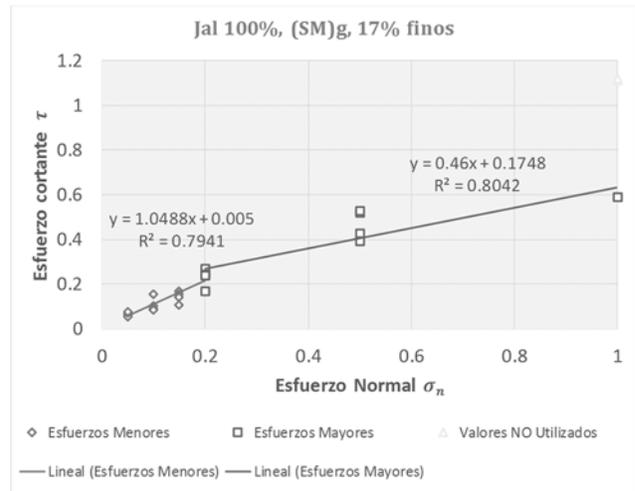


Figura 18. Envoltura de esfuerzo residual (SM)g – 17% F.

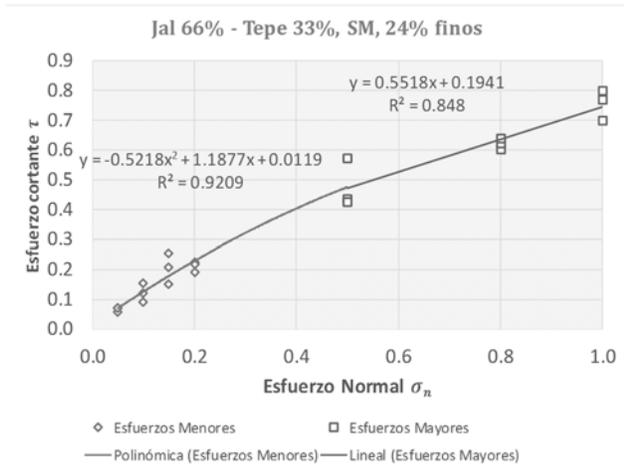


Figura 19. Envolvente de esfuerzo residual, SM – 24% F.

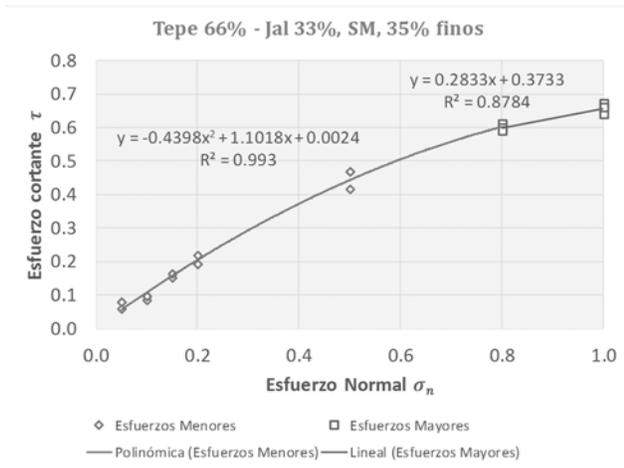


Figura 20. Envolvente de esfuerzo residual, SM – 35% F.

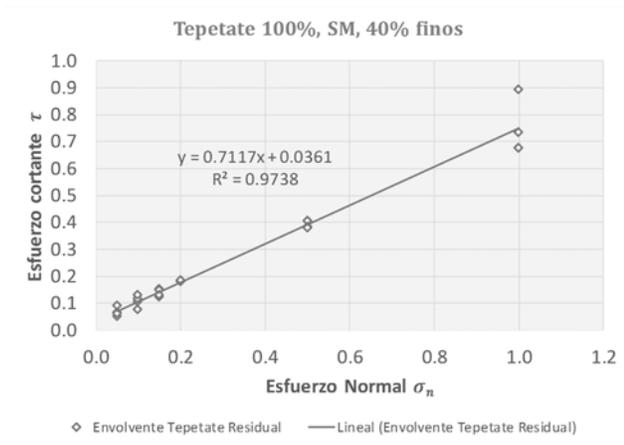


Figura 21. Envolvente de esfuerzo residual, SM – 40% F.

5.4 Modelos mecánicos de resistencia al esfuerzo cortante (pruebas triaxiales, esfuerzos mayores a 100 kPa)

Con el fin de verificar el comportamiento lineal de los ángulos de fricción con esfuerzos mayores a 1 kgf/cm² y ampliar nuestra capacidad explicativa, se llevaron a cabo 14 pruebas triaxiales en condiciones no consolidadas no

drenadas con deformación controlada (ASTM D2850, 2007). Se prepararon 3 probetas de cada uno de los 4 tipos de suelo identificados y para cada una de las densidades alcanzadas con los diferentes contenidos de agua. Las 42 probetas se compactaron con la energía de la prueba AASHTO modificada, es decir 2700 kN•m/m³ (ASTM D1557, 2012). Por razones de espacio, se presentan sólo 4 pruebas triaxiales (figuras 22-25). Se incluyen las ecuaciones y gráficas obtenidas mediante las pruebas de corte directo. Se observa que las pruebas son congruentes con Ochoa et al (2014) y Zamudio et al (2016).

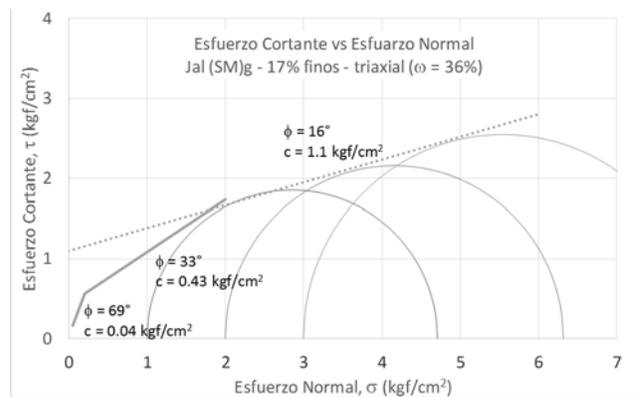


Figura 22. Envolvente de falla triaxial (SM)g – 17% finos.

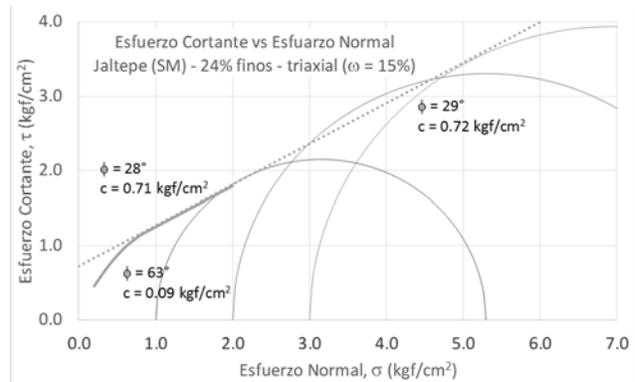


Figura 23. Envolvente de falla triaxial SM – 24% finos.

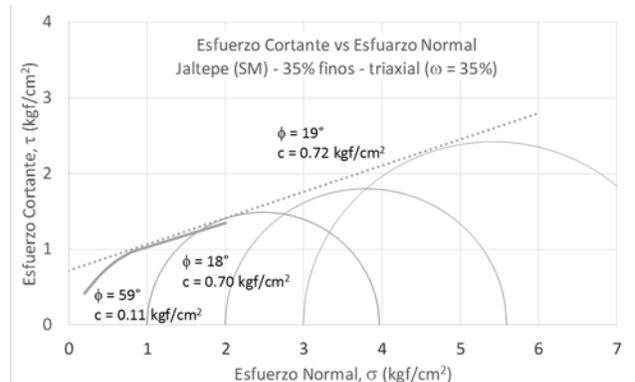


Figura 24. Envolvente de falla triaxial SM – 35% finos.

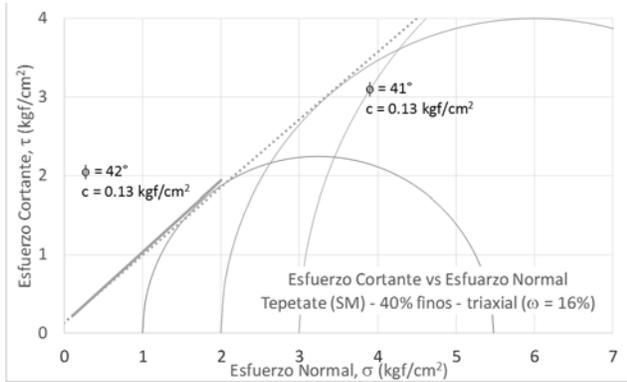


Figura 25. Envolvente de falla triaxial SM – 40% finos.

5.5 Modelos de falla propuestos para arenas limosas

Como se puede apreciar en las figuras 22 a 25 la relación que guardan los resultados de las pruebas de corte directo y de las pruebas triaxiales permite explicar el comportamiento mecánico de las arenas limosas pumíticas de la ZMG.

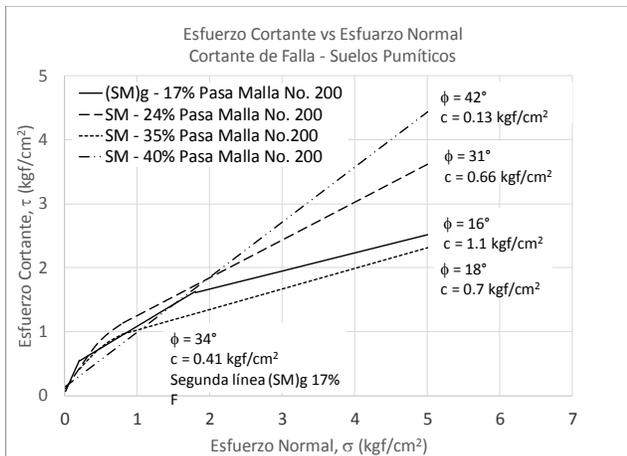


Figura 26. Modelos de falla al cortante, arenas limosas pumíticas.

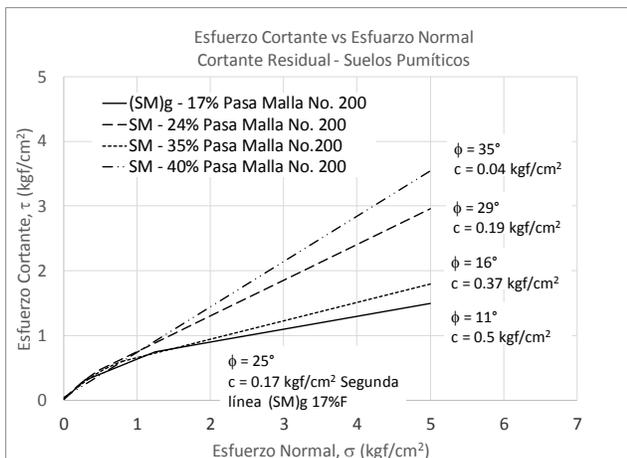


Figura 27. Modelos esfuerzo residual, arenas limosas pumíticas.

Se proponen a continuación en función a las figuras 26 y 27 una serie de ecuaciones que explican el comportamiento de estos suelos donde se aprecia claramente su génesis (vidrios volcánicos). Estas ecuaciones pueden ser utilizadas como criterios de diseño por cortante en las arenas pumíticas de la ZMG.

Tabla 6. Ecuaciones de falla propuestas (SM)g 17% F.

(SM)g - 17% Pasa Malla No. 200		
$\sigma_n \leq 0.2$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$0.2 \leq \sigma_n \leq 1.8$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$1.8 \leq \sigma_n$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\tau_{falla} = \sigma \tan 69^\circ + 0.04$	$\tau_{falla} = \sigma \tan 34^\circ + 0.41$	$\tau_{falla} = \sigma \tan 16^\circ + 1.1$

Tabla 7. Ecuaciones de falla propuestas, SM 24% F.

(SM) - 24% Pasa Malla No. 200	
$\sigma_n \leq 0.8$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$0.8 \leq \sigma_n$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\tau_{falla} = -0.83\sigma^2 + \sigma \tan 63^\circ + 0.09$	$\tau_{falla} = \sigma \tan 31^\circ + 0.66$

Tabla 8. Ecuaciones de falla propuestas, SM 35% F.

(SM) - 35% Pasa Malla No. 200	
$\sigma_n \leq 0.8$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$0.8 \leq \sigma_n$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\tau_{falla} = -0.74\sigma^2 + \sigma \tan 59^\circ + 0.11$	$\tau_{falla} = \sigma \tan 18^\circ + 0.70$

Tabla 9. Ecuaciones de falla propuestas, SM 40% F.

(SM) - 40% F	
$\sigma_n$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
$\tau_{falla} = \sigma \tan 42^\circ + 0.13$	

Tabla 10. Ecuaciones de esfuerzo residual (SM)g 17% F.

(SM)g - 17% Pasa Malla No. 200		
$\sigma_n \leq 0.3$	$0.3 \leq \sigma_n \leq 1.25$	$1.25 \leq \sigma_n$
$\tau_{falla} = \sigma \tan 46^\circ + 0.01$	$\tau_{falla} = \sigma \tan 25^\circ + 0.17$	$\tau_{falla} = \sigma \tan 11^\circ + 0.5$

Tabla 11. Ecuaciones de esfuerzo residual, SM 24% F.

(SM) - 24% Pasa Malla No. 200	
$\sigma_n \leq 0.5$	$0.5 \leq \sigma_n$
$\tau_{falla} = -0.52\sigma^2 + \sigma \tan 50^\circ + 0.01$	$\tau_{falla} = \sigma \tan 29^\circ + 0.19$

Tabla 12. Ecuaciones de esfuerzo residual, SM 35% F.

(SM) - 35% Pasa Malla No. 200	
$\sigma_n \leq 0.8$	$0.8 \leq \sigma_n$
$\tau_{falla} = -0.44\sigma^2 + \sigma \tan 48^\circ + 0.00$	$\tau_{falla} = \sigma \tan 16^\circ + 0.37$

Tabla 13. Ecuaciones de esfuerzo residual, SM 40% F.

(SM) - 40% F	
$\sigma_n$	
$\tau_{falla} = \sigma \tan 35^\circ + 0.04$	

## 6 CONCLUSIONES

Se corrobora que existe un punto de inflexión documentado en Zamudio et al. (2016) en las curvas de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal. Esta inflexión implica que a bajos niveles de esfuerzo (menores a 20 kPa) aumente la resistencia al cortante por fricción con respecto al esfuerzo normal, lo cual permite utilizar coeficientes mayores durante el diseño.

Este tipo de comportamiento de resistencia al cortante, probablemente debida a la estructura vesicular y el correspondiente rompimiento de los granos, es común en suelos vítreos de origen volcánico y coincide con otros estudios realizados previamente en suelos típicos de la ZMG (e.g. Porras, 1984).

La interpretación de los resultados de esta investigación se realizó con base en esfuerzos cortantes de falla; sin embargo, se observó una significativa resistencia residual que recomendamos sea estudiada posteriormente.

Los modelos de falla presentados para las arenas limosas pumíticas de la ZMG, dan mayor certeza a las leyes constitutivas de estos materiales, en condiciones no saturadas.

## 7 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Los suelos probados son suelos restituidos en laboratorio, por lo cual no se pudo alcanzar a generar algún tipo de cementación característica de estos suelos en estado natural debido a su actividad puzolánica (Vargas, 2002); sin embargo, hay evidencias que sugieren que se desarrolla cohesión en estos suelos, como en los taludes verticales de alturas de 4 a 7 metros que pueden apreciarse en al ZMG. Esa cohesión aparente puede presentarse en este tipo de suelos debido a dos cosas (creemos), una a la succión cuando se trata de suelos húmedos y la otra a la cementación, ya que en suelos prácticamente secos se pueden apreciar los cortes mencionados y que son estables en la ZMG. La investigación del papel de la succión y la cementación en los suelos en estado natural ayudaría a complementar los resultados aquí presentados.

Es evidente la carencia de cohesión en suelos friccionantes y de poca superficie específica, como ya se ha comentado, antes de la línea recta (antes de los 200 kPa) al no haber una cohesión aparente, el decremento de la resistencia al cortante contra el esfuerzo normal deja de ser lineal lineal y tiende bruscamente al origen.

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 estás partículas son deleznable, con una textura altamente porosa confirmada por su pasado geológico.

## 8 REFERENCIAS, SÍMBOLOS Y UNIDADES

- ASTM C29 (2016) “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 C117 (2013) “Método de prueba estándar para materiales más finos que el tamiz de 75  $\mu\text{m}$  (No. 200) en agregados minerales mediante lavado”, *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 (2014) “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 (2012) “Método de prueba estándar para determinar en el laboratorio, la compactación del suelo usando un esfuerzo modificado ( $2700 \text{ kN}\cdot\text{m}^3$ )”, *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 (2015) “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 (2010) “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*.
- Ochoa González G. H., Vargas del Río D., Zamudio Zavala P. E. (2014) "Resistencia al esfuerzo cortante en suelos pumíticos". *XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos 2014 (RNMS), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS)*. Puerto Vallarta, Jalisco.
- 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 del Río 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.
- Zamudio Zavala P. E., Ochoa González G. H., Vargas del Río D. (2016) "Diferentes ecuaciones de falla al cortante en suelos pumíticos no saturados". *XXVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos 2016 (RNMS), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS)*. Mérida, Yucatán.