

RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN SUELOS DERIVADOS DE CENIZAS VOLCÁNICAS¹

María Cristina Herrera²

Resumen: Las propiedades ingenieriles de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia reflejan el proceso de evolución e intensa meteorización de las cenizas depositadas después de erupciones ocurridas hace 25000 años. La manera como las partículas interactúan y forman la estructura abierta que caracteriza estos suelos está influenciada por la mineralogía, la presencia de cementantes y la interacción con el agua y el aire, entre otros. La estructura cementada y la succión desarrollada en estado de saturación parcial contribuyen a resistencia a la tensión. Las variaciones de la resistencia a la tensión están directamente relacionadas con la historia de depositación y formación de estos suelos.

Palabras clave: cementación, resistencia a la tensión, suelos derivados de cenizas volcánicas, suelos colombianos.

TENSILE STRENGTH OF COLOMBIAN VOLCANIC ASH SOILS

Abstract: The engineering properties of volcanic ash soils in Colombia are the result of the intense weathering process of volcanic ashes deposited over the last 25,000 years. The way in which particles interact in an open structure is determined by mineralogy, cementation, water retained, and saturation, among other factors. The cemented structure of these soils and the suction cause high tensile strength. Variations of tensile strength are directly related to variable deposition patterns and evolution of the volcanic ash soils.

Keywords: cementation, Colombian soils, tensile strength, volcanic ash soils.

INTRODUCCIÓN

Los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia son suelos residuales cementados de reciente formación (5000 a 20000 años). La transformación de cenizas volcánicas en depósitos de suelo ha ocurrido mediante procesos de meteorización química que facilitan la disolución y reprecipitación de nuevos minerales tales como alofana, imogolita y haloisita. La disolución de compuestos primarios y el drenaje contribuyen al incremento de la relación de vacíos de los sedimentos originalmente depositados. La formación de los nuevos minerales favorece la unión de partículas por medio de enlaces cementantes que explican propiedades como: baja densidad, altos índices de liquidez y bajos cambios de rigidez bajo esfuerzos inferiores al esfuerzo de fluencia y significativa sensibilidad durante deformación (Lizcano et al., 2006). La unión de partículas y formación de agregaciones imparten una apariencia limosa y de baja plasticidad.

La contribución de la cementación a la resistencia se observa comúnmente en aplicaciones ingenieriles en zonas de suelos derivados de cenizas volcánicas en taludes de gran pendiente soportados de manera natural. Por lo general estos suelos están en estado de saturación parcial y presentan rigidez y resistencia cortante relativamente altas (ángulos de fricción entre $\varphi = 28^\circ$ y $\varphi = 40^\circ$) (Arango, 1993). Lo anterior conduce a cuestionar si propiedades resistivas tales como la resistencia a la tensión es controlada por los esfuerzos de succión por su estado no saturado o por la cementación inherente que estos suelos pueden desarrollar durante su formación. Este artículo pretende estudiar la resistencia a la tensión y resistencia capilar de suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia, como continuación del estudio publicado por Lizcano et al. (2006).

¹ Artículo recibido el 1 de septiembre de 2011 como parte del 2do. Encuentro Latino de Profesores de Geotecnia. Este artículo es resultado de la investigación "Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia: comportamiento fundamental e implicaciones en Ingeniería" conducida como parte del Doctorado en Ingeniería en la Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia. Artículo aceptado en versión final el 15 de noviembre de 2011.

² Research and Development Senior Engineer, Earth Mechanics, Product Development and Global Technology, Caterpillar Inc., Peoria, Illinois, USA. E-mail: Herrera_Maria_C@cat.com.

RESISTENCIA A LA TENSIÓN

La “resistencia a la tensión” del suelo se define como el máximo esfuerzo de tensión que el suelo puede resistir. Este esfuerzo es gobernado por las fuerzas de tensión que pueden ser transmitidas en los contactos entre los agregados, a través de los materiales o fluidos presentes en las mismas. La resistencia del suelo a la tensión depende de las fuerzas capilares generadas cuando el suelo está parcialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993; Favaretti, 1995; Heibrock et al., 2003) y de la presencia y propiedades de los cementantes en los contactos (Fernández y Santamarina, 2001; Rinaldi y Santamarina, 2003). Adicionalmente, en la capa superficial del suelo, la presencia de las raíces de las plantas contribuye a la resistencia a la tensión (Morris et al., 1992).

La mayoría de los suelos naturales presenta algún grado de cementación que contribuye a la resistencia a la tensión. Esta cementación resulta de la depositación o precipitación de agentes cementantes en los contactos entre partículas (Rinaldi y Santamarina, 2003; Fernández y Santamarina, 2001). Algunos cementantes pueden formarse por la precipitación de sales durante desecación o por la formación de puentes de arcilla a partir de procesos de floculación. La resistencia a la tensión del cementante depende principalmente de su espesor, su mineralogía y de las propiedades de los fluidos presentes en el suelo.

En el estado de saturación parcial la resistencia capilar contribuye a la resistencia a la tensión del suelo. A medida que la saturación se reduce, la succión aumenta y consecuentemente la resistencia capilar aumenta. Sin embargo, la magnitud del incremento de succión se reduce con la reducción de la humedad y los efectos sobre las propiedades mecánicas del suelo igualmente se reducen (Fredlund y Rahardjo, 1993; Heibrock et al., 2003).

La resistencia de la cementación a la tensión ha sido estudiada a través de modelos constitutivos y estadísticos. Algunos modelos constitutivos macromecánicos se basan en la mecánica del medio continuo (Nova et al., 2003). Otros micromecánicos, propuestos por Trent (1987) y por Bazant et al. (1990) se basan en elementos discretos de partículas de acuerdo con lo reportado por Chang y Zhong (1997). Estos autores proponen un modelo estadístico tratando de hacer una aproximación a la micromecánica, considerando elástico el material cementante y la preexistencia de microfracturas afectando su resistencia.

ESTUDIO EXPERIMENTAL

La resistencia a la tensión de suelos derivados de cenizas volcánicas es obtenida en este estudio por medio de un aparato construido siguiendo el modelo de Mikulitsh y Gudehus (1995). Muestras inalteradas y remoldeadas de suelo derivado de cenizas volcánicas extraído a diferentes profundidades ($z = 5.5$ m y $z = 7.0$ m) son preparadas para el ensayo. Las muestras inalteradas son talladas para ajustarse a la geometría del equipo. Las muestras remoldeadas son preparadas a diferentes humedades para variar el efecto capilar y a la relación de vacíos próxima a los valores in situ ($e = 1.3-1.4$ para $z = 5.5$ m, $e = 3.6-3.8$ para $z = 7$ m de profundidad). La resistencia a la tensión es obtenida substrayendo la contribución de la fricción del equipo, la cual fue obtenida experimentalmente.

Los resultados de los ensayos para muestras de suelo extraído a $z = 5.5$ m y $z = 7.0$ m son resumidos en la Figura 1. En estado inalterado, las muestras a $z = 7.0$ m alcanzan mayor resistencia a la tensión (9-24 kPa) que las muestras a $z = 5.5$ m (1-8 kPa). Esto posiblemente manifiesta mayor grado de meteorización y cementación de los suelos extraídos a mayor profundidad, los cuales presentaron alta meteorización reflejada en un mayor contenido de arcilla y mayor relación de vacíos (Santamarina et al., 2006). La variación de la resistencia a la tensión con la humedad refleja la contribución de la succión. Esta contribución es más pronunciada para suelos a $z = 5.5$ m de profundidad.

En estado remoldeado los suelos extraídos a $z = 7.0$ m de profundidad presentan una leve tendencia al incremento de la succión con la humedad, a niveles de humedad por debajo del límite plástico. En estos suelos la resistencia a la tensión está determinada por la succión y posiblemente por alguna cementación remanente después del remoldeo. La succión varía ligeramente en el rango de humedades preparado. Por otra parte, los suelos extraídos a $z = 5.5$ m de profundidad presentan valores despreciables de la resistencia a la tensión (< 0.7 kPa) que reflejan la ausencia de alguna cementación remanente después de remoldeo y la baja contribución de la capilaridad.

RESISTENCIA CAPILAR

La influencia de la succión sobre la resistencia a la tensión del suelo ha sido estimada por medio de modelos macroscópicos con base en la resistencia generalizada del suelo (Fredlund y Rahardjo, 1993), y otros a nivel de las partículas, basados en la resistencia del menisco formado entre las partículas bajo ciertas condiciones de humedad. Algunos modelos matemáticos de la resistencia capilar se resumen en la Tabla 2.

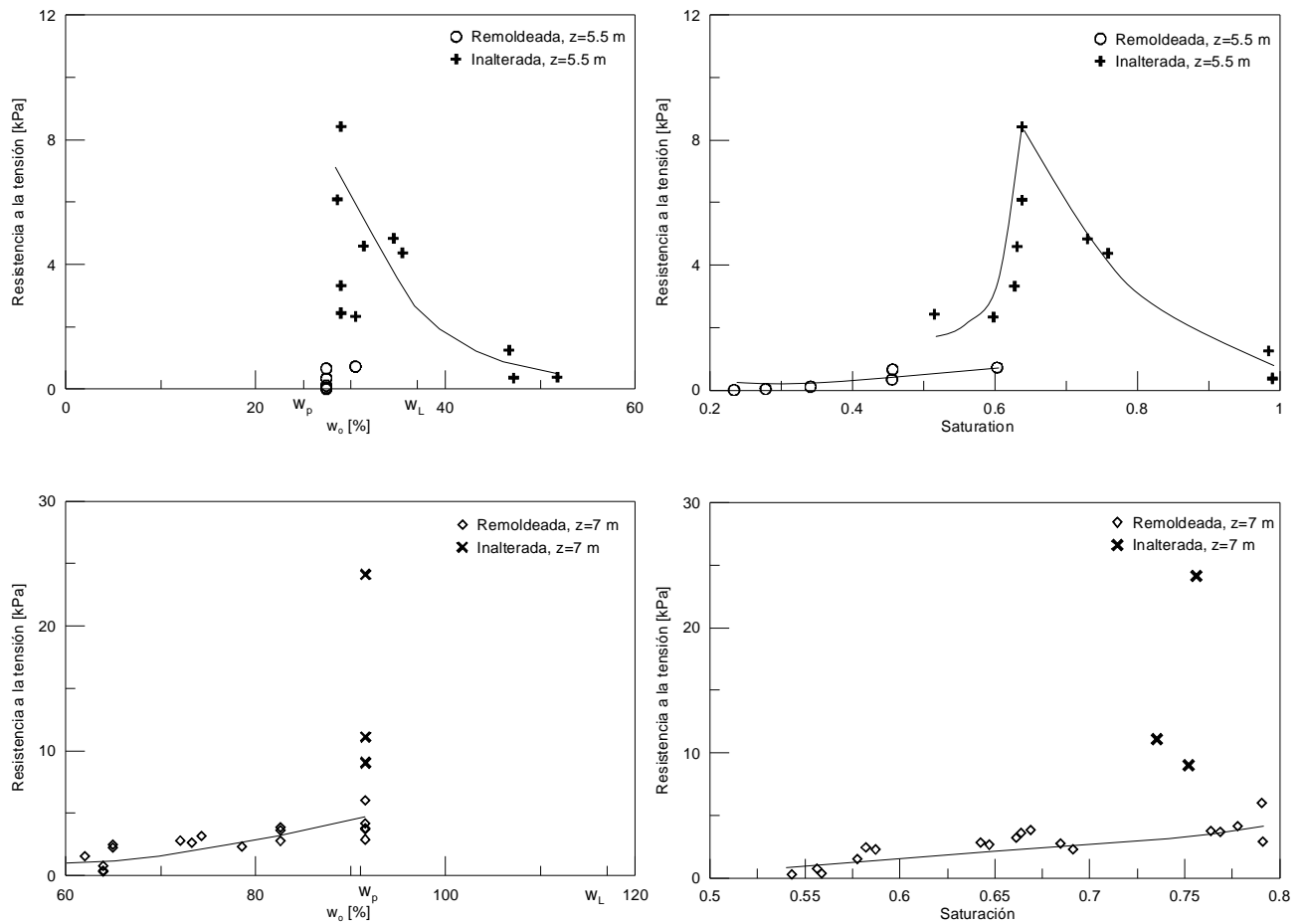
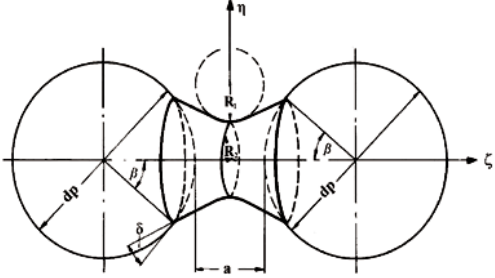


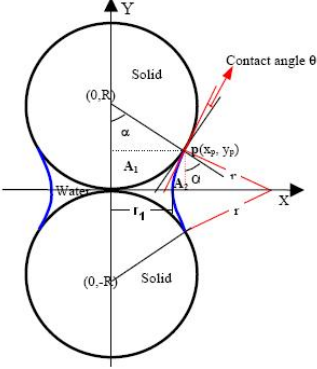
Figura 1: Resistencia a la tensión vs. humedad y saturación para suelos a $z = 5.5$ y 7 m de profundidad – resultados experimentales.

Los modelos presentados para calcular la resistencia a la tensión (σ_T) y la deformación crítica (ε_{crit}) para la ruptura del menisco de agua formado entre dos partículas se evalúan para suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia de acuerdo con las siguientes suposiciones:

- El tamaño de partícula promedio corresponde al tamaño de las agregaciones características de estos suelos cuyo diámetro equivalente varía entre $d_p = 10 \mu\text{m} - 1 \text{ mm}$. En general se considerará el valor mínimo de este rango para maximizar la contribución de la succión a la resistencia capilar.
- Las partículas promedio son uniformes y presentan contacto tangencial.
- La tensión capilar del agua a 20° es $\gamma_L = 0.0728 \text{ N/m}$.
- Para la estimación de la resistencia capilar se considera que la distancia entre las partículas es nula ($a = 0$).
- La relación de tamaño de las partículas es $m = 1$.
- Las partículas están organizadas en un rango pequeño de tamaños; consecuentemente se supone $\lambda = 6$.
- El ángulo de fricción con respecto a los cambios de succión matricial (ϕ_b), se calcula como $\phi^b = \phi' - 5^\circ$, de acuerdo con Fredlund et al. (1978).
- Se considera humedecimiento perfecto, $\delta = 0^\circ$.

Tabla 2: Modelos de resistencia capilar.

Modelo	Ecuación	Variables y parámetros
Resistencia a la tensión únicamente atribuida a capilaridad (σ_T) – Resistencia capilar		
Fredlund et al. (1978)	De la envolvente de resistencia para suelos parcialmente saturados: $\sigma_T = t = -\alpha_T c_{app} \cot \varphi' = -\alpha_T (u_a - u_w) \tan \varphi^b \cot \varphi'$	c' : cohesión efectiva, $(u_a - u_w)$: succión matricial, φ^b : ángulo de fricción con respecto a los cambios de succión matricial, φ' : ángulo de fricción efectivo, $\varphi^b = \varphi' - 5^\circ$, α_T : factor reductor, $\alpha_T = 0.5-0.7$ (Morris et al., 1992).
Resistencia capilar (σ_T)		
Weigert y Ripperger (1999)	Régimen pendular ($S_r < 0.3$) $\sigma_T = \left(\frac{1-n}{n} \right) \frac{F}{4R^2} \quad (\text{Rumpf, 1970})$ $F = 2\pi R \gamma_L / (1 + \tan(0.5\beta))$ $\beta = \text{sen}^{-1} \left[\left(\frac{S_r n^2}{0.36(1-n) C_a C_\delta} \right)^{1/4} \right]$ $C_a = 1 + 3a/R \quad \text{y} \quad C_\delta = 1 + 1.1 \text{sen} \delta$	n : porosidad, $R = d_p/2$: radio de las partículas, d_p : diámetro de las partículas, γ_L : tensión superficial del agua, β : ángulo del menisco, a : distancia entre las partículas, δ : ángulo de contacto 
Spitzner et al. (2001)	Régimen pendular ($S_r < 0.3$) $\sigma_T = \left(\frac{1-n}{n} \right) \frac{F}{4R^2} \quad (\text{Rumpf, 1970})$ $F = 2\pi R \gamma_L \text{sen}^2 \beta \left[1 + \frac{\cos \beta}{2(1 - \cos \beta)} \right]$	Diagrama para los modelos: Weigert y Ripperger (1999) y Spitzner et al. (2001)

Modelo	Ecuación	Variables y parámetros
Spitzner et al. (2001)	<p>Régimen capilar ($S_r > 0.9$)</p> $\sigma_T = \frac{S_r \gamma_L}{2R} \left(\frac{\text{sen} \beta \cos \beta}{(\text{sen} \beta + \cos \beta - 1)(1 - \cos \beta)} \right)$	
	<p>Régimen funicular ($0.3 < S_r < 0.9$)</p> $\sigma_T = \sigma_T^p \left(\frac{S_{rc} - S_r}{S_{rc} - S_{rp}} \right) + \sigma_T^c \left(\frac{S - S_p}{S_{rc} - S_{rp}} \right)$	<p>S_{rc}: saturación del régimen capilar, S_{rp}: saturación del régimen pendular, S_r: saturación del régimen funicular. σ_T^p, σ_T^c: resistencias capilares en los regímenes pendular y capilar, respectivamente.</p>
Han et al. (2002)	<p>Régimen pendular ($S_r < 0.3$)</p> $\sigma_T = \lambda \frac{(1-n)F}{4n\bar{R}^2} \quad \bar{R} = (R+nR)/2$ <p>$F = \pi x^2 P$ con $x = R \text{sen} \beta$ y $P = \gamma_L (1/\eta_1 + 1/r)$</p> $r = \frac{R(1 - \cos \beta)}{\cos \beta} \quad \eta_1 = R \text{sen} \beta - r + r \text{sen}(\delta + \beta)$ $nS_r = -\frac{\beta}{2} + \text{sen} \beta - \frac{1}{4} \text{sen} 2\beta - \frac{(1 - \cos \beta)^2}{1 + \cos 2(\beta + \delta)} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\beta + \delta \right) - \frac{\text{sen} 2(\beta + \delta)}{2} \right]$	<p>λ: factor que considera efectos por no uniformidad de las partículas, $\lambda = 6-8$ partículas rango pequeño de tamaños; $\lambda = 1.9-14.5$ partículas en un rango más amplio de tamaños; n: factor para considerar diferencias de tamaño entre partículas.</p> 
	<p>Régimen capilar ($S_r > 0.9$)</p> $\sigma_T = S_r \gamma_L \left(\frac{1}{\eta_1} + \frac{1}{r} \right)$	<p>Diagrama del menisco para el modelo de Han et al. (2002)</p>

La variación de la resistencia capilar en el régimen pendular como función del diámetro de las partículas es presentada en la Figura 3 para cada uno de los modelos estudiados. Los resultados de la modelación para suelos a $z = 5.5$ m y $z = 7.0$ m son similares; sin embargo para el suelo a $z = 7.0$ m no es posible aplicar el modelo de Weigert y Ripperger (1999) debido al error numérico que se incurre por la elevada porosidad de este suelo ($n = 0.75$).

En el rango de diámetros considerado, se observa que la reducción del diámetro lleva al incremento de la resistencia capilar hasta valores próximos a $\sigma_T = 1.4$ y $\sigma_T = 3.7$ kPa para suelos a $z = 5.5$ m y $z = 7.0$ m, respectivamente. El modelo de Weigert y Ripperger (1999) conduce a valores inferiores de resistencia que los modelos de Spitzner et al. (2001) y Han et al. (2002). Estas diferencias se incrementan a medida que se reduce el tamaño de las partículas.

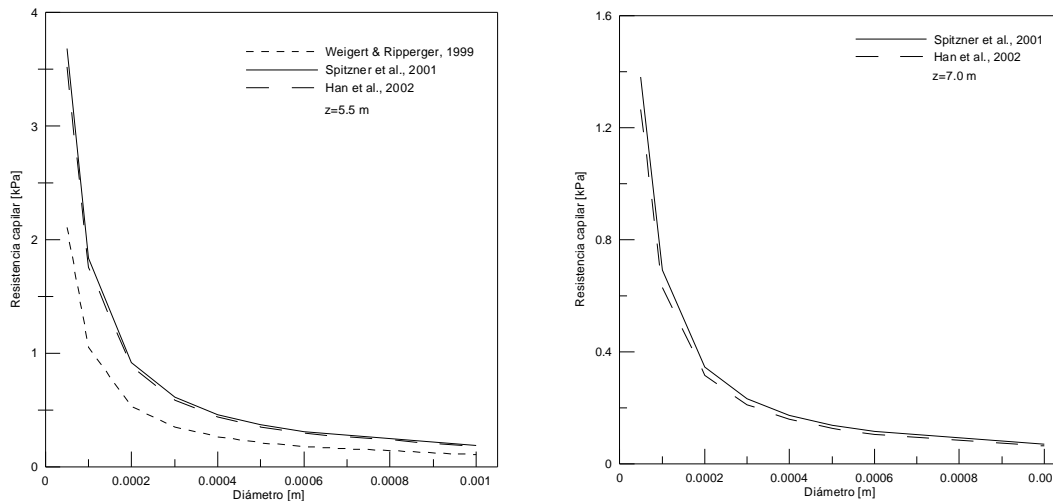


Figura 3: Resistencia capilar vs. diámetro de partículas – Modelos teóricos.

La Figura 4 presenta los resultados de la modelación de la resistencia capilar como función de la saturación de acuerdo con las teorías de Weigert y Ripperger (1999), Spitzner et al. (2001) y Han et al. (2002). De manera comparativa se incluyen los resultados experimentales de la resistencia a la tensión presentados anteriormente obtenidos en el aparato de tensión para suelos remoldeados extraídos a $z = 5.5$ m y $z = 7.0$ m.

En esta figura se observa que el modelo de Han et al. (2002) lleva a mayores cambios de la resistencia capilar con la saturación con respecto a los obtenidos mediante los modelos de Weigert y Ripperger (1999) y de Spitzner et al. (2001). Los modelos de Spitzner et al. (2001) y Han et al. (2002) conducen a menores cambios en la resistencia capilar para suelos extraídos a $z = 7.0$ m de profundidad que para suelos extraídos a menor profundidad, $z = 5.5$ m.

Los resultados experimentales son similares en magnitud a los obtenidos a partir de los modelos evaluados. Esta observación, sin embargo, no es suficiente para concluir sobre la capacidad de predicción de estos modelos, ya que el diámetro promedio de partículas (en este caso $d = 10 \mu\text{m}$) adoptado para la modelación controla fuertemente los resultados. Adicionalmente, se observa que la tendencia del aumento de la resistencia capilar con la saturación, es opuesta a la tendencia que resulta de la modelación.

DISCUSIÓN

La resistencia a la tensión de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia refleja la naturaleza cementada de estos materiales y su sensibilidad a cambios de humedad. La respuesta del suelo bajo las fuerzas capilares que actúan en el estado parcialmente saturado ha sido estudiada mediante modelos y datos experimentales. Las diferencias en la resistencia a la tensión de las muestras a $z = 5.5$ m y $z = 7.0$ m son causadas por las diferencias en la distribución de partículas y poros, la cementación y la mineralogía de los dos tipos de suelos (Lizcano et al., 2006). Los suelos a mayor profundidad presentan ciertos minerales de arcilla (haloisita, alofana e imogolita) que contribuyen a la alta capacidad de retención de agua. Lizcano et al. (2006) presentaron la curva característica de estos suelos. Estos resultados indicaron que los suelos a menor profundidad ($z = 5$ m), caracterizados por mayor contenido de limo y arena, presentaron mayor variación de la succión en un rango corto de humedades. En contraste, los suelos a mayor profundidad son menos sensibles a cambios de succión ante variaciones de humedad entre el 40% y el 100%.

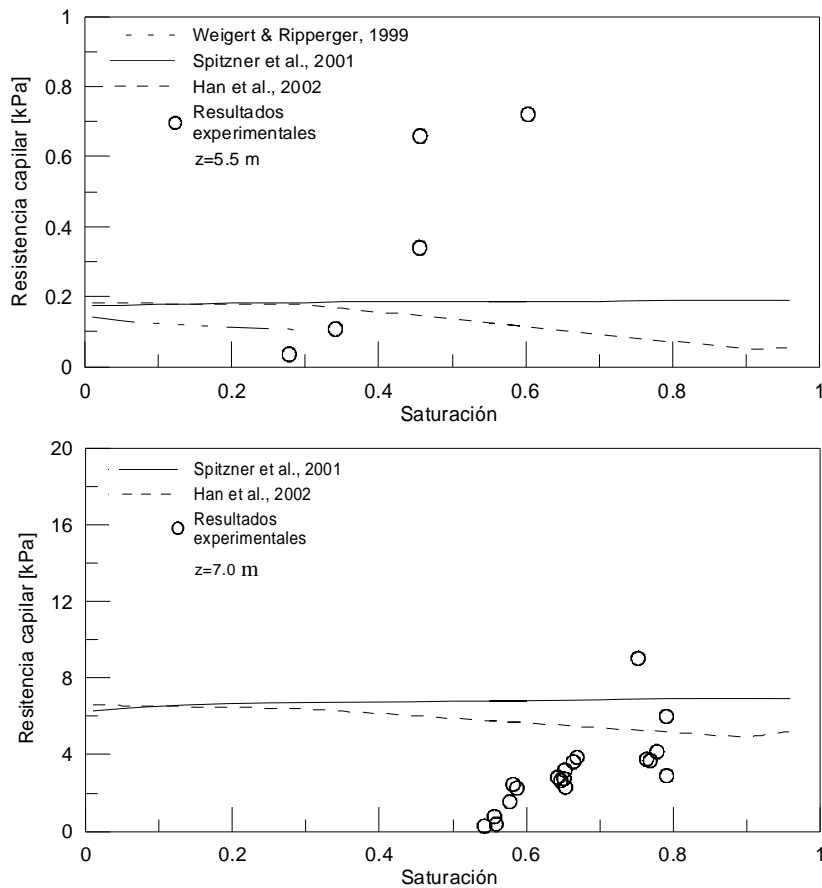


Figura 4: Resistencia capilar vs. saturación – resultados experimentales y modelación teórica, suelos a $z = 5.5$ y $z = 7$ m.

Los modelos de resistencia capilar recopilados en este documento permiten apreciar las variables más importantes atribuidas a la capilaridad de los suelos. El tamaño de las partículas, por ejemplo, tiene una alta influencia en la resistencia capilar, en especial para partículas con diámetro inferior a 0.2 mm; para diámetros mayores su variación es mínima.

La principal limitación de estos modelos de resistencia capilar consiste en la escasez de datos experimentales que permitan validarlos. En este estudio los modelos teóricos basados en la resistencia del menisco llevan a valores próximos a los encontrados experimentalmente ($\sigma_r < 9$ kPa - aparato tipo Mikulitsh y Gudehus, 1995), cuando el diámetro promedio de partículas es de $d = 10 \mu\text{m}$. Este diámetro está dentro del rango de agregaciones observadas por microscopía electrónica.

Los datos experimentales presentan una tendencia de incremento de la resistencia capilar con la saturación en el rango de saturación presentado, que corresponde al estado funicular ($0.3 < S_r < 0.9$). Sin embargo, los resultados de la modelación llevan a una tendencia opuesta como consecuencia de la reducción de la fuerza capilar con el incremento del volumen del menisco y a que la modelación no considera los efectos de adsorción de agua en corto rango ni la presión osmótica. El modelo desarrollado por Weigert y Ripperger (1999) para la estimación del volumen del menisco no es aplicable a suelos con elevada porosidad y en altos grados de saturación. En el caso de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia, la aplicación de este método está limitada por las altas relaciones de vacíos que presentan ($e = 1.3-3.8$, este estudio; $e = 2-7$, Forero et al., 1999). La comparación de los modelos aplicados para la estimación de la resistencia a la tensión sugiere que el factor α_r , en el modelo basado en Fredlund et al. (1978), no sería constante con la saturación. Posiblemente este factor estaría en un orden de magnitud considerablemente inferior al planteado por Frydman (1967) ($\alpha_r = 0.5$) y Baker (1981), y por Bagge (1985) ($\alpha_r = 0.5-0.7$), de acuerdo con lo reportado por Morris et al. (1992).

CONCLUSIONES

La resistencia a la tensión de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia, medida en laboratorio en muestras inalteradas y remoldeadas, es una de las propiedades que refleja la estructura cementada de estos suelos. La alta

variabilidad espacial de estos suelos, como consecuencia de los patrones dispersos e intermitentes del régimen de depositación de las cenizas volcánicas y de los procesos de meteorización posteriores, se manifiesta en variaciones significativas de la resistencia a la tensión en muestras a diferente profundidad. La resistencia a la tensión obtenida experimentalmente refleja las diferencias en la edad y el grado de alteración de los suelos derivados de cenizas volcánicas extraídos a diferente profundidad. A mayor profundidad ($z = 7$ m) se encuentran suelos que alcanzan una resistencia a la tensión próxima a 24 kPa, resultado de la combinación de fuerzas de cementación y fuerzas capilares. Por otra parte, a menor profundidad ($z = 5.5$ m) los suelos presentan menor grado de meteorización, menor relación de vacíos, menor porcentaje de arcilla y menor resistencia a la tensión. A esta profundidad la contribución de la capilaridad a la resistencia a la tensión demostró ser mínima. Adicionalmente, en estado remoldeado, la resistencia capilar se incrementa con la saturación para el rango de saturación utilizado en los ensayos. Este resultado particular, puede estar relacionado con la alta capacidad de retención de agua de minerales de arcilla presentes en estos suelos (halosita, alofana e imogolita). A medida que se incrementa la saturación, hasta el rango de humedades presentado, es posible que se incrementen los meniscos que contribuirían a la resistencia a la tensión. Sería necesario conducir más ensayos en un rango más amplio de saturación para confirmar los resultados presentados en este documento y verificar la pérdida de resistencia capilar cuando se aproxima al 100% de saturación.

REFERENCIAS

- Arango, J.D. (1993). "Características generales y comportamiento geotécnico de las cenizas volcánicas en la zona del Antiguo Caldas", Tesis de Maestría, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Bazant, Z.P., Tabbara, M.R., Kazemi, Y. y Pijaudier-Cabot, G. (1990). "Random particle simulation of damage and fracture in particulate or fiber-reinforced composites", en: *Damage Mechanics in Engineering Materials, ASME Winter Annual Meeting*, Dallas, Texas, AMD-Vol. 109, pp. 41-55.
- Chang, C.S. y Zhong, X. (1997). "Damage modelling for cemented particulate materials", en: *Mechanics of Deformation and Flow of Particulate Materials*, C.S. Chang, A. Misra, R.Y. Liang y M. Babic, eds., ASCE Publication, pp. 247-258.
- Favaretti, M. (1995). "Tensile-strength of compacted clays", en: *Unsaturated Soils, Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 95)*, Alonso, E.E. y Delage, P., eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol. 1, pp. 51-56.
- Fernández, A.L. y Santamarina, J.C. (2001). "Effect of cementation on the small-strain parameters of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, pp. 191-199.
- Forero-Dueñas, Gálvez, C., Fino, P. y Ulloa (1999). "Estudios de la estructura de las cenizas volcánicas de Armenia y su relación con el comportamiento geotécnico", *X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana*, Boletín Colombiano de Geotecnia, Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Fredlund, D.G., Morgenstern N.R. y Widger R.A. (1978). "The shear strength of unsaturated soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, pp. 313-321.
- Fredlund, D.G. y Rahardjo H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, New York.
- Han, G., Dusseault, M.B., y Cook, J. (2002). "Quantifying rock capillary strength behavior in unconsolidated sandstones", *SPE/ISRM 78170, SPE/ISRM Rock Mechanics Conference*, Irving, Texas.
- Heibrock, G., Zeh R.M. y Witt K.J. (2003). "Tensile strength of compacted clays", en: *Unsaturated Soils: Experimental Studies, Proceedings of the International Conference "From Experimental Evidence towards Numerical Modelling of Unsaturated Soils"*, Weimar, Germany, Volume I, Springer Proceedings in Physics 93, pp. 395-412.
- Lizcano, A., Herrera, M.C. y Santamarina, J.C. (2006). Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 6, No. 2, pp. 167-196.
- Morris, P.H., Graham, J. y Williams, D.J. (1992). "Cracking in drying soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, pp. 263-277.
- Mikulitsch, W.A. y Gudehus, G. (1995). "Uniaxial tension, biaxial loading and wetting test on loess", en: *Unsaturated Soils*, Alonso y Delage, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 145-150.
- Nova, R., Castellanza, R. y Tagmanini, (2003) "A constitutive model for bonded geomaterials subject to mechanical and/or chemical degradation", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 27, pp. 705-732.
- Rinaldi, V.A. y Santamarina, J.C. (2003). "Cemented Soils: behaviour and conceptual framework."

- Spitzner Neto, P.I, Cunha, F.O. y Freire, J.T. (2001). "The influence of paste feed on the minimum spouting velocity", *Brazilian Journal of Chemical Engineering*, Vol. 18, No. 3, pp. 243-251.
- Trent, B.C. (1987). "The effect of micro-structure on the macroscopic behaviour of cemented granular material", Ph.D. Dissertation, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota.
- Weigert, T. y Ripperger, S. (1999). "Calculation of the liquid bridge volume and bulk saturation from the half-filling angle", *Particle & Particle Systems Characterization*, Vol. 16, No. 5, pp. 238-242.