

SIMULACION DE ENSAYOS EMPLEANDO EL MODELO MRS LADE EXTENDIDO PARA SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

Ricardo Schiava^{*}, Guillermo Etse[†]

^{*} Grupo de Mecánica Computacional y Experimental
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías
Universidad Nacional de Santiago del Estero, Avda Belgrano (s) 1912, 4200. Santiago del Estero,
Argentina

e-mail: schiava@unse.edu.ar

[†] CEMNCI. Universidad Nacional de Tucumán. Tucumán, Argentina
e-mail: getse@herrera.unt.edu.ar

Palabras claves: suelos parcialmente saturados, elastoplasticidad, validación.

Resumen. *Se presenta un análisis de la respuesta de suelos parcialmente saturados, utilizándose un modelo material formulado en el marco de la teoría de medios porosos y la teoría del flujo de la plasticidad. El modelo constitutivo elastoplástico desarrollado es una extensión del conocido como MRS Lade, modificado con la introducción de la succión como componente adicional del estado de tensiones. Consecuentemente, las superficies de fluencia de cono y capa del modelo y variables de endurecimiento y ablandamiento muestran una dependencia de la succión. En primer lugar, se ilustra la capacidad de predicción del modelo constitutivo del comportamiento de medios cohesivos friccionales no saturados, con contenidos de humedad variables y para distintas condiciones de carga. Finalmente se simulan ensayos edométricos y ensayos de compresión triaxial convencional con succión controlada y se discute la respuesta del modelo desarrollado comparando con la obtenida en ensayos experimentales.*

1 INTRODUCCION

Los suelos son materiales con un comportamiento complejo, marcadamente no lineal, dependiendo del tiempo, de la temperatura, del grado de humedad que contienen y de las características químicas del fluido en sus poros, entre otras. Por lo tanto es importante disponer de modelos conceptuales que puedan predecir el comportamiento bajo condiciones de carga y humedad diferentes e interpretar los ensayos de laboratorio. La principal diferencia entre un suelo parcialmente saturado con otro completamente saturado es la compresibilidad del fluido en los poros. Básicamente el agua que llena los poros del suelo es prácticamente incompresible, volviéndose compresible cuando aparecen burbujas en su interior.

Por debajo del nivel freático los suelos están saturados y la presión de poros es positiva, en cambio por encima de la misma se tienen parcialmente saturados con presiones negativas y la diferencia entre la presión del aire y del agua se denomina “matriz de succión”. La succión en suelos parcialmente saturados es compuesta por dos componentes llamadas succión osmótica y matriz de succión constituyendo ambas la succión total. La succión osmótica es la debida a las sales disueltas en los poros. Primariamente interesa la matriz de succión porque es la que está fuertemente influenciada por los cambios ambientales.

Dentro de los modelos elastoplásticos formulados para suelos parcialmente saturados y basados en ensayos experimentales el modelo de Alonso y otros ^[1] es de los más representativos.

En esos modelos se adoptan dos variables del estado tensional independientes ; la tensión neta ó tensión por encima de la presión atmosférica y la succión. Similares formulaciones han sido propuestas por Scheffler y Bolzon ^[2], Cui et al^[3], Bolsón et al ^[4], Wheeler y Sivakumar^[5] y Kohgo^[6]. Una completa revisión con diferentes propósitos ha sido realizada por Gens^[7]. Recientemente Khalili^[8] ha formulado un modelo constitutivo basado en tensiones efectivas. En esta formulación del modelo Khalili y Loret incluyen la succión como una variable independiente en las funciones de fluencia y de potencial plástico, en adición con la tensión efectiva y succión dependiendo de los parámetros de endurecimiento.

En este trabajo se aplica un modelo elastoplástico formulado para medios cohesivos friccionales parcialmente saturados^[9]. Es una extensión del modelo MRS-Lade desarrollado por Macari, Sture y Runneson^[10] que es un posterior desarrollo del modelo de tres invariantes propuesto para suelos por Lade. El modelo extendido del MRS-Lade es descrito en el espacio de tres invariantes de tensiones efectivas y en el que se adiciona la succión como otra variable independiente. Las ecuaciones constitutivas del modelo propuesto son analizadas en su capacidad de predicción de la respuesta en ensayos convencionales y comparados con resultados experimentales publicados. Los resultados de este trabajo demuestran la capacidad del modelo formulado para predecir el comportamiento de suelos parcialmente saturados, tanto en la respuesta tenso deformacional como en las variaciones volumétricas que el mismo experimenta.

2 TENSIONES CONSTITUTIVAS

Los suelos parcialmente saturados se describen generalmente en función del tensor de tensiones “efectivo” ó “constitutivo” $\boldsymbol{\sigma}'$ que viene dado por :

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \dot{\boldsymbol{\sigma}} - \mathbf{I} \dot{p}_w = \dot{\boldsymbol{\sigma}}_n + \mathbf{I} \dot{s} \quad (1)$$

$$s = (p_a - p_w) \quad (2)$$

$$\boldsymbol{\sigma}_n = \boldsymbol{\sigma} - \mathbf{I} p_a \quad (3)$$

Donde: s es la succión, $\boldsymbol{\sigma}_n$ tensor de tensiones neto, $\boldsymbol{\sigma}$ tensor de tensiones total, \mathbf{I} es el tensor identidad de segundo orden, p_a y p_w son las presiones de aire y de agua en los poros respectivamente. El término “efectivo” ó “constitutivo” dado al tensor de tensiones es para diferenciarlo del concepto dado por Terzaghi para suelos saturados. En muchos casos geotécnicos prácticos la presión aire en los poros es la misma que la atmosférica y permanece constante por lo que la succión resulta igual a la presión de agua negativa en los poros del suelo.

3 LEY DE FLUJO

3.1 Formulación general

En varios modelos elastoplásticos , tales como los de Tresca, Mohr-Coulomb y los criterios de fluencia con superficies de cono-capa como el MRSLade^[11], dichas superficies límites están definidas por curvas muy tendidas . Cada superficie convexa de función de fluencia, $F_i \{ \boldsymbol{\sigma}', s, \boldsymbol{\kappa} \}$ en el caso de medios parcialmente saturados está definida en función de la tensión efectiva, la succión s y de un conjunto de variables de endurecimiento - ablandamiento $\boldsymbol{\kappa}$, donde $\boldsymbol{\kappa}$ no es un tensor pero representa un arreglo de variables que indica una medida del trabajo plástico ó la deformación plástica desarrollada.

La intersección del conjunto de esfuerzos definidos por $F_i \{ \boldsymbol{\sigma}', s, \boldsymbol{\kappa} \} \leq 0$ define el conjunto convexo $B \{ \boldsymbol{\kappa} \}$ de tensiones plásticamente admisibles y de succiones.

$$B \{ \boldsymbol{\kappa} \} = \{ \boldsymbol{\sigma}', s \mid F_i \{ \boldsymbol{\sigma}', s, \boldsymbol{\kappa} \} \leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, M \} \quad (4)$$

La regla de fluencia se formula en términos del espacio de las sub-diferenciales ∂F_λ , representando un conjunto de normales admisibles a las superficies de falla [8].

$$\partial F_\lambda \{ \boldsymbol{\sigma}', \dot{s}, \boldsymbol{\kappa}, \dot{\boldsymbol{\epsilon}} \} = \{ \mathbf{a} \mid (\boldsymbol{\sigma}' - \boldsymbol{\sigma}'_o) : \mathbf{a} \geq 0, \quad \forall \boldsymbol{\sigma}'_o \in B_\lambda \{ \boldsymbol{\kappa}, \dot{\boldsymbol{\epsilon}}, \dot{s} \} \} \quad (5)$$

Las ecuaciones constitutivas basadas en una regla de fluencia no asociada se expresan por :

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{E} : (\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_p) \quad (6)$$

$$(\boldsymbol{\sigma}' - \boldsymbol{\sigma}'_o) : \mathbf{A} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p \geq 0, \forall \boldsymbol{\sigma}'_o \in B(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}, \dot{s}, \boldsymbol{\kappa}) \quad (7)$$

$$\dot{\boldsymbol{\kappa}} = h(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p) \quad (8)$$

Donde $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p$ representa la porción plástica de la tasa del tensor de deformaciones totales $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$, La ecuación (7) expresa en general una regla de fluencia no asociada para las deformaciones plásticas y la (8) un conjunto de leyes de endurecimiento que gobiernan la evolución de las variables plásticas.

Para flujo no asociado existe el tensor de transformación \mathbf{A} , tal que :

$$\mathbf{m}^\sigma = \mathbf{A} : \mathbf{n}^\sigma \quad (9)$$

Con $\mathbf{n}^\sigma = \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ y $\mathbf{m}^\sigma = \frac{\partial Q}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ gradientes de la función de fluencia y potencial. Si la regla de fluencia es asociada será : $\mathbf{A} = r \mathbf{I}$, donde \mathbf{I} es el tensor identidad de cuarto orden y r es un escalar^[12]. Las condiciones de consistencia plástica de Kuhn-Tucker para regla no asociada :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p = \sum_i^U \dot{\lambda}_i \mathbf{m}_i^\sigma \quad ; \quad \dot{\lambda}_i \geq 0 \quad ; \quad F_i \dot{\lambda}_i = 0 \quad (10)$$

3.2 Condiciones de consistencia

La condición de consistencia para carga plástica viene dada por:

$$\dot{F} = \mathbf{n}_i^\sigma : \dot{\boldsymbol{\sigma}}' + n_i^s \dot{s} + r_i \dot{\boldsymbol{\kappa}} = 0, \quad i = 1, 2, \dots, U \quad (11)$$

Reemplazando (6) en la ecuación (11) se obtiene la expresión de la tensión efectiva:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{E} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \frac{\mathbf{E} : \mathbf{m}_i^\sigma \otimes \mathbf{n}_i^\sigma : \mathbf{E}}{\mathbf{n}_i^\sigma : \mathbf{E} : \mathbf{m}_i^\sigma + \mathbf{H}_i} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \frac{\mathbf{E} : \mathbf{m}_i^\sigma \otimes n_i^s \mathbf{I}}{\mathbf{n}_i^\sigma : \mathbf{E} : \mathbf{m}_i^\sigma + \mathbf{H}_i} : \dot{s} \quad (12)$$

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{E}_{ep} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} + \mathbf{E}_s : \dot{s} = \mathbf{E}_{ep} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} + \mathbf{E}_s : \mathbf{I}(\dot{p}_a - \dot{p}_w) \quad (13)$$

donde el modulo de endurecimiento-ablandamiento se define como: $\mathbf{H}_i = -r_i h_i(\mathbf{m}_i^\sigma)$.

En forma compacta :

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{D}_{ep} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}' \quad (14)$$

se introduce el campo extendido de la tasa de deformaciones $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}'$, que está compuesto por el

tensor de deformaciones clásico $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ mas el campo adicional de tasa de succiones \dot{S} .

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}' = \begin{pmatrix} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \\ \dot{S} \end{pmatrix} \quad (15)$$

El operador material se define como:

$$\mathbf{D}_{ep} = \begin{pmatrix} \mathbf{E}_{ep} & \mathbf{E}_s \end{pmatrix} \quad (16)$$

La tensión total será:

$$\text{En general } \dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E}_{ep} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} + (-\mathbf{I}_{sym} + \mathbf{E}_s) : I \dot{S} \quad (17)$$

$$\text{si } \dot{p}_a = 0 \rightarrow \dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E}_{ep} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - (-\mathbf{I}_{sym} + \mathbf{E}_s) : I \dot{p}_w \quad (18)$$

$$\text{si } \dot{p}_a = \dot{p}_w = 0 \rightarrow \dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E}_{ep} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (19)$$

Donde : \mathbf{I}_{sym} es el tensor de cuarto orden simétrico. Para mayor detalle ver ^[13].

4 MODELO CONSTITUTIVO PARA SUELOS NO SATURADOS

4.1 Condición de fluencia

Para simular el complejo comportamiento de los suelos parcialmente saturados se considera^{[9][12]}:

- Formulación de dos superficies de fluencia, una superficie curva “aplanada” correspondiente al cono que se intersecta con otra superficie curva también “alisada” en el plano meridiano.

- Definición de la superficie de fluencia Carga-Colapso (LC).

- Las variables de endurecimiento y ablandamiento de ambas superficies están basadas en el trabajo plástico de disipación.

- Regla de no asociatividad en el plano meridiano y asociada en el plano desviatorio en la región del cono y una regla de asociatividad en la región de capa.

- Capacidad del modelo para considerar las fuerzas de cohesión y una superficie curva en el

plano meridiano de la región del cono.

La superficie de fluencia tiene la forma de un cono asimétrico, con el vértice localizado a la izquierda del origen del espacio de tensiones, dependiendo de las características cohesivas del material en cuestión y representada por la ecuación :

$$F_{cono} \{p, q, \theta, s, \kappa_{cono}\} = f \{ q, \theta, s \} - \eta_{cono} \{ \kappa_{cono} \} (p + s - p_c) = 0 \quad (20)$$

$$f \{ q, \theta, s \} = q \left(1 + \frac{q}{q_a} \right)^m g \{ \theta \}; \quad p = -\frac{I_1}{3}; \quad q = \sqrt{3J_{2D}}; \quad \cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_{3D}}{\sqrt{(J_{2D})^3}} \quad (21)$$

donde q_a , m , η_{cono} y la cohesión p_c son parámetros del modelo y κ_{cono} es la variable de endurecimiento, calculada en base al trabajo plástico acumulado.

El parámetro p_c es la presión media en la que la función del cono intersecta al eje hidrostático y puede ser considerada como una medida de la cohesión [13].

La cohesión del material p_c es variable con la succión según la ecuación : $p_c = r_{pc} s$, con r_{pc} parámetro del material.

La superficie de capa, que involucra principalmente la respuesta volumétrica, viene dada por una superficie elíptica en plano meridiano expresada en términos de los invariantes de tensiones como :

$$F_{capa} (p, q, \theta, s, \kappa_{capa}) = \left(\frac{p - p_m}{p_r} \right)^2 + \left(\frac{f}{f_r} \right)^2 - 1 = 0 \quad (22)$$

4.2 Ley de endurecimiento

Los parámetros de endurecimiento y ablandamiento κ_{cono} y κ_{cap} se definen en término del trabajo plástico acumulado w^p que es disipado durante la carga en el actual camino de tensiones:

$$w^p = \int \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p dt \quad (23)$$

$$\dot{\kappa}_{cono} = \frac{1}{c_{cono} p_a} \left(\frac{p + s - p_c}{p_a} \right)^{-l} \dot{w}^p \quad \dot{\kappa}_{cap} = \frac{1}{c_{cap} p_a} \left(\frac{p_{cap,0}}{p_a} \right)^{-r} \dot{w}^p \quad (24)$$

donde : c_{cono} , c_{cap} , p_a , $p_{cap,0}$, l y r son constantes del material [9].

Se considera a $p_{cap,0}$ como la presión de preconsolidación dependiente además del valor de la succión y que se define según la expresión de Schrefler [2], y que se utiliza como una superficie de fluencia adicional conocida como “carga-colapso” como :

$$p_{cap,0} = p_0^* + i s \quad (25)$$

con: i constante del material, p_0^* es la presión preconsolidación en condiciones de saturación .

5 ANALISIS Y VALIDACION

Con el objeto de estudiar la respuesta del modelo a nivel constitutivo y su capacidad predictiva, se han realizado diferentes simulaciones de ensayos representativos y comparados con las curvas obtenidas en ensayos de laboratorios de muestras de suelo con condiciones de carga variable y de succión controlada y que fueran publicados por distintos autores en trabajos a nivel internacional. En ellas se trata primero de calibrar el modelo ajustando la respuesta al comportamiento que presentan los suelos de características muy variadas, desde los puramente friccionales a los cohesivos y luego se analiza la capacidad de reproducción del comportamiento del modelo tanto del estado tenso-deformacional como de las variaciones volumétricas que experimentan y que en este trabajo se limitan a suelos areno-limosos y limos arcillosos de baja plasticidad en ensayos edométricos y de compresión triaxial.

5.1 Ensayos edométricos

5.1.1 Ensayos edométricos con succión controlada.

Para estudiar la respuesta del modelo a nivel constitutivo , se simula un ensayo edométrico ó de compresión confinada, con succión controlada , o sea constante durante todo el ensayo y comparada con los ensayos realizados y publicados por Cui and Delage ^[14].

La simulación numérica se realiza con control de las deformaciones axiales e imponiendo deformaciones nulas en las otras direcciones y manteniendo el valor de la succión constante con un valor de $s= 200$ kPa.

En la Fig. N° 5.1 se pueden observar las curvas volumen específico-presión volumétrica de la simulación numérica y la del ensayo experimental. El comportamiento del material en estas condiciones es reproducido satisfactoriamente, observándose una ligera sobrestimación de las presiones volumétricas.

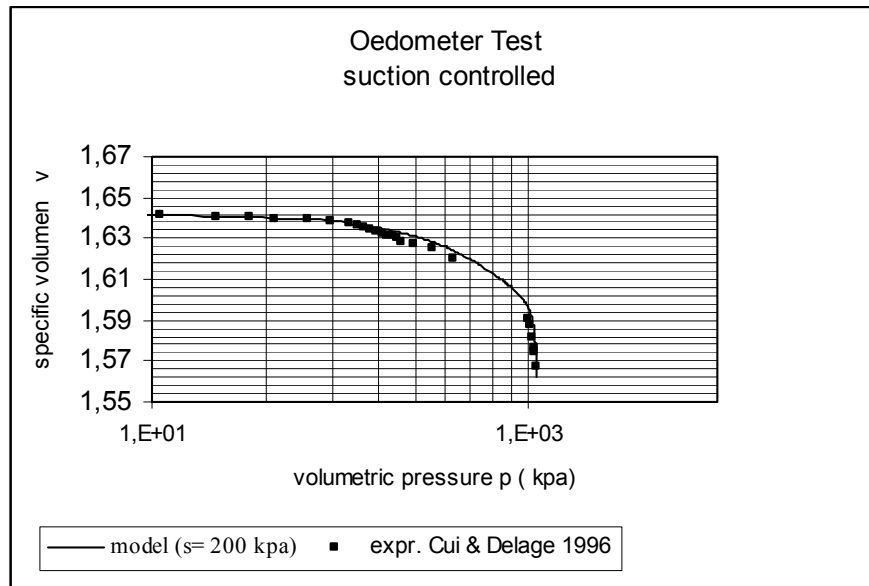


Figura N° 5.1 Ensayo edométrico con succión controlada.

5.1.2 Ensayos edométricos con succión variable

En el caso previo el material fue ensayado bajo la condición de succión constante en todo la prueba. En este caso la muestra será ensayada a compresión axialsimétrica confinada en el edómetro con succión variable.

El suelo ensayado experimentalmente por Gens y otros ^{[2][3]} es un limo de baja plasticidad de Barcelona con un contenido del 30% de arena, 46% limo y 24% de arcilla, con un Límite Líquido de 30.5% y un Índice de Plasticidad de 11.8 %. Las muestras fueron compactadas estáticamente con presiones de 0.60 MPa obteniéndose una densidad seca de 1.75 gr/cm³.

El suelo fue estáticamente compactado con diferentes valores de carga vertical. La Figura N° 5.2 muestra las curvas Densidad Seca- Humedad (%), correspondientes a las cargas verticales de 0.3 y 0.6 MPa, graficadas en un formato tipo ensayo Proctor. En ellas se puede observar que los puntos correspondientes a condiciones óptimas se acercan a la línea de saturación. Las líneas punteadas indican los valores de la succión que fueran determinadas para cada muestra después de compactada para diferentes combinaciones de densidad seca y humedad. Como es de esperar, la succión aumenta fuertemente cuando la humedad de compactación decrece.

Los ensayos edométricos convencionales se realizaron con control de succión, aplicando cargas verticales prescriptas y al final de este estado la muestra fue saturada, para observar el comportamiento de colapso por humedecimiento.

Para identificar el efecto de la “estructura” producto de la conformación de las muestras, sobre comportamiento del suelo es necesario comparar ambas compactadas “seca” y “húmeda” pero en idénticas condiciones iniciales para su ensayo..

La Figura N° 5.2 muestra las dos condiciones de preparación de las muestras: una serie D

fue compactada seca, la otra serie W fue compactada húmeda obteniéndose para esta última una menor densidad seca, utilizando en ambos casos un esfuerzo de compactación de 0.6 MPa.

Después de la compactación, a las muestras de la serie W se le incrementó su valor de succión hasta alcanzar el valor de la serie D. En la Figura N° 5.2 se muestra el camino de carga llevado en el proceso de secado. En este proceso el suelo de la serie W experimenta reducción de su porosidad hasta alcanzar la densidad seca final de la serie D. Al final del proceso ambas muestras experimentan la misma succión (1.0 MPa), un contenido de humedad de (14±0.25 %) y una densidad seca de (1.75±0.02 gr/cm³). La simulación numérica se realiza con control mixto aplicando pasos de cargas axiales e imponiendo deformaciones nulas en las otras dos direcciones, bajo succión constante y en el último paso de carga se reduce la succión (condición de s= 250 kPa). En Tabla 5.1 se indican los parámetros del modelo utilizados para reproducir el comportamiento del suelo ensayado. La definición de los parámetros se puede consultar en referencias [9][12][15].

Tabla N° 5.1: Resumen de parámetros del modelo extendido MRSLade

E = 100.000 kPa	n = 0.10	rq = v _{cono} = 1.50	l = 1.35	r _{pc} = 0.00
v = 0.30	Ψ = 0.00	k ₁ = 0.50	c _{cap} = 0.30	i = 0.55-0.15
e = 0.7	α = 0.80	k ₂ = 0.75	r = 1.50	s = suction (kPa)
m = 0.03871	η _{cone} = 2.54- 0.00092	c _{cono} = 0.009	p _o [*] = 400 kPa	

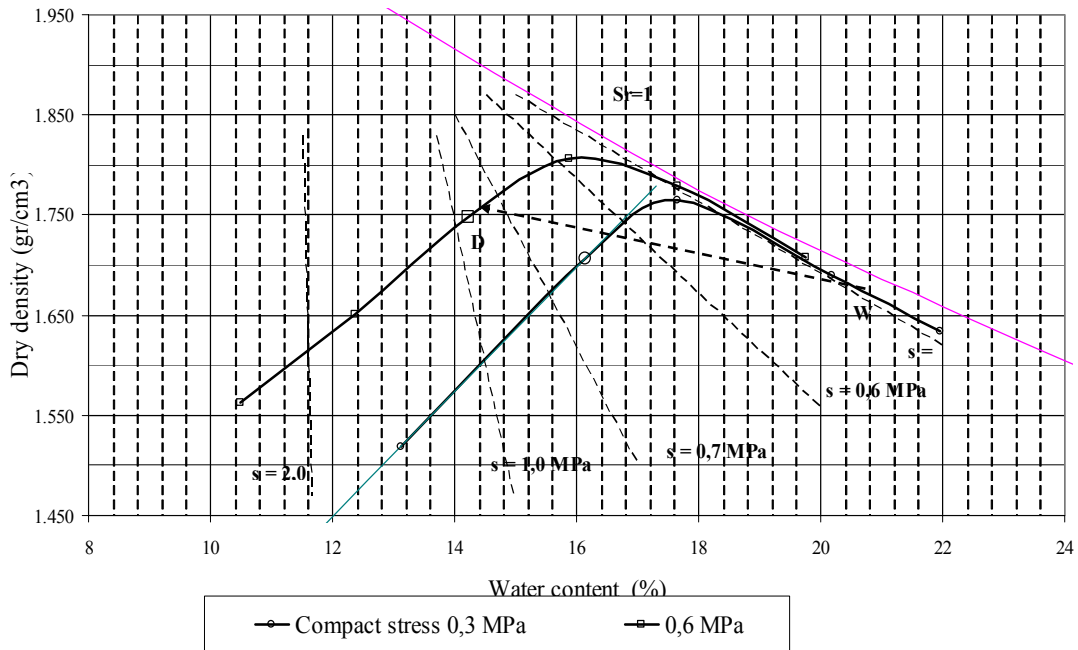


Figura N° 5.2 Condición de compactación de los ensayos.

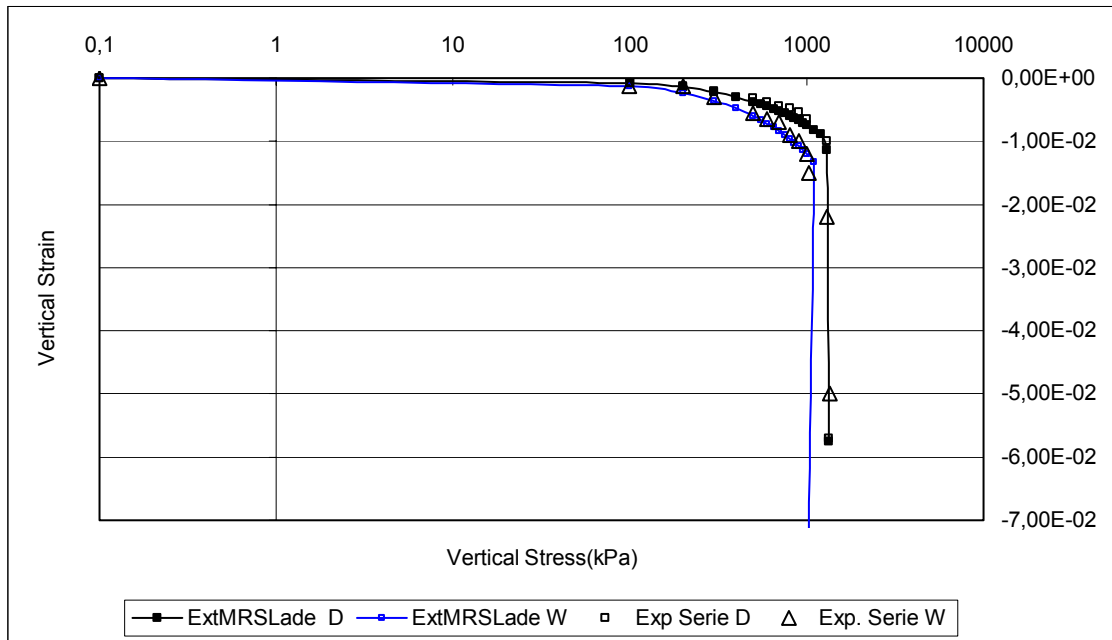


Figura N° 5.3 Deformaciones volumétricas medidas y simuladas durante carga y humedecimiento de muestras D y W.

En la Figura N° 5.3 se visualiza la curva obtenida por el modelo material comparada con la experimental, se puede observar la correspondencia entre la modelación y los valores experimentales hasta el final del estado de deformaciones impuesto y luego el incremento de las deformaciones cuando el suelo experimenta el aumento del contenido de humedad (disminución del valor de succión). Se observa el diferente comportamiento de los dos especímenes dependiendo de su conformación ó “estructura” previa aunque se ensayan en idénticas condiciones iniciales de densidad y contenido de humedad.

De la simulación numérica surge que para obtener la respuesta de su comportamiento para evidenciar las diferencias de conformación ó “estructura” del suelo, solo se deben modificar dos parámetros del modelo constitutivo : el parámetro de fricción del cono $\eta(\kappa_{cono})$ y el parámetro i de dependencia de la presión $p_{cap,0}$, intersección de la superficie límite de “capa” con el eje de presiones volumétricas con la succión de acuerdo a la fórmula : $p_{cap,0} = p_o^* + i s$, que se observa en la Figura 5.4, de la función carga-colapso.

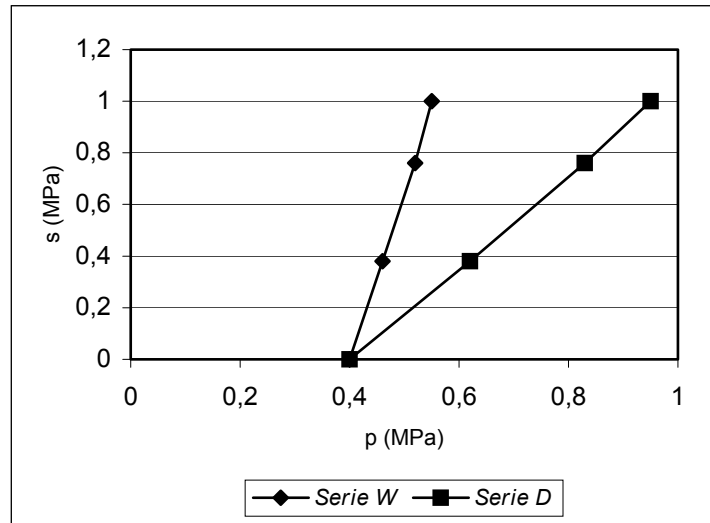


Figura N° 5.4 Líneas LC (Loading-Colapso)

5.2 Ensayos Triaxiales

Se compara la respuesta del modelo Extendido MRS-Lade con los resultados obtenidos experimentalmente por Y.J. Cui y otros (1995)^[3], en suelos limosos de baja plasticidad compactados estáticamente y ensayados a compresión triaxial (CTC) con succión controlada.

El suelo ensayado posee las siguientes características: (Jossingny silt) limo arcilloso, constantes de Atterberg: Límite líquido = 37; Límite Plástico = 19; Índice de Plasticidad = 18; con una densidad máxima del suelo compactado estáticamente es de $\gamma_{opt} = 16,7 \text{ kN/m}^3$ con una Humedad óptima $w_{opt} = 18\%$.

Muchos resultados de ensayos experimentales muestran la dependencia de los parámetros elásticos con la succión. En modelos con función límite de carga-colapso (LC) la elasticidad se supone isotrópica y los parámetros E y G se consideran también independientes de la succión.

Sin embargo, ensayos triaxiales que fueran realizados bajo presión de confinamiento constante y succión variable ($s = 200, 400, 800$ y 1500 kPa) muestran un incremento de la rigidez elástica con la succión. Este comportamiento fue observado primeramente en resultados de ensayos de corte por Delage (1987) y descrito por Cui y otros^[3] con un modelo que considera al módulo de elasticidad E dependiente de la succión y de la presión media p , tomándose el menor valor para la condición de suelo saturado ($s = 0 \text{ kPa}$).

Se compara la respuesta del modelo extendido de MRS-Lade con los resultados obtenidos de ensayos experimentales de compresión triaxial drenados en muestras de suelo descrito anteriormente, con una presión de confinamiento inicial de $\sigma_1 = -200 \text{ kPa}$ y succiones constantes de $s = 200, 400$ y 800 kPa .

Para ello se consideró en la formulación del modelo Extendido MRS-Lade el incremento del módulo de elasticidad con la succión según la expresión

: $E(kPa) = 8842 + 19.772 s + 0.0043 s^2$ y además la variación de la fricción en el cono también con la succión de la forma: $\eta_{cone} = 1.1045 - 0.0005 s + 7 E^{-8} s^2$, para ajustar la respuesta en el comportamiento tenso-deformacional así como también la variación volumétrica.

En la Tabla N° 5.2 se indican las constantes del modelo extendido MRS-Lade utilizadas para reproducir la respuesta del suelo limo arcilloso compactados estáticamente y ensayado a compresión triaxial convencional con control de succión (succión constante).

Tabla N° 5.2 : Resumen de parámetros del modelo Extendido MRS-Lade

$E(kPa) = 8842 + 19.772 s + 0.0043 s^2$	$n = 0.20$	$q = v$ $c_{cono} = 1.15$	$l = 1.0656$	$r_{pc} = 0.10$
$v = 0.20$	$\Psi = 0.00$	$k_1 = 0,05$	$c_{capa} = 0.00583$	$i = 1.50$
$e = 0.7$	$\alpha = 0.80$	$k_2 = 0.9673$	$r = 1.1025$	$s =$ suction (kPa)
$m = 0.03871$	$\eta_{cnoe} = 1.1045 - 0.0005 s + 7 E^{-8} s^2$	$c_{cono} = 0.1337$	$p_o^* = 400$ kPa	

En las Figuras N° 5.5 se representaron las curvas de respuesta del modelo correspondientes a $q - \varepsilon_3$ (tensión desviadora–deformación axial) y $\varepsilon_v - \varepsilon_3$ (deformación volumétrica–deformación axial) para los ensayos triaxiales con presión de confinamiento $\sigma_{conf} = -200$ kPa y los resultados experimentales. En ellas se observa una buena aproximación en la predicción de las curvas tensión desviadora – deformación axial, en las que se puede notar una subestimación de la tensión para deformaciones menores al 3% a partir de la cual la coincidencia es mayor.

También es satisfactoria la predicción del modelo en cuanto a las variaciones volumétricas, siendo en general levemente superior a las determinadas en los ensayos de laboratorio, salvo en la caso para una succión $s = 1500$ kPa en que la predicción es menor a la respuesta en ensayos, que se puede adjudicar al fuerte dilatancia que se observa en el modelo para la succión elevada.

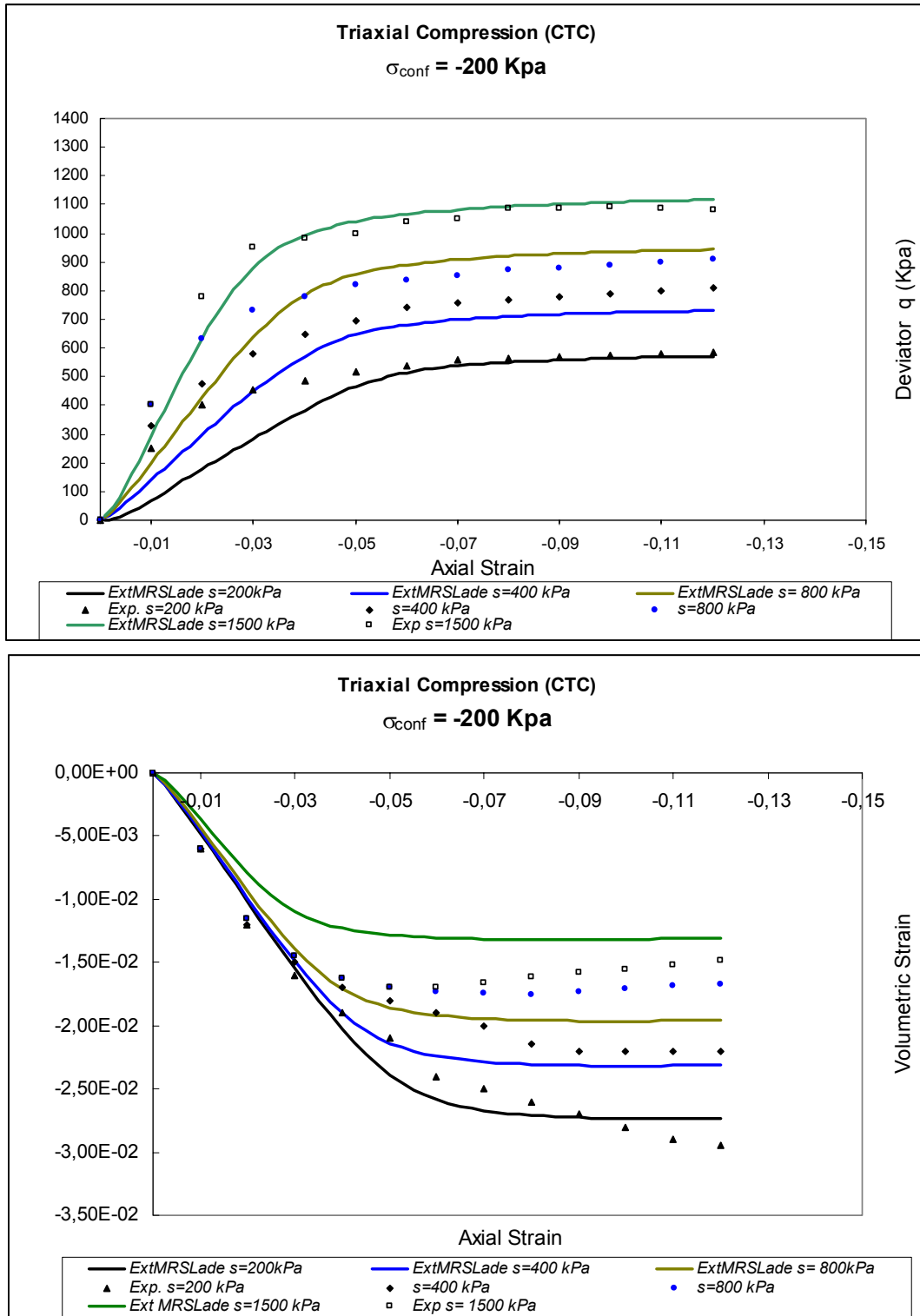


Figura N° 5.5. Curvas experimentales y predictivas $q - \epsilon_3$ y $\epsilon_v - \epsilon_3$ de la respuesta de un limo-arcilloso compactado para $\sigma_{conf} = -200 \text{ kPa}$.

6 CONCLUSIONES

Los resultados del trabajo demuestran la capacidad del modelo extendido de MRSLade para predecir razonablemente el comportamiento de suelos parcialmente saturados.

La variación de la rigidez del suelo según el tipo de estructura del mismo logrado en el proceso de compactación, puede reproducirse satisfactoriamente, así como también el “colapso” o grandes deformaciones volumétricas bajo carga constante cuando se reduce la succión. La comparación entre la función límite de carga-colapso LC predictiva y experimental es también satisfactoria.

La respuesta del modelo correspondientes a $q - \varepsilon_3$ (tensión desviadora–deformación axial) en ensayos triaxiales, muestra una buena aproximación, con una subestimación para las deformaciones inferiores al 3%. En los ensayos triaxiales convencionales se observa que el incipiente estado crítico se logra aproximadamente a deformaciones axiales del orden del 9%.

En cuanto a las deformaciones volumétricas ε_v , la predicción del modelo muestra una leve subestimación para succiones muy elevadas, con una mayor aproximación para valores menores entre 200 kPa y 800 kPa . Cuando se alcanza el estado crítico, se observa una mayor expansión de la respuesta numérica, la que se puede atribuir al grado de no asociatividad de la formulación del modelo.

7 REFERENCIAS

- [1] E. Alonso ; A. Gens and A. Jose, “A constitutive model for partially saturated soils”, *Geotechnique*, 40, 405-430 (1990).
- [2] B. Schrefler, G. Bolzon, “Compaction in gas reservoirs due to capillary effects”, *Computational Plasticity*, CIMNE .Barcelona (1997).
- [3] Y. Cui, P. Delage , N. Sultan , “An elasto-plastic model for compacted soils”, *Unsaturated Soils*, Vol.2 ,703-709, UNSAT’95, Balkema, Rotterdam (1995).
- [4] G. Bolzon ; B. Schrefler and O. Zienkiewicz, “Elastoplastic soil constitutive laws generalized for partially saturated states”, *Geotechnique*, 46, 279-289 (1996).
- [5] S. Wheeler , V. Sivakumar, “An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil”, *Géotechnique*, Vol.45(1), 35-53 (1995).
- [6] Y. Kohgo, “A consolidation analysis method for unsaturated soils coupled with an elastoplastic model”, *Unsaturated Soils*, Vol.2, Balkema.Rotterdam, 1085-1093 (1995).
- [7] A. Gens , “Constitutive modelling : application to compacted soils”, *Proc. 1st Int. Conf. On unsaturated soils*, Balkema, Rotterdam, Vol.3, 1179-1200 (1995).
- [8] N. Khalili , “Application of the effective stress principle to volumen change in unsaturated soils”, *Unsaturated soils for Asia* , Balkema, Rotterdam, 101-105 (2000).
- [9] R. Schiava, *Modelación constitutiva elastoplástica para medios cohesivos friccionales parcialmente saturados*. Tesis de Magister, Universidad Nacional de Santiago del Estero (2001).
- [10] S. Sture, K. Runesson and E. Macari , “Analysis and calibration of a three invariant

plasticity model for granular materials”, *Ingenieur archive* 59, 253-266 (1989).

[11] S. Weihe, *Implicit integration schemes for multi-surface yield criteria subjected to hardening/softening behavior*. Master’s Thesis ,University of Colorado at Boulder (1989).

[12] R. Schiava, G. Etse: *Modelación numérico computacional de suelos parcialmente saturados*.01-15, XIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural Jubileo Profesor Julio Ricaldoni. Punta del Este. Uruguay (2000).

[13] R. Schiava, G. Etse, “Análisis de localización en suelos parcialmente saturados”. *Mecánica Computacional* , Vol.2, 2248-2260 (2003).

[14] P. Delage , J. Graham , “ Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models” *Unsaturated Soils*, Vol.3 ,1123-1256,UNSAT’95,Balkema, Rotterdam (1995).

[15] Macari J.E.; Weihe S. and Arduino P., “Implicit integration of elastoplastic constitutive models for frictional materials with highly non-linear hardening functions”, *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* , Vol 2, 1-29 (1997).