



Departamento de Ingeniería del Terreno,  
Cartográfica y Geofísica

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL  
COMPORTAMIENTO HIDROMECAÁNICO DE  
UNA ARCILLA COMPACTADA.

**TESIS DOCTORAL**

Presentada por:  
Carlos Manuel Buenfil Berzunza

Directores de tesis:  
Antonio Lloret Morancho  
Antonio Gens Solé

---

Barcelona, Septiembre de 2007

## **CAPITULO 4**

### **CARACTERIZACIÓN DEL SUELO USADO DURANTE LA INVESTIGACIÓN.**

#### ***4.1 Origen geológico y composición del suelo.***

##### **4.1.1 Origen del suelo.**

El suelo empleado en los ensayos experimentales se recolectó de las excavaciones realizadas en la construcción de la Biblioteca “Rector Gabriel Ferraté” del Campus Norte de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) ubicado en la ciudad de Barcelona. Este material se utilizó en otros trabajos de investigación (Gens et al. (1995); Suriol et al. (1998); Barrera (2002)).

Este suelo pertenece a los sedimentos pleistocenos (cuaternarios) que reposan sobre un substrato rocoso formado por el macizo paleozoico pizarroso o granodiorítico, o por los sedimentos neógenos del Mioceno y del Plioceno. La formación pleistocena está constituida por la repetición cíclica de la siguiente serie (Ventayol et al., 2002): Arcilla roja compacta con la presencia frecuente de gravas de pizarra y nódulos calcáreos. Continúan limos amarillentos, que constituyen un loess de tipo mediterráneo, con la presencia, también de nódulos calcáreos de forma irregular, pero donde las gravas son poco frecuentes. Y sigue una costra de caliza rosada, que no siempre se forma, y su extensión y su potencia son irregulares.

Los sedimentos descritos tienen su origen en conos de deyección procedentes de los relieves montañosos adyacentes al llano de Barcelona. Los conos se habrían originado bajo un régimen pluviométrico torrencial, en un clima cálido y húmedo. Las arcillas procedentes de la alteración del substrato, corresponderían a coladas de barro y se intercalarían con los depósitos torrenciales más detríticos. Es probable que los limos sean en parte eólicos, y tendrían su origen en un medio frío y seco. Se considera que proviene de la deflación del viento sobre una zona fangosa y reseca del litoral, en momentos en que el nivel del mar era más bajo (Ventayol et al., 2002).

Por sus características (descritas en los apartados siguientes), se puede decir que el suelo empleado corresponde a la arcilla roja compacta. En la Tabla 4.1 se presentan valores,

aproximados, de algunos parámetros geotécnicos, dados en Ventayol et al. (2002), para los niveles de arcillas rojas de la formación superficial pleistocena del llano de Barcelona:

Tabla 4.1 Algunas características de los niveles de arcillas rojas de la formación superficial pleistoceno del llano de Barcelona (Ventayol et al., 2002).

Nivel	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	$c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$	$q_u$ (MPa)
Arcillas rojas	1.95-2.10	0.5-0.8	0.2-0.5	28°	0.25-0.50

Donde:  $\rho$ : densidad natural;  $S_r$ : grado de saturación;  $c$ : cohesión obtenida en pruebas de corte directo en condiciones saturadas;  $\phi$ : ángulo de fricción obtenida en pruebas de corte directo en condiciones saturadas;  $q_u$ : resistencia a la compresión simple.

#### 4.1.2 Granulometría

Para la obtención de la curva granulométrica se emplearon dos métodos: el de tamizado, que permite clasificar desde tamaños de gravas hasta partículas de dimensiones de 0.075 mm, y el de sedimentación que permite continuar la gráfica desde 0.075 mm hasta los tamaños más pequeños de arcillas. Con los resultados de ambos métodos (ver Tabla 4.2) se construye la curva granulométrica del suelo, presentada en la Figura 4.1. En esta se agregan los resultados obtenidos por Suriol et al. (1998) y Barrera (2002) para suelos de la misma zona. La curva granulométrica del suelo en estudio es semejante a las de los estudios de Suriol et al. (1998) y Barrera (2002). En especial con este último.

Tabla 4.2 Fracción granulométrica de las partículas del suelo en estudio.

Nº de tamiz (ASTM)	Abertura (mm)	Material que pasa (%)
16	1.18	100.0
40	0.425	84.9
100	0.150	71.6
200	0.075	65.4
Sedimentación	0.04	50.7
	0.02	36.7
	0.005	23.1
	0.002	18.5

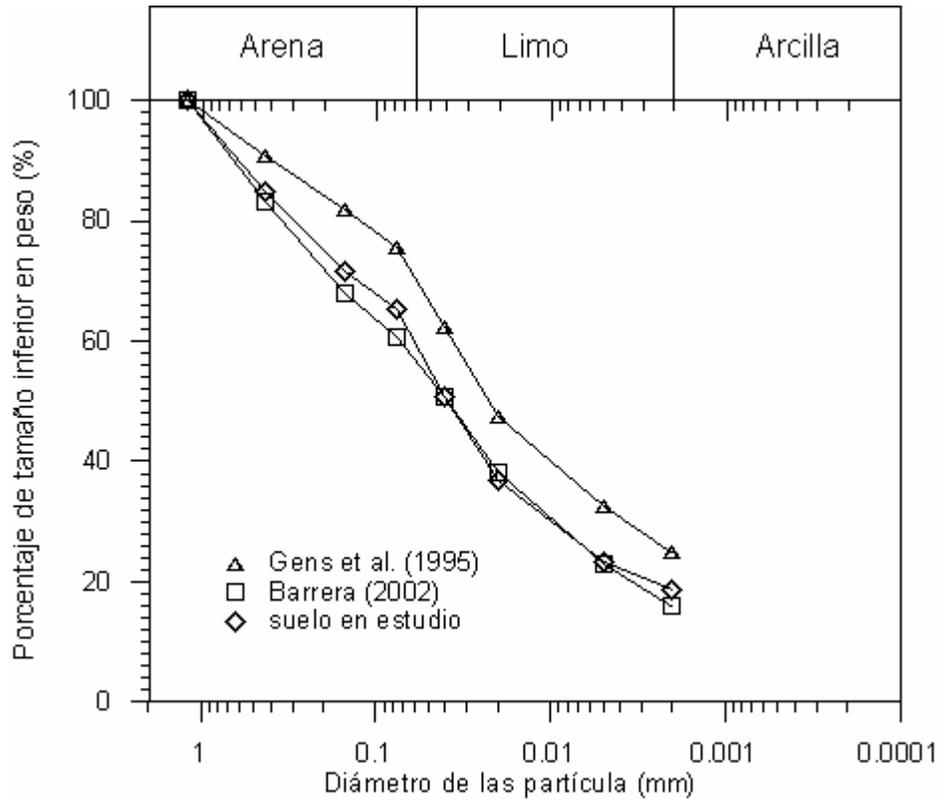


Figura 4.1 Curva granulométrica para el suelo en estudio (CL de Barcelona).

En las tres granulometrías presentadas predominan las partículas de tipo “limo” (41-46%, de 0.06 mm a 2  $\mu$ m), siendo las partículas de tamaño “arcilla” (16-24%,  $\leq 2 \mu$ m) la fracción menos abundante, y muestran una importante presencia de partículas de “arena” (29-43%) (véase la Tabla 4.3). El suelo en estudio, comparado con el usado por Barrera (2002), tiene un poco menos de “arena” y más “arcilla”.

Tabla 4.3 Características de las partículas del suelo usado.

Definición	Datos de laboratorio		
	Suriol et al. (1998)	Barrera (2002)	Suelo en estudio
Tipo de partícula			
Arena	29%	43 %	40%
Limo	46%	41 %	42%
Arcilla*	24%	16 %	18%
Características			
$\rho_s$	----	2.71 g/cm <sup>3</sup>	2.71 g/cm <sup>3</sup>

\*la fracción arcillosa es predominantemente de minerales de ilita (Barrera 2002).

Ventayol et al. (2002), con base a la granulometría de estos suelos, menciona que se trata de sedimentos de grano fino (generalmente con un porcentaje superior al 80% que pasa la malla No. 200), pero que frecuentemente se presentan intercalaciones detríticas de gravas y arenas, o bien nódulos calcáreos, que provocan un aumento de los clastos hasta del 50%. Estos suelos no muestran un comportamiento expansivo (Ventayol et al. 2002). El suelo usado en esta tesis (así como en Barrera, 2002) se compone de partículas menores a 1.18 mm, eliminándose las partículas mayores por cribado, con el tamiz No. 16 ASTM.

El material dominante de la fracción arcillosa es la ilita, según el resultado del ensayo de difracción de rayos X efectuado por Barrera (2002). En dicho estudio se concluye que la composición mineralógica de la fracción fina está fundamentalmente compuesto por los siguientes minerales: cuarzo, albita, calcita, feldespato, moscovita. La fracción de moscovita podría ser igualada con la ilita.

También se determinó la densidad de las partículas ( $\rho_s$ ), mediante el procedimiento del picnómetro (norma ASTM D-854-83), dando como resultado un valor de 2.71 g/cm<sup>3</sup> ( $\gamma_s=26.6$  kN/m<sup>3</sup>). El resultado es similar al de Barrera 2002 (véase la Tabla 4.3).

#### **4.1.3 Límites de consistencia.**

Se han determinado los límites líquido ( $w_L$ ), plástico ( $w_P$ ) y el índice de plasticidad ( $I_P$ ), para un suelo secado al aire que pasa por el tamiz No 40, siguiendo los procedimientos de la norma ASTM-D4318. Los valores que se obtuvieron para este suelo en estudio se indican en la Tabla 4.4. La humedad higroscópica del suelo ( $w_h$ ), en condiciones de laboratorio (humedad relativa de 47%) es de, aproximadamente, 1.7%. Esta humedad higroscópica fue estimada con base a seis medidas, ubicadas entre un rango de 1.61-1.76%.

La actividad de la arcilla ( $I_P$ /fracción de arcilla) para el suelo en estudio es de 0.43 (aunque debe mencionarse que el contenido de arcilla es cercana a al 20%). Con base a Head (1992), el valor obtenido ( $<0.75$ ) corresponde a una “arcilla inactiva”. Para ser coherente con los límites de

consistencia, la fracción de arcilla usada aquí se expresó como un porcentaje con respecto a la fracción de suelo que pasa por la malla No. 40 (abertura de 425  $\mu\text{m}$ ).

El suelo en estudio, se clasifica como una arcilla de baja plasticidad (CL), de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS, ASTM-D2487. Esto es consistente con la clasificación realizada por Gens et al. (1995), Barrera (2002) y Ventayol et al. (2002). Su fracción arcillosa muestra semejantes propiedades plásticas y actividad que el suelo usado por Gens et al. (1995); sin embargo parece que tiene ligeramente menor plasticidad y actividad que en Barrera (2002).

Tabla 4.4 Límites de consistencia.

	Gens et al. (1995)	Barrera (2002) (promedio)	Ventayol et al. (2002)	Suelo en estudio
$w_h$	-----	2.2 %	-----	1.7%
$w_L$	30.5%	32.0 %	30-45%	28.1%
$w_p$	18.7%	16.0 %	-----	18.8%
$I_p$	11.8%	16.0 %	15-25%	9.3%
Actividad	0.43	0.83	-----	0.43
Clasificación SUCS	CL	CL	CL	CL

$w_h$ : humedad higroscópica del suelo;  $w_L$ : límite líquido;  $w_p$ : límite plástico;  $I_p$ : índice de plasticidad.

## 4.2 Pruebas de compactación estática y curvas de compactación

En esta sección se presentan resultados de pruebas de compactación estática, que se realizaron sobre la “arcilla de Barcelona”, para determinar la tensión máxima aplicada en la elaboración de un suelo, con la variación del Peso Específico Seco ( $\gamma_d$ ) y el Contenido Gravimétrico de Agua ( $w$ ). En la compactación estática el suelo suelto es confinado en un molde, y la compactación es activada por medio de un movimiento gradual de un pistón, que genera la aplicación de una fuerza estática. Con esta compactación se generan muestras más repetibles que con la compactación dinámica.

De esta manera, la compactación sobre mezclas de polvo y agua pueden usarse para prefijar la tensión vertical total de fluencia, a compresión unidimensional, en diferentes estructuras del suelo. Durante el procedimiento de compactación se genera la reducción rápida del índice de vacíos ( $e$ ), con la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo, bajo contenido de agua

constante (comportamiento no drenado de agua). Debido a esto se producen deformaciones permanentes que altera la estructura del suelo y modifica la anisotropía de sus propiedades mecánicas (Morel, 1980); adicionalmente, afectan la presión intersticial del agua dentro del suelo (succión), al variar el grado de saturación y el tamaño de los poros. Esto modifica las propiedades originales del suelo, causando su densificación, aumento de la resistencia mecánica, aumento de la rigidez, reducción de la permeabilidad y reducción de la erosionabilidad.

El procedimiento usado fue el siguiente:

1) El suelo (arcilla de Barcelona) que pasa por el tamiz No. 16-1.18  $\mu\text{m}$  (ASTM) se seca al aire bajo las condiciones del laboratorio. En estas condiciones la humedad higroscópica del material es, alrededor, de 1.7 % a una humedad relativa promedio del laboratorio de  $h_r = 47\%$ .

2) Este suelo es mezclado con agua hasta alcanzar el contenido de agua ( $w$ ) predeterminado. Para estimar la cantidad de agua necesarios para obtener el contenido de agua ( $w$ ) deseado se consideró la humedad higroscópica del material. Se realizaron muestras con cuatro diferentes contenidos de agua: 1.7, 7.7, 9.5, 11.3 y 14.1% (todos por debajo del  $w_p = 18.8\%$ ). La mezcla se coloca en bolsas de plástico selladas por, al menos, 24 horas para permitir la distribución uniforme de agua en la muestra.

3) Las diferentes mezclas de suelo, con un peso seco de aproximadamente 90g, son colocadas en un molde de compactación hermético (*diámetro*=50 mm), previamente engrasado. El suelo es compactado por el avance del pistón a una velocidad de 0.2 mm/min. En este estudio, el suelo confinado en un molde rígido se compacta aplicando una fuerza estática, que varía gradualmente, hasta alcanzar el máximo valor de fuerza tolerado por la célula de carga (equivalente a una tensión vertical de, aproximadamente, 6 MPa). La fuerza de compactación, determinada por una célula de carga, con su correspondiente avance del pistón (determinado, también, con un LVDT) se miden y registran en un ordenador, en intervalos de 5 segundos (cada 0.018mm).

Con estas lecturas se obtienen las relaciones de tensión vertical total ( $\sigma_v$ ) con el peso específico seco ( $\gamma_d$ ) para cada contenido de agua ( $w$ ) evaluado. Los resultados se presentan en la Figura 4.2. El avance del pistón, y su correspondiente incremento de peso específico seco, va acompañado del incremento del grado de saturación ( $S_r$ ), por lo cual es conveniente presentar en la Figura 4.3 su relación con la tensión vertical total ( $\sigma_v$ ).

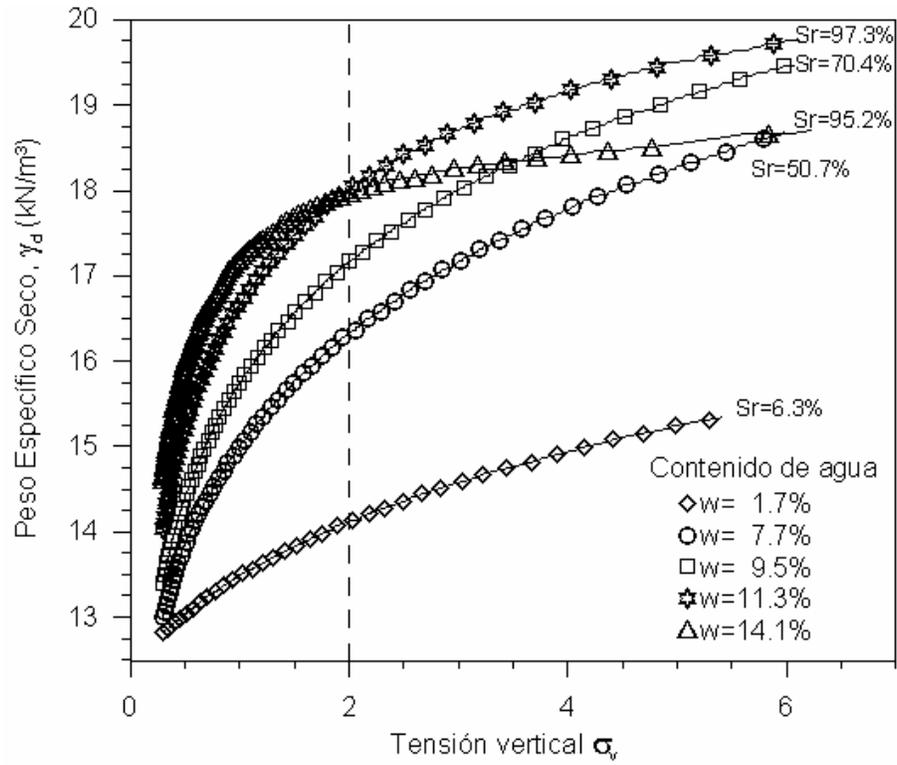


Figura 4.2 Tensión vertical total con peso específico seco para diferentes contenidos de humedad.

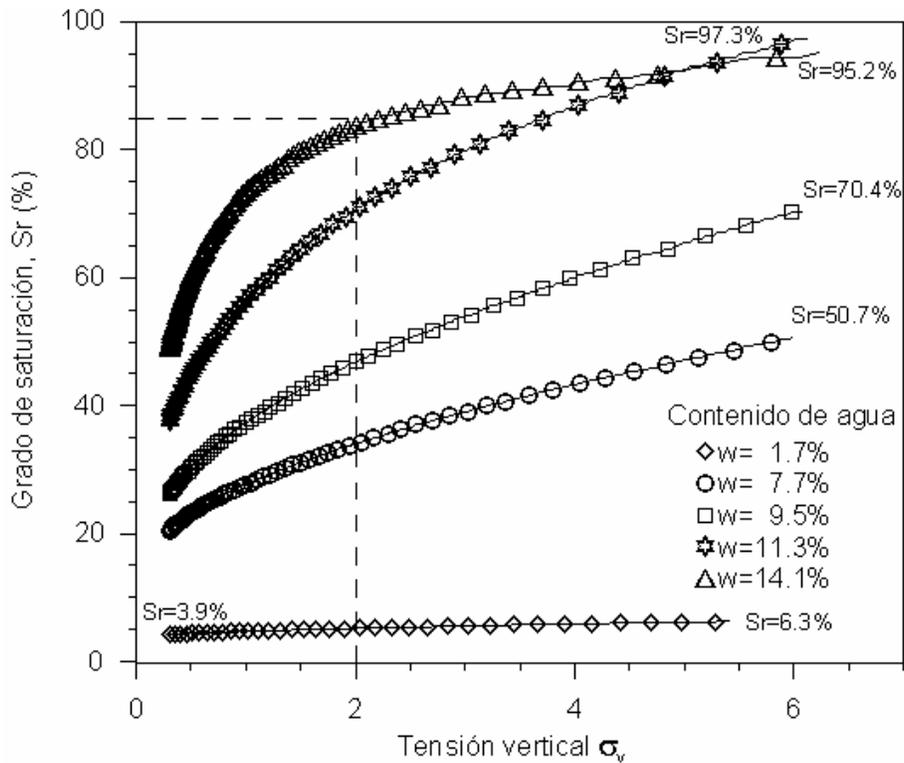


Figura 4.3 Tensión vertical total con grado de saturación para diferentes contenidos de humedad.

La compactación menos eficiente del suelo se observa en  $w=1.7\%$  ( $\gamma_d=15.35\text{kN/m}^3$  en  $\sigma_v=5.4$  MPa), donde el grado de saturación apenas se incrementa de 3.9 a 6.3%). Este contenido de agua corresponde a la humedad higroscópica del material. En estas condiciones, la compactación se realiza bajo altas succiones en el suelo (este deberá tener una succión total mayor a 4MPa; no se tienen valores de succión para esta humedad pero en Barrera 2002 se muestran valores de 4 MPa en contenidos de agua mayores a 6%).

Por otra parte, en la compactación con  $w=14.1\%$  se incrementa rápidamente el peso específico seco con valores bajos de tensión vertical total, pero el incremento se hace más lento y a partir de, aproximadamente,  $\sigma_v=2$  MPa (cerca al  $S_r=85\%$ ) la densificación del suelo es muy poco eficiente. Esta baja eficiencia del procedimiento podría estar ligada al inicio de la fase semejante a una prueba de compresión no drenada, donde la fuerza estática no genera una instantánea o rápida respuesta sobre la densificación del suelo (descrita como consolidación en Venkatarama Reddy y Jagadish, 1993). A medida que se densifica el suelo, la reducción de vacíos y la expulsión de aire, bajo contenido de agua constante, genera incremento en el grado de saturación, y por lo tanto, la fase de agua podría llegar a ser continua cuando se alcanza altos grados de saturación. En esta etapa, el procedimiento de aplicación de fuerza estática ya no generaría expulsión de aire e inicia la compresión no drenada (consolidación), pero al no permitirse el drenaje de agua instantáneo, la rápida densificación ya no sería posible y se incrementa la presión intersticial del agua dentro del suelo.

Adicionalmente, esta consolidación podría ir acompañada por la compresibilidad del líquido dentro de los poros, debido a que en cuando se tiene la fase de agua continua, sin alcanzar la saturación total, el líquido dentro del suelo es altamente compresible (por a la presencia de burbujas de aire ocluidas dentro del agua). En este sentido, existe evidencia experimental mostrando que el aire llega a estar ocluido en el agua de poro del suelo. (Bocking y Fredlund, (1980) mencionan a diversos autores que observaron que la permeabilidad al aire en un suelo no saturado se reduce esencialmente a cero tal que el grado de saturación se incrementa a aproximadamente 85%). Puede observarse en la Figura 4.2 y Figura 4.3 que el inicio de la fase de compresión no drenada no está relacionado con un grado de saturación, lo cual es consistente con lo presentado por suelo (Venkatarama Reddy y Jagadish, 1993).

La información de la Figura 4.2 es reorganizada para obtener las curvas de compactación estática de Figura 4.4, y evaluar la relación entre peso específico seco y contenido de agua, en una determinada tensión vertical total. Los resultados graficados en la figura se obtuvieron relacionando una tensión vertical total con sus pesos específicos secos alcanzados en cada contenido de humedad. También, se presenta una prueba de compactación dinámica Proctor Normal. La prueba Proctor Normal dio un peso específico máximo ( $\gamma_{dmax}$ ) de 19.1 kN/m<sup>3</sup> con un contenido de agua óptimo ( $w_o$ ) de 13.2%. Este punto, de condiciones óptimas cae cerca de la línea de 90% de grado de saturación. Una prueba Proctor Normal se realizó por Barrera (2002), dando  $\gamma_{dmax}=18.6$  kN/m<sup>3</sup> en  $w_o=13.0\%$ .

En la Figura 4.4 se observa, en las curvas de compactación estática, un máximo en la densidad ligado a un contenido de agua, con una posterior reducción del peso específico al aumentar la humedad (similar a los resultados de compactación estática presentados por Mendoza y Alberro, 1992 y Gens et al., 1995). Por lo tanto, para una curva dada una densidad determinada no puede ser alcanzada en contenidos de agua más altos que el correspondiente al pico.

Este comportamiento no está relacionado con el máximo y posterior caída de las curvas observado con normalidad en las curvas Proctor, al ser generados por causa diferentes (Venkatarama Reddy y Jagadish, 1993). En el caso de los ensayos Proctor, parte de la energía de compactación no se usa con efectividad, principalmente cuando se tienen altos grados de saturación, debido al desplazamiento del suelo mojado alrededor del pistón (bombeo), en cada caída. En este ensayo el cabezal es más pequeño que el diámetro del molde. Mientras, que en el caso de la compactación estática, la caída de densidad al incrementar el contenido de agua está relacionada principalmente con la presencia de la fase de agua continua y el inicio de una compresión no drenada. Por esta razón Venkatarama Reddy y Jagadish (1993) y Romero (1999) graficaron las curvas de compactación estática sin las caídas de la densidad al incrementar el contenido de humedad, y tomar en cuenta solo el proceso de compactación estática con expulsión de aire (sin considerar el inicio de la compresión no drenada).

En la compactación estática, la tensión vertical total ( $\sigma_v$ ) puede ser considerada igual a la tensión vertical neta ( $\sigma_v - u_a$ , con la presión de aire,  $u_a$ , siendo igual a la presión atmosférica) pero esto no es cierto en altos grados de saturación, donde se generan presiones de agua de poro dentro de la muestra, que no fueron medidos en este estudio.

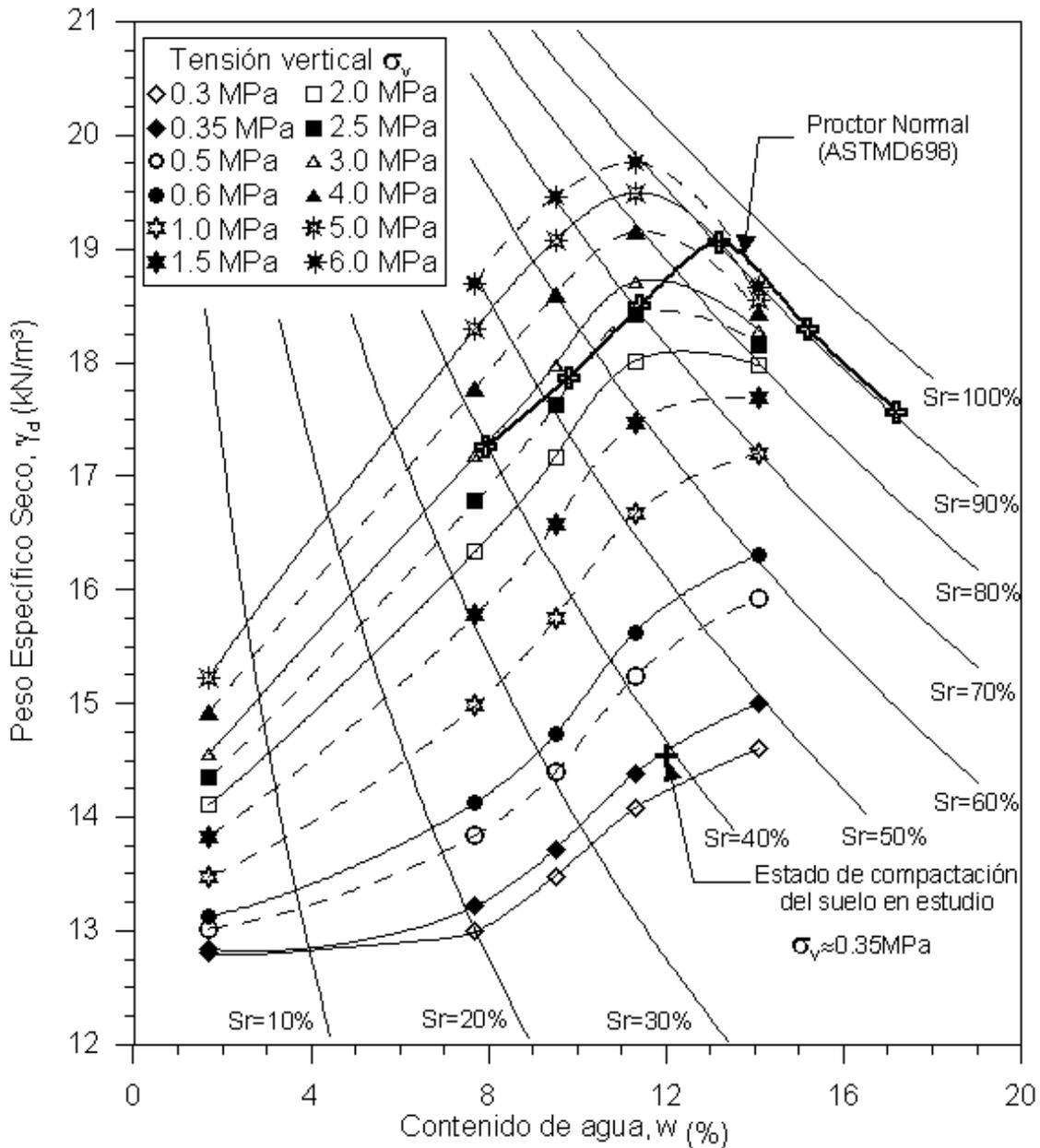


Figura 4.4 Curvas de compactación estática para diferentes valores de tensión vertical total.

### **4.3 Suelo compactado usado durante la investigación y descripción del proceso de preparación de la muestra.**

Para llevar a cabo esta investigación se requiere de un suelo de relativa baja densidad, con el fin de obtener un espécimen de estructura abierta, la cual sea susceptible a sufrir cambios apreciables cuando se varía el estado de tensiones (tensión media neta, tensión de corte y succión matricial) y, de esta manera, estudiar con amplitud su comportamiento hidromecánico. Para ello se seleccionó, con base a los resultados de la Figura 4.4, un suelo de densidad seca de  $1.5 \text{ g/cm}^3$  (peso específico seco de  $14.7 \text{ kN/m}^3$ ), obtenido por compactación estática bajo un contenido de agua de 12%. Se seleccionó la compactación estática por que permite producir muestras más repetibles que la compactación dinámica.

Puede considerarse que el suelo compactado se ubica en la rama seca de la “curva de compactación estática de  $\sigma_v \approx 3.5 \text{ MPa}$ ”, aunque, en realidad, para la compactación estática no puede hablarse, apropiadamente, de la presencia de lados seco y húmedo del de un contenido de agua máximo, o por lo menos en el mismo sentido que es usado en la compactación Proctor (debido a las diferencias entre ambas compactaciones, sobre todo en altos grados de saturación, que son descritos en el apartado anterior). Sin embargo, el suelo compactado en estudio podría presentar características similares a las muestras compactadas en el lado seco de una compactación Proctor. En este sentido, Sivakumar y Wheeler (2000) observaron el comportamiento posterior de un caolín compactado, en el lado seco del óptimo, no fue afectado por el método de compactación, estática o dinámica (en la misma densidad seca y contenido de agua), usado para preparar muestras. Por lo tanto, cuando no referimos a suelo (compactado estáticamente) ubicado en “el lado seco del óptimo”, nos referimos a uno que posiblemente muestre una estructura abierta (de agregados y con alta porosidad) y altamente colapsable (en los próximos apartados se presenta la caracterización de la fábrica del suelo).

El procedimiento usado para obtener la masa del suelo a compactar fue el siguiente:

1) El suelo (arcilla de Barcelona) que pasa por el tamiz No. 16-1.18  $\mu\text{m}$  (ASTM) se seca al aire bajo las condiciones del laboratorio. En estas condiciones la humedad higroscópica ( $w_h$ ) del material es, alrededor, de 1.7 % a una humedad relativa promedio del laboratorio de  $h_r=47\%$ .

2) 350g de este suelo se mezclan con agua destilada, agregándola con un atomizador, hasta alcanzar el contenido de agua de  $w=12\%$  predeterminado. La cantidad de suelo se seleccionó para disponer de dos muestras a compactar (disponiendo de una segunda, si la primera es dañada en el montaje). Para estimar la cantidad agua necesaria para obtener el contenido de agua ( $w$ ) deseado, se consideró que el suelo inicialmente tiene la humedad higroscópica, por lo cual se tiene un peso seco de  $W_s=344.05\text{g}$ . La cantidad de agua ( $W_w$ ) a añadir al suelo (descontando la humedad higroscópica) viene dada por la ecuación:

$$W_w = W_s \left( \frac{w - w_h}{100} \right) \quad (4.1)$$

La masa agua-suelo se mezcla con una espátula, sobre una lámina de vidrio, para lograr su homogeneización y evitar el secado local. Durante este proceso se vigiló que el suelo no se secase más de la cuenta, pesando la muestra por intervalos para evaluar el contenido de humedad, y agregando agua para corregir la pérdida por evaporación. Adicionalmente, se eliminaron grumos mayores de 2 mm, por cribado con la malla No. 10, para asegurar una correcta homogeneización del agua y controlar el tamaño de grumos. Mendoza (1992) observó diferencias en los resultados de un mismo suelo pero que contenía diferentes granulometrías de grumos.

3) Finalmente, la mezcla se coloca en bolsas de plástico selladas por, al menos, 24 horas para permitir la distribución uniforme de agua en la muestra. Se extrae 30 g de la mezcla y se seca en horno para conocer su contenido de agua al finalizar el procedimiento. En la medida de la masa se usó una balanza con precisión de 0.1 g, con lo cual se tiene una precisión de 0.10 % en la estimación de  $w$  (considerando solamente la resolución de la balanza).

Con este suelo, con contenido de agua de 12%, se elaboraron especímenes, de 38mm de diámetro y 76mm de altura (relación altura/diámetro,  $h/d$ , de 2), mediante compactación estática en tres capas, a la misma densidad seca de  $1.5 \text{ g/cm}^3$  (peso específico seco de  $14.7 \text{ kN/m}^3$ ). Se usó una compactación del tipo “variable peak stress-constant stroke compaction” (Venkatarama Reddy y

Jagadish, 1993). En este tipo de compactación, una fuerza estática variable es gradualmente aplicada al suelo confinado en un molde rígido, hasta alcanzar un volumen final o un peso específico seco prefijado, bajo un contenido de agua constante. La fuerza es aplicada por medio de una prensa de deformación controlada. La fuerza aplicada varía de acuerdo a la densidad del suelo y su contenido de agua. Se realizaron en tres capas para lograr una mejor uniformidad a lo largo de la muestra.

El procedimiento usado en la compactación del suelo fue el siguiente:

- 1) Para elaborar la primera capa se coloca 48.25g de la mezcla de suelo (con un peso seco de aproximadamente 43.08g) en un molde de compactación cilíndrico, rígido y hermético, que forma probetas de  $\phi = 38\text{mm}$  en diámetro. El molde previamente es engrasado para minimizar la fricción entre el suelo y la pared del molde.
- 2) El suelo es compactado por el avance del pistón, a una velocidad de 0.2 mm/min, hasta alcanzar una densidad seca de  $1.5\text{g/cm}^3$  en la capa. Para obtener esta densidad seca final, con gran exactitud y precisión (repetibilidad), se usaron pistones fabricados especialmente para controlar altura final de cada capa, con lo cual se facilita el proceso de elaboración. (véase la Figura 4.5). La altura alcanzada en la primera capa es de aproximadamente 25.33mm (que equivale a un volumen de  $28.73\text{cm}^3$ ). Durante la compactación se realizan medidas de la fuerza aplicada, con el fin de conocer la tensión vertical total que se necesitó para alcanzar la densidad seca deseada. El perfecto ajuste entre los pistones y el molde evita que el material se atrape entre ellos. El acabado mecánico de los pistones y el molde contribuyó a disminuir las pérdidas de humedad. Al finalizar la compactación de la primera capa, se escarifica la superficie final, cuidando hacerlo a poca profundidad, para poder colocar una nueva capa.
- 3) Se repite el paso 2) para elaborar la segunda y tercera capa. La cantidad de suelo colocado es la misma y se compacta el material hasta la altura establecida para cada capa (50.7 y 76.0mm para la segunda y tercera capa, respectivamente).
- 4) Se desmonta la muestra quitando el pedestal (parte inferior del molde) e introduciendo cuidadosamente un pistón por la parte superior para expulsar la muestra.
- 5) Se pesa la probeta para obtener las medidas al final de la compactación, que a su vez representan las condiciones de inicio de ensayo en la muestra. Con el peso seco de la

muestra, obtenido por su secado en el horno, al final del ensayo, es posible conocer la humedad al final de la etapa de compactación. Adicionalmente, se extrae 30 g del material excedente (no compactado) y se determina su humedad por secado al horno

Como en el caso de la preparación de la muestra, en la medida de la masa se usó una balanza con precisión de 0.1 g. La precisión en la estimación del contenido de agua ( $w$ ) en la probeta (suelo seco de aproximadamente 114.75 g) es de 0.02% y en la mezcla excedente (suelo seco de aproximadamente 27 g) es de 0.10% (considerando solamente la precisión de las medidas; la repetibilidad del procedimiento completo se comenta en párrafos posteriores).

Se espera que durante el proceso de compactación exista pérdida de humedad por evaporación. Sin embargo, esta pérdida se considera irrelevante, debido a que las diferencias observadas entre las medidas de humedad, realizadas antes y después de la compactación (aproximadamente 0.2%), son de un orden similar a las imprecisiones propias presentes en la estimación del contenido de agua.



Figura 4.5 Molde y pistones de compactación para elaborar muestras en tres capas.

Al realizar las medidas al final de la compactación se observa que la muestra (desmontada) presenta hinchamiento en dirección vertical, pero no lo hace en sentido lateral (o no es apreciable con el sistema de medida usado). El hinchamiento vertical promedio fue de 0.7mm con un rango de  $\pm 0.2$ mm, con lo cual la densidad seca final cambió a un promedio de  $1.482 \text{g/cm}^3$  (peso específico seco de  $14.54 \text{kN/m}^3$ ) con un rango de  $\pm 0.004 \text{g/cm}^3$  ( $\pm 0.04 \text{kN/m}^3$ ). Estos valores se obtuvieron considerando los resultados de todas las compactaciones realizadas para elaborar las muestras usadas en esta investigación. La estimación de la densidad seca y peso específico seco se realizó considerando el contenido de agua al final de la compactación.

Otros valores estimados de la muestra compactada son: índice de poros promedio de aproximadamente de 0.828 con variación máxima de  $\pm 0.008$ , contenido de agua gravimétrico de 12.00 % con variación de  $\pm 0.23\%$  y el grado de saturación de 39.3% con una variación de  $\pm 0.8\%$ . Con estos resultados se evidencia la uniformidad del suelo usado, la repetibilidad del procedimiento de preparación de la muestra y de la precisión resultante en la técnica e instrumentos usados en la medición. Por lo anterior, se asume que la estructura de suelo obtenida, mediante este procedimiento de compactación, es repetible.

Para las condiciones en que se realizó esta compactación, la tensión vertical total ( $\sigma_v$ ) aplicada sobre la muestra puede ser considerada igual a la tensión vertical neta ( $\sigma_v - u_a$ ), debido a que el grado máximo de saturación de la muestra, fue de aproximadamente 40% (la fase de aire permanece continua) y se permite que el aire drene. La tensión vertical neta máxima aplicada sobre cada capa tiene pequeñas variaciones, apenas apreciable dentro del rango de resolución de la tensión vertical, de  $\pm 0.03 \text{MPa}$  (por la resolución de la célula de carga). La tensión vertical neta máxima aplicada fue de 0.30 MPa sobre la primera capa, y de 0.27 MPa para la segunda y tercera capa (considerando el peso de los pistones). Con base a ello, se seleccionó 0.27 MPa como la tensión vertical neta máxima aplicada sobre la muestra. Esta tensión vertical neta no es totalmente consistente con la medida en la obtención de las curvas de compactación, de aproximadamente 0.35 MPa (apartado 4.2). No se tiene una explicación convincente para esta diferencia, pero hay que mencionar que se usaron diferentes moldes y procedimientos de compactación (en una única capa o por 3 capas). En ambos procedimientos, la muestra compactada tiene una relación final de altura/diámetro,  $h/d$ , cercana a 0.70 (por capa), pero con

una altura final de 34.61mm en la compactación del apartado 4.2 (en  $w=11.3\%$ ) y de 25.33mm en cada capa de la compactación descrita en este apartado (en  $w=12.03\%$ ). Por otra parte, en la medida de la carga vertical aplicada se usaron células de carga diferentes, en los procedimientos descritos, debido a que la usada en el primer proceso se dañó.

Para conocer la succión a final de la compactación se realizó una medición usando un tensiómetro de alto rango (empleado por Ridley y Burland, 1993), empleando el procedimiento descrito por Tarantino y Mongiovi (2003). La medida se efectuó sobre una muestra elaborada siguiendo el procedimiento descrito arriba. La succión medida sobre el espécimen compactado fue de 270 kPa.

#### ***4.4 Trayectoria de tensión lateral durante la compactación estática.***

En esta sección se estudia la trayectoria completa de tensiones en la compactación estática unidimensional, determinando su historia de tensiones vertical y lateral. Este estudio se realizó por medio de un edómetro con medida de tensión lateral, descrito en detalle en el apartado 3.4.2. En este caso se utilizó un anillo semi-rígido sin compensación ni restitución de la condición de  $K_0$ . Con estos resultados es posible conocer la tensión máxima de preconsolidación (final de compactación), de la muestra que se usará en esta investigación.

La muestra, con diámetro de 70mm, se preparó siguiendo el mismo procedimiento de compactación descrito en la sección 4.3. Antes de la compactación, el material se colocó dentro de la célula del edómetro, manteniendo la altura de caída del suelo en, aproximadamente, 9cm. El índice de poros en el edómetro, antes de iniciar la compactación, es de aproximadamente,  $e=2.9$  ( $\gamma_d=6.8 \text{ kN/m}^3$ ) y tiene un grado de saturación  $S_r=11\%$ . En la compactación del apartado 4.2, con  $w=11.3\%$ , los valores iniciales fueron  $e=2.15$ ,  $\gamma_d=8.4 \text{ kN/m}^3$  y  $S_r=15.6\%$ ; para la compactación del apartado 4.3, con  $w=12.0\%$ , no se estimaron estos valores por la dificultad de lograrlo con una adecuada precisión.

Entonces, se realizó la compactación estática, desplazando el pistón a una velocidad de 0.2mm/min. Durante este proceso se registraron el desplazamiento vertical, y las tensiones vertical y lateral. Posteriormente, se realizaron trayectorias de tensiones de descarga y recarga.

Durante la descarga se utilizó el sistema manual de la prensa para aplicar pequeñas tensiones verticales paso a paso, en equilibrio con su correspondiente tensión lateral. Lo mismo fue necesario realizar durante la recarga en la zona sobreconsolidada de tensiones. Entre las trayectorias de carga y recarga se deja un tiempo de relajamiento.

En la Figura 4.6 se muestra la trayectoria de tensiones seguida durante la compactación, que consiste en una compresión inicial hasta alcanzar una tensión vertical de 330 kPa, una descarga por debajo de 20 kPa, recarga hasta una tensión vertical de 493 kPa y finalmente otra trayectoria de descarga. En la Figura 4.7 se presenta la evolución, con la tensión vertical neta, del coeficiente de empuje al reposo ( $K_0$ ), definido en esta sección como la relación entre las tensiones horizontal neta y vertical neta, cuando no hay deformación lateral:  $K_0 = (\sigma_h - u_a) / (\sigma_v - u_a)$ . En la Figura 4.8 se muestra la evolución de  $K_0$  con respecto al grado de saturación.

Puede verse que el  $K_0$  bajo condiciones de carga normalmente consolidadas ( $K_{0NC}$ ), es constante e igual a  $K_{0NC} = 0.48$ , tanto en la compresión inicial como en recarga, excepto para tensiones verticales por debajo de 215 kPa. Si tomamos un ángulo de fricción de  $\phi = 30^\circ$ , obtenido de pruebas triaxiales saturadas, la estimación de  $K_{0nc}$  usando la relación simplificada de Jaky ( $K_{0NC} = 1 - \text{seno } \phi$ ) resulta en 0.50, el cual es consistente con el determinado en esta prueba.

La relación de Jaky se usa para suelos saturados, que no es el caso que evaluamos en esta sección. El suelo está en condiciones parcialmente saturadas durante toda la prueba, con un grado de saturación que aumenta a medida que se incrementa la tensión vertical, lo cual induce a cambios de la succión matricial dentro de la muestra. Sin embargo, con base a estos resultados, el  $K_{0NC}$  de este suelo puede ser estimado con la relación de Jaky (como una primera aproximación), bajo las condiciones de carga y grado de saturación en los que  $K_{0NC}$  permanece constante en esta prueba ( $\sigma_v - u_a$  entre 215 kPa y 492 kPa; y  $S_r$  entre 32 % y 56 %; véase Figura 4.7 y 4.8). Diversos autores (por ejemplo Sivakumar 1993) han encontrado que  $\phi$  no varía (o cambia poco) con la succión matricial. Otra particularidad, es que suelo usado presenta succiones relativamente bajas ( $s = 270$  kPa) en condiciones cercanas  $e = 0.82$ , correspondiente a una tensión vertical de aproximadamente 270 kPa.

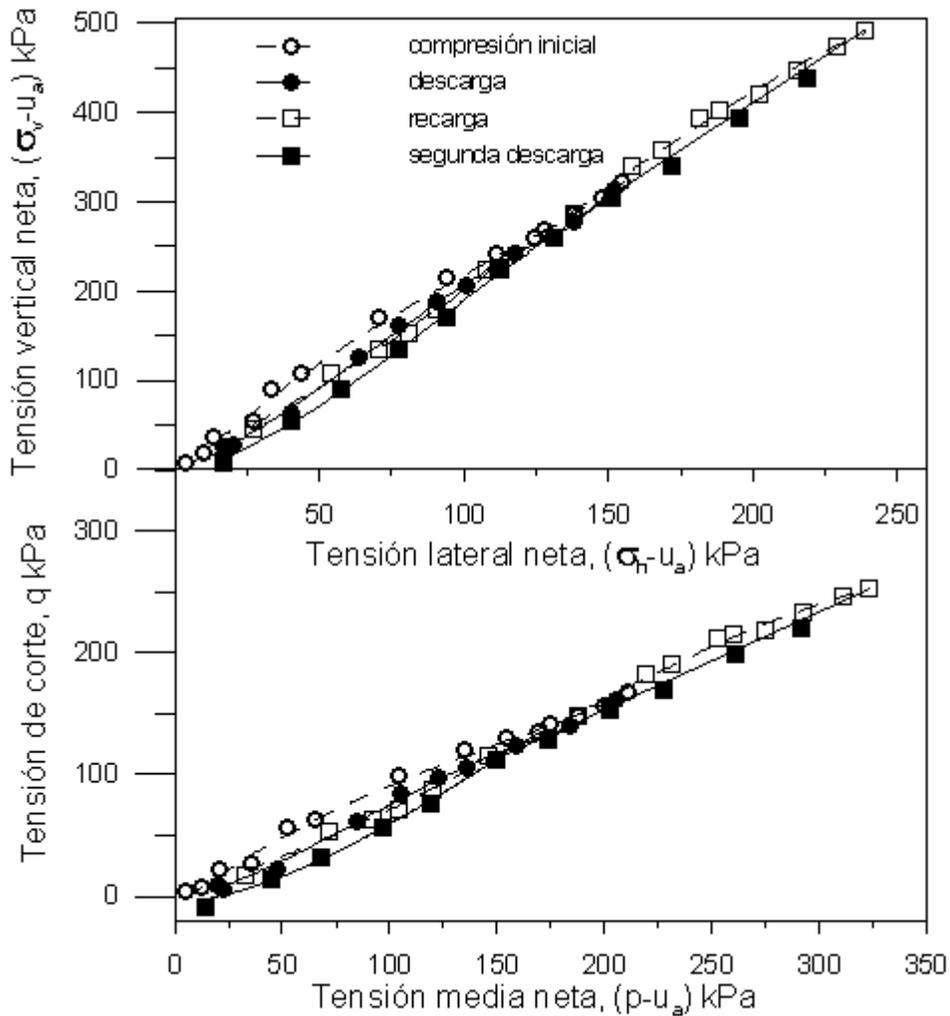


Figura 4.6 Trayectoria de tensiones seguida en la compactación estática unidimensional. Trayectorias de descarga y recarga.

Para los estados iniciales de la primera compresión ( $\sigma_v - u_a < 215$  kPa), los valores de  $K_{0NC}$  son bajos y tienen una tendencia ascendente hasta alcanzar  $K_{0NC} = 0.48$ , lo cual nos podría indicar que en esas condiciones la succión podría contribuir a que el suelo necesitaría de mayor empuje vertical para producir una cierta tensión lateral. Sin embargo, los resultados en estas condiciones pueden ser relativamente imprecisos, debido a que la altura de la muestra es relativamente grande, y las galgas extensométricas no se ubican en tercio central de la muestra. En las posteriores condiciones de compresión inicial, descarga y recarga, la altura que tiene la muestra permite que se cumpla la condición señalada.

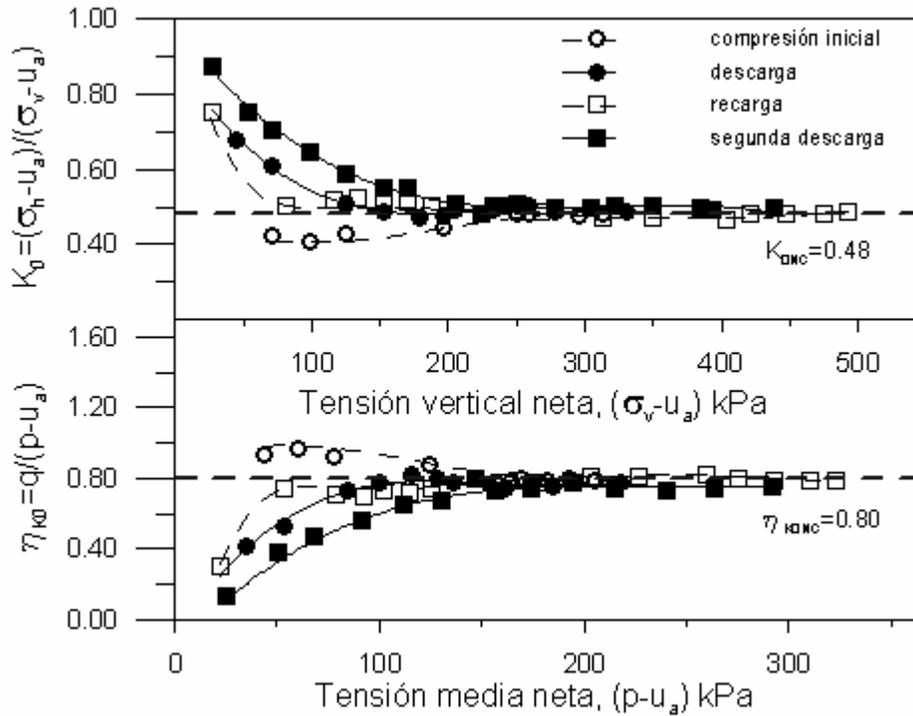


Figura 4.7 Evolución de  $K_0$  con respecto a la tensión vertical neta y tensión media neta, en la compactación estática unidimensional.  $K_0$  en trayectorias de descarga y recarga.

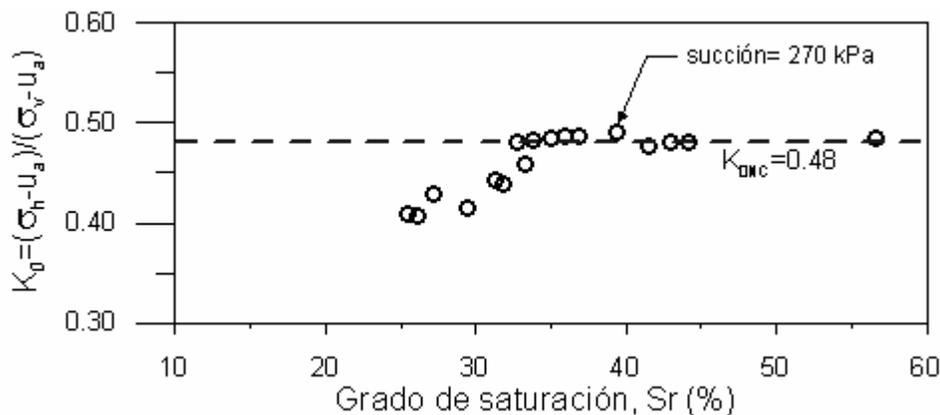


Figura 4.8 Evolución de  $K_0$  con respecto al grado de saturación, en la compactación estática unidimensional.

En descarga  $K_0$  aumenta a medida que la tensión vertical neta se reduce, alcanzando valores más altos cuanto mayor es la razón de sobreconsolidación, OCR. Estos resultados son consistentes con lo señalado por diversos autores en suelos saturados (por ejemplo Mitchell, 1993). Cuando se

descargó de una tensión vertical neta de 492 kPa (presión de preconsolidación) a 8 kPa, quedó una tensión lateral neta remante de 16.8 kPa, y  $K_0$  alcanza un valor de 2.1.

Durante la trayectoria de recarga, el valor de  $K_0$  en la zona normalmente consolidada no se ve afectada por los ciclos de carga-descarga. Puede observarse también que, en la zona de sobreconsolidación en recarga, al igual que en la trayectoria de descarga, la historia de tensiones gobierna los valores de  $K_0$ . Cuando OCR disminuye,  $K_0$  vuelve a tomar los valores próximos a los del proceso de compresión inicial, sin embargo lo hace antes de llegar al valor máximo alcanzado en la primera carga (en un  $OCR \approx 2$ ). Todos estos resultados son consistentes con la literatura sobre el tema. Pero la histéresis observada, entre las trayectorias de tensiones de compresión, descarga y recarga, parece muy estrecha con respecto a lo presentado en la literatura sobre el tema. Es posible que esto sea una consecuencia de utilizar un anillo semi-rígido sin compensación, pero no es concluyente.

La tensión media neta ( $p-u_a$ ) y la tensión de corte ( $q$ ) pueden ser determinadas con base a la tensión vertical neta, ( $\sigma_v-u_a$ ) y el coeficiente de empuje al reposo  $K_0$ . Con ello se puede conocer la trayectoria seguida y la evolución de  $K_0$  con respecto a estas variables, comúnmente usadas en investigaciones sobre mecánica de suelos (véase las Figuras 4.6 y 4.7). La tensión media neta al final de la compactación es de 180 kPa, con una tensión de corte de 144 kPa y un valor de  $\eta_{K_0} = q/(p-u_a) = 0.80$ .

#### **4.5 Descripción de la fábrica del suelo compactado.**

En esta sección se analizan la fábrica (o arreglo) y las propiedades de retención de agua de dos muestras, de la arcilla de Barcelona, con densidades completamente diferentes. Las muestras se prepararon siguiendo un procedimiento similar a las usadas en el programa de investigación de esta tesis. Las muestras se preparan mediante una compactación estática unidimensional, aplicada en una sola capa hasta que un volumen final prefijado es alcanzado, bajo un contenido de agua constante de  $w = 12.0 \pm 0.2\%$ : la primera muestra con un índice de poros de aproximadamente  $e = 0.82$ , similar a las muestras usadas los ensayos establecidos en el programa de investigación, y otra con un índice de poros de aproximadamente  $e = 0.55-0.57$ .

La primera muestra, de mayor índice de poros, representa el estado inicial de las muestras usadas en los ensayos establecidos, por lo tanto, su fábrica y sus propiedades de retención de agua (descritos en esta sección) corresponderán, también, al estado inicial de las muestras ensayadas en los equipos triaxiales. La otra muestra, más densa, corresponde al estado alcanzado por un suelo después de sufrir una importante compresión por carga ( $\sigma_v-u_a \approx 1.2$  MPa). Se estudiaron estas dos muestras, con densidades notablemente diferentes, para poder advertir cambios apreciables de la fábrica por la aplicación de carga, y observar la influencia de esta fábrica en las propiedades de interacción agua-suelo.

En la Tabla 4.5 se muestran las propiedades de ambas muestras después del proceso de compactación estática unidimensional.

Tabla 4.5 Propiedades de las muestras compactadas, usadas en la descripción de la fábrica.

$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	$e$	$w$ %	Sr %	$\sigma_v-u_a$ MPa	$p-u_a$ MPa
14.9	0.82	12	40	0.27	0.18
16.9-17.1	0.57-0.55	12	57-59	1.0-1.2	0.67-0.8

$p-u_a$  se estimó con  $K_0 = 0.48$ .

#### 4.5.1 Estudio de Porosimetría por Intrusión de Mercurio (MIP).

Se determinó la distribución de tamaño de poros (PSD), por Porosimetría por Intrusión de Mercurio (MIP), de dos muestras compactadas estáticamente (descritas en la Tabla 4.5). Se realizaron con el fin obtener información sobre el efecto de la presión de compactación en la fábrica del suelo, así como de las relaciones entre cambios de fábrica y la evolución de la curva de retención. El tamaño de poros y su distribución son elementos esenciales de la estructura del suelo, y están relacionados con la conductividad hidráulica, las propiedades de retención de agua y la compresibilidad del suelo.

En este apartado se presenta una descripción cuantitativa de la morfología del medio poroso usando datos del MIP. Esta descripción adicionada al estudio SEM proporciona una visión de la microestructura del suelo lo que permitirá asociarla posteriormente al estudio del comportamiento hidromecánico macroestructural.

La prueba de MIP se realizó siguiendo el procedimiento ASTM D4404 en un porosímetro “Autopore IV 9500” con una presión de intrusión de mercurio de hasta 228 MPa (que corresponde con radios de acceso de 5 nm). Este equipo consta de dos unidades: una unidad de presión baja de 0 kPa a 345 kPa (presión absoluta en cámara de vacío), donde se obtienen medidas de diámetro de poro aparente de 3.6  $\mu\text{m}$  a 360  $\mu\text{m}$  evacuando inicialmente el aire de la muestra por aplicación de vacío, e introduciendo mercurio posteriormente; y una unidad de alta presión para obtener medidas de diámetros aparentes de 5 nm a 6  $\mu\text{m}$  aumentando continuamente la presión de mercurio desde presión atmosférica hasta 228 MPa.

De cada muestra ensayada se obtuvo cuidadosamente especímenes cúbicos de aproximadamente 10 mm por lado, que posteriormente fueron secados por sublimación, para eliminar el agua de los poros, y guardados en un desecador hasta la realización del MIP. Se asume que con este método de secado no ocurre retracción por secado que altere la fábrica de las muestras (por lo tanto, la distribución de los macroporos no se afecta y no surgen grietas).

La Porosimetría por Intrusión de Mercurio (MIP) se basa en las leyes capilares que gobiernan la intrusión de un líquido que “no moja” en pequeños poros. Esta ley, en el caso de un líquido como el mercurio, se expresa por la ecuación de Washburn (Griffiths y Joshi, 1989):

$$D = -\left(\frac{1}{P}\right)4\sigma \cos \theta \quad (4.2)$$

Donde  $D$  es el diámetro de poro,  $P$  es la presión absoluta aplicada,  $\sigma$  la tensión superficial del mercurio y,  $\theta$  el ángulo de contacto entre el mercurio y la muestra. La tensión superficial usada en este estudio fue de  $\sigma = 0.484 \text{ N/m}$  a 25 °C. El ángulo utilizado fue de  $\theta=140^\circ$  (usualmente asumido entre  $139^\circ$  y  $147^\circ$  para minerales de arcilla; Diamond, 1970). Romero (1999) y Barrera (2002) usaron un ángulo de contacto de  $\theta = 140^\circ$  en una arcilla caolinita–ilita y la arcilla de Barcelona respectivamente.

El volumen de mercurio  $V$  que penetra en los poros se mide directamente como una función de la presión aplicada  $P$ . La ecuación de Washburn asume que todos los poros son cilíndricos. Aunque los poros en realidad raramente son cilíndricos, esta ecuación proporciona una representación

práctica de la distribución de los poros. Si la presión decrece, los datos de extrusión son también calculados usando la ecuación de Washburn. Las curvas de extrusión ( $P - V$ ) difieren de las curvas de intrusión debido al mercurio atrapado en los poros con constricción, así como por las diferencias entre los ángulos de contacto ( $\theta$ ) de entrada y salida de mercurio. Las diferencias entre las curvas de intrusión y extrusión pueden usarse para caracterizar la estructura de los poros.

En la Figura 4.9 se puede observar la relación de vacíos de intrusión y extrusión normalizadas por la densidad de las partículas sólidas ( $\rho_s = 2.71 \text{ g/cm}^3$ ). Dos tipos de porosidad pueden determinarse con un ciclo de intrusión y extrusión. La intrusión llena todos los espacios de poros accesibles e interconectados, dando la distribución de la porosidad total, mientras que la liberación completa de la presión de intrusión permitirá expulsar sólo una parte del mercurio de los poros, definiendo así la porosidad libre (Delage y Lefebvre, 1984). La diferencia entre el ciclo de intrusión y extrusión es la porosidad atrapada. La porosidad atrapada proviene de las constricciones formadas por puentes de arcilla y agregados de forma irregular, que actúan como “cuellos de botella” que atrapan el mercurio en los inter-agregados de los poros (Romero et al. 1999). La porosidad atrapada cuando la presión es liberada representa el 9 % de la porosidad total en la muestra de baja densidad ( $e=0.82$ ) y el 18.8 % para la muestra de alta densidad ( $e=0.55$ ). Este porcentaje corresponde a un tamaño de poro de aproximadamente 150 nm en la curva de intrusión (Figura 4.9).

En la Figura 4.10 se muestran las funciones de densidad de los tamaños de poros medidos para las dos muestras en cuestión (peso específico seco de  $\gamma_d = 14.9 \text{ kN/m}^3$ ,  $e=0.82$ ; y  $17 \text{ kN/m}^3$ ,  $e=0.55$ ). Puede observarse que la distribución de tamaño de poros, en ambas muestras, es claramente bimodal (con dos tamaños de poros dominantes). Lo anterior es característico de este tipo de materiales, presentando una estructura abierta cuando son compactados en el “lado seco del óptimo” (Delage et al., 1996). Los valores dominantes son 455 nm, que podría corresponder a los poros dentro de los agregados de arcilla, y un diámetro de poro más grande que depende de la densidad seca de compactación, con valores de 19  $\mu\text{m}$  para  $\gamma_d=17.0 \text{ kN/m}^3$  y de 60  $\mu\text{m}$  para  $\gamma_d=14.9 \text{ kN/m}^3$ . Estos poros más grandes podrían corresponder a los poros inter-agregados (poros entre agregados). Una frontera entre estas dos familias de tamaño de poros puede establecerse

alrededor de 2  $\mu\text{m}$ , de forma que los poros menores a esta tamaño no parecen ser afectados por la magnitud de la carga máxima de compactación. En la Figura 4.10 se observa que la compactación (hasta la carga máxima aplicada en este estudio, de  $\sigma_v-u_a=1.2$  MPa) afecta solamente la estructura de los poros inter-agregados más grandes. Estos resultados son consistentes con los datos en Romero et al. (1999).

Para el mismo suelo de Barcelona (con propiedades semejantes), Barrera (2002) reporta un tamaño dominante de poro de alrededor de 15  $\mu\text{m}$  para una muestra con una densidad seca de  $\rho_{d0}=1.63$   $\text{g}/\text{cm}^3$  (16.0  $\text{kN}/\text{m}^3$ ) y  $w=11\%$ , y un tamaño dominante más reducido, que se evidencia alrededor de 3  $\mu\text{m}$  en muestras de  $\rho_d=1.80$   $\text{g}/\text{cm}^3$  (17.7  $\text{kN}/\text{m}^3$ ) con  $w=10\%$ , y de  $\rho_d=1.73$   $\text{g}/\text{cm}^3$  (17.0  $\text{kN}/\text{m}^3$ ) y  $w=13.8\%$ . Esta última muestra presenta la misma densidad que la muestra de “alta densidad” presentada en este estudio, pero el tamaño dominante (en la zona de poros inter-agregados) es más grande en este último caso (19  $\mu\text{m}$  por 3  $\mu\text{m}$ ). La diferencia podría ser atribuida al mayor contenido de humedad de compactación proporcionado a la muestra de Barrera (2002), sugiriendo que a medida que se incremente la humedad de compactación se tiende a una fábrica más homogénea de tipo matricial.

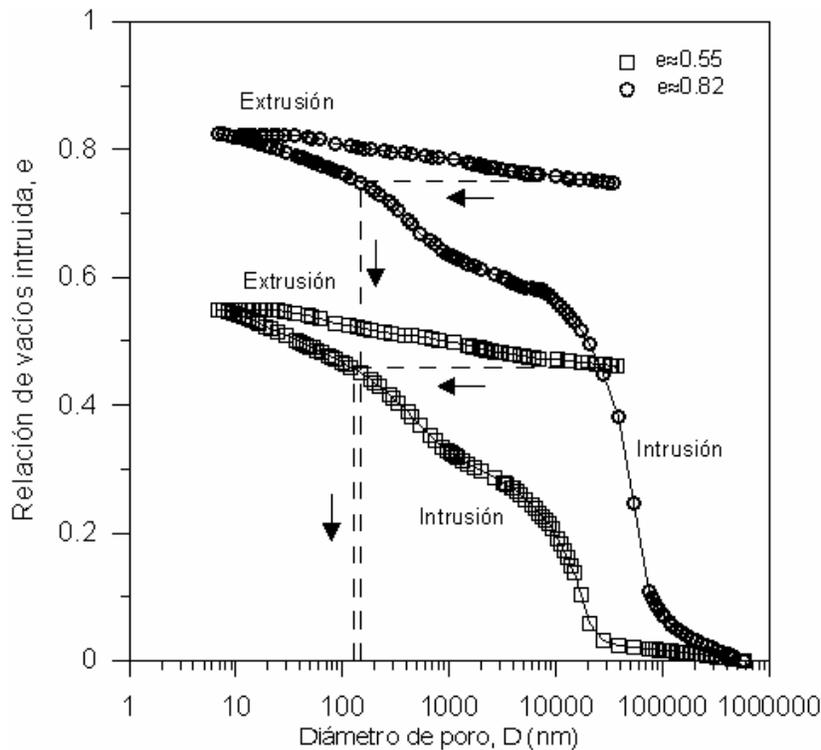


Figura 4.9 Distribución del tamaño de poros. Ciclo de intrusión y extrusión.

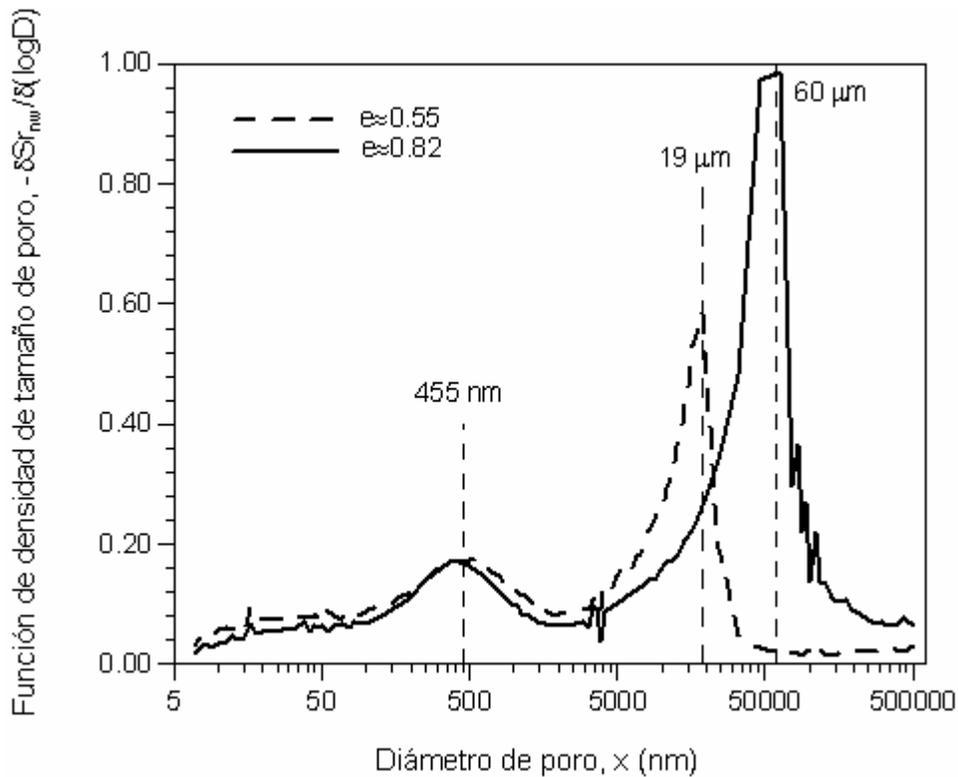


Figura 4.10 Función de densidad de tamaño de poro evaluada desde resultados de la MIP.

#### 4.5.2 Estudio por Microscopio Electrónico de Barrido Ambiental (ESEM).

El programa de ensayos ESEM realizado en esta investigación ha sido llevado a cabo en un equipo Electroscan 2020 (Figura 4.11), que permite tomar imágenes con electrones secundarios a presiones de hasta 50 torr con portamuestras de enfriamiento termoeléctrico (Peltier). Este equipo permite trabajar a temperaturas de  $\pm 20 \text{ }^\circ\text{C}$  en relación con la temperatura ambiente y observar muestras húmedas.

La Figura 4.12 muestra microfotografías de las muestras correspondientes a las dos densidades indicadas en la Tabla 4.5. Las muestras son compactadas siguiendo el mismo procedimiento descrito arriba, pero en este caso no se necesitó usar el proceso de secado por sublimación. Las fotografías presentadas tienen una magnificación de 250x para el suelo de baja densidad y 200x para el de alta densidad.



Figura 4.11 Microscopio electrónico de barrido ambiental Electroscan 2020 (ESEM).

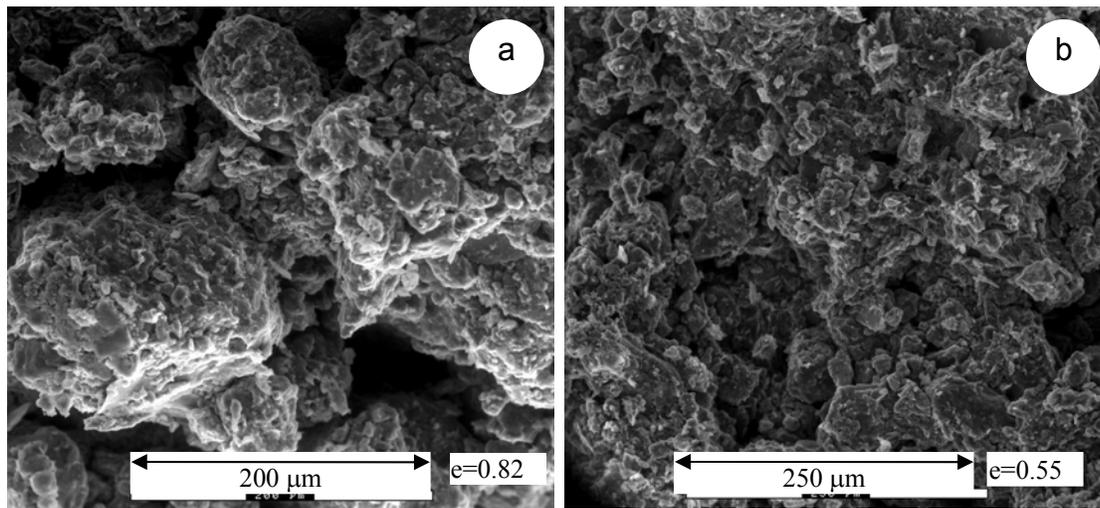


Figura 4.12 Microfotografías de Microscopio electrónico de barrido ambiental de la arcilla de Barcelona compactada: a) densidad baja, b) densidad alta.

Las fábricas observadas con el microscopio son, razonablemente, consistentes con las curvas de distribución de tamaño de poros (PSD). En ambas densidades se presenta una estructura abierta, con grandes poros. Pero se observa, claramente, los tamaños diferentes de los poros inter-agregados de las dos muestras. En la fotografía del suelo con baja densidad (Figura 4.12a) es posible detectar grandes poros inter-agregados con dimensiones entre 20  $\mu\text{m}$  y 100  $\mu\text{m}$ , lo cual es consistente con los poros grandes obtenidos en la prueba de MIP. En la densidad alta (Figura 4.12b) puede observarse una significativa reducción en el tamaño de los poros inter-agregados, presentándose diámetros más pequeños que 30  $\mu\text{m}$ . Los poros intra-agregados, que son visibles en la magnificación usada en la figura, muestran similares tamaños en las dos densidades investigadas.

Patrones similares en las pruebas PSD y ESEM fueron obtenidas por Delage et al. (1996), Mendoza y Alberro (1992) y Romero et al. (1999) en suelos compactados sobre el lado seco de la curva de compactación.

## ***4.6 Curvas de retención del suelo compactado usado durante la investigación.***

### **4.6.1 Curvas de retención obtenidas con equipo edométrico con control de succión.**

En la caracterización del suelo en estudio, se incluyen curvas de retención, bajo condiciones del edométricas, para las dos distintas fábricas de agregados de la arcilla, denominados ensayos EDO1 y EDO2. EDO1 con  $e=0.82$  ó  $\gamma_d \approx 14.9 \text{ kN/m}^3$  y EDO2 con índice de poros de  $e=0.57$  ó  $\gamma_d \approx 17 \text{ kN/m}^3$ . Las muestras, de 50mm de diámetro y 10mm de altura se colocan en una celda edométrica convencional con succión controlada. Posteriormente, se realizan trayectorias de mojado y secado en las dos diferentes estructuras de agregados. La trayectoria de mojado se inició desde condiciones finales de compactación y la trayectoria de secado desde condiciones saturadas. Las trayectorias se realizaron bajo una tensión vertical neta constante de  $(\sigma_v - u_a) = 20 \text{ kPa}$ .

La trayectoria de mojado desde la condiciones iniciales de compactación (con una succión cercana a  $s=270 \text{ kPa}$  para  $e=0.82$  y  $w=12\%$ ) hasta una succión matricial de 10 kPa, se ha

efectuado empleando la técnica de traslación de ejes. La presión de aire es suministrada mediante un sistema de aire comprimido con un regulador de presión Bellofram tipo 70 con alimentación de hasta 1.8 MPa (con rango de trabajo: 14 kPa hasta 1.1 MPa). La presión de agua se aplica por medio un controlador GDS conectado un disco cerámico de alto valor de entrada de aire (AVEA de 15 bar). Este controlador GDS permite la medida del cambio de volumen de agua.

Después, la trayectoria de mojado desde una succión de 8 kPa hasta valores cercanos a cero, se realizó usando la técnica de columna negativa de agua (similar al procedimiento presentado por Alonso y Romero, 2003). Esta columna negativa de agua se aplicó por medio de un controlador GDS colocado aproximadamente a 80 cm debajo del nivel del edómetro, sobre una presión inicial de cero en el GDS, y la presión de aire en condiciones atmosféricas para activar una succión de 8 kPa. Posteriormente, las presiones de GDS se aplican para elevar el nivel del agua paso por paso, para alcanzar diferentes succiones, hasta una presión de agua igual a 8 kPa (succión de aproximadamente igual a cero). Al igual que en el procedimiento descrito arriba el cambio de volumen de agua se mide por medio del controlador GDS.

En la trayectoria de secado, desde la muestra saturada hasta 8 kPa se aplicó la succión por medio de la técnica columna negativa de agua y desde 10 kPa hasta 550 kPa se usó la traslación de ejes. Para la aplicación adecuada de la técnica de traslación de ejes se sugiere los suelos presenten la fase de aire continua (Bocking y Fredlund, 1980). Por lo tanto, antes de aplicarla, en la trayectoria de secado, se intento alcanzar una succión superior al valor de entrada de aire del suelo mediante la técnica de columna de agua, y de esta manera tener grados de saturación lo suficientemente altos para realizar la traslación de ejes. La presión de aire se mantuvo constante en 560 kPa variando únicamente la presión de agua. Sobre la muestra de menor densidad no se realizó la trayectoria de secado por encima de 10 kPa.

Las gráficas contenido de agua- succión matricial ( $e_w$ -log  $s$ ) de la Figura 4.13 representan curvas de retención (en aproximadamente volumen constante) en trayectorias de mojado y secado, para las dos diferentes estructuras de agregados (índice de poros, promedio, en las trayectorias, de  $e=0.55$  y  $e=0.80$ ). Los datos de succiones mayores de 15 bar (1500 kPa) fueron obtenidos por Barrera (2002) usando un psicrómetro, en muestras de la arcilla de Barcelona, con similares

densidades ( $e=0.55$  y  $e=0.75$ ). La succión matricial se presenta en escala logarítmica para poder observar con mayor claridad los resultados obtenidos tanto en sus valores más grandes como en los más pequeños. Al representar los valores de succión matricial se utiliza la expresión  $s+1$  (agregando un kPa a los valores), para evitar dificultades en la representación  $s=0$  cuando se ha utilizado la escala logarítmica.

Durante la trayectoria de mojado, se registraron algunos pequeños colapsos, por lo cual después de la hidratación, se tiene un valor promedio de índice de poros de 0.80 en la muestra de baja densidad y de 0.55 en la de alta densidad. Durante la trayectoria de secado, no se detectaron variaciones significativas de la densidad por contracción. Ya que los cambios de volumen no son significativos, los datos podrían ser considerados como representativos de curvas de retención con volumen constante.

La cantidad de agua dentro de la muestra fue mayor a medida que la succión matricial es más baja. Sin embargo, una reducción de succión desde las condiciones de final de compactación ( $w=12\%$ ) hasta una succión de  $s=10$  kPa causa únicamente pequeños incrementos de contenido de agua, con una variación lineal con el logaritmo de la succión, antes sufrir un brusco aumento de contenido de agua cuando se aplica la succión de  $s=5$  kPa. Esta variación brusca en la curva de retención en el ensayo EDO1 se observó cerca del cambio de técnica, lo que podría revelar la existencia de algún problema para que el agua fluya al interior de la muestra durante trayectorias de mojado usando la técnica de traslación de ejes. Este problema podría deberse a la falta de continuidad del agua en los poros de la muestra o en el contacto entre la muestra y la piedra porosa. Sin embargo, en la trayectoria de mojado del ensayo EDO 2 la transición ocurre durante la aplicación de la traslación de ejes (de  $s=50$  kPa a  $s=20$  kPa), antes del cambio de técnica.

Como se observa, las curvas de retención, de secado y mojado, están claramente afectadas por los valores de índice de poros, en el rango de succiones bajas, tal como ha sido señalado por Romero, 2000 y Kawai et al., 2000. El contenido de agua en condiciones saturadas depende del índice de poros (donde el agua ocupa la totalidad de los poros), y por lo tanto, las curvas de retención divergen en forma apreciable con el fin de alcanzar el contenido de humedad correspondiente a su condición saturada ( $w=27.7\%$  para  $e=0.75$  y  $w=20.3\%$  para  $e=0.55$ ).

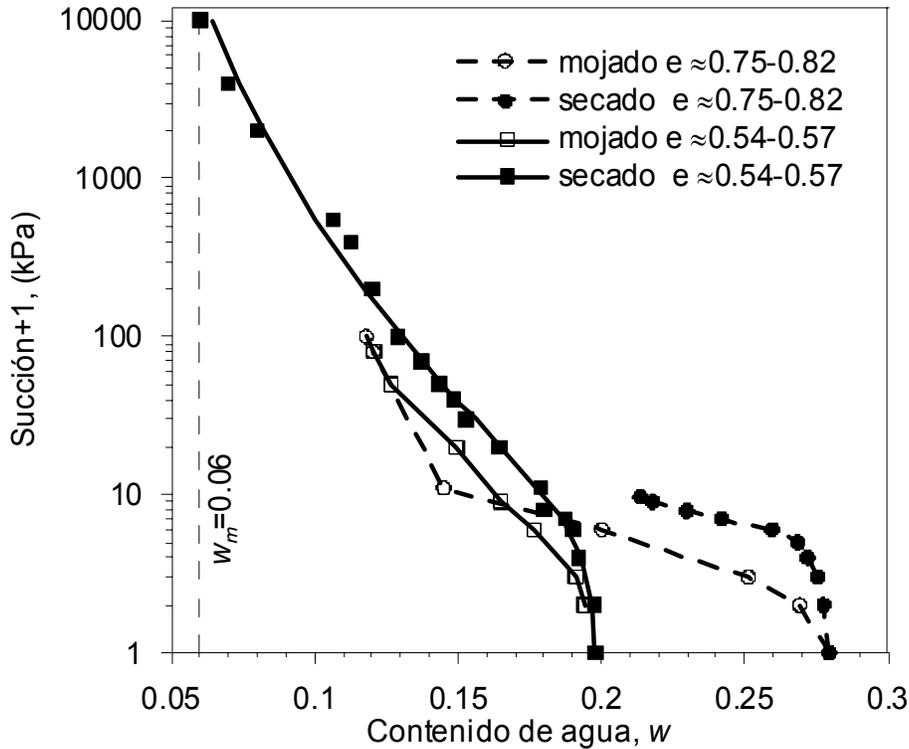


Figura 4.13 Curvas de retención de mojado y secado, de la arcilla de Barcelona en dos diferentes índice de poros.

Adicionalmente, los cambios en el índice de poros afecta el valor de entrada de aire. La muestra con densidad baja ( $e=0.75$ ) tiene un valor de entrada de aire más pequeño (5 kPa) que la muestra con densidad alta (10 kPa en  $e=0.55$ ). Los efectos del índice de poros también se advierten con el cruce de las dos curvas de retención de mojado, ya que influyen en el valor oclusión de aire (o valor de entrada de agua) de estas curvas.

Puede observarse que la cantidad de agua retenida en succiones más altas de 100 kPa es independiente del índice de poros (o densidad seca). Parece admisible que el agua retenida en esas succiones (con contenido de agua de aproximadamente 11.8%) se encuentra dentro de los poros intra-agregados donde la porosidad total no tiene un relevante rol sobre las curvas de retención (Romero et al. 1999).

El comportamiento observado en el mojado inicial, en ambos ensayos, podría sugerir que las trayectorias iniciales siguieron una curva “scanning” antes de alcanzar las curvas de mojado principal, debido a que presentan una característica típica del efecto de histéresis en las curvas de

retención antes de sufrir un brusco aumento de contenido de agua cuando es aplicada una determinada succión. Una curva “scanning” tiene una pendiente más alta que la curva de mojado principal (siguiendo la nomenclatura del modelo hidromecánico de Vaunat et al., 2000); y cuando, durante una trayectoria de mojado alcanza la intersección con la curva principal, el estado del suelo continúa ahora sobre dicha curva principal, manifestándose con una entrada mayor de agua. Este comportamiento es, especialmente, claro en la estructura más abierta donde una reducción en succión desde las condiciones de final de compactación ( $w=12\%$ ) hasta una succión de  $s=10$  kPa causa, únicamente, pequeños incrementos del contenido de agua, antes sufrir un brusco aumento de contenido de agua cuando se aplica la succión de  $s=5$  kPa. Similar comportamiento se observó por varios autores (por ejemplo, Delage et al., 1992 sobre un limo eolítico de baja plasticidad). Una descripción y explicación más profunda de estos resultados, en conjunto con resultados en equipo triaxial, se presentan en el Capítulo 6.

Con el modelo de Van Genuchten (1980), se puede encontrar una relación para las curvas principales de secado. Esta expresión que caracteriza el grado de saturación ( $S_r$ ) o contenido de agua normalizado en función de la succión se expresa de la siguiente manera:

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \left( \frac{1}{1 + (\alpha s)^n} \right)^m \quad (4.7)$$

Donde los parámetros  $\alpha$  (relacionado con la entrada de aire en el suelo),  $n$  (relacionado con la pendiente del punto de inflexión) y  $m$  (relacionado con el contenido de agua residual) son constantes empíricas. El parámetro  $m$  se relaciona con  $n$  de la siguiente forma:  $m = 1 - (1/n)$ . En la anterior expresión  $w$  representa el contenido de humedad en el suelo y  $w_{sat}$  el contenido de humedad en saturación.

Los parámetros de la curva de Van Genuchten que mejor se adaptan a los datos experimentales obtenidos, se muestran en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Parámetros de la curva de retención. Van Genuchten (1980).

$e$	$\rho_d$ ( $g/cm^3$ )	$\alpha$ ( $MPa^{-1}$ )	$m$	$n$
0.75	1.55	260.0	0.09	2.12
0.55	1.75	145.5	0.10	1.59

#### 4.6.2 Curvas de retención obtenidas con base a los resultados de la MIP.

Las diferencias en el valor de entrada de aire, en las dos densidades estudiadas, pueden ser relacionadas directamente con las diferencias en los tamaños de los poros inter-agregados, que se observaron en los resultados de la prueba MIP.

Los datos MIP pueden ser usados para obtener curvas de retención. Romero et al. (1999), presentó una metodología para obtener relaciones “succión matricial-saturación”, considerando que la intrusión de mercurio puede ser, como, un proceso equivalente a la desaturación de agua por incremento gradual de presión de aire externa (fluido que “no moja”). Por lo tanto, la introducción de mercurio con un ángulo de contacto  $\theta_{nw}=140^\circ$  y una tensión superficial de  $\sigma_{Hg}=0.484 \text{ N m}^{-1}$ , es comparable con la deshidratación por inyección de aire con un ángulo de contacto  $\theta_{nw}=180^\circ$  y una tensión superficial de agua  $\sigma=0.072 \text{ N m}^{-1}$ , para un mismo diámetro. El grado de saturación de agua,  $S_r$ , correspondiente a la curva de secado principal, obtenida por incremento de presión de aire debe ser relacionada al volumen de poros “no llenados” en la intrusión de mercurio,  $S_r=1-S_{r_{nw}}$ . El grado de saturación de mercurio,  $S_{r_{nw}}=n/n_o$ , es la porosidad que puede ser llenada por el mercurio presurizado “n”, normalizada por la porosidad total “ $n_o$ ”. Finalmente, con el fin de tomar en cuenta el agua adsorbida (fuertemente atada a las partículas) correspondiente al contenido de agua residual,  $w_r$ , se usa la siguiente expresión:  $S_r=(1-S_{r_{nw}})+w_r S_{r_{nw}}/w_{sat}$ ; donde  $w_{sat}$  es el contenido de agua gravimétrico en condiciones saturadas (Romero et al. 1999).

En la Figura 4.14 se presenta la comparación entre las curvas de retención obtenidas en el edómetro con control de succión y las curvas estimadas de resultados de la MIP. La cantidad de agua se indica en términos de relación de agua  $e_w$  ( $e_w$ =volumen de agua/volumen de partículas sólidas). Mayor explicación sobre esta variable se presenta en el capítulo 6. En general, con ambos tipos de curvas se obtienen similares resultados, presentándose en ambos casos el cruce entre las curvas de retención de las muestras con alta densidad con la de baja densidad. La cercana concordancia entre las curvas de retención obtenidas en el edómetro con control de succión y las estimadas de resultados de la MIP se observan, también, en Prapaharan et al. (1985) y Barrera et al. (1998).

Una pequeña diferencia se observa en la definición del límite donde cantidad de agua retenida es independiente del índice de poros (o densidad seca). En las curvas de retención obtenidas con el edómetro con control de succión esto ocurre en succiones más altas de 100 kPa ( $w=11.8\%$ ), mientras que en las curvas estimadas de resultados de la MIP este límite podría estar situado en 250 kPa, que corresponde a un contenido de agua de aproximadamente 9.6%. Esta línea que divide la zona de succión gobernada por poros intra-agregados de la gobernada por poros inter-agregados se muestra en la Figura 4.14.

Los resultados obtenidos son consistentes con (Romero et al. 1999), donde se concluye que en las regiones correspondientes a las zonas de agua adsorbida (presente dentro de los poros intra-agregados) el contenido de agua no es afectado por efectos mecánicos y en las regiones correspondientes a agua libre (presente dentro de los poros inter-agregados) el agua es sensible a las acciones mecánicas.

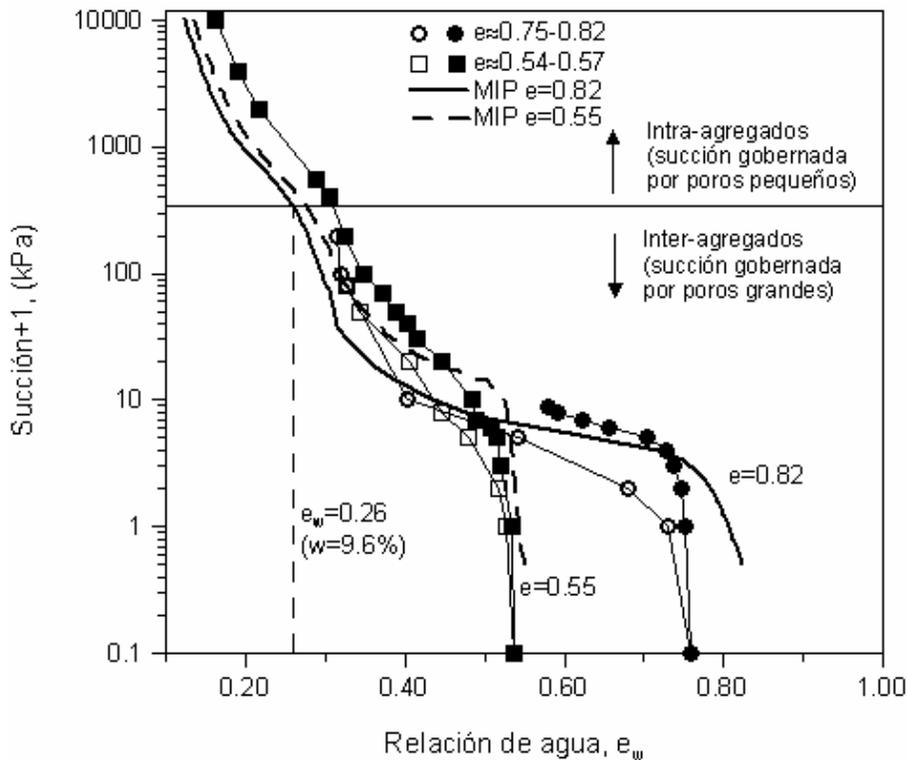


Figura 4.14 Comparación entre las curvas de retención obtenidas en el edómetro con control de succión y las curvas estimadas de resultados de la MIP.

