

5

SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

5.1 IMPORTANCIA PRÁCTICA

La Mecánica del Suelo tradicional se ha ocupado principalmente de los suelos saturados. Ello se debe a que, en general, la rigidez y resistencia de los suelos parcialmente saturados son mayores, por lo es más conservador suponer que, en cualquier caso, los suelos pueden estar saturados (en la mayoría de los casos, es posible que se llegue a esta situación). Por otra parte, el estudio de los suelos saturados es mucho más sencillo.

Por todo esto, el estudio de los suelos parcialmente saturados es mucho más reducido. Desde el punto de vista práctico, la altura de ascensión capilar en suelos de grano fino es de decenas o de centenares de metros. Como la profundidad del nivel freático rara vez supera las pocas decenas de metros, se concluye que estos suelos estarán siempre saturados, salvo que se trate de zonas con clima relativamente árido, en las que

la evaporación en la superficie compense la aportación de agua por ascenso capilar desde el nivel freático. En España, esto ocurre con carácter general, exceptuando la zona costera húmeda del Norte.

5.2 COMPACTACIÓN DE SUELOS

5.2.1 Introducción

La compactación es un proceso por el cual se disminuye el índice de poros de los suelos, sin variar su contenido de humedad (cuando se disminuye la humedad, se suele hablar de "desección", no de compactación). Aunque hay procesos naturales de compactación, el interés se centra en los procesos artificiales. Suele distinguirse entre:

- Compactación superficial: la que se consigue mediante el paso de elementos compactadores sobre la superficie del terreno. Es el procedimiento usual para construcción de rellenos, terraplenes o presas de materiales sueltos.
- Compactación profunda: se aplica para mejorar las características de terrenos o rellenos preexistentes, de espesor considerable. Se realiza en el interior del terreno mediante diversos procedimientos

(vibroflotación, columnas de grava, voladuras, inyecciones, etc.). Todos ellos requieren el uso de maquinaria especializada.

Aunque gran parte de los conceptos son generales, nos referiremos en lo que sigue a la compactación superficial.

El alcance de la compactación en profundidad es pequeño, por lo que el material se extiende en tongadas de pequeño espesor (del orden de decímetros), compactando cada tongada antes de extender la siguiente. En general se utilizan rodillos estáticos o vibratorios, que provocan presión estática e impacto. El efecto dinámico de la vibración es especialmente eficaz en suelos granulares. En el caso de suelos arcillosos (por ejemplo, en núcleos impermeables de presas de tierras), se emplean rodillos de pata de cabra, que inducen compactación por amasado.

5.2.2 Proceso de compactación

La compactación es un proceso rápido. La actuación de los elementos compactadores sobre cada punto dura escasos segundos, por lo que no da tiempo a que se produzca expulsión de agua del interior del terreno. En consecuencia, el proceso tiene lugar sin drenaje, por lo que sólo tiene sentido en el caso de suelos parcialmente saturados. En un suelo saturado en el que no se produce variación del contenido de agua, el volumen no varía, al ser incompresibles tanto el agua como las partículas sólidas.

En la Figura 5.1 se ilustra el proceso de disminución de volumen de un elemento de suelo debido a la presión que le ejerce un compactador actuando rápidamente. Durante el proceso, permanecen fijos el volumen de sólidos, V_s y el de agua, V_w . La posibilidad de compresión se reduce a la disminución de volumen del aire de V_{ai} a V_{af} debido a:

- Compresión del aire
- Disolución de aire en agua
- Expulsión de aire

Las dos primeras componentes son reversibles, y se recuperan una vez que deja de actuar la fuerza de compresión. La única compresión remanente es la debida a la expulsión de aire. Dicha compresión exige naturalmente que la estructura de las partículas del suelo se acomode al nuevo volumen de huecos.

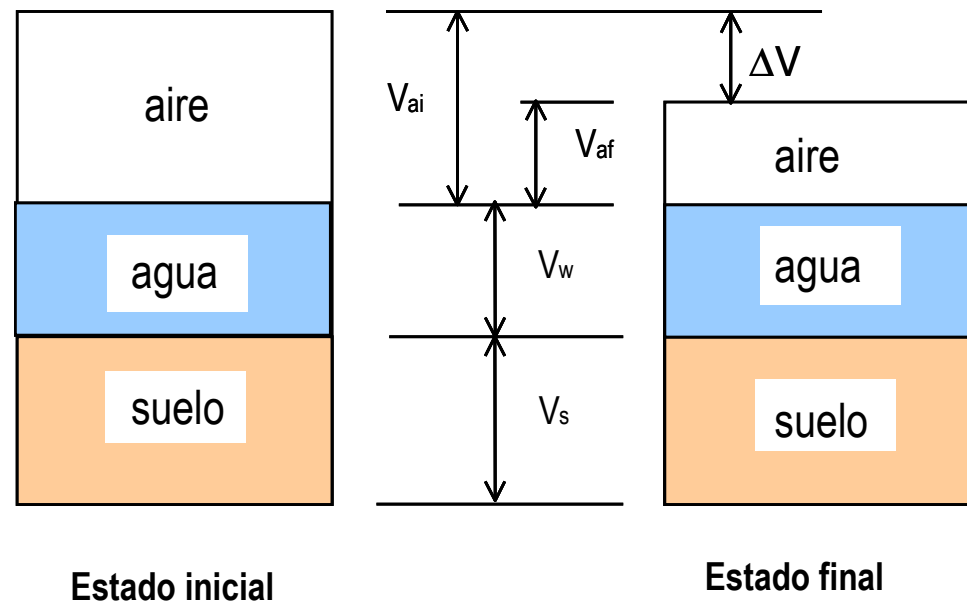


Figura 5.1. Proceso de compactación

Es usual para analizar el proceso utilizar como variables la humedad y la densidad seca. La humedad (cociente entre los pesos de agua y sólidos) es constante, y la densidad seca aumenta, al mantenerse constante el peso de sólido y disminuir el volumen total. Durante el proceso también varía el grado de saturación, S_r (cociente entre volumen de agua y volumen total de huecos). La relación entre estos parámetros es:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + w \frac{\gamma_s}{\gamma_w S_r}} \quad (5.1)$$

En la Figura 5.2 se representa el proceso en un diagrama humedad-densidad seca, que es el que suele utilizarse en la práctica. El suelo se extiende con una humedad determinada y una densidad inicial, muy baja (punto A). Al compactarse, aumenta la densidad seca a humedad constante, variando el grado de saturación de acuerdo con la expresión (5.1), siguiendo por tanto la trayectoria vertical ascendente. Es evidente que la densidad seca tiene un límite, correspondiente a la expulsión total del aire. En ese momento, el volumen de aire sería cero ($V_{af}=0$), y el suelo estaría saturado por completo ($S_r=100\%$). Este límite superior resulta, de la ec. (5.1):

$$\gamma_{d\text{lim}} = \frac{\gamma_s}{1 + w \frac{\gamma_s}{\gamma_w}} \quad (5.2)$$

Este límite decrece con la humedad del suelo, y se representa en la misma Figura 5.2. Por supuesto, este límite es inalcanzable, y en la realidad si se aplica una cierta energía de compactación sólo se puede llegar a una densidad algo inferior. Para humedades altas, se llega casi a alcanzar la densidad límite, pero para humedades bajas, el rozamiento entre partículas dificulta mucho la compactación y la densidad alcanzada queda muy por debajo.

5.2.3 Ensayos de apisonado

Si se compactan muestras de un suelo con diferentes humedades, aplicando en todas la misma energía de compactación, las densidades secas obtenidas siguen una ley como la dibujada en la Figura 5.2. Existe una humedad óptima, para la que se obtiene una densidad máxima. Si se repite el proceso con una energía de compactación mayor, se obtienen obviamente densidades mayores, y la mejora es mayor en la zona de humedades bajas, con lo que la humedad óptima disminuye.

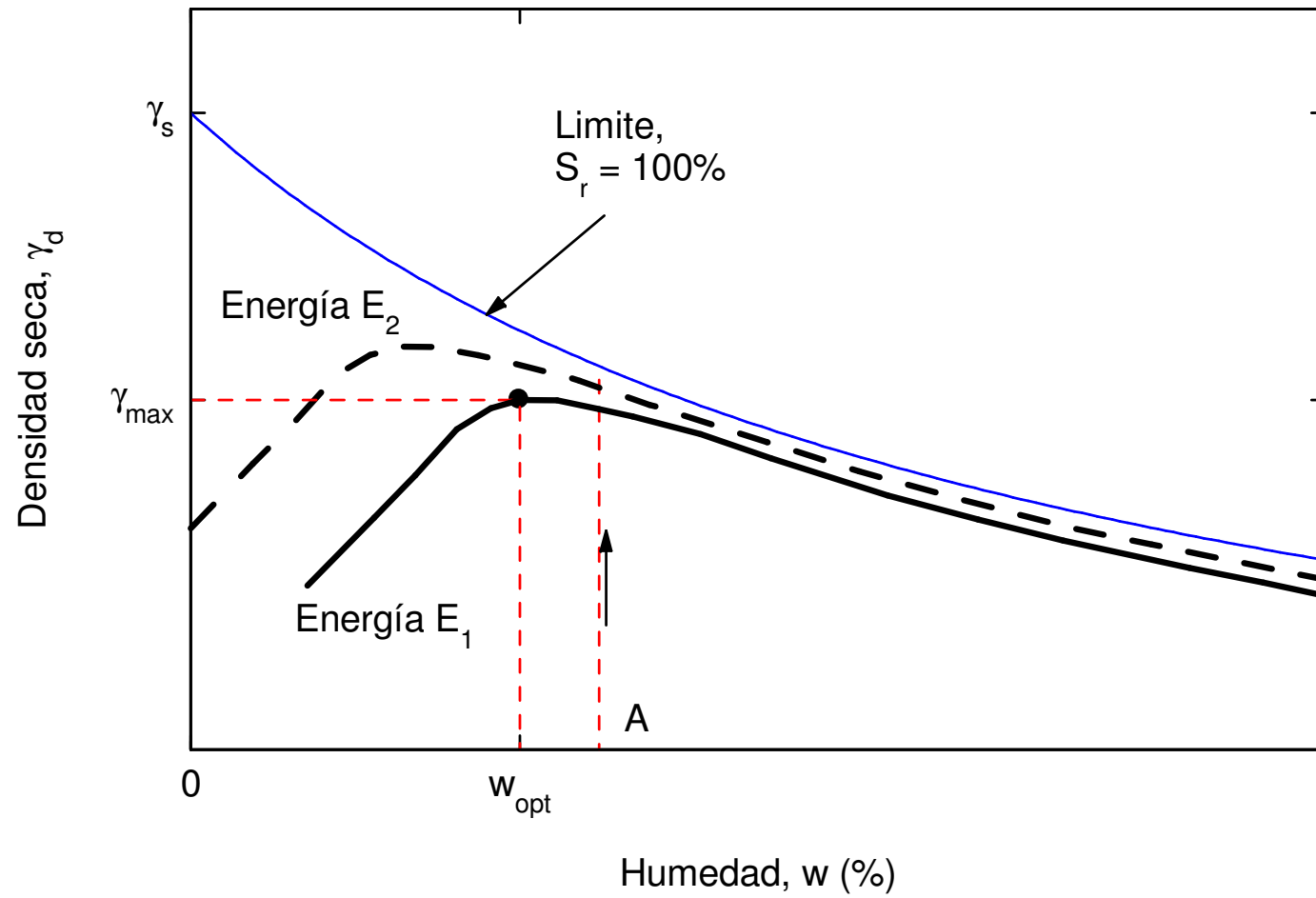


Figura 5.2. Curva de apisonado

Este ensayo está normalizado, y recibe el nombre de **ensayo de apisonado Proctor** (norma UNE-103500). En él se compacta la muestra de suelo, previamente tamizado por el tamiz 3/4", en un molde cilíndrico rígido de 1 litro de capacidad, de 102 mm de diámetro y 122,4 mm de altura. El molde se prolonga hacia arriba con un collarín de otros 50,8 mm de altura. La muestra se coloca en tres tongadas, y cada una de ellas se compacta mediante golpes por caída de una maza de 25 N de peso, 50 mm de diámetro, cayendo desde 305 mm de altura sobre una chapa colocada sobre la muestra. En cada tongada se dan 25 golpes de maza, con lo que la energía de compactación suministrada por unidad de volumen es:

$$E = \frac{3 \times 25 \times 25 \times 305}{\pi \times 51^2 \times 122,4} = 0,572 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{mm}^3 = 572 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^3 \quad (5.3)$$

Para materiales con proporción apreciable de gruesos, o para reproducir procesos de compactación con mayor energía, existe una variante, denominada **ensayo Proctor modificado** (norma UNE-103501), en el que se emplea un molde de mayores dimensiones y una energía de compactación mayor, de 2460 kN.m/m³.

En cualquier caso, el resultado del ensayo es la curva de apisonado como la de la Figura 5.2, con los valores de la densidad seca máxima y la humedad óptima. En los suelos reales, la humedad óptima es inferior al límite plástico.

Los ensayos Proctor reproducen razonablemente el proceso de compactación por rodillos estáticos o vibratorios. Para la compactación por amasado, propia de los rodillos de tipo pata de cabra, existe el **ensayo de compactación Harvard**, aunque no está normalizado. En él se emplea un molde mucho más pequeño, de 7,6 cm de altura y 3,8 cm de diámetro (apto también para fabricar probetas de dimensiones estándar para ensayos de compresión simple o triaxiales). La compactación se hace por amasado y presión estática con una barra que se aplica sobre la superficie del suelo.

5.2.4 Control de compactación en obras de tierra

Cuando un determinado terreno es considerado apto para su empleo en un determinado terraplén (lo que se hace en función de sus características de identificación estudiadas en temas anteriores), se procede a realizar ensayos de apisonado como los descritos (normalmente Proctor normal o modificado). Del ensayo se obtienen la humedad óptima y la densidad seca máxima correspondiente.

Una vez definidos estos parámetros, es habitual que en el proyecto se imponga como condición de calidad de la compactación alcanzar una determinada densidad seca, que suele definirse como un porcentaje (es habitual el 95%) de la densidad máxima Proctor normal o modificado. No se impone ninguna condición a la humedad de compactación, dejando así al constructor libertad de adoptar la más conveniente para lograr la densidad requerida, en función de la humedad natural del terreno y otros factores.

Finalizada la compactación, se procede al control del resultado. El procedimiento más habitual es la medición de la densidad seca in situ en una serie de puntos. Para ello se pueden utilizar medios convencionales, que consisten en hacer un agujero en el suelo, y medir el peso del material extraído (húmedo y después de secado en estufa), y por otra parte medir el volumen del agujero creado, rellenándolo con arena calibrada (método de la arena, norma UNE 103503). Suelen utilizarse también los denominados métodos nucleares, en los que con un aparato portátil se miden la densidad y la humedad a través de correlaciones con dispersión de rayos gamma en el terreno, generados y captados por el propio aparato.

En función de la finalidad de la obra de tierra, existen otros controles adicionales, no de la densidad, sino de la capacidad portante del relleno construido, como los ensayos de placa de carga, o de la huella.

5.2.5 Coeficientes de paso

Un aspecto importante en el proyecto y construcción de obras viales es la compensación de los volúmenes de tierras a excavar en los tramos en desmonte o túnel, y los volúmenes necesarios de tierras compactadas en los tramos en terraplén. A este fin, debe considerarse que si se excava un cierto volumen de terreno natural y luego se recompacta en otro emplazamiento, el volumen que ocupa no coincide con el inicial, pues depende de las condiciones de compacidad relativa entre los estados in situ y compactado.

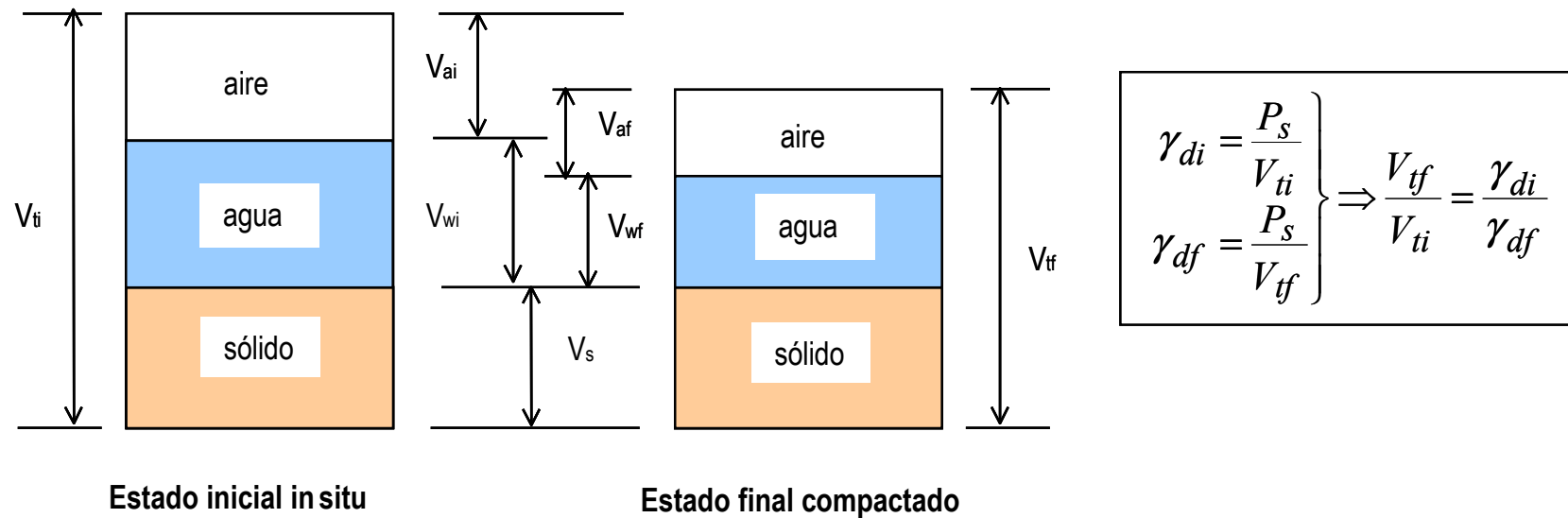


Figura 5.3. Coeficiente de paso

Para ello, se define el llamado coeficiente de paso, que es la relación entre los volúmenes final e inicial del suelo que se va a compactar. El contenido de agua habrá variado entre ambas situaciones, así como el de aire. Por ello, la relación entre los volúmenes totales ocupados por la misma cantidad de materia sólida es igual al cociente de las densidades secas respectivas (Figura 5.3). Es habitual considerar además una cierta pérdida durante el transporte del material, del orden del 3 %.

5.3 EL PRINCIPIO DE TENSIÓN EFECTIVA

Cuando un suelo está parcialmente saturado, la presión del aire es normalmente nula (igual a la atmosférica), salvo en casos de confinamiento intenso a gran profundidad. Por tanto, la presión del agua en los meniscos será negativa (succión capilar).

Existen algunas dudas sobre la definición de un principio de tensión efectiva para suelos semisaturados. En suelos saturados, la ley de Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u$) ha sido repetidamente comprobada y es comúnmente aceptada. Sin embargo, no es tan claro para el caso de saturación parcial.

Cuando se presentó el concepto de tensión efectiva, se vio que a partir del análisis del equilibrio de fuerzas que actúan entre partículas, se puede llegar a la expresión de la tensión intergranular (fuerza transmitida por las partículas por unidad de área total). En el caso de un suelo saturado, dicha tensión vale:

$$\sigma_i = \sigma - u \tag{5.4}$$

Por tanto, la ley de Terzaghi puede enunciarse también mediante la identificación de la tensión efectiva con la intergranular.

En el caso de suelo parcialmente saturado, llamando χ a la fracción del área de los poros ocupada por el agua, se llega a:

$$\sigma_i = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (5.5)$$

Bishop (1959) propuso extender a los suelos parcialmente saturados la hipótesis anterior, es decir, tomar también como tensión efectiva la intergranular, definida por (5.5). Sin embargo, esta hipótesis permite explicar algunos fenómenos del comportamiento de suelos semisaturados, pero no todos. Los procesos de colapso, que se comentan en el Apartado siguiente, la contradicen claramente, pues una disminución de la tensión intergranular provoca una deformación de compresión volumétrica, lo que supondría un módulo de deformación negativo. Por ello, no hay una única función de las tensiones totales e intersticiales cuya variación gobierne la deformación y rotura de los suelos.

Ante esta situación, el comportamiento de los suelos semisaturados (es decir, su deformación y resistencia), sería función de las tensiones totales e intersticiales (σ , u_a , u_w) como variables independientes. Sin embargo, es un hecho repetidamente comprobado que si las tres tensiones se varían en la misma cuantía, ello no provoca ninguna deformación apreciable. Por tanto, la hipótesis más general es que el comportamiento es función de dos variables tensionales independientes, en lugar de una sola tensión efectiva. Para estas

variables, que se suelen denominar "tensiones significativas", suelen utilizarse las diferencias $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$. Estas variables tienen un sentido físico claro, pues la primera es la tensión total neta (referida a la del aire) y la segunda, la succión del agua.

Por otra parte, el estado de un suelo saturado se define mediante un único parámetro, que puede ser el índice de poros, e . En un suelo parcialmente saturado, ello no basta para definir el estado del suelo, pues se precisa también definir el porcentaje de poros que está lleno de agua, para lo que puede usarse el grado de saturación, S_r . De esta forma, el diagrama edométrico, que en suelos saturados es un plano $e-\sigma'$, en suelos parcialmente saturados pasa a tener cuatro dimensiones: dos de tensiones [$(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$] y dos de deformación o estado (e y S_r). La curva edométrica se convierte en dos superficies de estado, una para el índice de poros y otra para el grado de saturación, ambos en función de las tensiones significativas.

5.4 PROCESOS DE SATURACIÓN. HINCHAMIENTO Y COLAPSO

Cuando se está construyendo una obra sobre suelos parcialmente saturados, es preciso tener en cuenta que el proceso de saturación en sí mismo puede inducir efectos más importantes que si el suelo hubiera estado saturado desde antes de construir una cimentación. Como luego se verá, la saturación implica cambios

de volumen del suelo, que en determinados casos pueden ser importantes. En estas condiciones, es más perjudicial que dichos cambios tengan lugar cuando la obra ya está construida y en servicio.

Los suelos granulares (gravas y arenas) apenas sufren cambios de volumen al saturarse. El problema se reduce a los suelos de grano fino.

5.4.1 Curva de hinchamiento bajo carga

El proceso de saturación puede reproducirse en laboratorio utilizando el edómetro. Se ensayan para ello varias muestras, que se colocan sin variar su contenido de humedad. Se somete cada una de ellas a una carga vertical σ_v diferente, esperando el tiempo necesario para estabilización de las deformaciones. A continuación se saturan, inundando las muestras completamente y se mide la evolución de las deformaciones verticales. El valor final de la deformación unitaria, $\Delta V/V$ de cada muestra, en función de la tensión vertical previa aplicada, constituye la curva de hinchamiento bajo carga (Figura 5.4). El hinchamiento disminuye con la presión, y a partir de un cierto valor crítico se produce disminución de volumen (colapso).

Expansión unitaria por inundación, $\Delta V / V$

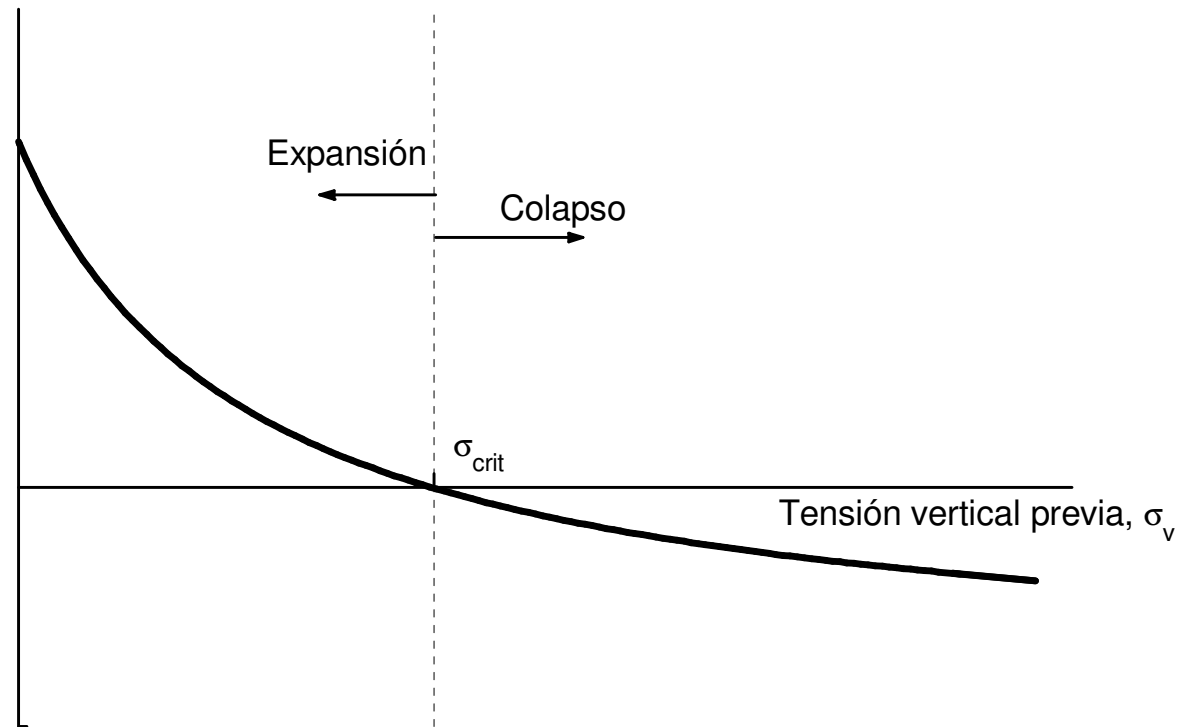


Figura 5.4. Curva de hinchamiento bajo carga

5.4.2 Suelos expansivos

El comportamiento descrito es típico de los suelos finos normales, con deformaciones significativas pero moderadas (expansiones del orden del 1% o ligeramente superiores). Sin embargo, existen algunos suelos en los que la expansión por saturación es significativamente superior. Estos suelos se denominan "expansivos".

El carácter expansivo de un suelo suele estar asociado a la presencia de algunos minerales arcillosos, que tienen la propiedad de admitir moléculas de agua en el interior de su red cristalina. De ellos el más frecuente es la montmorillonita. El carácter expansivo de estas especies mineralógicas va asociado a una gran actividad, que se manifiesta también en una elevada plasticidad, siendo frecuentes límites líquidos incluso superiores a 100%. Esto permite identificar la posible presencia de estos minerales, y por tanto adoptar las medidas para evaluar y tener en cuenta su carácter expansivo.

En estos suelos, los cambios de volumen pueden ser importantes incluso para variaciones de humedad sin llegar a la saturación. Los cambios estacionales hacen que la evaporación varíe de forma cíclica a lo largo del año, y ello suele afectar a la zona más superficial del suelo (del orden de 1 ó 2 metros de profundidad), que resulta sometida a expansiones y contracciones cíclicas. Esta es una de las razones por las que es habitual imponer a las cimentaciones una profundidad mínima superior a este valor.

Por otra parte, la construcción de un edificio implica que el área ocupada deja de estar sometida a la evaporación, por lo que se altera el equilibrio dinámico establecido entre la pérdida de agua por evaporación y el ascenso capilar desde el nivel freático. Entonces, la zona de terreno situada bajo el edificio aumenta de humedad y, si el suelo es expansivo, se produce el correspondiente hinchamiento, con posibles efectos perjudiciales para la estructura.

La identificación de suelos expansivos es por todo ello de gran importancia en el proyecto de cimentaciones en climas áridos o semiáridos. Existen otros materiales que también tienen carácter expansivo, y que se encuentran con cierta frecuencia en cimentaciones. Se trata de las escorias de horno de acero, subproducto de la industria siderúrgica de aplicaciones varias, pero que si se emplean en rellenos pueden dar problemas por su carácter expansivo. Este carácter proviene de la presencia de óxidos de calcio y magnesio (CaO , MgO), que en contacto con el agua pasan a hidróxidos ($\text{Ca}(\text{OH})_2$, $\text{Mg}(\text{OH})_2$), con importante aumento de volumen.

Los ensayos de laboratorio normalizados son:

- Ensayo de hinchamiento libre de un suelo en edómetro (UNE 103601), donde se obtiene el valor del hinchamiento producido por saturación sin que actúe carga sobre la probeta.

- Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo (UNE 103602). Se colocan cargas sucesivas para evitar que se produzca ningún hinchamiento al saturar la muestra.
- Determinación de la expansividad de un suelo en el aparato Lambe (UNE 103600).

5.4.3 Suelos colapsables

Por otra parte, existen algunos suelos en los que la curva de hinchamiento bajo carga (Figura 5.4) está anormalmente desplazada hacia abajo. En ellos, la presión crítica de colapso es pequeña, y para las cargas usuales se produce colapso por inundación. Estos suelos se denominan "colapsables".

El colapso es difícil de explicar analizando las variaciones medias de las presiones de agua y aire. En general, el fenómeno va asociado a suelos con estructura muy abierta, de baja densidad, en la que las partículas están unidas entre sí por enlaces de cierta resistencia. La saturación provoca el debilitamiento o destrucción de estos enlaces, con el consiguiente colapso de la estructura.

A estos efectos, los propios meniscos capilares de los suelos parcialmente saturados actúan como enlaces, provocando los colapsos moderados que se observan en la Figura 5.4, y que pueden ser de mayor magnitud si la estructura del suelo es suficientemente floja. En este sentido, debe indicarse la peligrosidad de cimentar sobre rellenos no compactados, como escombreras o terrenos de echadizo sin control. En ellos, la

ausencia de compactación produce estructuras muy abiertas, susceptibles de colapso ante inundación bajo cargas incluso moderadas.

Con frecuencia se aplica el criterio de Gibbs, basado en el cociente entre la humedad correspondiente a la saturación (manteniendo el índice de poros actual) y el límite líquido. Cuando dicho cociente es superior a la unidad se considera que el material tiene riesgo de sufrir colapso por inundación:

$$\text{Índice de colapso} = \frac{w}{S_r w_L} = \frac{e \gamma_w}{\gamma_s w_L} \quad (5.6)$$

Suele citarse al *loess* como ejemplo más claro de suelo colapsable. Se trata de un suelo de deposición eólica, de granos areno-limosos unidos por cemento calcáreo o arcilloso. Este material, en estado seco, es muy resistente y poco deformable, admitiendo taludes verticales estables de gran altura. Sin embargo, su inundación produce la destrucción de los enlaces entre partículas y el consiguiente colapso. Es un suelo que abunda relativamente en algunos países de Asia y Sudamérica, pero casi no existe en Europa.

En cambio, en España sí son frecuentes los depósitos de limos yesíferos, que tienen un comportamiento similar en este sentido. El cemento entre granos es en este caso de sulfato cálcico. Este material, además de los

problemas de agresividad de los sulfatos al hormigón y otros materiales, plantea graves problemas derivados de su carácter colapsable.

Desde el punto de vista práctico, existe un tipo de material colapsable muy frecuente: los rellenos no compactados. Cada vez es más frecuente la ocupación de terrenos marginales, que han sido utilizados en el pasado como vertederos de tierras procedentes de excavaciones, escombros de construcción y otros residuos. Estos rellenos están con frecuencia sin compactar más que con el paso de camiones. Entonces, tienen una estructura floja y abierta, susceptible de experimentar colapso bajo carga o al ser inundados.

No existe ensayo normalizado UNE, aunque sí hay una norma de ensayo de colapso dentro del conjunto de las NLT (CEDEX), concretamente la NLT-254/99. Estudia el asiento en célula edométrica bajo el valor deseado de carga vertical al producirse la inundación.