

4

COMPORTAMIENTO DE SUELOS EN COMPRESIÓN CONFINADA

4.1 PLANTEAMIENTO

La aplicación de cargas sobre un terreno produce deformaciones que dan lugar a cambios de volumen. Si el suelo está saturado, los cambios de volumen implican expulsión del agua de los poros. Como la permeabilidad del suelo no es infinita, se necesita tiempo para que se produzca dicha expulsión de agua.

En suelos granulares la permeabilidad es tan grande que, para la velocidad habitual de las cargas, el flujo es prácticamente instantáneo, por tanto la aplicación de la carga es con drenaje. En suelos arcillosos, en cambio, la permeabilidad es tan pequeña que el flujo puede durar mucho, y es usual suponer que la carga se aplica sin drenaje. Entonces, esta carga sin flujo de agua provoca un incremento de presión intersticial que luego se va disipando con el tiempo. Este proceso se denomina consolidación.

Como consecuencia del proceso anterior, el suelo sufre unas deformaciones que van evolucionando temporalmente a medida que el exceso de presión intersticial se va disipando, aumentando la tensión efectiva del terreno.

De entre los posibles casos de deformación, en este capítulo se va a estudiar la unidimensional, dejando al margen los casos de consolidación en dos o tres dimensiones. La consolidación unidimensional se da en situaciones de capas de terreno sometidas a una carga en superficie de dimensiones teóricamente infinitas (carga muy extensa con respecto al espesor de la capa de terreno arcilloso). En la Figura 4.1 se presenta un

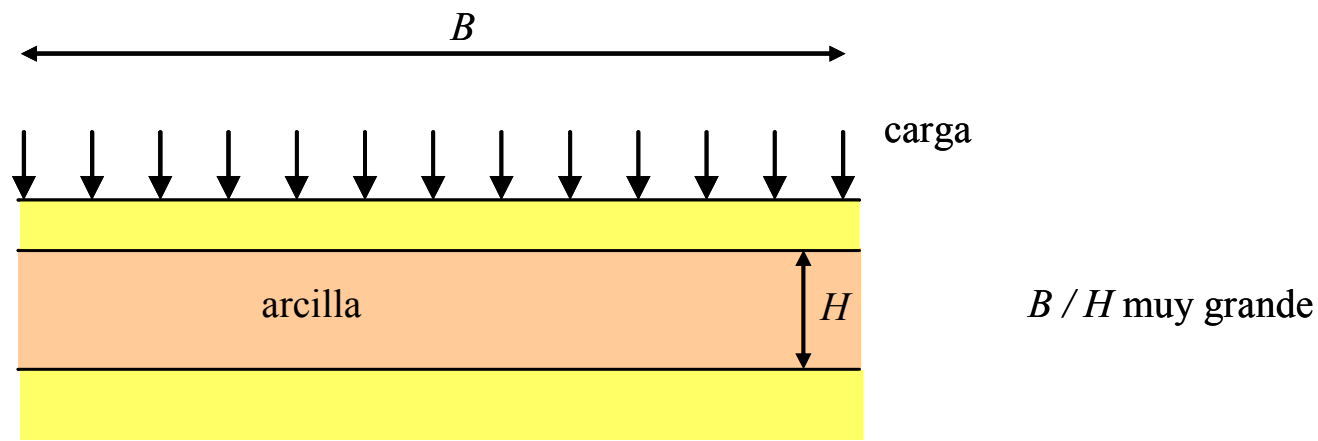


Figura 4.1. Capa de terreno blando sometido a carga extensa

esquema. En esta situación, la consolidación se produce únicamente en la dirección vertical. Algunos ejemplos en los que esto ocurre son: construcción de terraplenes (base del terraplén del orden de 40 a 60 metros) sobre capas de terreno blando de espesor pequeño frente a la dimensión del terraplén ($H = 10$ a 20 metros), rellenos naturales por sedimentación, etc.

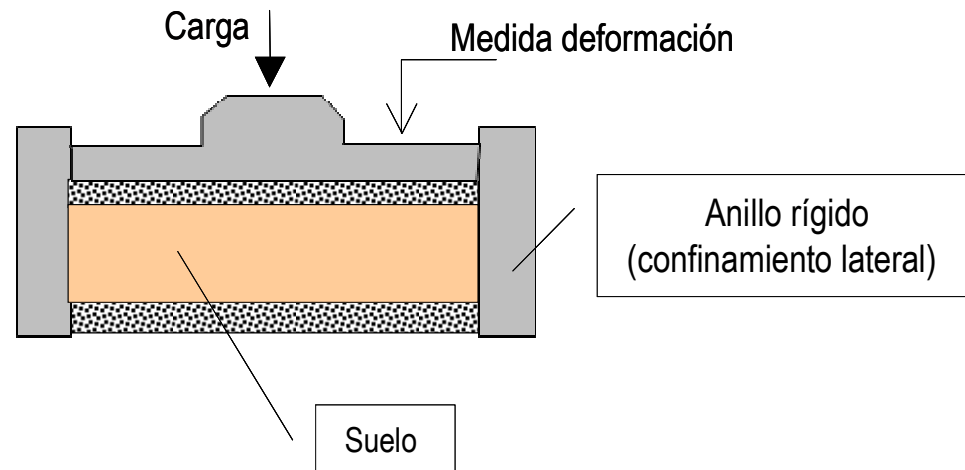


Figura 4.2. Esquema de suelo en el edómetro

El estudio en laboratorio de la consolidación unidimensional se realiza mediante el ensayo edométrico. En este ensayo el suelo se encuentra en una situación de compresión confinada (deformación lateral nula), y bajo estas condiciones se le va aplicando escalones sucesivos de carga (Figura 4.2). Para cada escalón se analiza la consolidación que tiene lugar (disipación del exceso de presiones intersticiales y evolución de las deformaciones).

4.1.1 Cambio de volumen. Origen de las deformaciones verticales

En la situación descrita en la Figura 4.2 la deformación lateral es nula ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$), siendo la única deformación posible la vertical (ε_z). Por tanto, la deformación volumétrica resulta directamente el valor de la deformación vertical:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_z \quad (4.1)$$

La deformación vertical que se produce con un incremento de tensión vertical $\Delta\sigma_z$ puede ser debida a distintos fenómenos:

1. Compresión de la materia sólida (variación en el volumen de partículas), que puede producirse por: a) deformación de la partícula, b) aplastamiento en los contactos entre partículas (ver Figura 4.3)
2. Variación en el volumen de huecos, lo que exige una reacomodación de las partículas de suelo. Esta variación puede producirse por alguna de las siguientes causas: a) compresión elástica del agua y/o del aire, b) disolución del aire en el agua, c) expulsión de agua y/o aire.

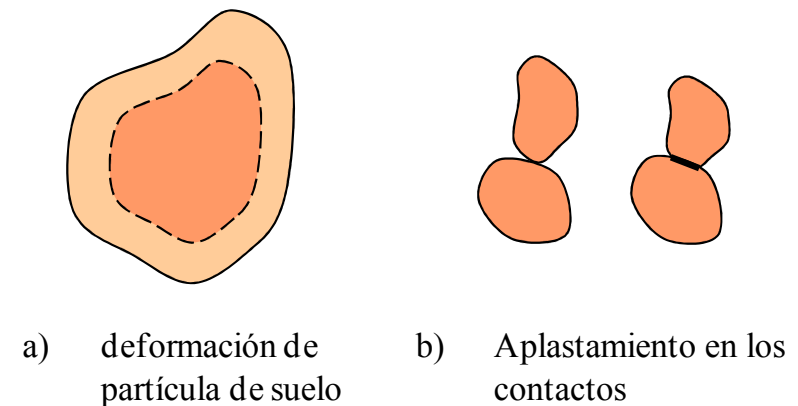


Figura 4.3. Compresión elástica de la materia sólida

Con respecto a estos fenómenos se ha de tener en cuenta lo siguiente:

- Los cambios de volumen debidos a la compresión de la materia sólida (1.a y 1.b), son pequeños para los rangos tensionales usuales.
- En suelos saturados, la variación de huecos debida a compresión elástica del aire (2.a), disolución del aire en el agua (2.b) y expulsión de aire (2.c), no existen.
- El agua se puede considerar prácticamente incompresible ($\Delta\sigma_{oct} = K_w \cdot \Delta\epsilon_{vol}$; $K_w \approx 2 \cdot 10^6$ kPa)

Teniendo en cuenta lo anterior, en suelos saturados, el cambio de volumen que tiene lugar debido a un incremento de tensión $\Delta\sigma_z$ se puede considerar debido únicamente a la expulsión del agua (drenaje). El modo en que se produce el drenaje del suelo depende del gradiente hidráulico al que está sometido, y de su permeabilidad.

Por tanto, se puede establecer que, cuando en una situación de suelo saturado no hay drenaje, los cambios de volumen debidos a un cambio de estado tensional son despreciables ($\epsilon_{vol} = 0$). Y al contrario, cuando sí hay drenaje, se producen cambios de volumen.

A partir de ahora, el estudio se centrará en el análisis de la deformabilidad de suelos saturados, desde el punto de vista de magnitud de deformación, así como evolución de dicha deformación en el tiempo (cuánto tarda en producirse).

El valor de la deformación volumétrica, ε_{vol} , depende, para un mismo incremento del nivel de tensiones, de la rigidez del esqueleto sólido $K_{esq.sólido}$ (no de la deformación de las partículas de suelo, que como se ha visto anteriormente es despreciable). Los valores usuales de la rigidez del esqueleto sólido son del orden de 10^4 a 10^5 kPa para arenas y de 500 a 10^4 kPa para arcillas.

La velocidad de deformación (velocidad a la que se produce ε_{vol} hasta alcanzar su valor final correspondiente al nuevo nivel de tensiones) depende de la permeabilidad del suelo, para un mismo valor del gradiente hidráulico.

En suelos granulares la única incógnita es el valor de la deformación que se produce debido al cambio tensional (esta deformación se considera que se produce de forma instantánea), mientras que en suelos arcillosos, además del valor de la deformación, interesa conocer cómo es su evolución en el tiempo.

Lógicamente resulta más interesante el estudio correspondiente a suelos arcillosos, incluyendo no sólo el valor final de la deformación que se produce, sino también su evolución en el tiempo. Además su deformabilidad es mucho mayor que en un suelo arenoso.

4.2 EL ENSAYO EDMÉTRICO

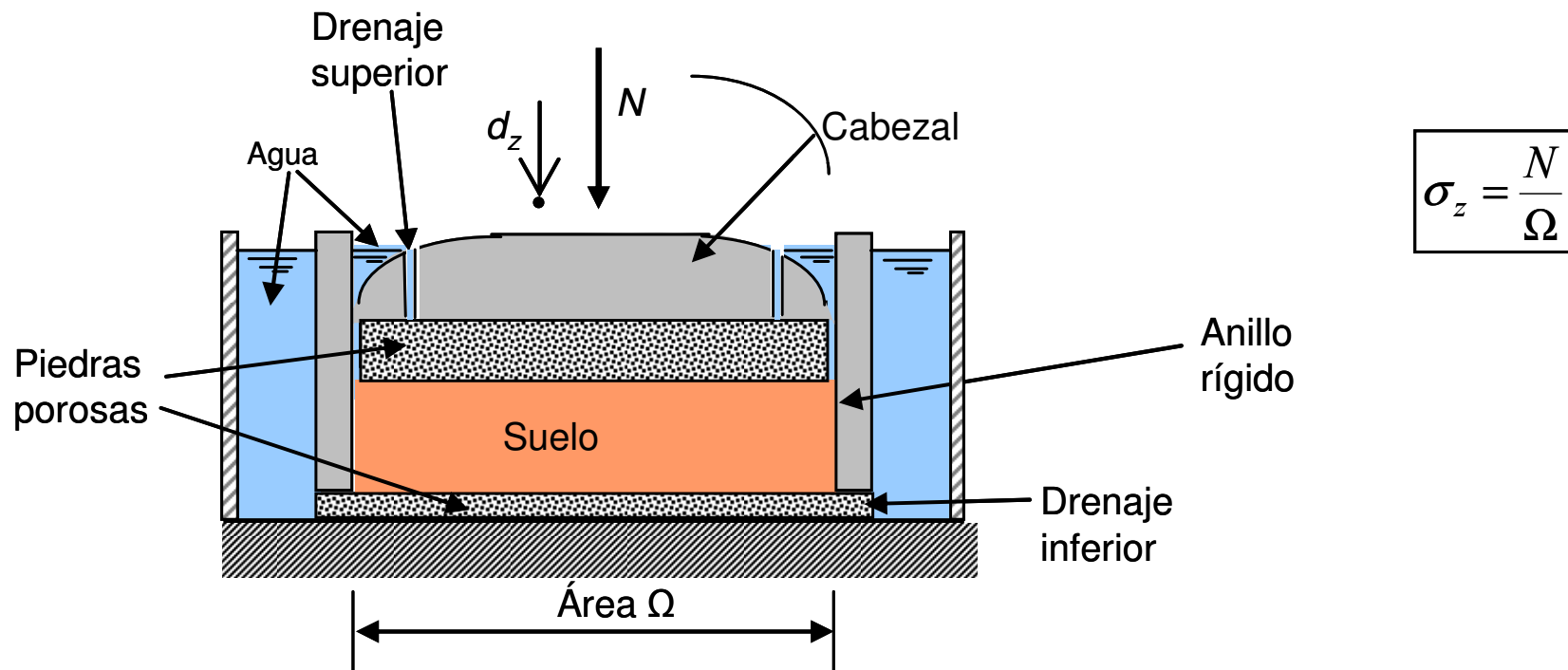
El proceso de consolidación unidimensional de un suelo se simula en laboratorio mediante la compresión de una muestra en un aparato denominado edómetro.

4.2.1 Descripción del ensayo

En la Figura 4.4a se muestra el esquema de una célula edométrica con todos sus componentes. Dentro de la célula se sitúa una muestra de suelo colocada en el interior de un anillo rígido que impide la deformación y flujo laterales durante la compresión. En la base y en la parte superior de la muestra se sitúan dos piedras porosas que permiten el drenaje durante la consolidación (hay ensayos en los que el drenaje sólo se permite por una de las caras, colocando únicamente una de las piedras porosas).

La preparación de la muestra se puede realizar por extrusión de una muestra inalterada contenida en un tubo portamuestras, por tallado partiendo de una muestra inalterada en bloque, o por remoldeo. En el caso de una muestra inalterada, la preparación provoca una cierta alteración, aunque se intente que sea la menor posible.

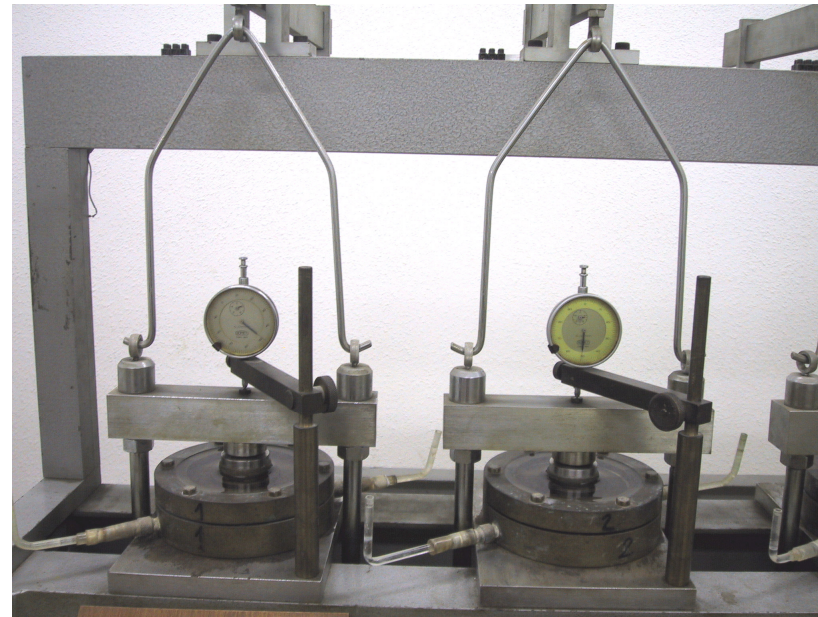
Para evitar que la muestra se seque durante el ensayo, y para simular las condiciones existentes en el campo, todo el sistema anterior se encuentra dentro de una célula llena de agua, la cual comunica con las piedras porosas.



a) Disposición de la muestra. Fuerzas y desplazamientos



b) Vista general de la bancada



c) Vista general de las células

Figura 4.4. Ensayo edométrico

En la Figura 4.4b se puede observar un sistema de aplicación de carga mediante pesas.

Parte de la carga total aplicada sobre la muestra se transmite al anillo por fricción, haciendo que la carga que llega a la base sea algo menor. Para reducir al máximo esta fricción, la relación diámetro-altura de la muestra debe ser como mínimo de 2,5. Los diámetros más usuales son de 45 y 70 mm, y las alturas de 10 a 20 mm.

Una vez colocada la muestra, el ensayo consiste en aplicar una secuencia de cargas verticales. Como se verá, el suelo se va haciendo cada vez más rígido al irse comprimiendo. Por ello, para conseguir que la deformación en cada escalón sea del mismo orden de magnitud, deben darse incrementos de tensiones cada vez mayores. Es normal duplicar la carga existente. Una secuencia habitual es: 5, 10, 20, 40, 80, 150, 300, 600, 1000, 1500 kPa y descarga.

Después de la aplicación de cada escalón de carga se deja consolidar la muestra hasta que el exceso de presión intersticial producido en su interior se reduce a cero. En teoría este tiempo es infinito, sin embargo, en la práctica se establece que a las 24 horas la consolidación puede considerarse finalizada. Los escalones de carga se prosiguen hasta alcanzar la máxima presión que se desee, después de lo cual se procede a descargar, también por escalones sucesivos. Durante la descarga el suelo aumenta de volumen.

Durante cada escalón de carga se registra el valor del asiento producido mediante la lectura del medidor de asientos (ver Figura 4.4b), para distintos tiempos. Estos valores permiten obtener la deformación de la pastilla de suelo en distintos instantes, y por tanto, son una medida de la evolución de las deformaciones con el tiempo.

4.2.2 Evolución en el tiempo del asiento y del nivel de tensiones alcanzado durante un escalón de carga

En la Figura 4.5 se representa una pastilla edométrica de suelo fino (arcilla) saturado que se encuentra sometido a un estado tensional inicial vertical total igual al efectivo de valor σ_0 (de aquí en adelante cuando se hable de σ o de $\Delta\sigma$ se entenderá que se trata de la componente vertical σ_z o $\Delta\sigma_z$). En dicha situación $\sigma'_0 = \sigma_0$ en todo el espesor de la pastilla, por lo que se desprecia el valor de la presión hidrostática y el peso de suelo, lo que resulta razonable al ser su valor no significativo con respecto a los incrementos de tensiones y de presión intersticial a los que se va a ver sometida la muestra. En esta situación se dice que el suelo está consolidado a una tensión de valor σ_0 (es decir, que la tensión efectiva del suelo es σ_0).

Partiendo de la situación descrita se aplica un incremento de tensión ($\Delta\sigma$) y, permitiendo el drenaje de la muestra se analiza la evolución de los asientos hasta que el suelo llega a estar consolidado a una tensión $\sigma_0 + \Delta\sigma$.

En el instante de aplicación ($t = 0$) del incremento de carga ($\Delta\sigma$) no se produce deformación volumétrica ($\varepsilon_{vol} = 0$), por tanto, no puede haber cambio de tensiones efectivas ($\Delta\sigma' = 0$) y el incremento de tensiones totales se traduce en incremento de presiones intersticiales ($\Delta u = \Delta\sigma$). El estado tensional es, por tanto:

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_0 + \Delta\sigma \\ \sigma' &= \sigma'_0 = \sigma_0 \\ u &= u_0 + \Delta u = 0 + \Delta\sigma = \Delta\sigma \\ \varepsilon_{vol} &= \frac{\Delta\sigma'}{K_{esq.sólido}} = 0\end{aligned}\tag{4.2}$$

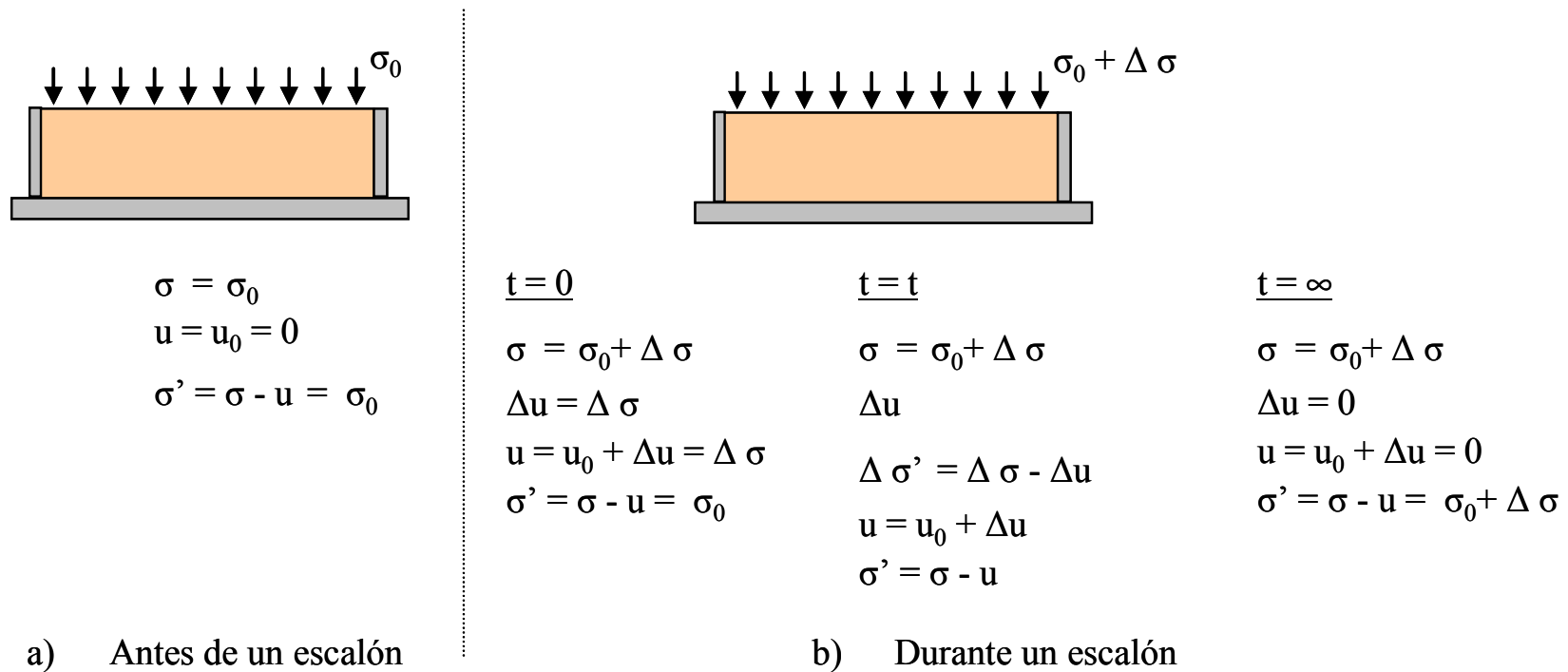


Figura 4.5. Estado tensional de la pastilla de suelo durante un escalón de carga

A partir de ese momento comienza la fase de consolidación, durante la cual se produce el drenaje, teniendo lugar la disipación del exceso de presiones intersticiales Δu . Esta fase dura hasta que se llega a disipar por completo dicho exceso ($\Delta u = 0$). A medida que las presiones intersticiales van disminuyendo, las tensiones efectivas en el suelo van aumentando en el mismo valor, de forma que en todo momento $\sigma = \sigma' + u$. Así, para un tiempo t , en el que la presión intersticial sea Δu ($0 \leq \Delta u \leq \Delta \sigma$), el estado tensional es:

$$\begin{aligned}
 \Delta \sigma' &= \Delta \sigma - \Delta u \\
 \sigma &= \sigma_0 + \Delta \sigma \\
 \sigma' &= \sigma'_0 + \Delta \sigma' = \sigma_0 + \Delta \sigma' \\
 u &= u_0 + \Delta u = 0 + \Delta u = \Delta u \\
 \varepsilon_{vol} &= \frac{\Delta \sigma'}{K_{esq.sólido}}
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

Cuando se completa la disipación del exceso de presiones intersticiales (en teoría en un tiempo infinito) el suelo pasa a estar consolidado a una tensión de valor $\sigma_0 + \Delta \sigma$, ya que ahora éste es el valor de la tensión efectiva en el suelo. En este momento, el estado tensional es:

$$\begin{aligned}
 \Delta u &= 0 \\
 \Delta \sigma' &= \Delta \sigma \\
 \sigma &= \sigma_0 + \Delta \sigma \\
 \sigma' &= \sigma'_0 + \Delta \sigma' = \sigma_0 + \Delta \sigma = \sigma \\
 u &= u_0 + \Delta u = 0 \\
 \varepsilon_{vol} &= \frac{\Delta \sigma'}{K_{esq.sólido}} = \frac{\Delta \sigma}{K_{esq.sólido}}
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

Este proceso se repite en cada uno de los escalones de carga del ensayo edométrico.

4.3 DEFORMACIONES FINALES. CURVA EDMÉTRICA

Como ya se ha comentado, durante el ensayo edométrico se van tomando medidas del acortamiento (reducción de altura) que sufre una pastilla de suelo durante los sucesivos escalones de carga y descarga. Se pueden establecer parejas de valores (L, σ') siendo L la lectura del medidor de asientos en un tiempo correspondiente al final de cada escalón y σ' la tensión efectiva de la muestra en ese momento.

Estas parejas de valores (L, σ') se suelen transformar en valores (e, σ') , siendo e el valor del índice de poros de la muestra al final de cada escalón. Esto es posible mediante la relación que se establece a continuación entre el valor de la lectura del medidor de asientos y el de índice de poros.

Como el área de la muestra es constante, las variaciones de volumen están directamente relacionadas con las variaciones de altura de pastilla (H) y con las variaciones del índice de poros (ya que los cambios de volumen son debidos a cambios en el volumen de poros). La relación entre estas tres variables se puede establecer entre dos estados tensionales 1 y 2 de la siguiente forma:

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V_1} = \frac{\Delta H}{H_1} = \frac{\Delta e}{1 + e_1} \quad (\Delta e = e_2 - e_1) \quad (4.5)$$

Evidentemente, la relación anterior establecida con respecto a la situación 1, se podría haber establecido con respecto a la situación 2.

Considerando como situación de referencia el final del ensayo edométrico se tiene:

$$\frac{\Delta e}{1 + e_f} = \frac{\Delta H}{H_f} \quad (\Delta e = e - e_f) \quad (4.6)$$

donde e es el índice de poros correspondiente al final de un determinado escalón.

El índice de poros al final del ensayo está relacionado con la humedad en ese momento a través de la expresión (sólo válida en condiciones saturadas):

$$e_f = w_f \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (4.7)$$

y los valores de las alturas de pastilla al final de cada uno de los escalones se obtienen a partir de las medidas L .

Por tanto, para hallar el índice de poros al final de cada escalón y poder tener las parejas de valores (e , σ), es necesario haber determinado la humedad al final del ensayo. Otra alternativa sería obtener la humedad al principio del ensayo, y establecer todo el desarrollo anterior partiendo de la situación inicial en vez de la final. De las dos opciones suele ser más usual basarse en el final del ensayo, ya que en ese momento puede considerarse que la muestra está saturada (ha pasado varios días en contacto con el agua y bajo una presión muy fuerte), aspecto que puede no ser así al principio del ensayo.

4.3.1 Representación de la curva edométrica. Muestra perfecta. Suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados.

Una vez indicada en el apartado anterior la forma de obtener las parejas de valores (e, σ') , se describe a continuación la forma usual de representarlos. Dicha representación se realiza mediante la denominada curva edométrica, en la que se sitúan en abscisas las presiones efectivas y en ordenadas el índice de poros alcanzado al final del período de consolidación correspondiente a una determinada presión. En la Figura 4.6 se representa la curva edométrica de una "muestra perfecta" (arcilla amasada a gran humedad para evitar efectos de alteración) en coordenadas naturales. Como se puede apreciar, en el ensayo se han realizado distintos escalones de carga, descarga y recarga. Las distintas ramas de la curva edométrica reciben los siguientes nombres: rama de compresión noval, rama de descarga y rama de recarga.

En la curva se observa que las deformaciones van siendo menores para un mismo incremento de presión, al aumentar ésta, es decir, el suelo se rigidiza. Por tanto, el módulo de deformación no es constante para los distintos niveles de carga.

También se puede observar que tanto en descarga como en recarga el suelo es más rígido que en carga. Además, en la descarga no se recuperan más que un porcentaje de los asientos generados durante la carga, por lo que se producen deformaciones plásticas remanentes.

La representación más usual de la curva edométrica es emplear escala logarítmica para las presiones, obteniéndose entonces una curva como la de la Figura 4.7. En este caso las distintas ramas son aproximadamente rectas. La rama de compresión noval se representa mediante una ecuación del tipo:

$$e_1 - e = C_c \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma'_1} \quad (4.8)$$

C_c es una constante que recibe el nombre de índice de compresión, e_1 y σ'_1 son el índice de poros y presión efectiva de un punto de esta recta.

Cada rama de descarga se puede representar mediante una ecuación parecida, pero en este caso la constante C_s , recibe el nombre de índice de hinchamiento o de entumecimiento.

$$e_1 - e = C_s \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma'_1} \quad (4.9)$$

Como ya se ha comentado en el capítulo de tensiones en el terreno, se dice que un suelo está normalmente consolidado cuando nunca ha estado sometido a presiones efectivas superiores a las que tiene en el momento actual. En este caso la curva edométrica comienza según una rama de compresión noval. En

caso contrario se dice que el suelo está sobreconsolidado, y la curva edométrica comienza entonces según una rama de recarga hasta llegar a la presión de preconsolidación. La razón de sobreconsolidación es la relación existente entre la presión de preconsolidación y la presión efectiva actual.

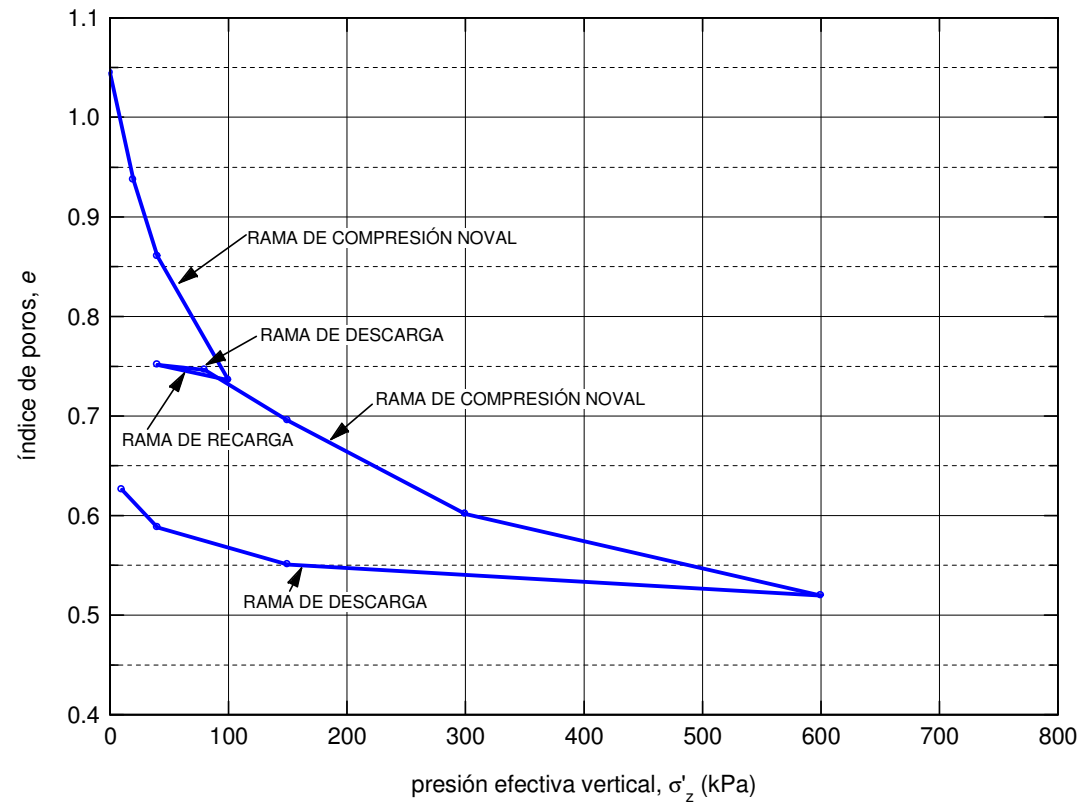


Figura 4.6. Curva edométrica de una muestra "perfecta" en coordenadas naturales

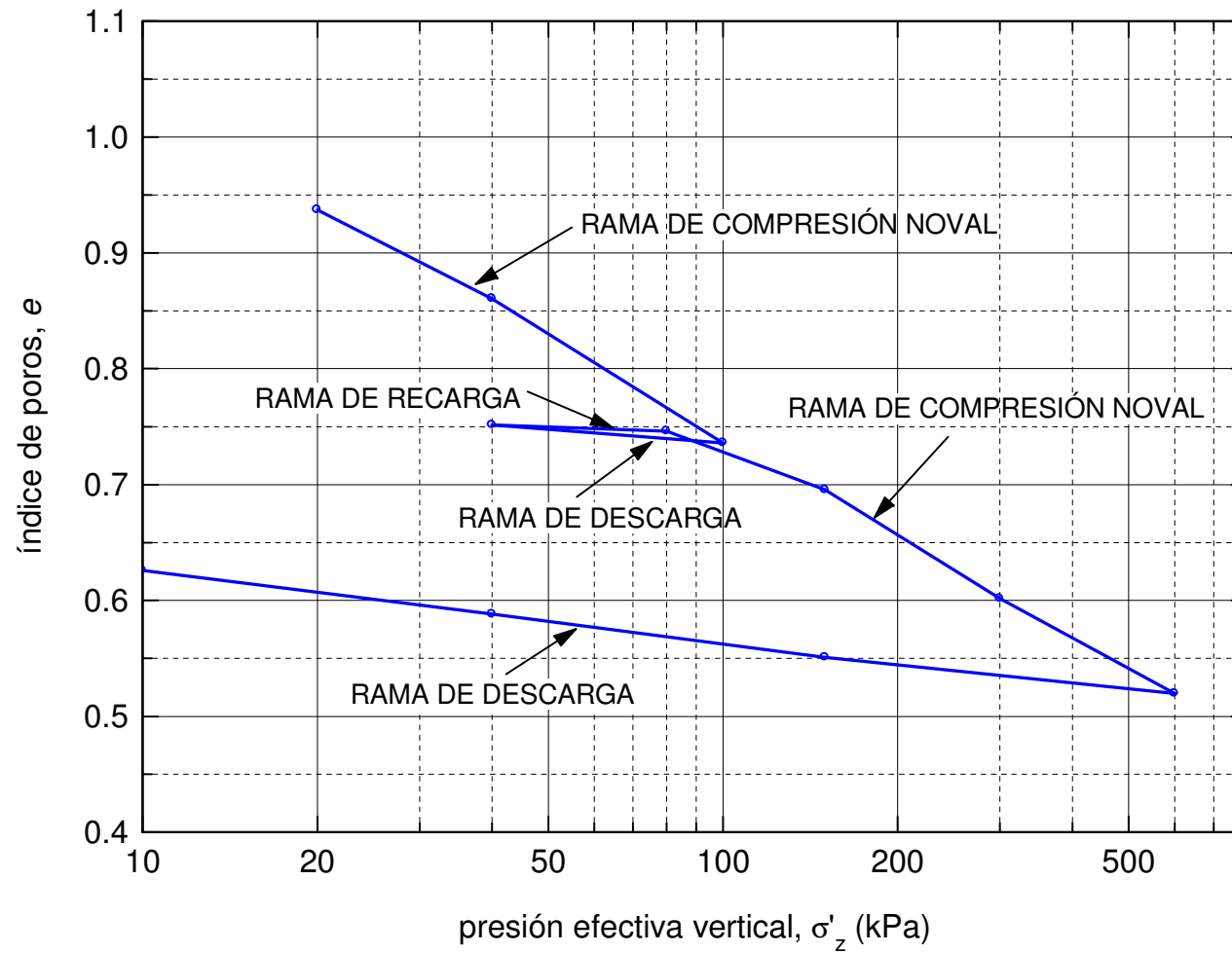


Figura 4.7. Curva edométrica en escala semilogarítmica (misma curva de Figura 4.6)

4.3.2 Estimación empírica de valores de C_c y C_s

Los valores correctos de los índices de compresión y de hinchamiento de un suelo sólo se pueden hallar mediante el ensayo edométrico. Sin embargo, existen reglas empíricas que permiten estimar su orden de magnitud. De ellas, las más conocidas son las siguientes.

Según Skempton, el índice de compresión de muestras amasadas hasta el límite líquido está relacionado con dicho límite (expresado en tanto por ciento) según la ecuación:

$$C_c = 0,007(w_L - 10) \quad (4.10)$$

En cuanto al índice de entumecimiento, C_s , suele estar comprendido entre 1/4 y 1/10 de C_c .

4.3.3 Módulo edométrico y módulo de deformación

El módulo edométrico se define como el cociente entre el incremento de presión efectiva vertical durante el ensayo edométrico y la deformación unitaria vertical que tiene lugar debido a dicho incremento de presión.

$$E_m = \frac{\Delta \sigma'}{\varepsilon} \quad (4.11)$$

Como ya se ha comentado, el valor del módulo edométrico varia mucho con el intervalo de presiones, aumentando para un mismo incremento de presión, al aumentar ésta.

También se define el módulo edométrico instantáneo como:

$$E_{mi} = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} = -\frac{d\sigma'}{de} \cdot (1 + e) \quad (4.12)$$

Si el suelo es una arcilla normalmente consolidada:

$$e = e_0 - C_c \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (4.13)$$

Derivando la expresión anterior y sustituyendo en la de E_{mi} se obtiene:

$$E_{mi} = \frac{(1 + e) \cdot \sigma'}{0,434 \cdot C_c} \quad (4.14)$$

Es importante tener en cuenta que el módulo edométrico no es equivalente al módulo de deformación lineal, E , ya que éste se determina sobre una probeta en compresión simple, libre lateralmente para dilatarse, que no es el caso del edómetro. Estableciendo la relación entre la ley tensión deformación elástica en un caso genérico como la compresión simple, y un caso de deformación lateral nula como el edómetro, se obtiene, en función del valor del coeficiente de Poisson ν , la siguiente relación:

$$E = E_m \cdot \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} \quad (4.15)$$

Es muy usual definir también la deformabilidad del suelo por su coeficiente de compresibilidad m_v , que es el inverso de E_m .

4.3.4 Muestras reales, inalteradas y amasadas. Curva de compresión en el terreno. Presión de preconsolidación

Los ensayos que se realizan en suelos para determinar propiedades que dependen de su estructura, como es el ensayo edométrico, han de hacerse, para que sus resultados tengan interpretación directa, con muestras inalteradas, en las que se ha conservado la estructura natural del terreno en lo posible, sin perturbación hasta el momento del ensayo.

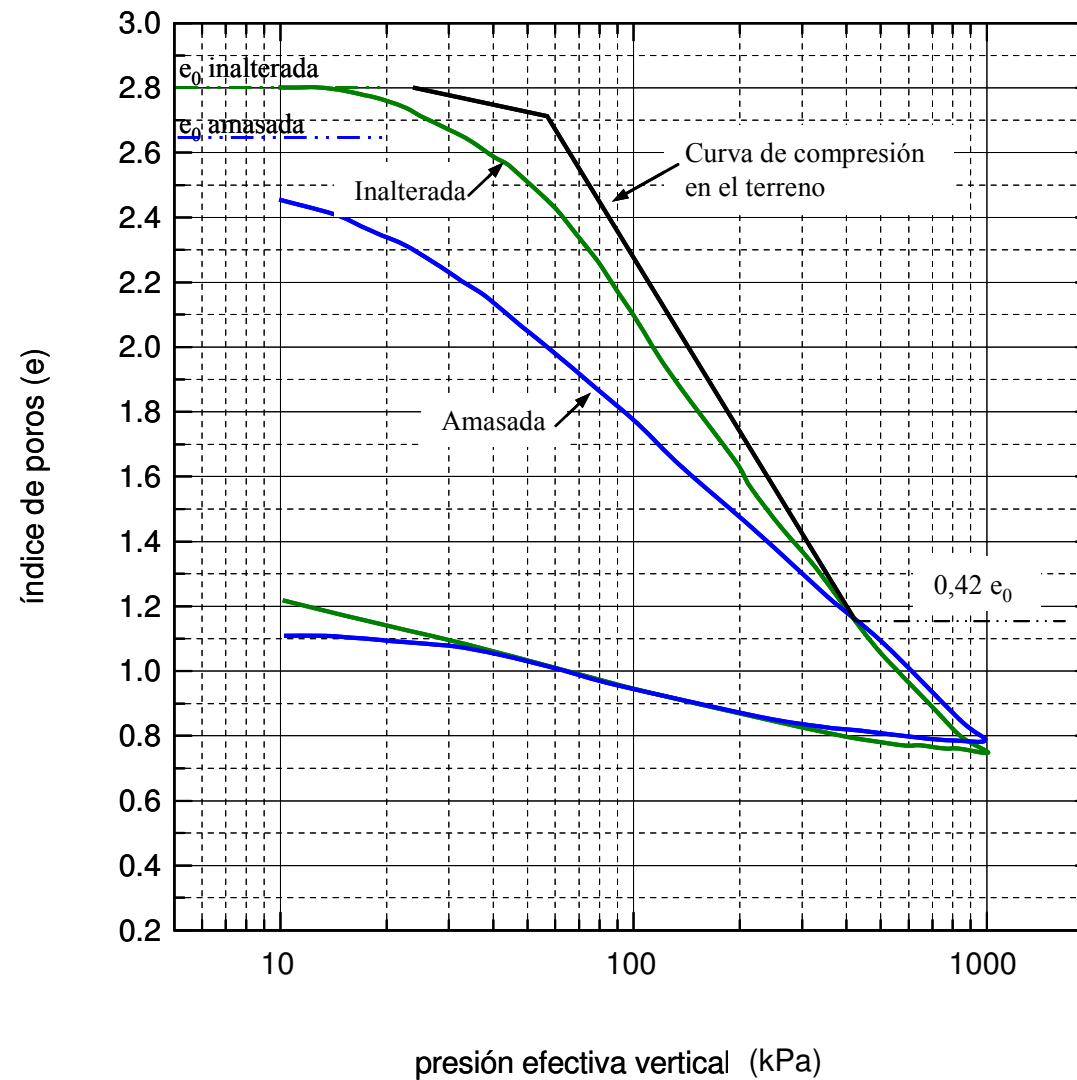


Figura 4.8. Curvas edométricas de muestra inalterada, amasada y curva de compresión en el terreno

Sin embargo, no existen muestras completamente inalteradas. Los procedimientos de toma de muestra producen cierta perturbación. La máxima perturbación de una muestra sería su amasado total. La perturbación de la muestra supone:

- disminución del índice de poros para una presión vertical dada
- se oscurece la historia de tensiones del suelo y su presión de preconsolidación
- la pendiente de la rama noval, es decir su índice de compresión, disminuye

En cuanto a la rama de descarga, no sufre cambio apreciable con el amasado.

Sin embargo, lo que interesa obtener a partir de un ensayo edométrico es la curva de compresión en el terreno que es la que proporciona los valores de los coeficientes C_c , C_s y la presión de preconsolidación en su caso. Para ello, es necesario eliminar los efectos de la perturbación. En la Figura 4.8 se muestran las curvas edométricas correspondientes a una muestra inalterada, una amasada y la correspondiente al terreno. El proceso que se sigue en la práctica consiste en, a partir de la curva edométrica obtenida en el ensayo de laboratorio, obtener la curva correspondiente a la compresión en el terreno mediante una serie de correcciones.

Para ello se ha de tener en cuenta lo siguiente. Se ha observado que las prolongaciones de la recta inicial de la rama noval de la curva edométrica para una muestra con distintos grados de perturbación, van a parar aproximadamente a un mismo punto. Según Schmertmann, estadísticamente el punto corresponde como

media a un 42% del valor inicial del índice de poros. En esta propiedad se basan las correcciones de la curva edométrica.

La corrección en el caso de muestras normalmente consolidadas consiste, según lo anterior, en lo siguiente. Se toma el punto de coordenadas (e_0, σ'_0) correspondiente al índice de poros y tensión efectiva del punto del terreno de donde se extrajo la muestra, y este punto se une con el punto de la curva obtenida en el ensayo edométrico correspondiente a un valor de índice de poros de $0,42 e_0$ (corrección de Schmertmann). Esta construcción se representa en la Figura 4.9, donde se muestra la curva edométrica obtenida en el ensayo, y la corregida correspondiente a la curva de compresión en el terreno.

En el caso de muestras sobreconsolidadas, la corrección de la curva edométrica de laboratorio para obtener la de compresión en el terreno pasa por la obtención de la presión de preconsolidación. El método más sencillo para dicha obtención es debido a Casagrande, y consiste en lo siguiente (Figura 4.10).

A partir del punto de máxima curvatura, A , se traza la tangente a la curva edométrica AB y la horizontal AC . Se halla la bisectriz, AD , del ángulo formado por estas dos rectas. La intersección de esta bisectriz con la prolongación hacia atrás de la rama de consolidación normal da el punto, E , cuya abscisa es la presión de preconsolidación σ'_c . Para realizar esta construcción la curva edométrica debe estar representada en

coordenadas semilogarítmicas y a una escala normal, pues la posición del punto A depende de la escala adoptada.

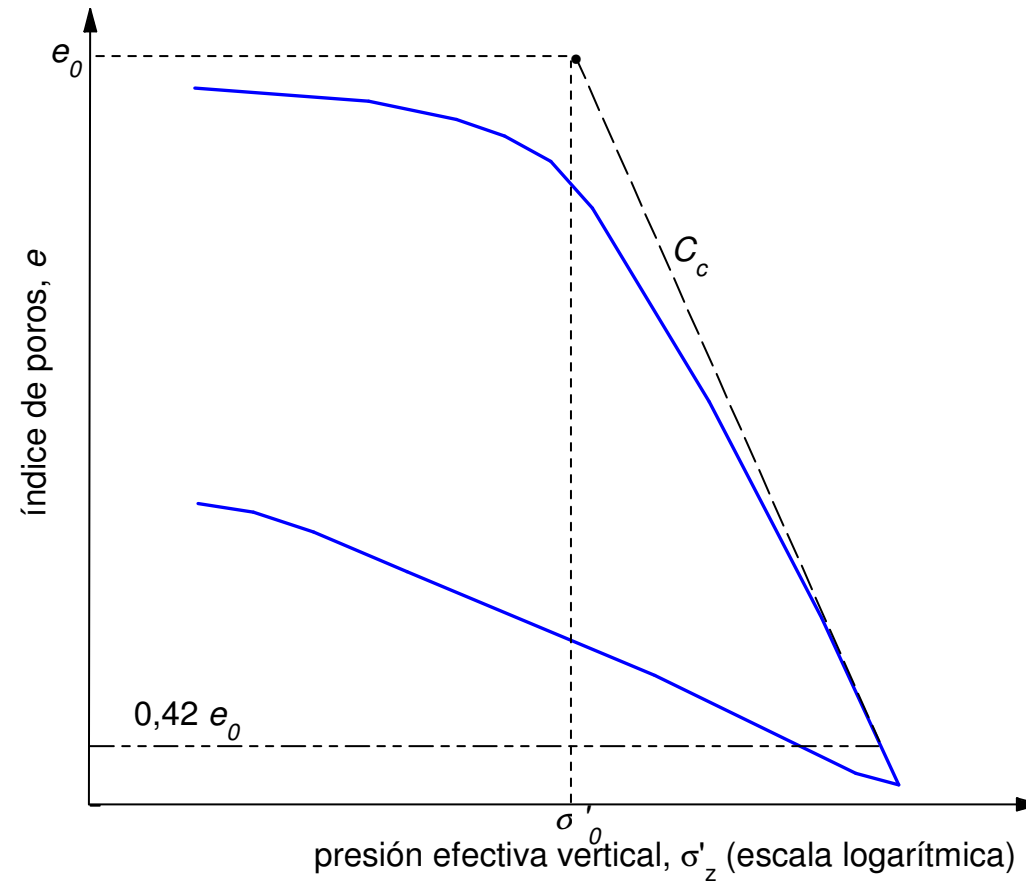


Figura 4.9. Corrección de Schmertmann

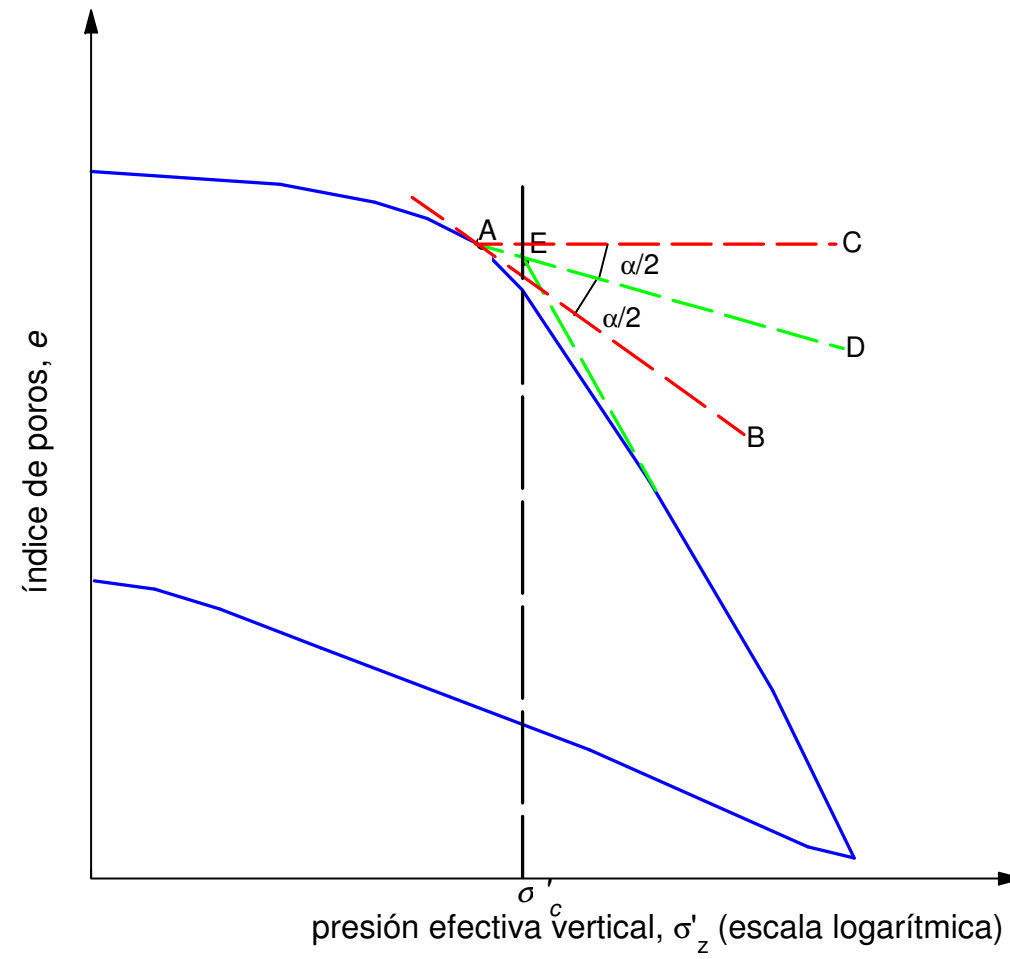


Figura 4.10. Corrección de Casagrande

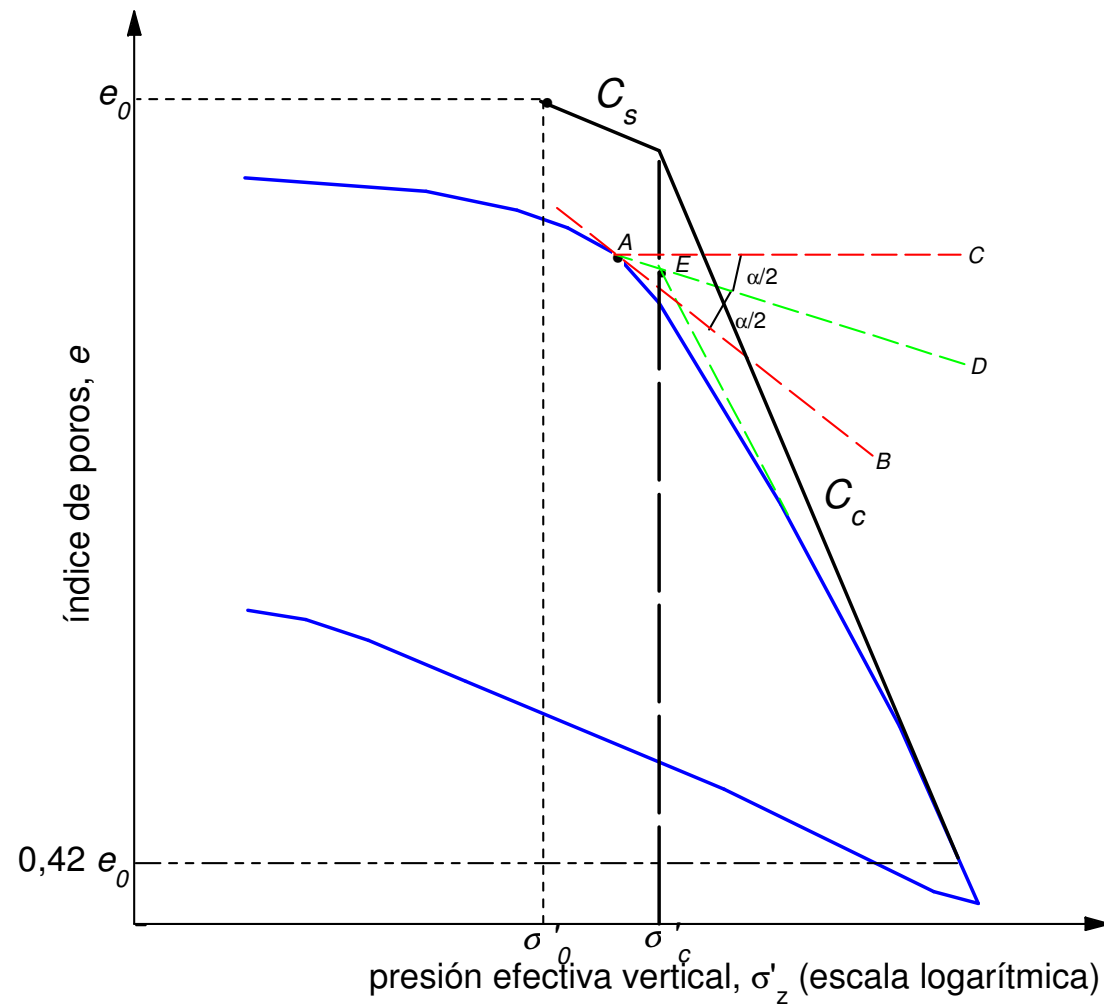


Figura 4.11. Corrección de la curva edométrica de un suelo sobreconsolidado

Una vez obtenida la abscisa de la presión de preconsolidación se realiza la corrección según Schmertmann (Figura 4.11). Por el punto (e_0, σ'_0) correspondiente al índice de poros y tensión efectiva del punto del terreno de donde se extrajo la muestra se traza una paralela a la rama de descarga (ya se ha comentado que las ramas de descarga no sufre cambios con el amasado) hasta cortar a la línea $\sigma' = \sigma'_c$. Se obtiene así la rama de recarga. A continuación se une dicho punto con el de la curva edométrica correspondiente a $0,42 e_0$.

Si una arcilla está normalmente consolidada, el punto (e_0, σ'_0) se encuentra situado a la derecha de la prolongación hacia atrás de la rama de compresión normal. Si, por el contrario, la presión de preconsolidación es mucho mayor que la actual, dicho punto estará situado a la izquierda de la citada recta.

Una vez obtenida la curva de compresión en el terreno, a partir de la correspondiente al ensayo edométrico según se ha descrito anteriormente, se determinan los valores de C_c , C_s y σ'_c en su caso.

4.3.5 Aplicación al terreno. Cálculo del asiento a partir de ensayos edométricos

Con el conocimiento adquirido hasta el momento sobre el ensayo edométrico, es posible calcular el asiento que se producirá en el terreno debido a la actuación de una carga en los casos en que se pueda considerar la consolidación unidimensional (ver apartado 4.1).

Con las muestras disponibles habrá que obtener unos valores representativos del estrato, correspondientes a C_c , C_s y presión de preconsolidación. A partir de dichos valores y de los del índice de poros e_0 y tensión efectiva vertical σ'_0 correspondientes al punto medio del estrato (representativo de todo él), el asiento se puede evaluar mediante la expresión:

$$s = \varepsilon \cdot H \quad (4.16)$$

siendo $\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$ la deformación unitaria y H el espesor del estrato deformable.

El valor de Δe viene dado por:

$$\Delta e = \begin{cases} C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) & \text{para suelos normalmente consolidados} \\ C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right) & \text{para suelos sobre consolidados} \end{cases} \quad (4.17)$$

Si el estrato es de gran espesor se puede dividir en capas y aplicar lo anterior a cada una de ellas, de forma que el asiento sería la suma del correspondiente a cada una de las capas.

4.4 PROCESOS DE SOBRECONSOLIDACIÓN DEL TERRENO

Existen distintas circunstancias o procesos que dan lugar a una sobreconsolidación del terreno natural in situ. A continuación se comentan alguna de ellas.

4.4.1 Eliminación de cargas existentes sobre el terreno

Esto da lugar a una sobreconsolidación del terreno, ya que éste se encuentra sometido en su nueva situación a unas tensiones efectivas verticales menores de las que tenía antes de la eliminación o reducción de la carga (Figura 4.12). Circunstancias naturales pueden ser, por ejemplo, fenómenos de erosión de la superficie del terreno, eliminación de una determinada capa de hielo en zonas glaciares, etc.

4.4.2 Variaciones de la posición del nivel freático

Si en un terreno el nivel freático desciende y luego vuelve a ascender, se produce una sobreconsolidación del terreno. El descenso del nivel freático hace que las tensiones efectivas en el terreno aumenten. El posterior ascenso tiene como consecuencia una disminución de las tensiones efectivas, resultando que el terreno se encuentra con un nivel tensional inferior al máximo alcanzado a lo largo de su historia (Figura 4.13).

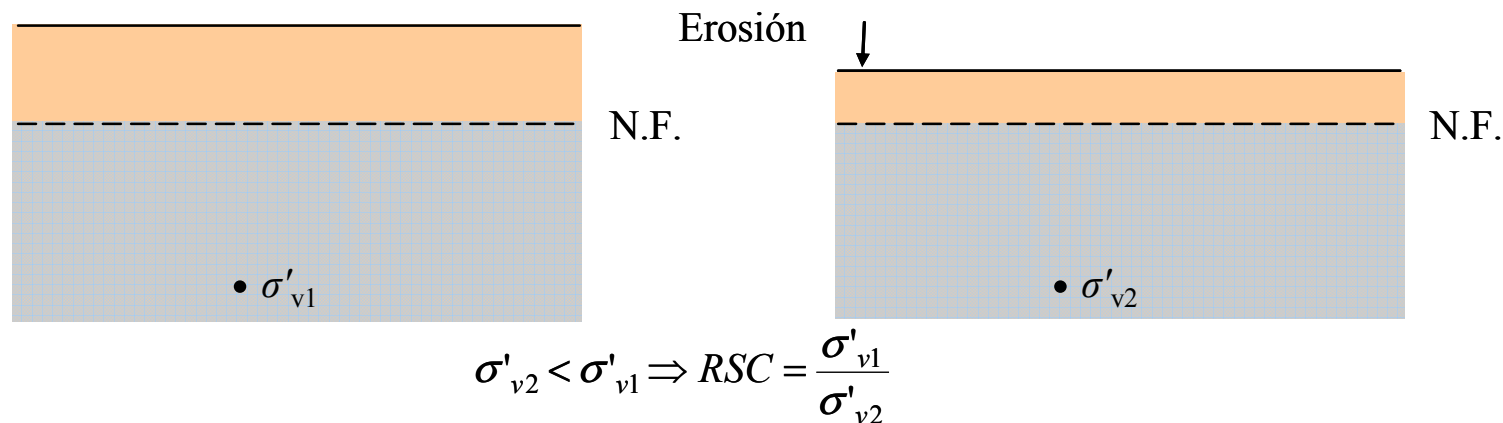


Figura 4.12. Sobreconsolidación del terreno por erosión

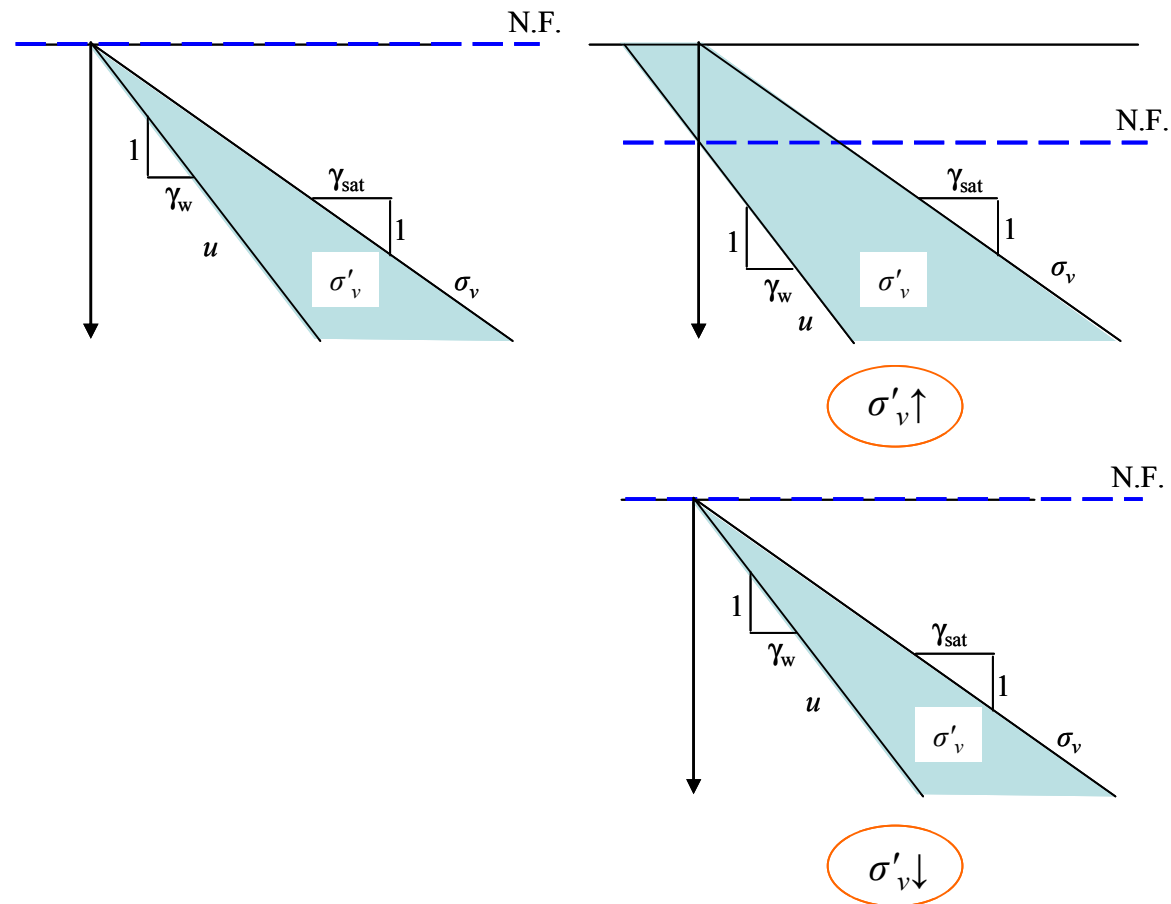


Figura 4.13. Sobreconsolidación del terreno por variaciones del nivel freático

4.4.3 Sobreconsolidación por envejecimiento

Si se carga un terreno hasta una determinada tensión efectiva σ' y se deja en esa situación mucho tiempo, el terreno continua asentando y lo hace sin que varíe su tensión efectiva (fenómeno de consolidación secundaria, ver apartado 4.5.3.1). Esto supone que el punto representativo del terreno en ejes σ', e (curva edométrica) pasa de la situación 1 reflejada en la Figura 4.14, a la situación 2. Si, con posterioridad, se produce un incremento de tensión $\Delta\sigma$ sobre el terreno, el comportamiento de éste hace que su curva edométrica tienda hacia la curva de carga noval, y lo hace acercándose a ella con pendiente aproximadamente C_s . Por tanto, debido a la situación de carga mantenida en el tiempo sin variar, se produce un comportamiento similar al que correspondería a un suelo sobreconsolidado, sin que exista presión de preconsolidación y cuya razón de sobreconsolidación se mantenga igual a la unidad. Se puede hablar de una sobreconsolidación ficticia del terreno, que se denomina sobreconsolidación por envejecimiento.

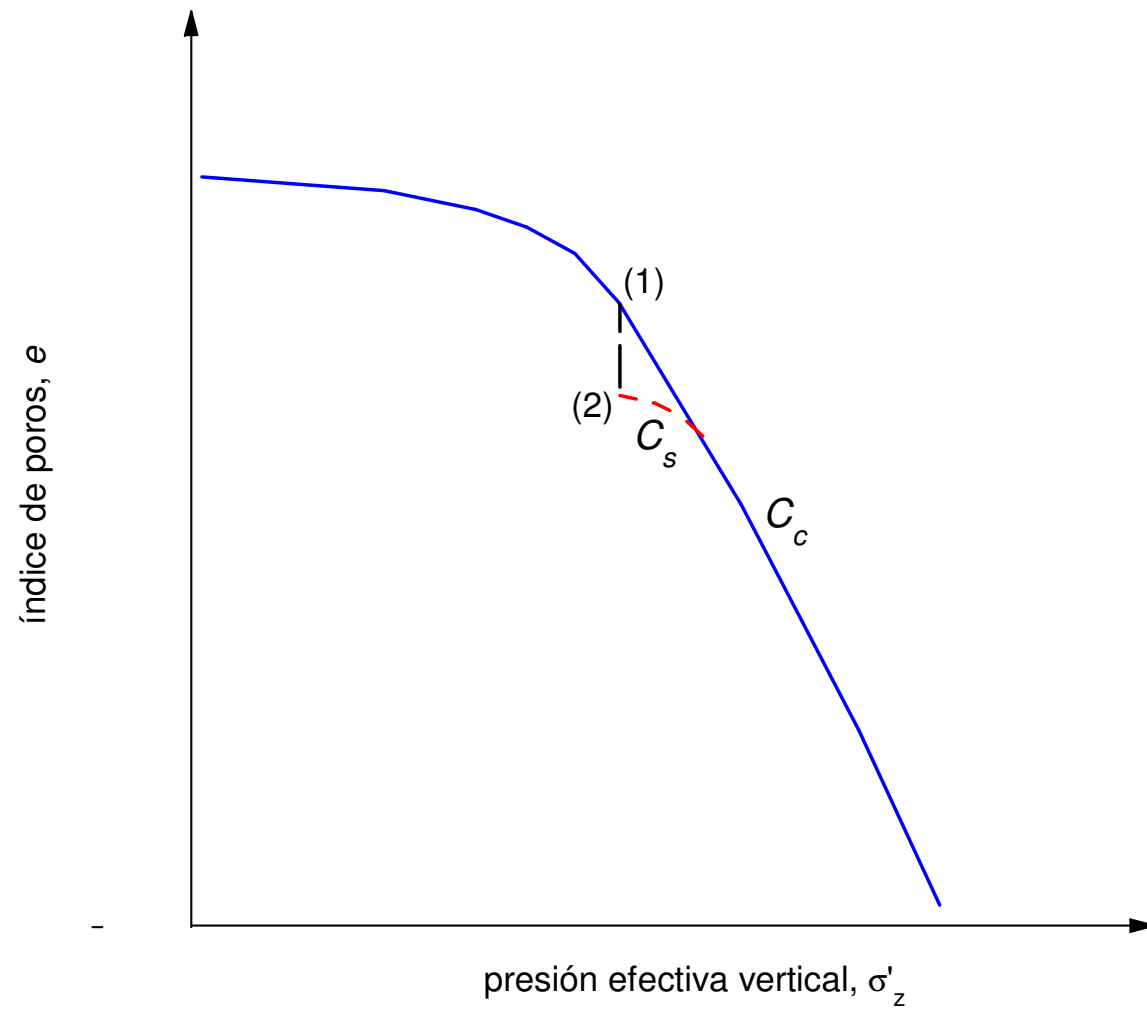


Figura 4.14. Sobreconsolidación del terreno por envejecimiento

4.4.4 Sobreconsolidación por precarga

La gran deformabilidad de los suelos blandos hace que los asentamientos producidos por una determinada estructura o relleno, puedan ser excesivamente elevados para que se consideren aceptables desde un punto de vista estructural o funcional.

Una solución puede ser un tratamiento de precarga sobre el terreno. Consiste en precomprimir el terreno como paso previo a la ejecución de la obra definitiva, con el fin de reducir o eliminar los asentamientos que dicha obra produzca. Generalmente esta precompresión se establece mediante la ejecución de un relleno de tierras, que posteriormente se elimina.

La sobrecarga a aplicar durante el tratamiento ($\Delta\sigma_{\text{precarga}}$) debe ser igual o, preferiblemente, superior al incremento de tensión que se transmitirá al terreno por efecto de las cargas de la estructura o relleno definitivo ($\Delta\sigma_{\text{proyecto}}$).

En lo que sigue se considera, en toda situación, que se disipa totalmente el exceso de presiones intersticiales generado por las variaciones tensionales. La aplicación de la precarga hace que el punto representativo del terreno en ejes σ', e (curva edométrica) pase de la situación inicial (σ'_0, e_0) reflejada en la Figura 4.15 como punto 1 a la situación ($\sigma'_{\text{precarga}}, e_{\text{precarga}}$), siendo $\sigma'_{\text{precarga}} = \sigma'_0 + \Delta\sigma_{\text{precarga}}$ (punto 2). Al terminar el período de tratamiento, se elimina la sobrecarga dada y el punto representativo del estado del

terreno se mueve por una rama de descarga hasta la abscisa de la tensión inicial σ'_0 (punto 3). Posteriormente, al construir la estructura proyectada, el estado tensional se incrementa hasta la tensión definitiva ($\sigma'_{\text{proyecto}} = \sigma'_0 + \Delta\sigma_{\text{proyecto}}$), pero lo hace desde el punto 3 según una rama de recarga hasta llegar al punto 4 de la figura. Con ello se ha conseguido:

- reducir el asiento que experimenta la estructura respecto al que se hubiera producido en el caso de no efectuar el tratamiento.
- proporcionar al terreno una sobreconsolidación (caso de que $\Delta\sigma_{\text{precarga}} > \Delta\sigma_{\text{proyecto}}$) que reduce la posibilidad de asientos adicionales por consolidación secundaria.

En el caso de que la obra definitiva sea un terraplén, sólo es necesario eliminar la altura sobrante del terraplén de precarga. La trayectoria del estado del terreno va por la rama de descarga desde la tensión $\sigma'_{\text{precarga}}$ (punto 2) a la tensión $\sigma'_{\text{proyecto}}$ (punto 4), produciéndose un pequeño levantamiento del terreno.

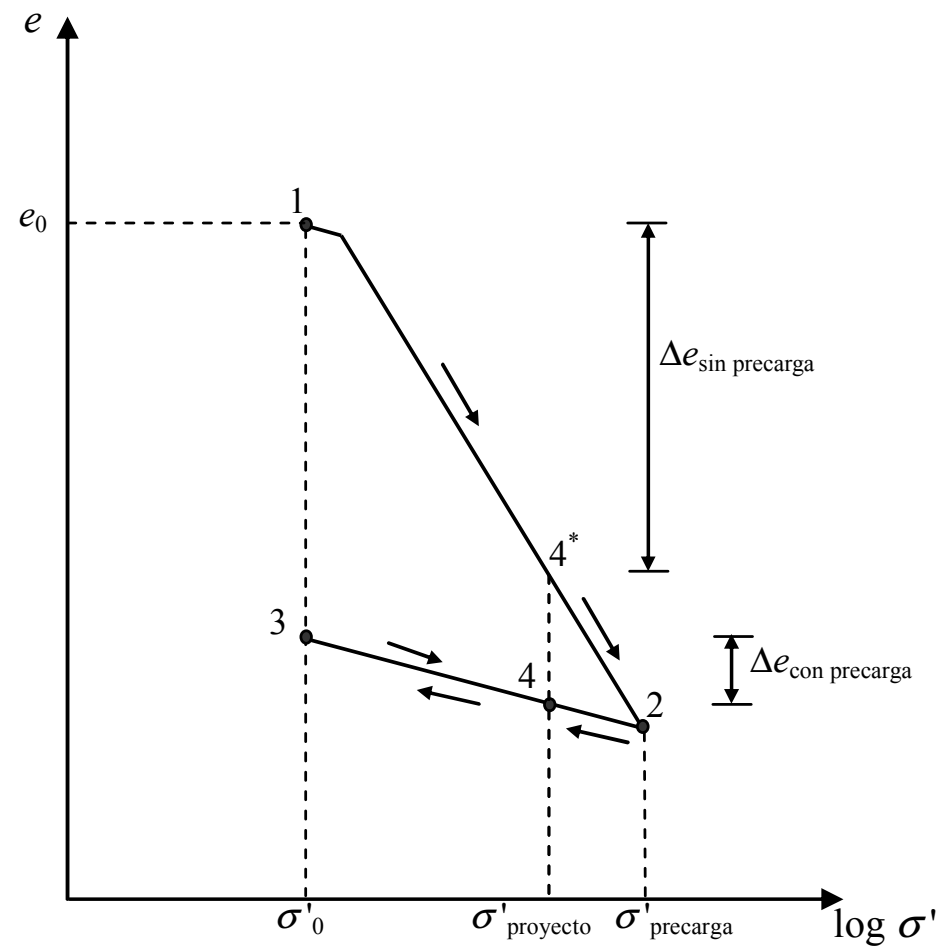


Figura 4.15. Curva edométrica en el caso de precarga

4.5 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL. TEORÍA DE TERZAGHI-FRÖLICH

Para que un suelo saturado cambie de volumen debido a la acción de una carga externa, es necesario que expulse agua hasta que la presión intersticial en exceso generada debido a dicha carga se anule. Dado que la velocidad de expulsión de agua depende de la permeabilidad del suelo, y ésta puede ser muy pequeña, el tiempo necesario para llegar al equilibrio puede ser muy largo. A este proceso de disipación del exceso de presión intersticial se le denomina consolidación, o más propiamente "consolidación primaria" (para distinguirla de la secundaria, que se describirá más adelante).

La consolidación primaria unidimensional puede ser estudiada por medio de la teoría de Terzaghi-Frölich.

4.5.1 Teoría de Terzaghi-Frölich. Consolidación primaria

4.5.1.1 Introducción al fenómeno

Una muestra de arcilla saturada colocada en un edómetro que drena por una cara, puede ser comparada con una serie de tabiques agujereados separados por muelles (Jiménez y Justo, 1975). Los muelles representan la deformabilidad del esqueleto sólido, y los tabiques perforados su permeabilidad al agua. En

esta situación, si se conectan unos tubos piezométricos a distintas alturas de la pastilla de arcilla, en todos ellos el nivel de agua alcanzará la cota correspondiente a la cara superior de dicha pastilla. Si se aplica bruscamente un incremento de presión $\Delta\sigma$ sobre el diafragma superior, en el momento inicial el agua llenará todavía el mismo volumen que al principio, y como es, en la práctica, infinitamente menos compresible que los muelles, toda la carga la soportará ella, y tomará en todos los espacios entre diafragmas un incremento de presión igual a $\Delta\sigma$, el cual será registrado por la correspondiente elevación de nivel en los tubos piezométricos. El agua en todos ellos llegará a la misma altura, estando el nivel en una recta horizontal que llamaremos C_0 (altura $\frac{\Delta\sigma}{\gamma_w}$).

En todos los diafragmas, la presión del agua es igual a ambos lados, por lo que están en equilibrio, salvo el superior, en el que la presión del agua es nula por encima. Entonces, el agua situada en el compartimento superior empezará a escapar por los agujeros; con esto, el diafragma superior descenderá y los muelles recogerán una parte de la carga; al mismo tiempo, el incremento de presión de agua bajará en dicho compartimento a Δu_{11} , mientras que la fuerza soportada por los muelles equivaldrá a una carga uniformemente repartida $\Delta\sigma'_{11}$. Con esto, el segundo diafragma deja de estar en equilibrio, lo que se traducirá también en un movimiento del agua hacia arriba: el incremento de presión del agua descenderá de $\Delta\sigma$ a Δu_{12} y los muelles recogerán una fuerza equivalente a la presión $\Delta\sigma'_{12}$.

Las mismas consideraciones pueden hacerse para los demás compartimentos, y, en un instante t , los incrementos de presión del agua situada entre los diafragmas serán Δu_{t1} , Δu_{t2} , Δu_{t3} e Δu_{t4} , mientras que los muelles recogerán fuerzas equivalentes a las presiones $\Delta \sigma'_{t1}$, $\Delta \sigma'_{t2}$, $\Delta \sigma'_{t3}$ e $\Delta \sigma'_{t4}$. En cada momento, si se tiene en cuenta que el proceso se desarrolla con gran lentitud, de modo que las fuerzas de inercia son absolutamente insignificantes, se cumple la condición de que la presión del agua en cada compartimento, sumada a la presión equivalente a la recogida de los muelles, es igual a $\Delta \sigma$.

En el instante t_1 , los niveles del agua en los tubos piezométricos de la figura se hallan sobre una línea C_1 . Si se continúa el experimento, el agua sigue escapando, y las presiones de la misma descendiendo. Los niveles de agua en los tubos piezométricos van componiendo sucesivamente las líneas C_2 , C_3 , etc. A estas líneas de altura piezométrica de todos los compartimentos en un momento dado se les llama isocronas.

Finalmente, todos los incrementos de presión de agua desaparecen, y la totalidad de la carga queda sostenida por los muelles que soportan una carga equivalente a la presión $\Delta \sigma$. La isocrona correspondiente (C_∞) es una recta horizontal al mismo nivel que el agua de la superficie libre en el diafragma superior.

4.5.1.2 Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

Lo anterior es un esquema ilustrativo del proceso. En realidad, el esqueleto del suelo que se deforma y los poros por los que circula el agua tienen una distribución continua en la muestra. El problema debe estudiarse por tanto a nivel diferencial, como un proceso acoplado deformación-flujo.

Se trata de plantear y resolver la ecuación diferencial correspondiente al proceso de consolidación que tiene lugar en una muestra de suelo colocada en el edómetro, sometida a una presión σ'_0 , que instantáneamente se incrementa en $\Delta\sigma$.

Aparte de las hipótesis implícitas ya planteadas en la descripción del problema, para abordar éste matemáticamente es además necesario establecer que tanto la permeabilidad como el módulo edométrico del suelo son constantes durante el proceso de consolidación. La justificación de esta hipótesis se discutirá más adelante.

Cuando se estudió el flujo a través de un medio poroso rígido, se establecieron dos condiciones:

- ley de Darcy (relación entre velocidad de filtración y gradiente hidráulico)
- conservación de la masa de agua

La primera condición sigue siendo válida en este caso:

$$\bar{v} = -k \cdot \overline{\text{grad}} \Phi \quad (4.18)$$

En aquel caso sencillo, la segunda condición se imponía considerando una superficie cerrada cualquiera, Σ , que engloba un volumen V (Figura 4.16). El flujo neto de agua a través de la superficie debía ser nulo.

Ahora, el suelo es deformable, y la condición de conservación es que el flujo neto de agua a través de Σ en un tiempo dt no es nulo, sino que debe ser igual a la deformación volumétrica del volumen V .

$$\left[\int_{\Sigma} \bar{v} \cdot \bar{n} \cdot d\Sigma \right] dt = \left[\int_V \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} \cdot dvol \right] dt \quad (4.19)$$

En virtud del teorema de Ostrogradski-Gauss:

$$\int_{\Sigma} \bar{v} \cdot \bar{n} \cdot d\Sigma = \int_V \text{div} \bar{v} \cdot dvol \quad (4.20)$$

Luego:

$$\int_V \text{div} \bar{v} \cdot dvol = \int_V \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} \cdot dvol \quad (4.21)$$

Como esto se debe cumplir para cualquier recinto V , los integrandos deben ser iguales en cualquier punto:

$$\operatorname{div} \bar{\mathbf{v}} = \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} \quad (4.22)$$

que es la expresión general de la condición de conservación de agua.

Introduciendo la ley de Darcy (ec. 4.18):

$$-\operatorname{div}(k \cdot \overline{\operatorname{grad} \Phi}) = \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} \quad (4.23)$$

Al ser la consolidación unidimensional:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{vol} &= \varepsilon_z & (\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0) \\ \overline{\operatorname{grad} \Phi} &= \frac{\partial \Phi}{\partial z} & \left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} = \frac{\partial \Phi}{\partial y} = 0 \right) \end{aligned} \quad (4.24)$$

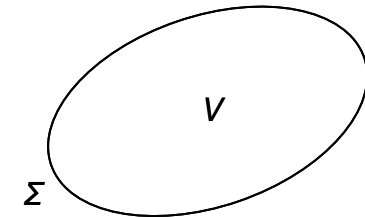


Figura 4.16. Superficie cerrada Σ que engloba un volumen V

Por otro lado:

$$\Phi = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (4.25)$$

Combinando las ecuaciones anteriores, y teniendo en cuenta que k se mantiene constante, se obtiene:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (4.26)$$

Por considerarse constante el módulo edométrico, y la compresión ser unidimensional:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{E_m} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{1}{E_m} \cdot \frac{\partial (\sigma - u)}{\partial t} \quad (4.27)$$

Como la presión total vertical no cambia con el tiempo durante el proceso de consolidación, la ecuación anterior se transforma en:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -\frac{1}{E_m} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.28)$$

Combinando las ecuaciones anteriores:

$$\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{E_m} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.29)$$

Llamando:

$$c_v = \frac{k \cdot E_m}{\gamma_w} \quad (4.30)$$

y sustituyendo en la ecuación anterior, resulta:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.31)$$

El valor de c_v recibe el nombre de coeficiente de consolidación, y tiene dimensiones (L^2T^{-1}). La ecuación anterior es la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional según la teoría de Terzaghi-Frölich.

La expresión (4.30) del coeficiente de consolidación da una cierta justificación a la hipótesis realizada de que k y E_m se consideran constantes durante la consolidación. En realidad, al irse comprimiendo el suelo su permeabilidad disminuye, y su módulo aumenta, con lo que el producto de ambos varía poco.

A la hora de poner las condiciones de contorno en los límites para resolver la ecuación diferencial es conveniente sustituir la presión intersticial, u , en la ecuación anterior, por el valor de la presión intersticial en exceso, u_e , sobre la hidrostática.

Según la anterior:

$$\begin{aligned}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} &= \frac{\partial^2 (u_e)}{\partial z^2} \\ \frac{\partial u}{\partial t} &= \frac{\partial (u_e)}{\partial t}\end{aligned}\tag{4.32}$$

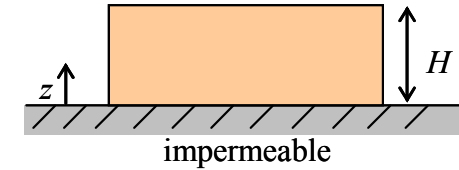
resultando:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2(u_e)}{\partial z^2} = \frac{\partial(u_e)}{\partial t} \quad (4.33)$$

Las condiciones de contorno a imponer a la ecuación anterior son:

1. Para $z = 0$, $\frac{\partial(u_e)}{\partial z} = 0$
2. Para $z = H$, $u_e = 0$
3. Para $t = 0$, $u_e = u_{ei}$

Siendo u_{ei} la presión intersticial en exceso inicial (igual a $\Delta\sigma$).



4.5.1.3 Ecuación diferencial de la consolidación primaria en forma adimensional

Se hace el siguiente cambio de variable y función:

$u_e(z,t) \rightarrow U_z(z_r, T_v)$ siendo:

$$z_r = \frac{z}{H} \quad (4.34)$$

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad (4.35)$$

T_v recibe el nombre de "factor de tiempo"

$$U_z = \frac{u_{ei} - u_e}{u_{ei}} = 1 - \frac{u_e}{u_{ei}} \quad (4.36)$$

siendo u_{ei} la presión en exceso inicial ($u_{ei} = \Delta\sigma$).

U_z se denomina "grado de consolidación" en cada punto, y, en la hipótesis de módulo edométrico constante, equivale a la deformación unitaria en el punto z en un tiempo t dividido por el valor de dicha deformación al finalizar el proceso de consolidación:

$$U_z = \frac{u_{ei} - u_e}{u_{ei}} = \frac{\Delta\sigma - u_e}{\Delta\sigma} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\sigma'_{final}} = \frac{E_m \cdot \varepsilon_{zt}}{E_m \cdot \varepsilon_{zf}} = \frac{\varepsilon_{zt}}{\varepsilon_{zf}} \quad (4.37)$$

Realizando los cambios de variable definidos, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 U_z}{\partial (z_r)^2} = \frac{\partial U_z}{\partial T_v} \quad (4.38)$$

Las condiciones de contorno se convierten en:

1. Para $z_r = 0$, $\frac{\partial U_z}{\partial (z_r)} = 0$
2. Para $z_r = 1$, $U_z = 1$
3. Para $T_v = 0$, $U_z = 0$

La solución de la ecuación anterior es del tipo:

$$U_z = U_z(z_r, T_v) \quad (4.39)$$

y para resolverla se toma, por comodidad:

$$1 - U_z = F(z_r) \cdot G(T_v) \quad (4.40)$$

resultando como solución la siguiente expresión:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2 \cdot (-1)^m}{M} \cos(M \cdot z_r) \cdot e^{-M^2 \cdot T_v} \quad (4.41)$$

donde:

$$M = \frac{\pi}{2} \cdot (2 \cdot m + 1) \quad (4.42)$$

En las ecuaciones (4.34) y (4.35), H es el máximo recorrido del agua en la pastilla de suelo durante la consolidación (la mitad del espesor de la pastilla cuando el drenaje sea por las dos caras, y el valor de la altura total de la pastilla cuando el drenaje sea sólo por una cara).

La ecuación anterior se representa en la Figura 4.17, en forma de isocronas, o curvas de $U_z=f(z_r)$ para T_v constante.

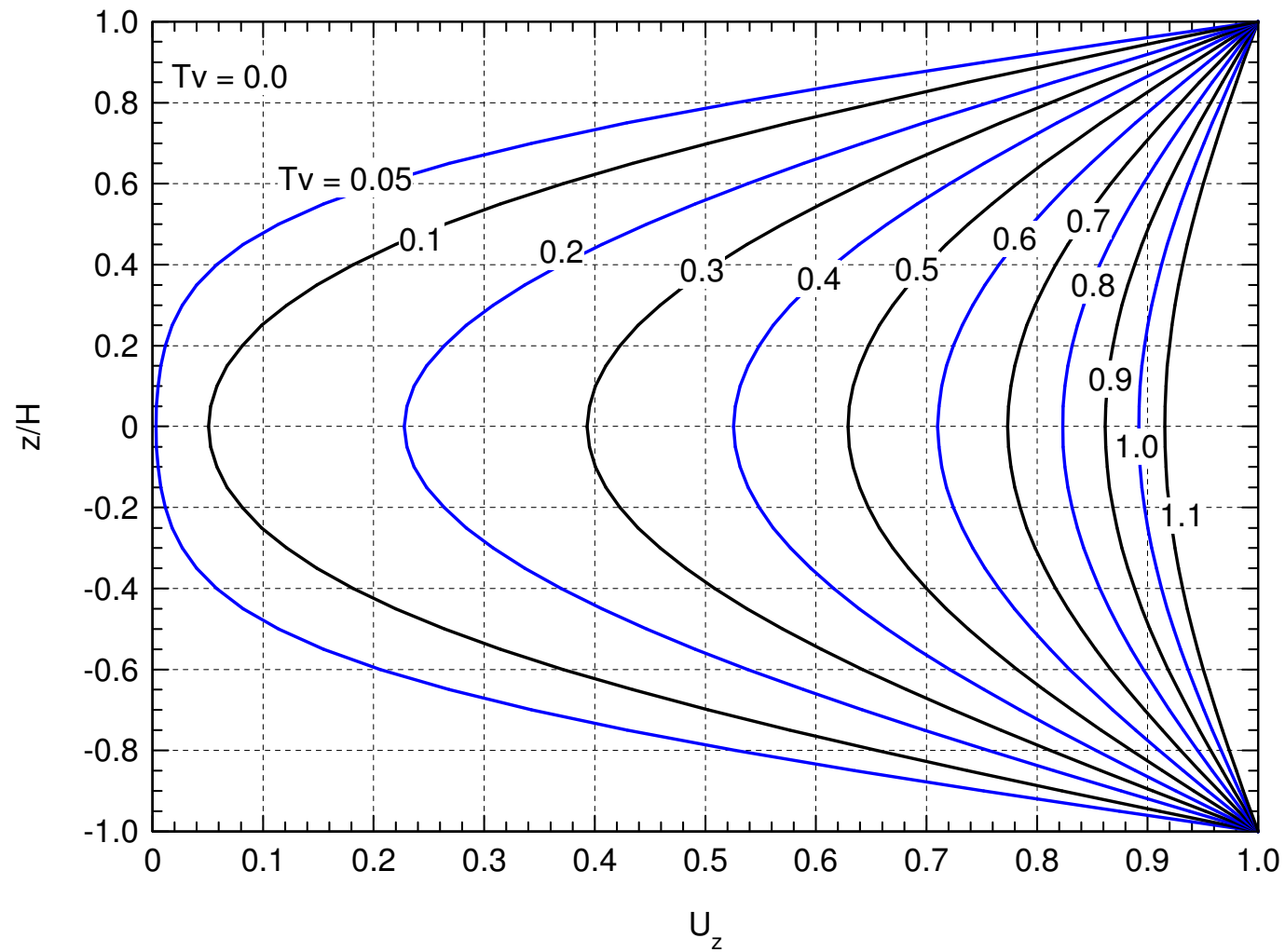


Figura 4.17. Isocronas en edómetros con drenaje por ambos lados

4.5.1.4 Grado de consolidación medio

Se define el "grado de consolidación medio" de la pastilla de suelo en un determinado instante, U , como la relación existente entre la reducción de altura de la pastilla en ese instante t y el valor final de dicha reducción o asiento.

$$U = \frac{\int \varepsilon_t \cdot dz}{\int \varepsilon_f \cdot dz} = \frac{\frac{1}{H} \cdot \int_0^H \varepsilon_{zt} \cdot dz}{\varepsilon_f} = \int_0^1 \frac{\varepsilon_{zt}}{\varepsilon_f} \cdot dz_r \quad (4.43)$$

como $U_z = \frac{\varepsilon_{zt}}{\varepsilon_f}$, resulta:

$$U = \int_0^1 U_z \cdot dz_r \quad (4.44)$$

Teniendo en cuenta la expresión anteriormente obtenida para U_z , se obtiene:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \left(\frac{2}{M^2} \cdot e^{-M^2 \cdot T_v} \right) \quad (4.45)$$

La ecuación anterior se puede representar con gran precisión mediante las siguientes expresiones (Figura 4.18):

$$U = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot T_v} \quad U < 60\% \quad (4.46)$$

$$U = 1 - 0,8106 \cdot e^{-2,4674 \cdot T_v} \quad U > 60\% \quad (4.47)$$

La primera de las ecuaciones anteriores es equivalente a decir que la primera parte de la curva coincide, aproximadamente, con una parábola.

Como orden de magnitud, el factor tiempo T_v para un grado de consolidación medio del 50% es 0,196, y 0,848 para el 90%. También se observa que la velocidad a la que se produce la consolidación es mayor al principio del proceso, reduciéndose con el tiempo.

La ecuación (4.44) indica que el área encerrada en la Figura 4.17 entre una isocrona y el eje de las z/H es igual a U .

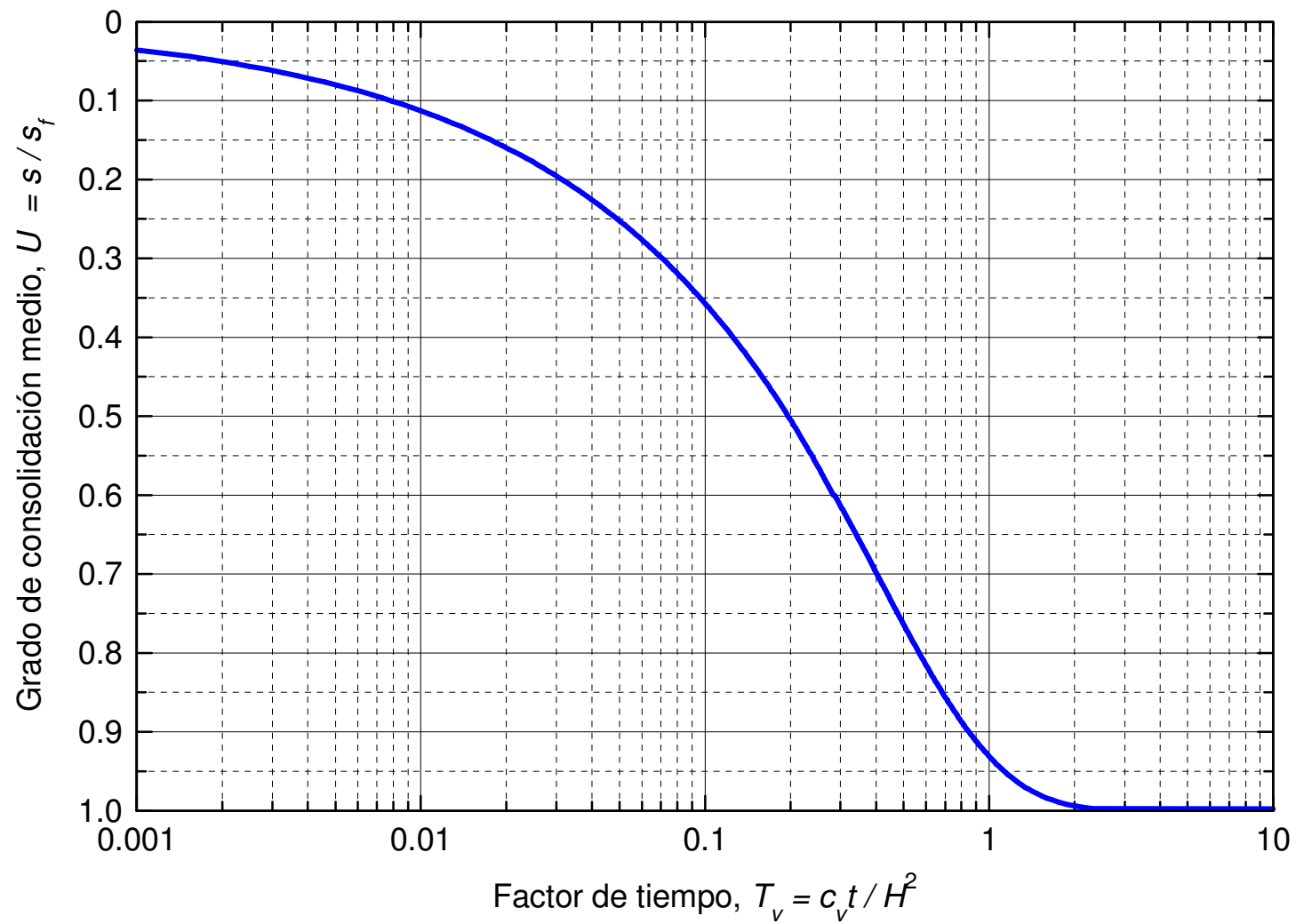


Figura 4.18. Curva teórica de consolidación (escala logarítmica tiempos)

4.5.2 Curvas de consolidación de un suelo

Los resultados de un ensayo edométrico, proporcionan, además de la curva edométrica ya comentada, una curva de consolidación para cada uno de los escalones de carga que se realicen durante un ensayo edométrico. En estas curvas, se representa en el eje de abscisa el tiempo y en el de ordenadas el asiento producido hasta el momento. En la Figura 4.19 se muestra un ejemplo de una curva de consolidación correspondiente a un determinado escalón de carga (L_i es la lectura correspondiente al final del escalón anterior).

4.5.3 Obtención del coeficiente de consolidación a partir de la curva deformación-tiempo. Ajuste de las curvas

En principio, se trata de determinar el valor de c_v que proporcione un ajuste lo más adecuado posible de la curva teórica (Figura 4.18) a la real obtenida en el ensayo (Figura 4.19, p. ej.).

Así, si en la curva de la Figura 4.19 se divide el asiento en cada instante por el valor del asiento final, se tendrá en el eje de ordenadas el grado de consolidación medio U . Con el eje de abscisas, habría que multiplicar los tiempos por el factor (c_v / H^2) . Por lo tanto, se trata de elegir el factor de escala de tiempos que mejor ajuste proporcione con la curva teórica.

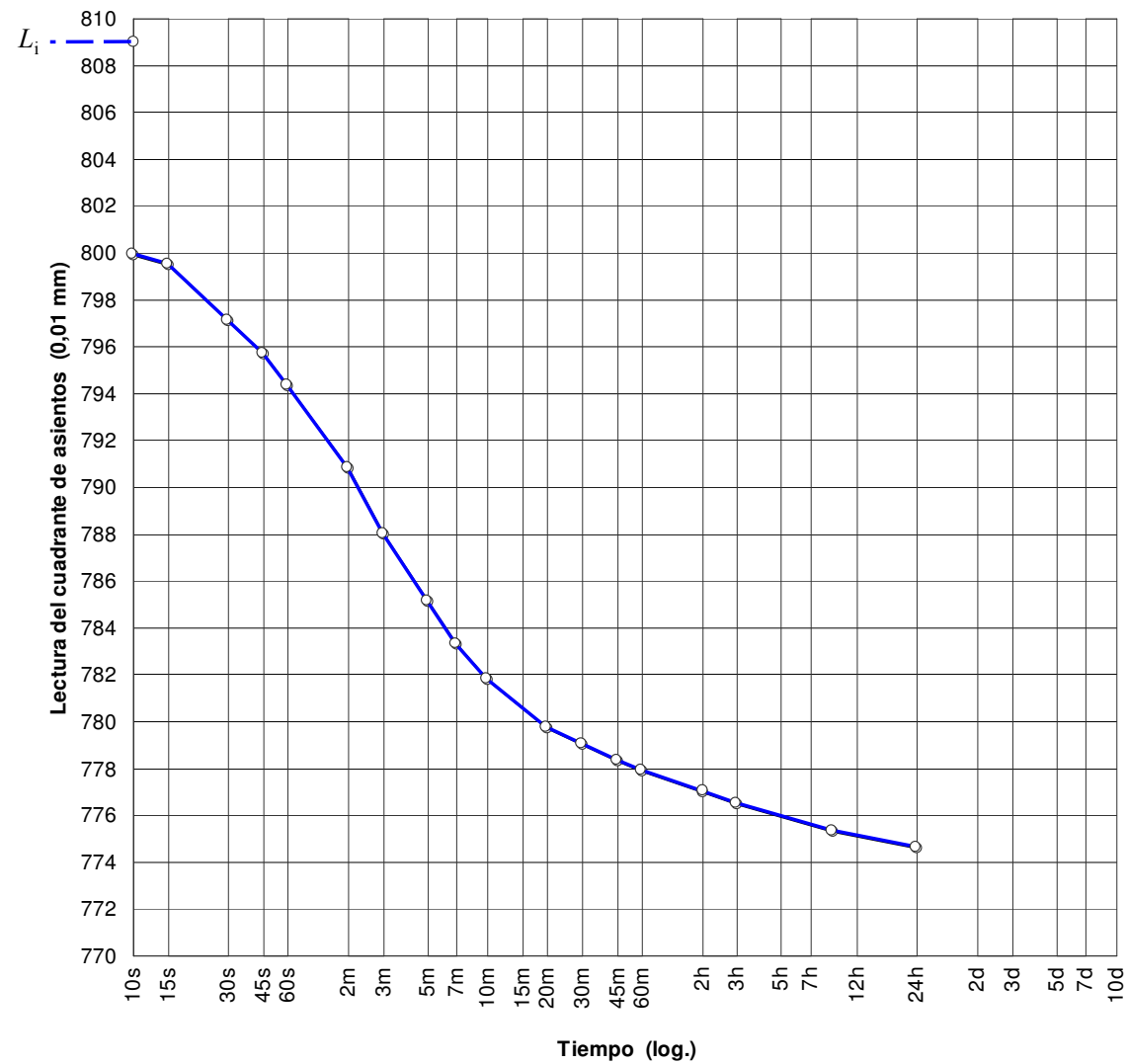


Figura 4.19. Curva de consolidación correspondiente a un determinado escalón de carga

Sin embargo, esto no es tan directo, pues las curvas de consolidación no siguen totalmente las pautas derivadas de la teoría, por causas diversas que inciden en su forma.

4.5.3.1 Consolidación secundaria

El primero de estos fenómenos resulta evidente en la Figura 4.19. El tramo final de la curva dista bastante de ser horizontal, y en general no muestra tendencia a hacerlo. En principio podría pensarse que el asiento continúa porque aún queda presión intersticial por disipar. Sin embargo, se han hecho numerosos ensayos especiales en los que se mide la presión intersticial, y, sistemáticamente, la presión de agua en esta fase del ensayo es prácticamente nula.

A este fenómeno (continuación de la deformación diferida experimentada por el suelo, sin variación apreciable de la presión intersticial) se le denomina "consolidación secundaria", y evidentemente no se explica con las hipótesis correspondientes al problema en estudio. Se han barajado distintas explicaciones:

- Los suelos arcillosos están constituidos por partículas entre las cuales existen poros llenos de agua (caso de suelo saturado). Además de estos poros, en el interior de las partículas hay también unos poros de tamaño mucho menor (microporos). El paso de agua a través del sistema de conductos que forman los microporos es mucho más lento que el flujo a través de los canales de unión de los poros entre partículas. En el ensayo edométrico que se realiza en laboratorio los gradientes hidráulicos que

se producen son altos (incremento de presiones intersticiales elevado en comparación con el espesor de la pastilla de suelo ensayada), por lo que el agua del interior de los poros es expulsada a velocidad muy superior a la procedente del sistema de microporos, produciéndose esta última con cierto retraso.

- Las moléculas de agua que rodean a las partículas arcillosas se encuentran atraídas eléctricamente por las cargas negativas sin compensar de dichas partículas (según se ha visto en el capítulo 1). Esta atracción se reduce con la distancia, pero en zonas próximas a las partículas da lugar a una resistencia del agua a ser expulsada, lo que puede ser equivalente a una mayor viscosidad del agua. Esto justifica el retraso observado en la consolidación, y el fenómeno de consolidación secundaria.

En cualquier caso, la consolidación secundaria tiene gran importancia en el ensayo, por los elevados gradientes hidráulicos aplicados. Sin embargo, en el terreno su incidencia se reduce en gran parte, pues al ser los espesores de los estratos deformables de varios metros, los gradientes hidráulicos son mucho menores (en un ensayo con espesor de pastilla del orden de un centímetro drenando por las dos caras, incrementar la carga en 100 kPa supone un gradiente hidráulico medio del orden de 2000, ese mismo incremento de carga aplicado en el terreno donde el espesor del estrato deformable puede ser del orden de varios metros, el gradiente hidráulico medio se reduce a valores muy inferiores: p.ej. para espesor de estrato de cinco metros drenando por una cara el valor del valor del gradiente hidráulico medio es de 2). Se observa por tanto, que los

gradientes hidráulicos medios en el ensayo son del orden de 1000 veces superiores a los que se pueden producir en el terreno.

Es importante incidir en que la consolidación secundaria no es un proceso que ocurre una vez terminada la consolidación primaria, sino que se produce simultáneamente con ésta.

El hecho de que "in situ" no tengan lugar fenómenos de consolidación secundaria tan acusados como en los ensayos, hace necesario eliminar de la curva de consolidación obtenida en laboratorio el retraso debido a dicha consolidación secundaria.

Lo anterior no es aplicable a terrenos, como la turba, en los que los fenómenos de consolidación secundaria se producen no sólo en el ensayo de laboratorio, sino también en el terreno, debido a que son suelos con una alta permeabilidad y además muy deformables.

Existen también otros procesos que dan lugar a deformación del terreno y que no se pueden justificar mediante la teoría de la consolidación primaria. Por ejemplo, la degradación de la materia que ocurre en suelos con materia orgánica. En algunas ocasiones también se denomina consolidación secundaria a estos procesos.

Las primeras observaciones sobre el fenómeno de la consolidación secundaria se deben a Buisman (1936) en Holanda, en capas de arcilla orgánica y turba. Este autor consideró la parte del asiento debido a la

consolidación secundaria como un suplemento del de consolidación primaria, tratándolo como si se debiera a un fenómeno que comenzaba al terminar ésta. Buisman formuló la consolidación secundaria como una ley logarítmica (ley lineal en ejes semilogarítmicos con pendiente C_α):

$$\Delta e = C_\alpha \cdot \log \frac{t}{t_{100}} \quad (4.48)$$

siendo:

C_α : coeficiente de consolidación secundaria

t_{100} : tiempo en el que prácticamente ha terminado la consolidación primaria

Según lo anterior, el coeficiente C_α se obtiene mediante un ensayo edométrico prolongado hasta que se marque bien la marcha de la rama final de la curva de consolidación.

La ecuación 4.48 implica que la velocidad de deformación en la consolidación secundaria no depende del espesor del estrato, a diferencia de la consolidación primaria cuya velocidad depende del cuadrado del espesor de la capa.

El empleo de valores de C_α obtenidos mediante ensayos edométricos puede dar lugar a estimaciones del valor de asiento en el terreno por consolidación secundaria superiores a los que realmente se producen. Esto se debe a lo ya comentado sobre la gran velocidad de generación de la consolidación primaria en el ensayo, lo que proporciona una separación de ésta respecto a la secundaria, resaltando e incrementando su importancia, situación que no se produce en el terreno.

4.5.3.2 Asiento inicial

Con frecuencia se observa también que la parte inicial de la curva de consolidación exhibe un cierto asiento muy rápido, casi instantáneo.

Esto se puede deber a la existencia de poros o fisuras sin saturar en la muestra o en sus contactos con el molde. De hecho este fenómeno suele ser más marcado en los primeros escalones de carga. También puede achacarse, en parte, a reajustes o deformaciones de los elementos mecánicos del aparato de ensayo. En cualquier caso, se trata de un fenómeno propio del ensayo y que debe también eliminarse antes de realizar el análisis de la curva.

4.5.3.3 Método logarítmico o de Casagrande

Se trata de un método semiempírico en el que se representa en ordenadas las lecturas del medidor de asientos del edómetro, y en abscisas el logaritmo del tiempo (Figura 4.20). Como ya se ha comentado, la curva compresión-tiempo (en escalas naturales) es al principio casi parabólica. Utilizando esta propiedad se puede eliminar el asiento inicial y obtener el "cero corregido" de la consolidación primaria, seleccionando, como se dibuja en la figura, dos puntos cuyos tiempos estén en la relación de 1 a 4 (p. ej. 15 y 60 segundos). La diferencia entre las dos lecturas del medidor ha de ser igual a la diferencia entre la lectura del primer punto y la lectura corregida correspondiente al comienzo de la consolidación primaria, L_0 . La diferencia entre la lectura inicial real al comienzo del escalón, L_i , y la corregida, L_0 , corresponde al asiento inicial.

Con el fin de eliminar los asientos por consolidación secundaria, la lectura corregida correspondiente al 100% de consolidación primaria se halla por intersección entre la prolongación de la parte final de la curva, prácticamente recta, y la tangente en el punto de inflexión de la curva. Una vez obtenidas las lecturas corregidas L_0 y L_{100} , la ordenada media entre ambas corresponde al 50% de consolidación, pudiéndose obtener el tiempo necesario para dicha consolidación t_{50} , directamente en la figura. Con ello se tiene:

$$c_v = \frac{T_{50} \cdot H^2}{t_{50}} = \frac{0,196 \cdot H^2}{t_{50}} \quad (4.49)$$

En la ecuación anterior, el valor de H es la media del máximo camino de drenaje durante la consolidación (valor medio del escalón correspondiente al 50% de consolidación).

4.5.3.4 Método de Taylor o de la raíz cuadrada del tiempo

Para aplicar este método se representan en ordenadas las lecturas del medidor de asientos del edómetro, y en abscisas la raíz cuadrada del tiempo (Figura 4.21 a). Puesto que el principio de la curva es parabólico, con esta representación queda convertido en una línea recta (Figura 4.21 a). Así, prolongando hacia atrás la parte recta de la curva de laboratorio obtenemos la deformación correspondiente al cero corregido, L_0 .

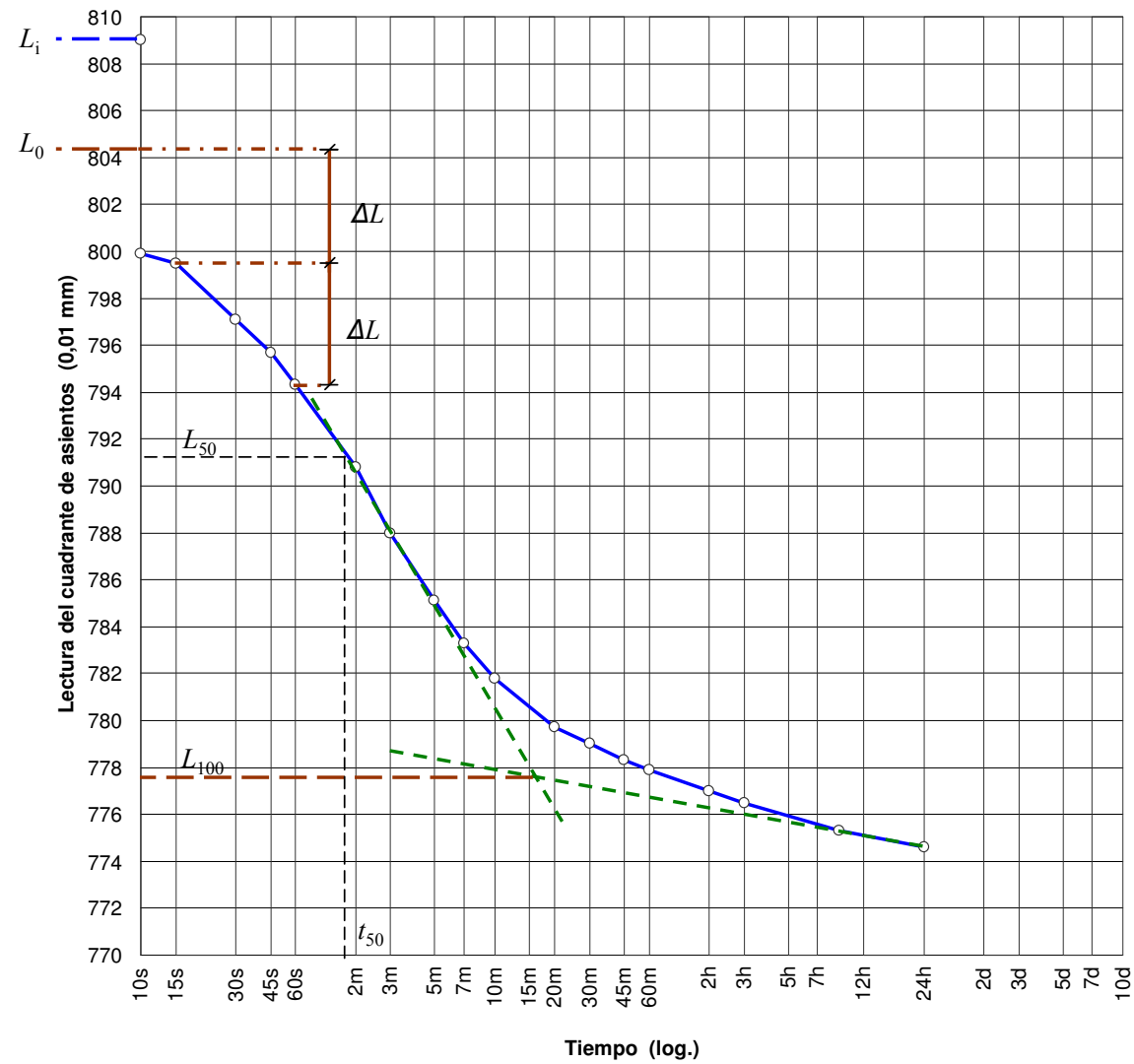
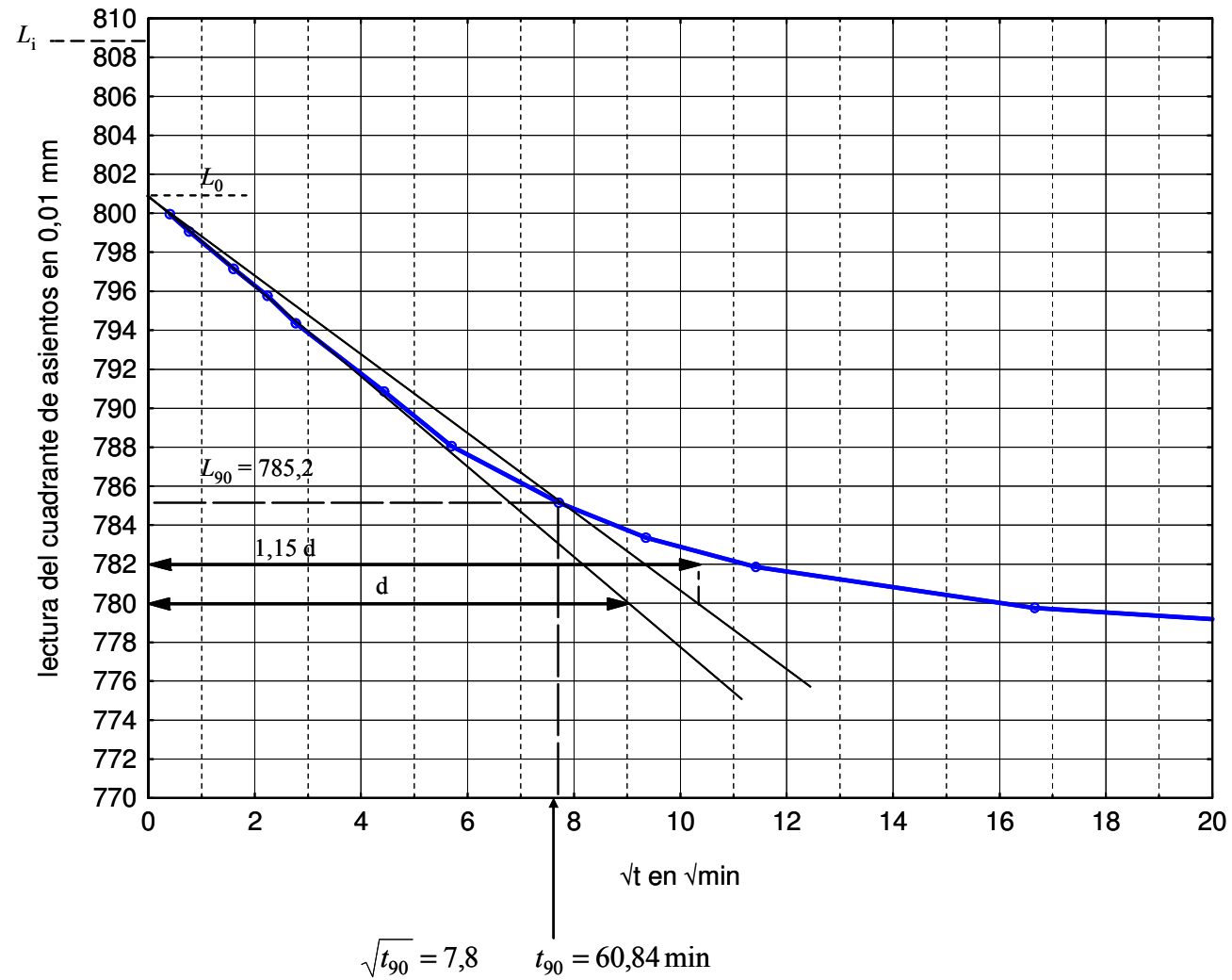
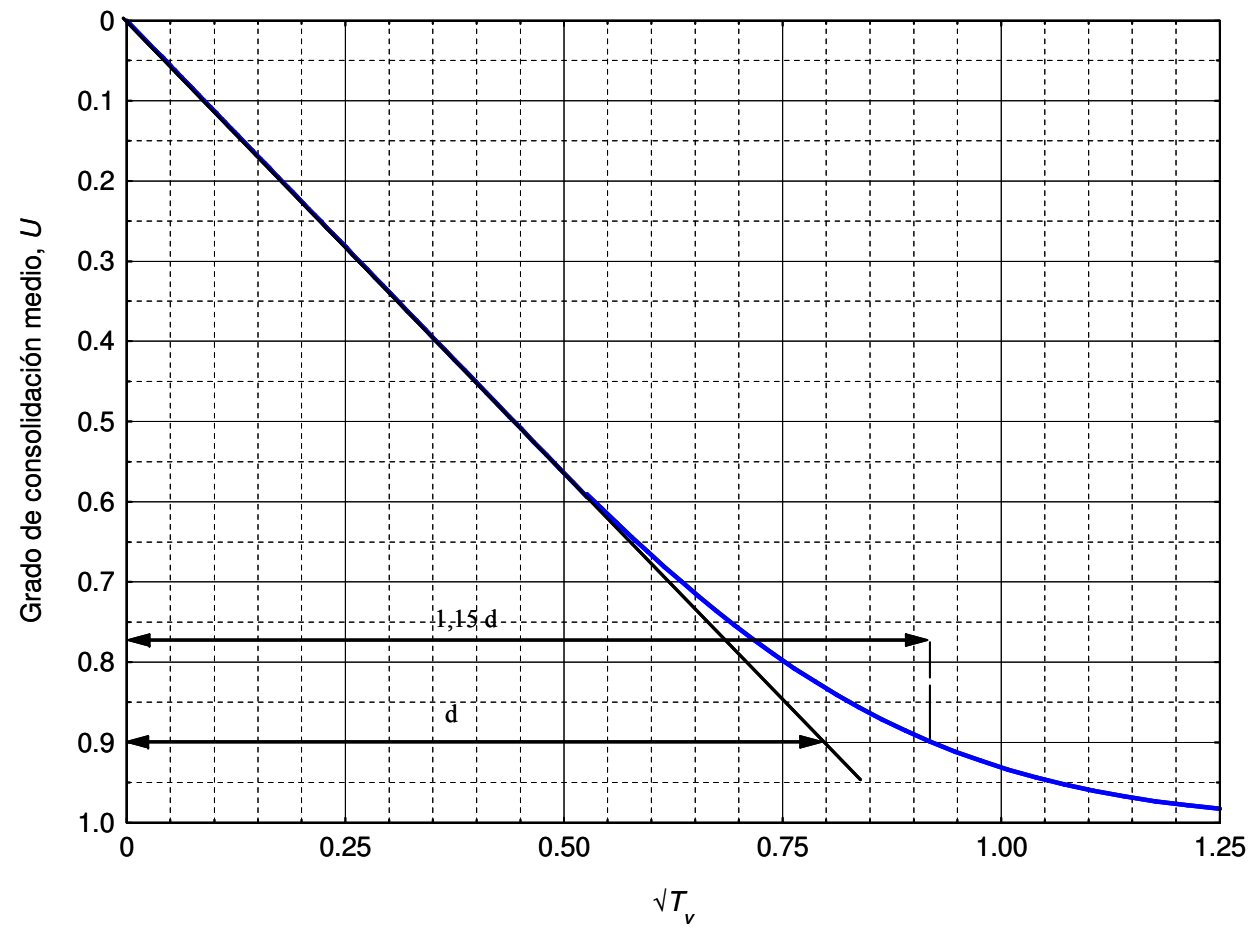


Figura 4.20. Método de Casagrande para la obtención de c_v



a) Curva de laboratorio



b) Curva teórica

Figura 4.21. Método de Taylor para la obtención de c_v

Si se representa la curva teórica de la consolidación en los ejes antedichos (Figura 4.21 b), se aprecia que cuando se alcanza el 90% del grado de consolidación la abscisa de raíz cuadrada del tiempo de dicha curva es 1,15 veces la abscisa de la recta prolongación del tramo inicial de la curva. Basándose en ello, en la gráfica resultante del ensayo, se traza por el cero corregido L_0 una recta cuyas abscisas sean 1,15 veces las de la parte recta de la curva de laboratorio. El punto donde corte a la curva de ensayo corresponde al 90% de la consolidación primaria. De este punto sacamos t_{90} , y hallamos c_v mediante la expresión:

$$c_v = \frac{T_{90} \cdot H^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \cdot H^2}{t_{90}} \quad (4.50)$$

donde H se determina de manera similar al método logarítmico o de Casagrande.

4.6 CASOS ESPECIALES DE CONSOLIDACIÓN

4.6.1 Superposición de cargas

En algunos casos reales, durante un proceso de consolidación por efecto de unas determinadas cargas, se produce otro incremento adicional de carga. Esto da lugar a un nuevo proceso de consolidación que se superpone al anterior.

Como se ha visto en el apartado 4.5.1.2, tanto la ecuación diferencial que rige la consolidación unidimensional (ec. 4.33), como las condiciones de contorno del problema, son lineales. Esto hace, que la solución a procesos de superposición de cargas se pueda obtener mediante superposición de las leyes correspondientes a cada uno de los procesos (la solución es la suma de las soluciones correspondientes a los distintos procesos de consolidación que se estén produciendo)¹.

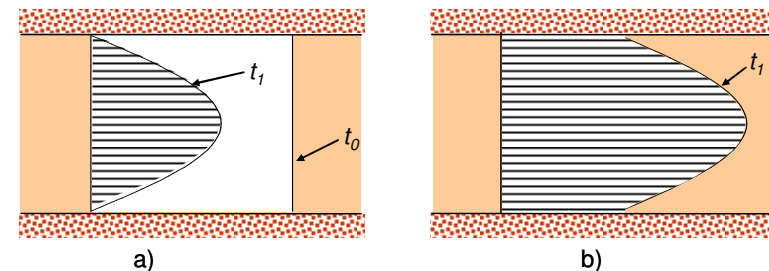


Figura 4.22. Aditividad de isocronas

¹ En rigor, si la segunda carga es una descarga esto no es cierto ya que el módulo edométrico en descarga es distinto que en carga y por tanto también lo es el coeficiente de consolidación c_v .

Así, si se aplica una carga a un terreno que produce una determinada isocrona inicial (Figura 4.22a), al cabo de un tiempo t_1 se habrá producido una cierta consolidación y la isocrona habrá evolucionado hasta tomar otra determinada forma. Si ahora se aumenta la carga en la superficie, la isocrona en este momento t_1 pasará a ser la suma de la correspondiente al primer proceso de carga en este instante y la inicial correspondiente a la nueva carga (Figura 4.22b). Esta suma de isocronas se puede realizar no sólo en el instante t_1 , sino en cualquier otro a partir de ese momento.

El principio de adición de isocronas implica que los asientos debidos a la carga inicial se siguen produciendo como si no se hubiese incrementado la carga. El asiento total en cada momento será la suma de éstos y los producidos por la segunda carga aplicada, que se calcularán de forma totalmente independiente.

4.6.2 Precarga con consolidación parcial

En el apartado 4.4.4 se ha tratado el fundamento teórico del tratamiento de precarga. En aquel caso se suponía que se producía la totalidad de la consolidación para cualquier variación de la carga. Sin embargo, con el tiempo disponible en una obra, esto sólo ocurre en suelos relativamente permeables, pero no en la mayoría de las situaciones en las que existen suelos blandos arcillosos.

En esas circunstancias, para un tiempo de precarga t_{precarga} se habrá alcanzado un grado de consolidación U y producido un asiento s_{precarga} , fracción del asiento a tiempo infinito correspondiente a la sobrecarga $\Delta\sigma_{\text{precarga}}$, según la expresión:

$$s_{\text{precarga}} = U \cdot s_{\text{precarga a } t = \infty} \quad (4.51)$$

Con el fin de reducir lo máximo posible los movimientos que va a experimentar la estructura, usualmente se plantea que el asiento generado durante el período de precarga sea igual o mayor que el asiento esperado para el incremento de tensión de proyecto ($s_{\text{precarga}} \geq s_{\text{proyecto a } t = \infty}$). En el esquema de la Figura 4.23 aparecen las curvas de asiento-tiempo para los incrementos de tensión de proyecto y de tratamiento de precarga.

En el diseño de un tratamiento se calculan los asientos a tiempo infinito para ambos incrementos de tensión ($\Delta\sigma_{\text{precarga}}$ e $\Delta\sigma_{\text{proyecto}}$) mediante el método edométrico, y el grado de consolidación se relaciona con el tiempo de precarga a través de la teoría de la consolidación. Está claro que cuanto mayor sea el valor de la tensión de precarga menor será el tiempo de duración del tratamiento. Una de las dos variables anteriores (t_{precarga} , $\Delta\sigma_{\text{precarga}}$) debe prefijarse y, a partir del valor previsto, obtener la otra variable.

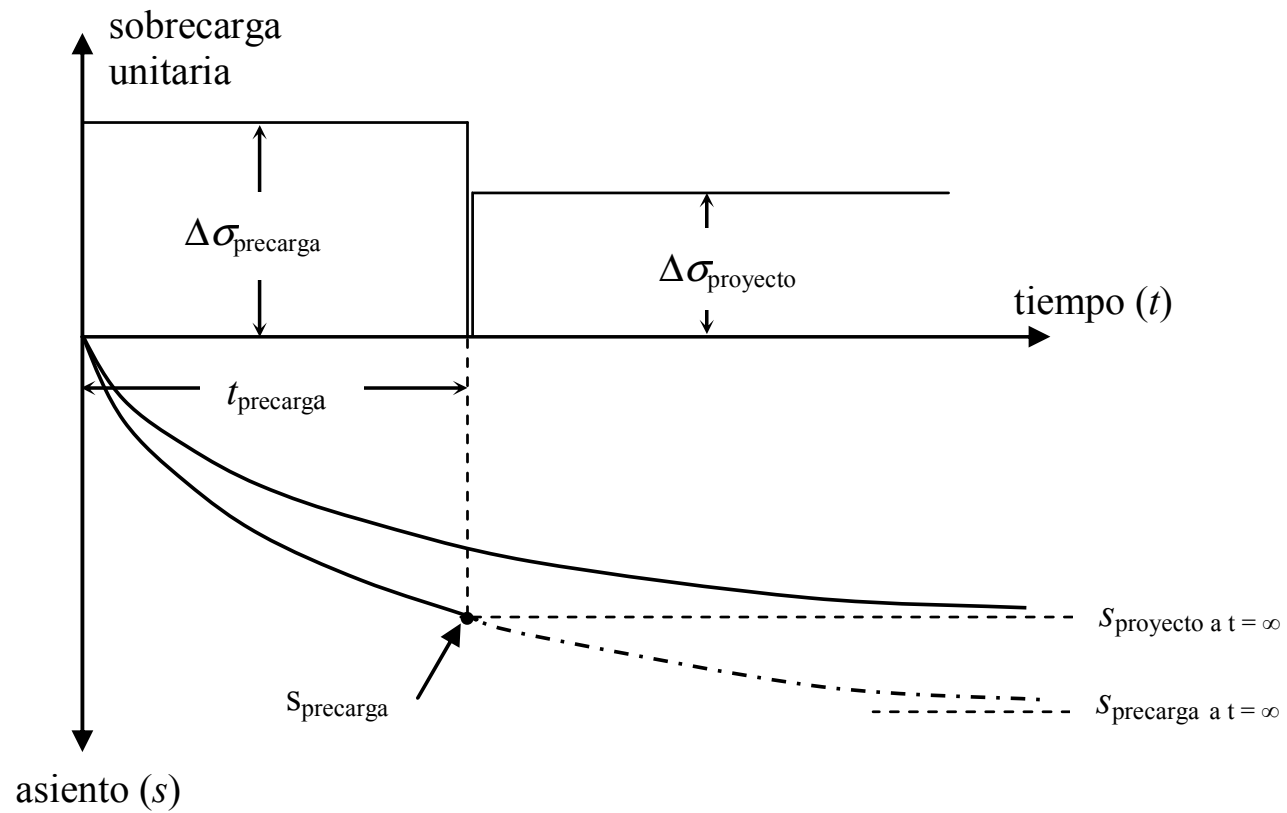


Figura 4.23. Precarga con consolidación parcial. Curvas asiento-tiempo

En la mayoría de los casos la velocidad de consolidación es muy lenta, y puede pasar mucho tiempo hasta conseguir el asiento buscado en la precarga, lo que a menudo desborda las previsiones de duración de la obra. Hay que tener en cuenta que la cuantía de la precarga está limitada por diversas causas, como son:

- disponibilidad de tierras para el relleno de precarga
- restricciones geométricas (p. ej. el ataluzado del terraplén reduce el ancho de aplicación de la sobrecarga con su altura)
- capacidad del terreno de soportar la sobrecarga de relleno con seguridad frente a la rotura

Al finalizar la precarga, en las zonas del estrato arcilloso más cercanas a la superficie de drenaje se habrá conseguido un grado de consolidación U_z superior al grado de consolidación medio U , por lo que el valor de la tensión efectiva alcanzada es superior a la definitiva de proyecto². Sin embargo, en las zonas alejadas de la superficie de drenaje el grado de consolidación U_z es inferior al valor medio, y el valor de las tensiones efectivas resulta inferior al definitivo. Esto implica que van a seguir produciéndose asientos en las zonas no totalmente consolidadas ($U_z < U$), mientras que en el resto del estrato se producen levantamientos al reducirse el valor de las tensiones efectivas. Dado que la deformabilidad en carga es superior a la de procesos

² Durante el proceso de carga se considera constante el valor del módulo edométrico

de descarga ($C_c > C_s$), la suma de las deformaciones en todo el estrato dará lugar a asientos adicionales. Tampoco se consigue que el terreno se encuentre sobreconsolidado en todo el estrato, lo que hace prever asientos por consolidación secundaria.

4.6.3 Consolidación acelerada

El ritmo de producción de asientos es lento, lo que implica que una vez terminado el período de obra se sigan produciendo movimientos verticales importantes, incluso aunque se haya realizado un tratamiento de precarga. Con el fin de reducir el período de consolidación a un tiempo razonable puede utilizarse el procedimiento de consolidación acelerada. Consiste en la colocación de elementos drenantes verticales que atraviesan el estrato arcilloso, colocados en una disposición regular y a un determinado espaciamiento entre sí.

Durante la consolidación, gracias a la colocación de estos elementos drenantes, el flujo de agua en el terreno no sólo es vertical hacia los estratos más permeables, sino también horizontal, en dirección radial hacia los drenes verticales, para ser evacuada por ellos hacia el exterior (Figura 4.24).

Al establecerse dos formas de filtración simultáneas, se reduce el tiempo de consolidación. Pero, adicionalmente, la velocidad de consolidación se incrementa por las siguientes razones:

- dado el espaciamiento con el que se colocan los elementos drenantes, el camino de drenaje en dirección radial es más corto que el de consolidación vertical. Ya es sabido que el tiempo de consolidación varía con el cuadrado de la longitud de filtración.
- como se ha visto en el capítulo 2, en suelos blandos de deposición reciente, estratificados en capas sensiblemente horizontales, el valor del coeficiente de permeabilidad horizontal es mayor que el del coeficiente de permeabilidad vertical.
- es frecuente la existencia de lentejones arenosos ocluidos en el interior de un estrato cohesivo blando. Éstos, al no tener conexión con el exterior no pueden facilitar el drenaje dentro del estrato de arcilla. La disposición de drenes verticales crea una red que une las diversas capas internas de mayor permeabilidad y las conecta al exterior, posibilitando la salida de agua del interior de los lentejones. Esto reduce el camino de drenaje vertical en la arcilla e incrementa la velocidad de asiento.

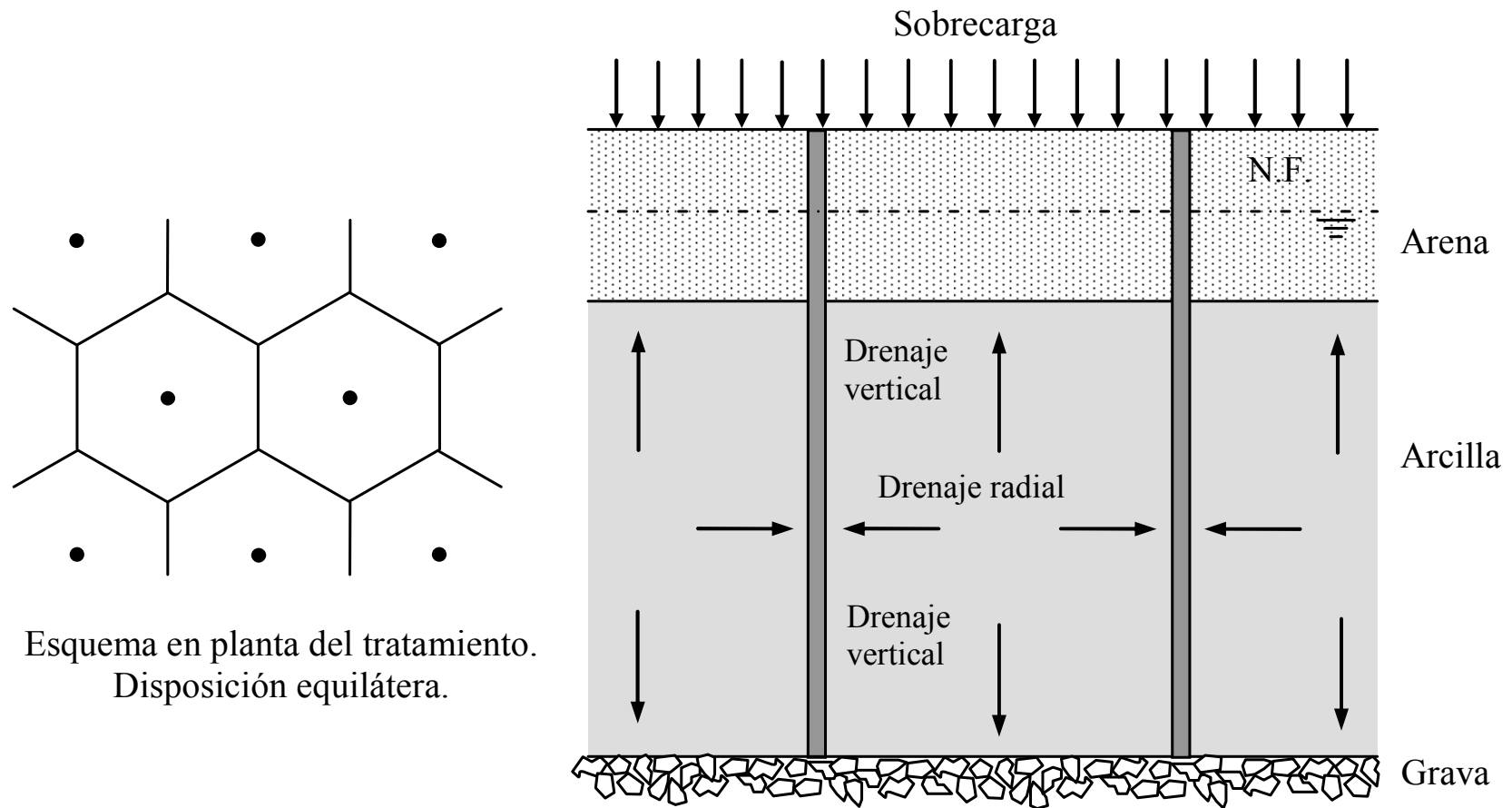


Figura 4.24. Consolidación acelerada

Como elementos drenantes, se utilizaron, inicialmente, drenes cilíndricos de arena. En la actualidad, se hincan drenes prefabricados en el interior del terreno (también denominados drenes mecha, Figura 4.25), atravesando el estrato cohesivo blando. Generalmente, están constituidos por un geotextil perimetral a través del cual pasa el agua hacia el interior del dren, impidiendo que lo hagan las partículas finas del suelo, y una geomembrana acanalada en el núcleo del dren que posibilita a través de sus canales la salida de agua al exterior.

En los tratamientos de consolidación acelerada puede considerarse, aproximadamente, que se alcanza simultáneamente el mismo valor del grado de consolidación en todo punto del estrato.

Una alternativa a los drenes mecha es la ejecución de columnas de grava. Éstas, de sección aproximadamente cilíndrica entre 0,60 y 1 m de diámetro, se construyen “in situ” mediante sistemas y maquinaria adecuados (vibrosustitución o pilotes de grava). Constituyen drenes verticales que permiten la consolidación radial del terreno. Frente a los drenes prefabricados, aportan la ventaja de un incremento en la rigidez y resistencia al esfuerzo cortante del terreno tratado, lo que reduce el valor de los asientos que cabe esperar e incrementa la seguridad frente a la rotura por hundimiento del relleno de precarga.

Los rangos habituales de espaciamiento entre elementos drenantes es de 1 a 2,5 m en los drenes prefabricados y entre 2 y 4 m para las columnas de grava.

En los tratamientos de consolidación acelerada, al igual que sucedía en el ensayo edométrico, se presenta un desfase entre la consolidación primaria y la secundaria, por lo que es de esperar un asiento diferido por razón de este último fenómeno una vez terminado el tratamiento. La cuantía de dicho asiento respecto al de consolidación primaria será tanto mayor cuanto más elevada sea la velocidad de consolidación establecida (menor espaciamiento entre drenes). Para evitar este problema, conviene que, cuando se utilicen drenes prefabricados, se realice un tratamiento de precarga adicional al de consolidación acelerada con $\Delta\sigma_{\text{precarga}} > \Delta\sigma_{\text{proyecto}}$. De esta forma, y dado que el grado de consolidación alcanzado es similar en todo el estrato, todo punto del terreno puede llegar a alcanzar un valor del incremento de la tensión efectiva superior al definitivo de proyecto. Así todo el estrato está sobreconsolidado y el riesgo de asientos por consolidación secundaria se reduce drásticamente.

Cuando se utilizan columnas de grava, el aumento en la rigidez del terreno elimina, en la práctica, el riesgo de aparición de asientos por consolidación secundaria.

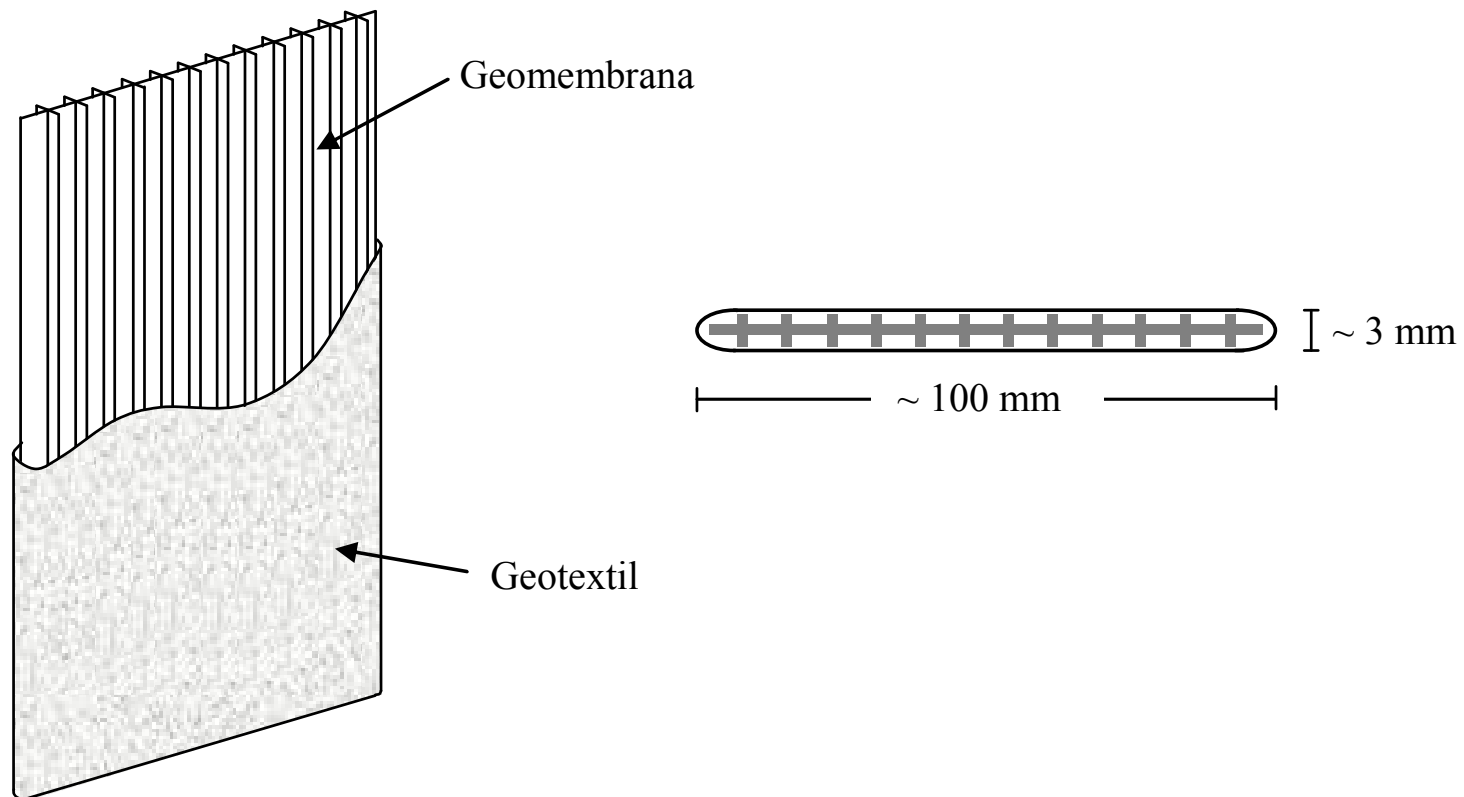


Figura 4.25. Esquema de un dren prefabricado