

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA
GRADO EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**

**GEOTECNIA
APUNTES TEMA 6**

TEMA 6. TÉCNICAS EXPERIMENTALES

6.1 COMPORTAMIENTO TENSO-DEFORMACIONAL DEL SUELO. ESTUDIO EXPERIMENTAL EN LABORATORIO	2
6.2 TÉCNICAS DE LABORATORIO. OBJETIVOS	5
6.3 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN	6
6.4 DETERMINACIÓN DE LA PERMEABILIDAD.....	8
6.5 ENSAYOS EDOMÉTRICOS	14
6.5.1 Equipo y proceso de ensayo	16
6.5.2 Obtención de parámetros y valores típicos	18
6.6 ENSAYOS DE ROTURA	24
6.6.1 Ensayo triaxial: equipo, medida de parámetros y tipos de ensayo	24
6.6.2 Ensayo de corte directo	34
6.6.3 Otros ensayos de rotura.....	35
6.7 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN	36
6.7.1 Ensayo Próctor.....	36
6.7.2 Otros ensayos de compactación. Normalización	37

Tema 6. Técnicas experimentales

6.1 Comportamiento tenso-deformacional del suelo. Estudio experimental en laboratorio

La ciencia que estudia los materiales reales establece que todos ellos son deformables cuando se les aplica un incremento de tensión determinado. En este sentido, la mecánica de medios continuos supone un marco teórico de estudio donde se relaciona la tensión aplicada al material y la deformación previsible en función de las características de dicho material. La ley de Hooke generalizada define la relación entre el tensor que caracteriza la tensión aplicada (σ_{ij}) y el tensor que lo hace de la deformación (ϵ_{ij}) obedeciendo a la siguiente expresión:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \epsilon_{kl}$$

donde C_{ijkl} es la matriz que recoge los coeficientes que caracterizan al material.

Para el caso de un material elástico, lineal, homogéneo e isótropo, que representa una simplificación de los materiales reales usados en ingeniería civil, la siguiente expresión relaciona el estado de tensión con la deformación a través de dos parámetros que, según la teoría de la elasticidad, son E (módulo de Young) y ν (módulo de Poisson):

$$\epsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij}$$

En el caso de las deformaciones transversales, se tiene $i \neq j$ lo que implica $\delta_{ij} = 0$ y en el caso de las deformaciones longitudinales viene definida con $i = j$ lo que implica $\delta_{ij} = 1$.

Los parámetros elásticos E y ν se relacionan mediante la expresión:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Para el caso de un material elástico y lineal, la curva tensión-deformación tiene un aspecto como el representado en la figura 6.1.1. Puede observarse que, debido a la condición elástica, la rama de carga coincide con la rama de descarga y, debido a la condición de linealidad, la pendiente de la curva es constante antes de la rotura del material a partir de la cual la tensión permanece constante a pesar del aumento de la deformación (para el caso de un material ideal). La

condición de linealidad determina que los parámetros elásticos E y ν sean constantes en todo punto.

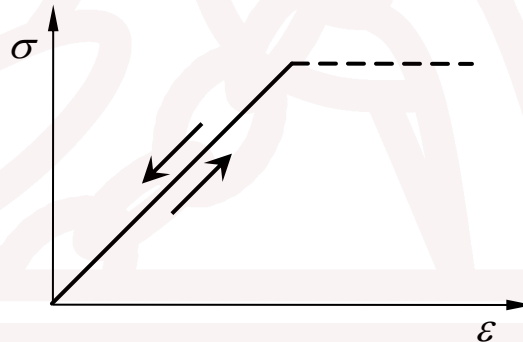


Figura 6.1.1 Curva tensión deformación para un material elástico y lineal

Para el caso de un material elástico y no-lineal, la curva tensión-deformación tiene un aspecto como el representado en la figura 6.1.2; en ella puede observarse que la rama de carga coincide con la de descarga, debido a la linealidad del material, sin embargo la pendiente de la curva ya no es constante, dado que no lo son los parámetros elásticos E y ν . Igualmente que en caso elástico y lineal, cuando se produce la rotura hay un cambio en las propiedades del material. Cabe señalar que en los materiales reales la tensión soportada por el material varía con el nivel de deformación alcanzado.

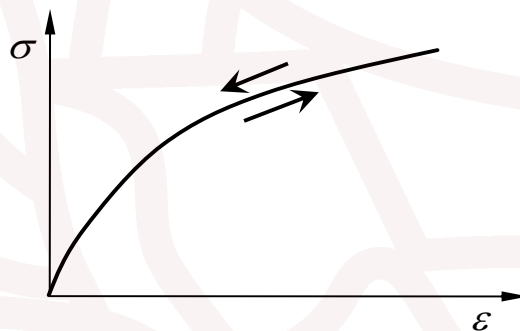


Figura 6.1.2 Curva tensión deformación para un material elástico y no-lineal

Finalmente, para el caso de un material no-elástico y no-lineal, la curva tensión-deformación tiene un aspecto como el representado en la figura 6.1.3. De la curva tensión-deformación puede observarse que la rama de carga no coincide con la rama de descarga; en consecuencia, hay una deformación irrecuperable que se manifiesta al reducir la tensión aplicada hasta cero. El área comprendida entre la rama de carga y la de descarga es proporcional a la energía disipada por el material en dicho ciclo. Por lo que se refiere a los valores de E y ν no son constantes en todo

punto, ello es debido a la no linealidad del material. Al igual que en los casos precedentes, al alcanzar la rotura el material cambia sus propiedades y la tensión que soporta el material depende del nivel de deformación.

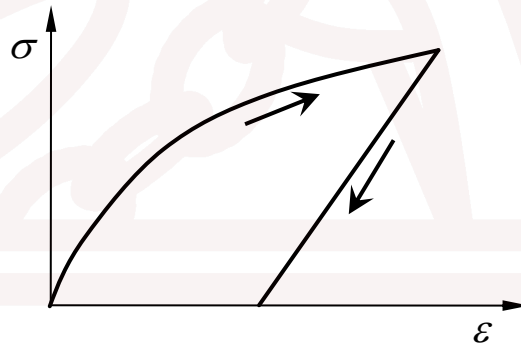


Figura 6.1.3 Curva tensión deformación para un material no-elástico y no-lineal

Por lo que se refiere a las propiedades de un suelo real, como algunos materiales de uso habitual en ingeniería, se puede afirmar que tienen un comportamiento no-lineal y no-elástico, produciéndose un comportamiento plástico, donde se generan deformaciones irreversibles a partir de un determinado nivel de deformación. En estas condiciones, las deformaciones irreversibles pueden crecer para un nivel de tensión constante (plasticidad perfecta), para un nivel de tensión que va aumentando (endurecimiento) o bien reduciendo (reblandecimiento).

De otra parte, el suelo real puede tener un comportamiento viscoso, es decir, la deformación varía con el tiempo para un cierto nivel de tensión (velocidad de deformación) y se alcanza la rotura a partir de un determinado nivel de deformación. En general el suelo real no es isótropo ni homogéneo y tiene comportamientos peculiares: por ejemplo, puede tener un valor de pico antes de alcanzar la rotura y reducirse notablemente con el aumento de la deformación.

Finalmente, cabe señalar que tanto la tensión normal octaédrica (σ_{oct}) como la tensión tangencial octaédrica (τ_{oct}) pueden producir tanto deformaciones volumétricas (ε_v) como deformaciones de corte (ε_s).

Con el fin de poder hacer predicciones en el comportamiento del suelo frente a estados de tensión o deformación conocidos, se han desarrollado diversos modelos de comportamiento ajustables a diversos tipos de materiales. Para ello será necesario conocer el valor de los parámetros que caracterizan el suelo: por ejemplo, los módulos que relacionan un estado de tensión con la correspondiente deformación. Estos parámetros, necesarios para la aplicación de

un determinado modelo al caso de estudio, deben obtenerse experimentalmente a partir de ensayos de laboratorio o bien in situ, según el caso.

Los modelos de comportamiento usuales en mecánica del suelo deben tener un número de parámetros apropiado con el fin de optimizar la relación entre la capacidad de predicción con la dificultad de manejar dicho modelo; efectivamente, si se tiene un elevado número de parámetros entonces aumentará la dificultad de manejo. En todo caso, el desarrollo de modelos de comportamiento hace necesaria su calibración en el laboratorio, ello supone la necesidad de diseñar y ejecutar un determinado tipo de ensayos.

Con el fin de conocer el comportamiento de un suelo determinado, y para unas condiciones prefijadas, es necesario elegir el tipo de ensayo más apropiado; ello se consigue si se dispone de experiencia suficiente. De otro lado, en todo ensayo hay que tener en cuenta la fiabilidad de las medidas. Efectivamente, es importante saber si dicho ensayo está estandarizado por alguna norma de referencia; en este caso el proceso de ensayo y sus detalles vendrán condicionados por la norma correspondiente. En general, todo ensayo ha de permitir una descripción suficiente del estado tenso-deformacional del suelo a lo largo de todo el proceso y también debe ser posible obtener parámetros para la calibración del modelo en estudio.

6.2 Técnicas de laboratorio. Objetivos

En general no es posible obtener una descripción suficiente de las deformaciones del material (ϵ_{ij}) para todo estado de tensiones (σ_{ij}), en consecuencia hay que seleccionar una trayectoria de ensayo de entre las trayectorias posibles; ello se debe a las limitaciones de los equipos de laboratorio disponibles.

El proceder experimental trata de establecer unas condiciones de ensayo en la probeta (volumen de suelo considerado) lo más cerca posible de las ideales; para ello pueden tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

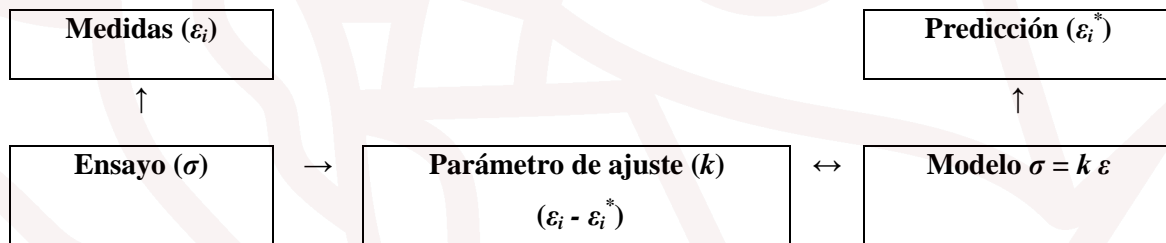
1. Que la probeta de suelo a ensayar sea lo más homogénea y representativa posible del terreno a estudiar.
2. Que la distribución de tensiones y de deformaciones sea lo más uniforme posible en todo el volumen de la probeta.
3. Hay que considerar la precisión y la fiabilidad de las medidas obtenidas a lo largo de todo el proceso de ensayo.

4. El equipo y el método de ensayo utilizados deben permitir un fácil control del ensayo, ello redundará en la fiabilidad del mismo.

Como ejemplo de un ensayo que permite una explicación sencilla sobre la obtención de los parámetros de un modelo y su calibración posterior, se considera a continuación el ensayo de compresión uniaxial de un muelle helicoidal. En este caso se define la deformación como la relación entre el desplazamiento vertical (axial) y la altura inicial del muelle, tal como se indica en la siguiente expresión:

$$\varepsilon_i = \frac{h_0 - h_i}{h_0}$$

Mediante la aplicación sucesiva de diversos incrementos de carga vertical y considerando un muelle ideal, caracterizado por un modelo elástico y lineal (ver figura 6.1.1), la predicción establecería unos valores (ε_i^*) que se situarían sobre una recta, dado que el modelo utilizado es del tipo $\sigma = k \varepsilon$; donde k representa el módulo elástico correspondiente. Sin embargo, si se realiza el ensayo con valores de carga vertical creciente se obtendría una curva de respuesta del tipo indicado en la figura 6.1.2 que contiene un conjunto de medidas (ε_i) con un cierto grado de no linealidad. La comparación entre las medidas y las predicciones permitiría ajustar el módulo de elasticidad que caracteriza al muelle ensayado. El esquema que se presenta a continuación visualiza dicho proceso:



6.3 Ensayos de identificación

Para la clasificación de un suelo son necesarios dos ensayos de laboratorio: la granulometría y los límites de Atterberg. Por lo que se refiere a la granulometría, en el apartado 2.5 ya se indicaron las diversas modalidades de ensayo que permiten obtener la curva granulométrica. En cuanto a los límites de Atterberg, se consideran los siguientes valores ya definidos en el apartado 2.6:

1. Límite líquido (ω_L): valor de la humedad que separa el estado de consistencia líquido del plástico. El proceder experimental para el ensayo de límite líquido se recoge en las normas: UNE-103103-94, NLT-105-72 y ASTM-D4318-84. Se procede a secar y desmenuzar el suelo eliminando las partículas de tamaño superior a 0.42 mm (retenidas en el tamiz nº 40); se mezcla el suelo que pasa por dicho tamiz con una cierta cantidad de agua con el fin de obtener una humedad determinada; el suelo húmedo y bien homogeneizado se coloca en la cuchara de Casagrande según dispone dicha norma. A continuación se hace una ranura con un acanalador normalizado y se procede a aplicar caídas sucesivas del suelo contenido en el sector esférico hasta que la ranura se cierre longitudinalmente 13 mm; si ello se produce para 25 caídas, entonces la humedad del suelo en la zona de cierre de la ranura es la que corresponde a la de límite líquido. Cabe señalar que con un solo punto obtenido en el intervalo entre 12 y 40 caídas se puede interpolar en un gráfico logarítmico y obtener con ello la humedad correspondiente a las 25 caídas. La resistencia al corte sin drenaje para la mayoría de suelos en la condición de límite líquido suele encontrarse en el intervalo de 1.5 a 3 kPa.
2. Límite plástico (ω_P): valor de la humedad que separa el estado de consistencia plástico del semisólido. El proceder experimental del ensayo de límite plástico se recoge en las normas: UNE-103104-94, NLT-106-72 y ASTM-D4318-84. Al igual que en el caso del límite líquido, se procede a secar y desmenuzar el suelo eliminando las partículas de tamaño superior a 0.42 mm; se mezcla el suelo que pasa por el tamiz nº 40 con una cierta cantidad de agua, con el fin de obtener una humedad determinada. Se trata de conseguir una mezcla de suelo bien homogeneizada. Posteriormente se toma una porción suelo de forma aproximadamente esférica y se va rodando por una superficie rugosa con el fin de ir rebajando la humedad de dicho suelo de forma que se obtenga un cilindro de diámetro sucesivamente decreciente. Si al llegar a un diámetro de unos 3 mm aparecen grietas en su superficie, entonces la humedad de dicho suelo se corresponde con la de límite plástico. A primera vista puede parecer que la subjetividad del operador puede influir en los resultados, sin embargo si éste tiene suficiente experiencia se demuestra que los resultados son razonablemente repetitivos.
3. Límite de retracción (ω_R): valor de la humedad que separa el estado de consistencia semisólido del sólido. El proceder experimental del ensayo de límite de retracción se recoge en la norma UNE-103108-96. La figura 6.3.1 muestra la posición del límite de retracción como intersección de las dos pendientes de la curva obtenida experimentalmente

aumentando la humedad del suelo y midiendo el volumen ocupado por el mismo. El límite de retracción representa la frontera entre el suelo saturado (humedades superiores a la del límite de retracción) y el no saturado, para humedades inferiores.

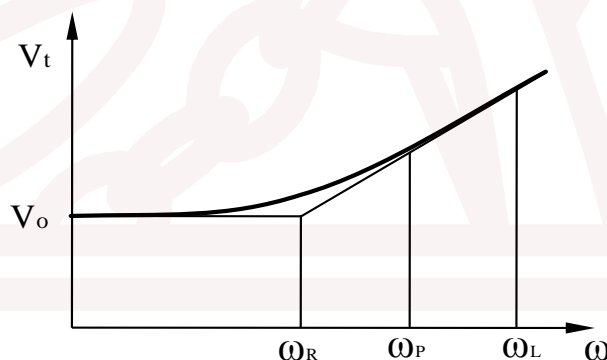


Figura 6.3.1 Posición de los límites de Atterberg en el gráfico volumen total-humedad de un suelo

Alternativamente también se puede obtener el valor del límite de retracción a partir del gráfico de Casagrande y los valores del límite líquido y plástico del suelo analizado.

6.4 Determinación de la permeabilidad

El suelo, como todo material poroso, permite el paso de fluidos a través del esqueleto formado por las partículas sólidas. La menor o mayor facilidad para la circulación de los fluidos está en relación con la permeabilidad; es un parámetro que depende fundamentalmente del índice de poros y del grado de saturación; también tiene dependencia de la porosimetría, es decir, la distribución de los distintos tamaños de poro. Con el fin de determinar su valor de forma experimental, se utiliza el modelo basado en la ley de Darcy, que se escribe como:

$$q = -k\nabla h$$

La aplicación de dicho modelo conduce a dos sistemas de medida habituales en el laboratorio de mecánica de suelos: el método de carga hidráulica variable y el de carga hidráulica constante. En ambos se calcula la permeabilidad a partir de las medidas que se realizan en cada caso. Cabe indicar que en el presente apartado se considerará al suelo saturado y el agua como el fluido que lo atraviesa.

El método de carga hidráulica constante se halla descrito en la norma UNE-103403-99. En este caso se aplica al suelo un gradiente hidráulico de valor conocido y se mide el caudal infiltrado. Hay que tener en cuenta que un valor del gradiente hidráulico excesivo puede alterar la porosidad del suelo y, en consecuencia, falsear los resultados.

En la figura 6.4.1 se muestra un esquema del equipo de laboratorio habitual en los ensayos de permeabilidad a carga hidráulica constante. En él se aprecia el depósito de agua a una altura h sobre el nivel de rebosadero; el nivel de agua en el depósito se mantiene constante (mayor información en los guiones de prácticas).

Partiendo de la ley de Darcy, donde Q es el caudal infiltrado en la probeta cilíndrica de sección A y altura l , y del valor del gradiente hidráulico se puede calcular el valor de la permeabilidad según las expresiones siguientes:

$$\frac{Q}{A} = k \nabla h$$

de donde se obtiene la permeabilidad como: $k = \frac{Q}{A \nabla h}$

$$\nabla h = \frac{h}{l}$$

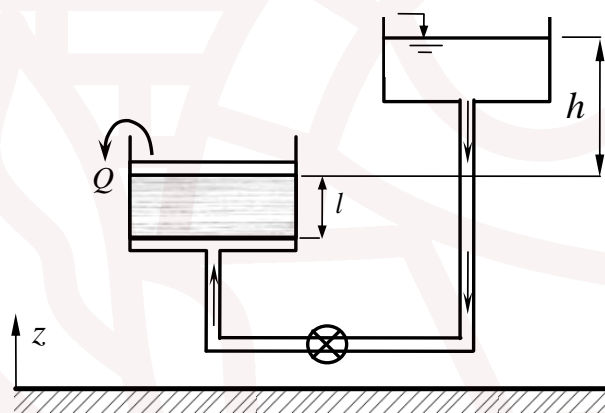


Figura 6.4.1 Esquema del permeámetro de carga hidráulica constante

Otro método alternativo es el basado en la aplicación de una carga hidráulica variable a la probeta de suelo. En esta modalidad de ensayo no se aporta agua al nivel inicial en la bureta (tubo calibrado de sección constante y marcas de volumen a lo largo del mismo). Al abrir la válvula se produce flujo dado que el nivel de agua se encuentra a la altura h . El volumen de agua que desciende en el tubo debe de ser igual al volumen de agua infiltrada en el suelo, ya que se trata de suelo saturado.

En la figura 6.4.2 se muestra un esquema de la disposición del equipo habitual en el laboratorio, en este caso debe conocerse la sección a de la bureta con el fin de relacionar el volumen infiltrado con el valor del descenso del agua en la misma (se describe en detalle en los guiones de prácticas). Se realizan diversas medidas que relacionan la altura de agua en la bureta con el tiempo transcurrido para cada descenso, referidos los descensos al nivel de rebozadero.

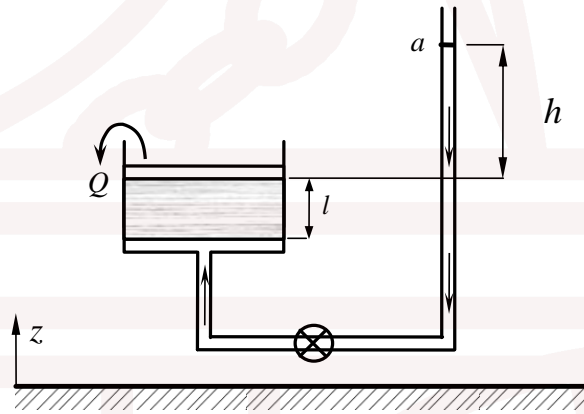


Figura 6.4.2 Esquema del permeámetro de carga hidráulica variable

Si se plantea la igualdad del volumen de descenso en la bureta con el volumen infiltrado modelado según la ley de Darcy, entonces se da paso a una ecuación diferencial que se resuelve fácilmente, permitiendo con ello el cálculo de la permeabilidad:

$$\frac{dV}{dt} = a \frac{dh}{dt} = Q(\text{bureta})$$

$$-kA \frac{h}{l} = Q(\text{probeta})$$

$$a \frac{dh}{dt} = -kA \frac{h}{l}$$

$$k dt = -\frac{al}{A} \frac{dh}{h}$$

de donde se obtiene la permeabilidad como: $k = \frac{al}{A(t-t_0)} \ln \frac{h_0}{h}$

Además de los ensayos de laboratorio para la determinación de la permeabilidad ya indicados, es habitual realizar ensayos de bombeo en el propio terreno (*in situ*). Dependiendo de la geometría de los estratos y de las condiciones de contorno del acuífero, se distingue el caso de acuífero libre y el de acuífero confinado. En ambos se trata de bombear agua del suelo a caudal constante y, en base a la ley de Darcy, determinar el valor medio de la permeabilidad.

En la fig. 6.4.3 se muestra un esquema de la disposición del ensayo *in situ* para el caso de acuífero libre. El procedimiento consiste en perforar un pozo desde la superficie del terreno hasta un estrato que se pueda considerar impermeable, por ejemplo un estrato de roca. Mediante

el equipo apropiado se bombea un caudal Q constante a lo largo del ensayo de forma que se alcance un estado de flujo estacionario. A efectos de procedimiento, conviene disponer de un equipo de bombeo apropiado con el fin de poder asegurar un caudal constante y adecuado para las características del acuífero. Para un caudal bombeado de valor constante, el descenso del nivel de agua libre en el pozo, y del nivel freático en sus inmediaciones, es proporcional a la permeabilidad del acuífero. En estas condiciones, la medida de los descensos del nivel de agua utilizando piezómetros apropiados, si es el caso, permite calcular el valor de la permeabilidad global del la zona de influencia del bombeo. Cabe indicar que en las inmediaciones del pozo el flujo no es horizontal, en consecuencia el caudal unitario no será constante.

Se considera a la zona de influencia del bombeo con simetría radial expresada por el valor r_0 , que debe determinarse experimentalmente pero que en la práctica resulta difícil conocerlo con precisión. Para un punto genérico dentro de la zona de influencia, la distancia al pozo se indica mediante el radio correspondiente al punto considerado hasta el centro del pozo ($r > 0$). Se considera que el radio del pozo es pequeño (entre 5 y 15 cm de diámetro) comparado con la zona de influencia, que habitualmente suele ser mayor de 10 m.

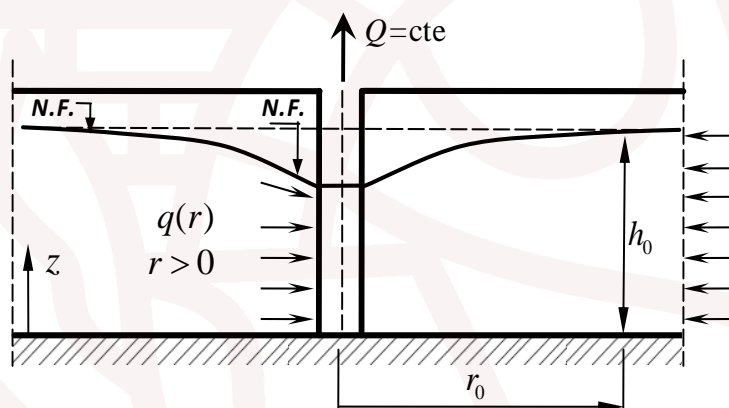


Figura 6.4.3 Esquema del ensayo de bombeo in situ en un acuífero libre

Cada punto considerado, dentro de la zona de influencia, se puede caracterizar por un par de valores: su distancia al pozo (r) y el descenso respecto del nivel freático inicial ($s = h_0 - h$); en el caso de considerar el punto adyacente a la pared del pozo, entonces el descenso sería máximo y coincidiría con el nivel de dicho pozo durante el bombeo, como puede verse en la figura mencionada; de otro lado, el punto (r_0, h_0) se interpreta como el límite de la zona de influencia, es decir, donde no hay descenso del nivel del agua. Si se dispone del valor del descenso, a partir de las medidas de los piezómetros, en dos puntos genéricos de la zona de influencia, entonces se

puede calcular la permeabilidad en base a la ley de Darcy y la geometría de la zona de influencia mediante la expresión para dos puntos genéricos a y b :

$$K = \frac{Q}{\pi(h_a^2 - h_b^2)} \ln \frac{r_a}{r_b}$$

En esta modalidad la geometría no está fijada, por lo que la superficie de nivel freático (NF) durante el bombeo depende del caudal bombeado y de la permeabilidad del propio terreno. En el caso de no tener instalados piezómetros en la zona de influencia, entonces se puede estimar la permeabilidad a partir del descenso en el pozo y el valor de descenso nulo en el límite de la zona de influencia; para este caso, en la expresión mencionada, los valores (r, h) son los correspondientes a la pared del pozo. Se considera que debido a la discontinuidad en el contacto entre el pozo y el terreno el valor de la permeabilidad obtenido mediante ambos puntos no es muy fiable; para este caso la expresión anterior se aplicaría como:

$$K = \frac{Q}{\pi(h_0^2 - h^2)} \ln \frac{r_0}{r} = \frac{Q}{\pi(h_0 - h)(h_0 + h)} \ln \frac{r_0}{r}$$
$$K = \frac{Q}{2h_m \pi s} \ln \frac{r_0}{r} \quad h_m = \frac{(h + h_0)}{2}$$

Como puede observarse el resultado se puede expresar también en función del descenso (s) y el espesor medio saturado del acuífero (h_m).

La duración de este tipo de ensayos suele ser bastante notable, en ocasiones se puede alargar a varios días; ello depende de las características del acuífero y, evidentemente, del valor de la permeabilidad del terreno. Tal como se ha indicado, el caudal bombeado debe mantenerse constante, pero en ocasiones se registran los datos sin haber alcanzado totalmente el régimen estacionario; si se dispone de la evolución temporal de los descensos, a partir de las medidas de los piezómetros, entonces se puede usar la ecuación para el régimen transitorio.

La posible heterogeneidad del terreno, en general suele ser de este modo, tiene como consecuencia el hecho de que la superficie de NF no coincide con la función logarítmica expresada en la ecuación anterior. Una apropiada interpretación de los valores registrados durante el ensayo permite estimar dicha heterogeneidad.

Finalmente, cabe señalar que si no se perfora el pozo hasta la capa impermeable, se puede estimar entonces la componente vertical de la permeabilidad mediante el procesado de los datos registrados; en estas condiciones el flujo cerca de la capa impermeable ya no es horizontal y puede, en este caso, tener una considerable componente vertical.

En la figura 6.4.4 se muestra un esquema de la disposición del ensayo de bombeo *in situ* para el caso de acuífero confinado. Como en el caso anterior, se perfora un pozo a partir de la superficie del terreno. La perforación debe atravesar el estrato impermeable superior, típicamente un estrato de arcilla, el estrato en que se quiere estudiar la permeabilidad y llegar a otro estrato inferior que se pueda considerar impermeable, por ejemplo un estrato de roca. Con esta geometría el flujo se halla confinado entre dos estratos impermeables, por lo que el nivel freático inicial no cambiará de forma apreciable. Desde el punto de vista hidráulico, cabe señalar que el funcionamiento del acuífero confinado es similar al de una tubería forzada.

Mediante el equipo apropiado se bombea un caudal Q constante a lo largo del ensayo y, como en el caso anterior, conviene disponer de un equipo de bombeo apropiado con el fin de poder ajustar el caudal a las características del acuífero. En este caso el flujo es horizontal, pero el nivel piezométrico de cada punto depende de la distancia al pozo; efectivamente en la figura 6.4.4 la curva indicada con NP muestra la distribución de niveles piezométricos en función de la distancia (r) al centro del pozo. No hay, por lo tanto, conexión hidráulica con el estrato superior.

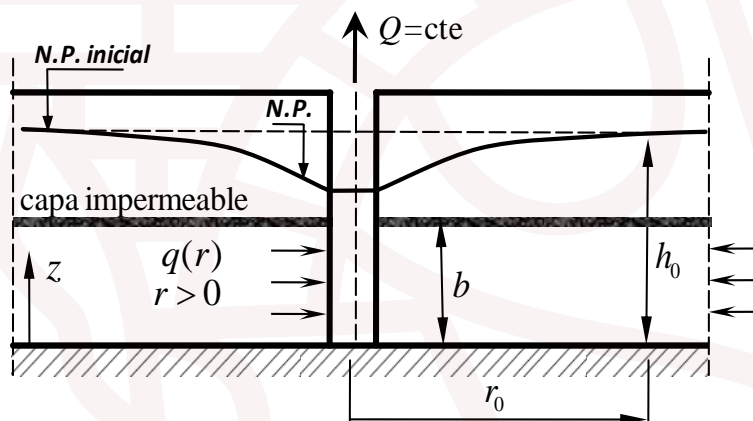


Figura 6.4.4 Esquema del ensayo de bombeo in situ en un acuífero confinado

Tal como se indica en la mencionada figura 6.4.4, b es el espesor del estrato ensayado. Con la geometría definida en la zona de influencia del bombeo, y con los datos registrados de los niveles piezométricos en relación a la distancia al pozo, se puede calcular la permeabilidad en base a la ley de Darcy mediante la expresión:

$$K = \frac{Q}{2\pi b(h_0 - h)} \ln \frac{r_0}{r} = \frac{Q}{2\pi b s} \ln \frac{r_0}{r}$$

Esta ecuación se puede aplicar para cualquier par de puntos correspondientes a piezómetros de los que se tengan datos registrados de descenso.

Respecto de los ensayos de bombeo *in situ* mencionados, tanto el de acuífero libre y como el de acuífero confinado, se pueden hacer las siguientes consideraciones:

1. Se supone que el acuífero puede reponer toda el agua extraída, es decir, la capacidad hidráulica del mismo no se ve sensiblemente afectada por el caudal bombeado.
2. Puede inyectarse agua al terreno y medir entonces el ascenso NF, sin embargo hay, en este caso, peligro de sifonamiento debido a que puede alcanzarse en el terreno la situación de tensión efectiva nula.
3. Es habitual utilizar en suelos el concepto de permeable/impermeable; sin embargo hay que hacer notar que hace referencia a valores habituales del gradiente hidráulico usado.

Finalmente, se indican a continuación algunos valores de la permeabilidad en suelos habituales. En una arena uniforme la permeabilidad suele estar comprendida entre 10^{-2} y 10^{-4} m/s, en limos poco plásticos entre 10^{-4} y 10^{-7} m/s, en arcillas poco plásticas entre 10^{-7} y 10^{-9} m/s y en el caso de arcillas muy plásticas suele ser $< 10^{-9}$ m/s.

6.5 Ensayos edométricos

El ensayo edométrico se describe en la norma UNE-103405-94 y en la ASTM-D2435. Se trata de un ensayo de amplia utilización en los laboratorios de mecánica de suelos dado que, entre otras ventajas, la relación entre la información obtenida del ensayo y su coste operativo es muy buena. Se trata de un equipo relativamente simple, al menos el equipo estándar, a pesar de que el tiempo invertido en su ejecución suele ser elevado.

Previamente a la descripción del ensayo, es conveniente precisar sobre el concepto de suelo normalmente consolidado (NC) y el de suelo sobreconsolidado (SC). Así se considera suelo NC aquel que en el momento actual está sometido a una tensión correspondiente a la máxima alcanzada a lo largo de toda su historia de formación. Por el contrario, se considera suelo SC aquel que en la actualidad tiene una tensión inferior a la que estuvo sometido en algún momento de su historia. De este modo se define a la presión de preconsolidación (P_c') como la tensión máxima *in situ* a lo largo de toda su historia, a la σ_0' como la tensión actual *in situ* y el grado de sobreconsolidación (OCR) al cociente entre ambas ($OCR = P_c'/\sigma_0'$).

De otra parte, la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical generadas en el terreno permite definir el coeficiente de empuje al reposo: $K_0 = \frac{\sigma_H'}{\sigma_V'}$ que se puede relacionar

con el ángulo de rozamiento interno (φ'). Así, para suelos NC dicho coeficiente se obtiene mediante la expresión: $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ y para suelos SC con: $K_0 = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'}$. La probeta utilizada en el ensayo edométrico estándar es de simetría cilíndrica, por lo que $\sigma_2 = \sigma_3$. De otro lado, y dado que el anillo que la contiene es rígido y no permite la deformación radial, se tiene que: $\varepsilon_r = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$. Por otra parte la relación entre las tensiones efectivas actuantes, la vertical coincide con la principal mayor (σ_1') y la horizontal con la menor (σ_3'), se caracteriza mediante la expresión:

$$K_0 = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'} = \frac{\sigma_H'}{\sigma_V'}$$

Respecto de los invariantes tensionales, ya definidos en el tema 3, y utilizando la expresión anterior, se tiene que:

- para el plano de Lambe: $t = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$; $s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$; $\frac{t}{s'} = \frac{1 - K_0}{1 + K_0}$
- para el de Cambridge: $q = \sigma_1' - \sigma_3'$; $p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$; $\frac{q}{p'} = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0}$

Conviene precisar que en la probeta se generan tensiones y deformaciones de corte, sin embargo no se produce una rotura global.

Los resultados del ensayo edométrico se interpretan a partir de la teoría de la consolidación, ya estudiada en el tema 5. Tal como ya se indicó entonces, se trata de un proceso acoplado flujo-deformación. Durante dicho proceso se aplica la carga vertical de forma instantánea, produciéndose un aumento también instantáneo de la presión intersticial (Δu) e iniciándose un proceso diferido en el que hay flujo de agua hacia el exterior, asociado a una disminución progresiva de la presión intersticial, con el aumento consiguiente de la tensión efectiva en el suelo. La ecuación debida a Terzaghi permite caracterizar el fenómeno:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t}$$

que se integra y tabula su solución para un manejo más cómodo. Los parámetros que serán objeto de cálculo a partir de los datos del ensayo edométrico estándar son los siguientes:

1. c_v : coeficiente de consolidación (m^2/s)
2. a_v : coeficiente de compresión (Pa^{-1})
3. E_m : módulo edométrico (Pa)
4. m_v : coeficiente de cambio de volumen (Pa^{-1})
5. k : permeabilidad (m/s)

6. C_c : índice de compresión
7. C_s : índice de hinchamiento
8. P_c' : presión de preconsolidación (Pa)

A continuación se describe el equipo y el procedimiento del ensayo edométrico estándar. Sucesivamente se obtendrán los parámetros anteriores a partir de las medidas realizadas a lo largo de dicho ensayo.

6.5.1 Equipo y proceso de ensayo

En la figura 6.5.1 se muestra un esquema de una célula edométrica estándar. Puede apreciarse el suelo rodeado del anillo indeformable y situado entre dos piedras porosas de alta permeabilidad ejerciendo la función de filtro para las partículas sólidas. En la parte superior se encuentra el pistón que transmite la carga vertical aplicada, típicamente mediante pesos y un brazo de palanca, al suelo. El comparador, para la medida de los desplazamientos verticales del pistón, está acoplado a la parte fija de la célula y se apoya sobre dicho pistón. Las piedras porosas permiten el drenaje del agua intersticial hacia el depósito de agua que rodea toda la célula y que tiene la misión de mantener saturado el suelo en todo momento. La altura de la probeta de suelo suele ser de 20 mm, mientras que su diámetro de: 35, 50, 70 mm.

Una vez calibrado el equipo y montada la probeta en la célula, se procede a aplicar los sucesivos escalones de carga que se hayan previsto en el ensayo. Es habitual emplear para el proceso de carga vertical los siguientes escalones: 10, 20, 50, 100, 200, 400, 800 kPa y para la fase de descarga: 200, 20, 0 kPa, aunque, evidentemente, ello se puede modificar según las necesidades de ensayo. La secuencia de los escalones se ha tomado en base a la experiencia acumulada en la realización del presente ensayo, de esta forma los puntos obtenidos en el gráfico e - $\log\sigma'$ presentan mejor el resultado del ensayo.

Cada escalón de carga se inicia con la aplicación del incremento de carga vertical correspondiente. En este momento empieza a contar el tiempo, realizándose la lectura del comparador (desplazamientos verticales) a intervalos apropiados. Es habitual, dada la experiencia acumulada, utilizar secuencias como: 10'', 15'', 20'', 30'', 1', 2', 5', 10', ... 24 h. En general a las 24 horas puede considerarse finalizada la etapa de consolidación, para un incremento de carga determinado, sin embargo hay que atender a las lecturas del comparador para decidir cuándo se puede aplicar el siguiente escalón de carga. Conviene recordar que el ensayo se realiza sobre suelo saturado.

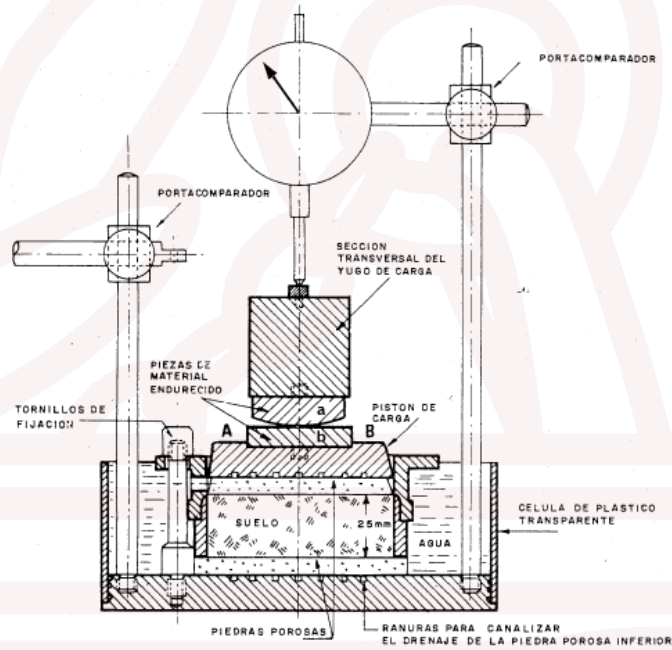


Figura 6.5.1 Esquema de una célula edométrica estándar

La figura 6.5.2 muestra el gráfico e - $\log t$ para un determinado escalón de carga; habrá, en consecuencia, tantos gráficos e - $\log t$ como escalones de carga se realicen. La intersección de las dos pendientes, en el comportamiento del índice de poros con el tiempo obtenidas a partir de la observación de dicha curva, permite estimar t_{100} como el tiempo necesario para el final de la consolidación primaria y que, en consecuencia, determina el grado de consolidación unidad ($U=1$). A partir de t_{100} se considera que la deformación vertical con el tiempo se debe al fenómeno de la consolidación secundaria, ya estudiado en el tema 5.

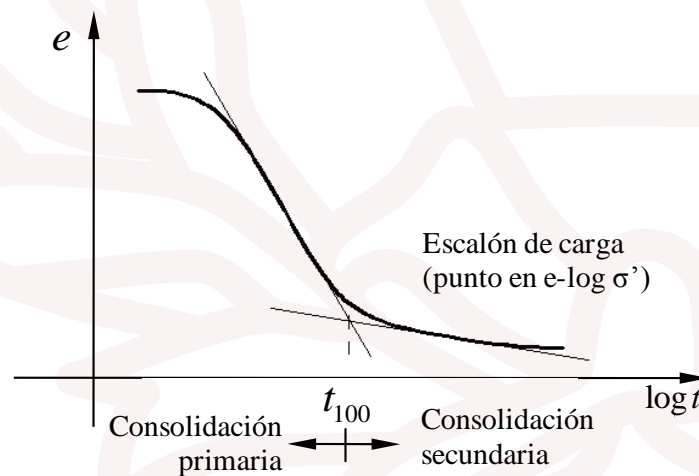


Figura 6.5.2 Gráfico e - $\log t$ para un determinado escalón de carga

Tal como ya se ha apuntado, cada escalón de carga genera un punto en $e-\log\sigma'$. La figura 6.5.3 muestra el aspecto de dicho gráfico para un suelo determinado; puede apreciarse la diferencia de pendiente entre la rama de carga y la de descarga. En este caso concreto se puede observar que la máxima tensión efectiva alcanzada es de 400 kPa a partir de la cual se inicia la rama de descarga.

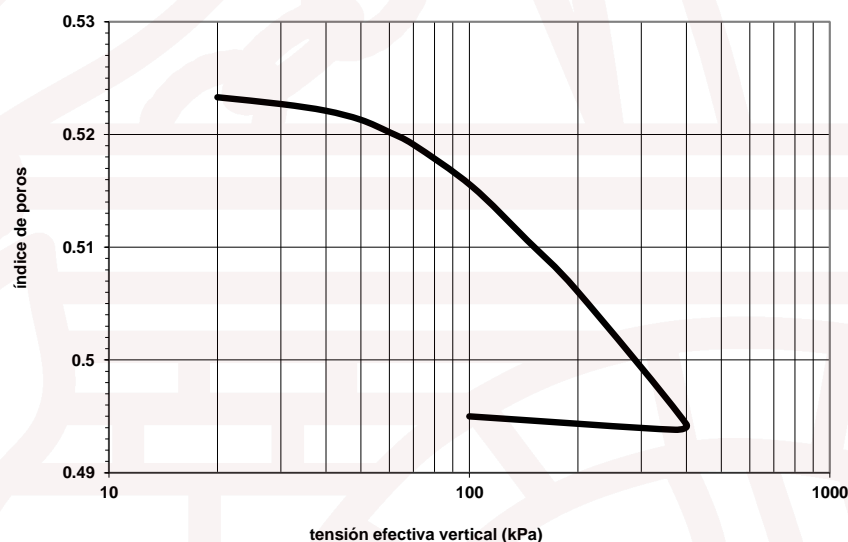


Figura 6.5.3 Gráfico índice de poros en función de la tensión vertical efectiva alcanzada

A continuación, y a partir de los datos obtenidos durante el ensayo, se va a estimar y calcular los parámetros anteriormente mencionados.

6.5.2 Obtención de parámetros y valores típicos

La ecuación de Terzaghi contiene el coeficiente de consolidación (c_v) que relaciona la disipación de la presión intersticial, generada inicialmente por efecto del incremento de carga, con el tiempo. Su determinación se hace a partir de la curva experimental que relaciona el índice de poros, o bien la deformación volumétrica, con el tiempo (habitualmente se utiliza la escala logarítmica con el fin de hacer más visibles los cambios).

Un primer método para la obtención de c_v es el debido a Casagrande, en el que se parte de la curva indicada genéricamente en la figura 6.5.4 y que contiene los valores obtenidos en el laboratorio. En primer lugar se obtiene e_0 (índice de poros inicial) haciendo una extrapolación parabólica, dado que la relación entre el índice de poros y el tiempo es aproximadamente parabólica para valores pequeños del mismo (típicamente valores entre 10 y 30 s). La obtención

de e_0 y de e_{100} (correspondiente al final de la consolidación) permite calcular e_{50} (valor medio de ambos). De la curva anteriormente mencionada se obtiene t_{50} , a partir de e_{50} , que corresponde a un grado de consolidación del 50% ($U=0.5$) con lo cual, y entrando en la tabla de valores calculados $U=f(T)$, se encuentra el valor del tiempo adimensional $T_{50}=0.196$ calculándose, entonces, el coeficiente de consolidación mediante la expresión:

$$c_v = \frac{0.196H^2}{t_{50}}$$

donde H corresponde a la mitad de la altura del anillo, dado que el drenaje se hace habitualmente por ambos lados.

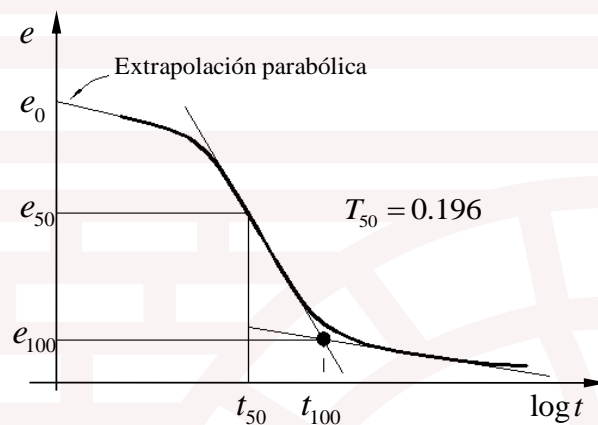


Figura 6.5.4 Gráfico índice de poros con el logaritmo del tiempo para un determinado escalón de carga

Un método alternativo al de Casagrande, para la determinación de c_v , es el debido a Taylor. En este caso se parte de la curva mostrada en la figura 6.5.5 que presenta el índice de poros en relación a la raíz cuadrada del tiempo para un determinado escalón de carga.

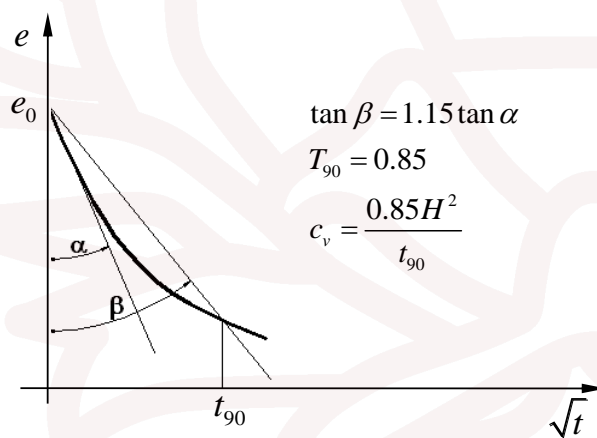


Figura 6.5.5 Gráfico índice de poros con la raíz cuadrada del tiempo para un determinado escalón de carga

Tal como se ha indicado anteriormente, y para tiempos pequeños, el comportamiento del índice de poros en relación al tiempo es aproximadamente parabólico, ello hace que en la gráfica mencionada aparezca como una recta, de la que se puede determinar el ángulo con respecto al eje de ordenadas. Este ángulo (α) corresponde a la pendiente en la zona inicial. A continuación se toma un ángulo β según la relación: $\tan\beta=1.15\tan\alpha$; dicha relación no es arbitraria y se puede justificar teóricamente. Por otra parte, según Taylor, la intersección de una línea que parte de e_0 con ángulo β con la curva $e-\sqrt{t}$ permite estimar el valor de t_{90} que corresponde a un grado de consolidación del 90%. Al igual que en el método de Casagrande, se entra en la tabla $U=f(T)$ y se obtiene $T_{90}=0.85$. Mediante la siguiente expresión se obtiene el valor del coeficiente de consolidación:

$$c_v = \frac{0.85H^2}{t_{90}}$$

Cabe señalar que las diferencias entre los valores obtenidos en ambos métodos suelen ser pequeñas.

De otro lado, el ensayo edométrico permite estimar el valor de la presión de preconsolidación (P_c') de la probeta de suelo. Un método gráfico muy usado es el debido a Casagrande, que se muestra en la figura 6.5.6. A continuación se describe el proceso por la obtención de P_c' a partir de los datos experimentales:

1. Se parte de la curva $e-\log\sigma_v'$ representada en dicha figura.
2. Se determina el punto de máxima pendiente en dicha curva y se indica como el punto A.
3. Se traza una horizontal y una tangente a dicho punto, para calcular posteriormente la bisectriz formada por ambas líneas; donde la bisectriz interseca a la recta noval (tangente a la zona rectilínea de $e-\log\sigma_v'$) está, según Casagrande, el valor de la presión de preconsolidación.

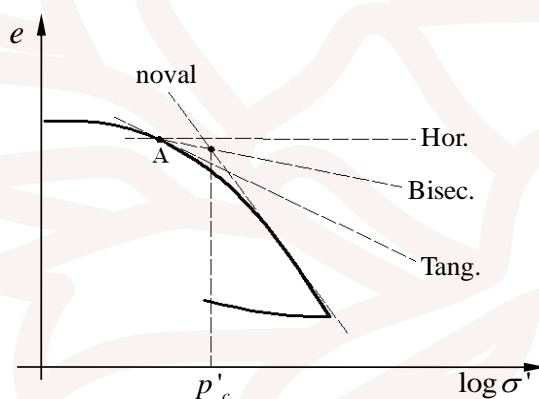


Figura 6.5.6 Obtención de la presión de preconsolidación (P_c') por el método de Casagrande

Existe un método alternativo para la estimación de la presión de preconsolidación debido a Schmertmann. En este caso deben realizarse dos ensayos diferentes sobre el mismo suelo. Efectivamente, se preparan dos probetas de suelo, una inalterada (sin alterar la estructura de la muestra del terreno) y otra remoldeada (que ha sido disgregada y posteriormente llevada a su índice de poros originario). Se ensayan ambas probetas obteniéndose dos curvas $e-\log \sigma'$, tal como se muestra en la figura 6.5.7. Según Schmertmann el valor de la tensión efectiva vertical para la que se obtiene la máxima diferencia del índice de poros entre ambas curvas coincide con el valor de la presión de preconsolidación (P_c').

A partir del valor estimado, por alguno de los procedimientos anteriores, para la presión de preconsolidación (P_c') y conociendo los valores de tensión e índice de poros del terreno (σ_0', e_0), se puede estimar el comportamiento del suelo in situ a partir del ensayo edométrico realizado en el laboratorio sobre una probeta. Para ello se debe realizar un ensayo con un ciclo intermedio de descarga y recarga posterior. En la figura 6.5.8 se muestra una curva genérica de dicho ensayo. El procedimiento gráfico para la obtención de dicha curva es el siguiente:

1. A partir de los valores conocidos (σ_0', e_0), se obtiene el punto A.
2. Se traza por dicho punto una línea con una pendiente igual a la bisectriz correspondiente al ciclo intermedio de descarga y recarga, lo que con el valor de la presión de preconsolidación permite obtener el punto B.
3. Se intersecta la recta noval con el valor $0.42e_0$ que, según Schmertmann, corresponde al punto final de la consolidación en los ensayos edométricos habituales; ello permite situar el punto C.
4. Con los puntos anteriores A, B y C se obtiene la curva, formada por dos pendientes, de comportamiento in situ.

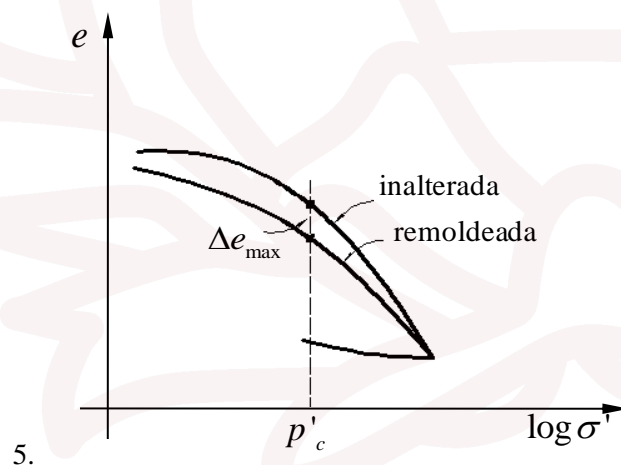


Figura 6.5.7 Obtención de la presión de preconsolidación (P_c') por el método de Schmertmann

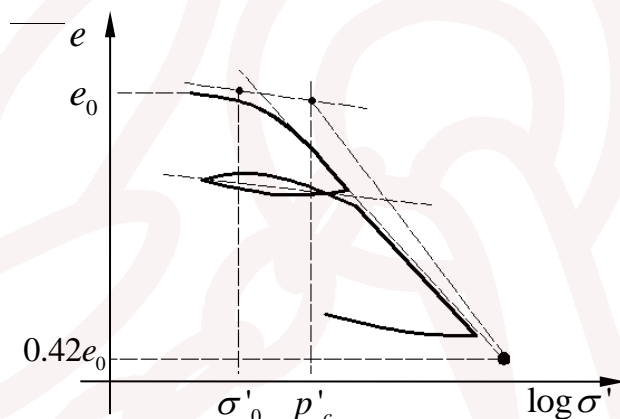


Figura 6.5.8 Obtención de la curva de comportamiento in situ a partir del ensayo edométrico en laboratorio

Conviene destacar el hecho de que para valores de $\sigma'_v < P'_c$ la compresibilidad del suelo es pequeña (en general suele ser el caso de las cimentaciones), mientras que para valores de $\sigma'_v > P'_c$ la compresibilidad es notablemente mayor. De ello se puede deducir la gran importancia que tiene el conocimiento previo de la presión de preconsolidación en vistas a reducir al máximo posible los asentamientos del terreno en las cimentaciones y obras geotécnicas en general.

Otro parámetro obtenible a partir del ensayo edométrico es el índice de compresión (C_c). Se trata de la pendiente en la zona rectilínea de la rama de carga de la curva e - $\log \sigma'$, por ejemplo la representada en la figura 6.5.3. Dicha pendiente se obtiene tomando el cociente, afectado del signo negativo, entre el incremento del índice de poros y el incremento del logaritmo de la tensión efectiva vertical para un intervalo determinado contenido en dicha zona. El valor de índice de compresión se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

Conviene indicar que el incremento del denominador no depende de si el eje de abscisas está en escala logarítmica o no; si no lo está, hay que tomar directamente los valores de la tensión efectiva y obtener su logaritmo y recordar que la diferencia de logaritmos equivale al logaritmo del cociente de las cantidades correspondientes.

De igual modo se obtiene el índice de hinchamiento o entumecimiento (C_s) que se define como la pendiente en la rama de descarga y que se calcula según la expresión:

$$C_s = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

En general, y para suelos habituales, los valores de los índices de compresión y de hinchamiento están relacionados aproximadamente según: $C_s \approx C_c / 5$.

De otro lado, existen correlaciones del índice de compresibilidad (C_c) con algunos parámetros geotécnicos determinables en el laboratorio. En este sentido, y para el caso de arenas limosas, se puede correlacionar con la humedad correspondiente al límite líquido (w_L) según la expresión: $C_c = 0.009 (w_L - 10)$. Para el caso de limos se puede correlacionar con el valor de su índice de poros inicial según la expresión: $C_c = 0.3 (e_0 - 0.27)$. Finalmente, en el caso de arcillas normalmente consolidadas (NC) se puede correlacionar con su humedad natural, según la expresión: $C_c = 0.85w^{1.5}$.

Conviene señalar que las correlaciones sirven para disponer de una aproximación previa a la realización de los ensayos mecánicos, aportando información a partir de los ensayos más sencillos, como son los límites de Atterberg y la determinación de la humedad natural; sin embargo, es necesario disponer de los resultados de otros ensayos, en este caso el edométrico, para su uso en el cálculo de cimentaciones u otras obras geotécnicas.

Por lo que se refiere al módulo edométrico, también denominado módulo confinado, se define a partir del coeficiente de compresibilidad (a_v). Se suele calcular para una determinada tensión efectiva vertical en la zona rectilínea de la curva $e - \log \sigma'$; de este modo, utilizando el valor de C_c y el valor del índice de poros inicial, se puede calcular E_m según la expresión:

$$E_m = \frac{1 + e_0}{a_v} = \frac{\sigma' (1 + e_0)}{0.434 C_c}$$

En cuanto al factor 0.434, conviene señalar que se trata de la relación entre la base de los logaritmos naturales y los de base decimal. De otro lado, cabe indicar que en ocasiones se utiliza el inverso del módulo edométrico (m_v), denominado coeficiente de cambio de volumen, y que se calcula como:

$$m_v = \frac{1}{E_m}$$

A partir de la teoría de la consolidación se puede calcular la permeabilidad (k), conociendo los valores del coeficiente de consolidación (c_v) y del módulo edométrico (E_m), mediante la siguiente expresión:

$$k = \frac{c_v \gamma_w}{E_m}$$

En cuanto a la caracterización de los suelos en base a su índice de compresibilidad o bien a su módulo edométrico, se establecen los siguientes criterios:

1. Si $C_c < 0.05$ se denominan suelos de baja compresibilidad.
2. Si C_c está comprendido entre 0.05 y 0.25 se denominan suelos de compresibilidad media.
3. Si $C_c > 0.25$ se denominan suelos de elevada compresibilidad.
4. Si $E_m < 2$ MPa se considera un suelo muy compresible.
5. Si E_m está comprendido entre 2 y 30 MPa se considera un suelo de compresibilidad media.
6. Si $E_m > 30$ MPa se considera un suelo poco compresible.

Finalmente, cabe señalar que el valor del coeficiente de consolidación (c_v) tiene un valor variable según el escalón de carga y el grado de consolidación considerados; sin embargo, su valor suele estar comprendido entre 10^{-6} y 10^{-8} m²/s.

6.6 Ensayos de rotura

Como se ha visto, en el ensayo edométrico no hay rotura global de la probeta, a pesar de que en ella existan tensiones y deformaciones de corte localizadas. Por el contrario, en otro tipo de ensayos se puede llevar al suelo a rotura, es decir, puede agotarse la capacidad resistente del material globalmente o bien por un plano determinado; tal es el caso del ensayo triaxial y el del corte directo. En el apartado 6.6.3 se van a mencionar otros ensayos que también permiten alcanzar la rotura.

6.6.1 Ensayo triaxial: equipo, medida de parámetros y tipos de ensayos

En este apartado se va a estudiar el ensayo triaxial convencional que se halla descrito en la norma UNE-103402-98. Dicho ensayo se aplica a suelo saturado y, como se verá a continuación, el equipo utilizado impone a la probeta de suelo una simetría radial. La figura 6.6.1 muestra un esquema de la célula habitualmente utilizada en el laboratorio.

Tal como se aprecia en dicha figura, la célula triaxial convencional consta esencialmente de un pedestal rígido, donde se coloca la probeta, que dispone de una conexión hidráulica con el exterior a través de la válvula V_2 , un cabezal que se coloca en la parte superior de la probeta y que también dispone de conexión hidráulica con el exterior a través de un tubo flexible y la válvula V_3 ; todo ello está rodeado por una cámara estanca en conexión con el exterior a través de la válvula V_1 y a la que puede aplicarse una presión determinada (con agua o con aire). La probeta de suelo se rodea de una membrana flexible, típicamente de látex, con el fin de que el agua intersticial quede aislada hidráulicamente de la presión de la cámara y permita el

acoplamiento mecánico con la presión de cámara y con la carga vertical aplicable mediante el pistón que incide sobre el cabezal.

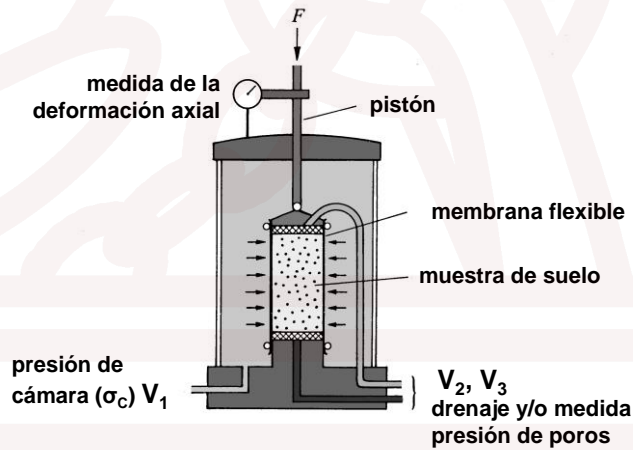


Figura 6.6.1 Esquema de una célula triaxial convencional utilizada en el laboratorio

La probeta es cilíndrica y habitualmente tiene un diámetro de 35, 50, 70 o bien 100 mm. En cuanto a su altura es el doble de su diámetro con el fin de minimizar la influencia del rozamiento en los cabezales frente a la superficie lateral, en la que el rozamiento es prácticamente despreciable. Nótese que en el caso del edómetro se hace prevalecer la superficie de los cabezales frente a la lateral, dado que hay que tener en cuenta el rozamiento del suelo con la pared del anillo. De otro lado, la disposición de las válvulas indicadas (V_2 y V_3) permite la medida del volumen de agua que entra o sale de la probeta, ello será de especial importancia en los procesos de drenaje previstos en los ensayos.

La probeta de suelo suele obtenerse por tallado de una muestra extraída del terreno o bien por compactación en el laboratorio de un suelo previamente disgregado. Dicha probeta se coloca en la célula triaxial rodeada de la membrana elástica que la aísla hidráulicamente de la cámara y de unas juntas tóricas colocadas en los cabezales. Posteriormente se ajusta el pistón y se cierra la cámara con el fin de poder colocar dicha célula en la prensa correspondiente y, con ello, aplicar la carga vertical a la probeta que deberá medirse durante todo el ensayo.

La disposición indicada anteriormente permite aplicar un determinado estado de tensiones a la probeta: en ella se pueden generar procesos de consolidación, tanto isótropa como anisótropa, y, asimismo, aplicar una tensión desviadora que eventualmente pueda llevar el suelo a rotura. La probeta tiene simetría radial; ello supone la coincidencia de la tensión principal intermedia con la menor o la mayor, según el caso. La carga vertical aplicada axialmente genera la tensión

principal mayor o la menor según el caso. En el ensayo triaxial convencional se dispone de control independiente sobre dos de las tensiones principales.

La distribución de las tensiones principales sobre la probeta da pie a dos tipologías de ensayo diferentes:

1. Si la presión aplicada a la cámara (σ_c) coincide con la tensión principal menor (σ_3) y la tensión vertical (σ_v) coincide con la tensión principal mayor (σ_1) entonces se trata de un triaxial convencional de **compresión**; obviamente en este caso será ($\sigma_2 = \sigma_3$).
2. Si la presión aplicada a la cámara (σ_c) coincide con la tensión principal mayor (σ_1) y la tensión vertical (σ_v) coincide con la tensión principal menor (σ_3) entonces se trata de un triaxial convencional de **extensión**; obviamente en este caso será ($\sigma_2 = \sigma_1$).

Cabe señalar que el ensayo habitualmente utilizado en el laboratorio es de compresión, a él va a hacerse referencia a lo largo de todo el presente apartado. La aplicación de tensión desviadora a la probeta supone un estado de tensiones anisótropo tal que $\sigma_1 \neq \sigma_3$, a diferencia del isótropo en el que hay coincidencia de ambas tensiones.

En el proceso de ejecución del ensayo triaxial convencional hay que tener en cuenta las siguientes fases:

1. **Saturación de la probeta.** Ya se ha indicado que en el presente ensayo se va a considerar el estado saturado, por lo que hay que asegurarse de que el suelo lo está. Para asegurar la saturación puede imponerse un pequeño gradiente hidráulico entre la base de la probeta (V_2) y la parte del cabezal (V_3) con el fin de generar un flujo vertical ascendente que pueda arrastrar al aire que pudiera estar contenido en la probeta. El grado de saturación se puede evaluar mediante el parámetro B de Skempton (se definirá en temas posteriores).
2. **Consolidación.** Se puede aplicar a la probeta un determinado estado inicial de tensiones mediante un proceso de consolidación que puede ser isótropo ($\sigma_1 = \sigma_3$) o bien anisótropo ($\sigma_1 \neq \sigma_3$). De otro lado, las válvulas V_2 y/o V_3 deben permanecer abiertas durante el proceso con el fin de que se pueda disipar el incremento de presión intersticial. La aplicación de la presión de cámara, la presión intersticial y la carga vertical, si es el caso, se hace por etapas sucesivas hasta obtener la σ_3 , P_w y σ_1 deseadas. En el caso de la consolidación isótropa, muy habitual, se aplican sucesivos $\Delta\sigma_3$ (con las V_2 y V_3 cerradas) lo que provoca un ΔP_w (aumento de la presión intersticial) para luego abrir V_2 y/o V_3 y disipar el aumento de presión intersticial y conseguir, con ello, un aumento de σ'_3 . Para el caso de consolidación anisótropa se imponen sucesivos $\Delta\sigma_3$ y $\Delta\sigma_1$.

3. **Fase de carga axial.** Se aplica a la probeta una tensión desviadora (triaxial de compresión) mediante un $\Delta\sigma_1$ (en esta fase las V_2 y/o V_3 pueden estar abiertas o cerradas). En el equipo convencional esta fase se realiza con la presión de cámara (σ_c) constante. En cuanto a la tensión vertical (σ_v) debe medirse mediante un sistema apropiado.

En la célula convencional, objeto del presente estudio, los valores a medir o controlar durante el ensayo son: la presión de cámara (σ_c), la tensión vertical (σ_v), el desplazamiento vertical (axial) del pistón (δ_v), el volumen de agua que entra o sale de la probeta (ΔV_w) y la variación de la presión intersticial (ΔP_w). Todos estos valores deben medirse con los instrumentos apropiados, ello permite determinar el estado tenso-deformacional del suelo con el fin de calcular los parámetros de comportamiento, implementarlos en el modelo apropiado y poder predecir, de este modo, el comportamiento mecánico del suelo frente a un estado de tensiones arbitrario.

En la fase de carga axial la disminución de la altura de la probeta (h) inducirá en ella un aumento de su diámetro y en consecuencia de su sección. En consecuencia se hace necesaria una corrección del área en función de la deformación axial (ε_a) de forma que la tensión vertical quede corregida. Si se acepta que la probeta mantiene su forma cilíndrica, entonces se puede corregir la tensión vertical mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_v^{corr} = \frac{\sigma_v}{\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_a}} \quad \text{si } \varepsilon_v \approx 0 \quad \text{y} \quad \varepsilon_a \ll 1 \quad \text{entonces aproximadamente se tiene que:} \quad \sigma_v^{corr} = \frac{\sigma_v}{1+\varepsilon_a}$$

Se puede aceptar que, en general, los valores de la deformación volumétrica (ε_v) y de la axial (ε_a) serán pequeños. A partir de los valores medidos, y para el triaxial de compresión, serán entonces conocidos: $\sigma_c = \sigma_3$; $\sigma_v = \sigma_1$; $\varepsilon_v = \Delta V_w / V_t$; $\varepsilon_1 = \varepsilon_a = \delta_v / h$. De otro lado, si en un ensayo triaxial convencional no hay cambio de volumen en la probeta, es decir $\Delta V_w = 0$, entonces la deformación volumétrica será nula ($\varepsilon_v = 0$).

Para valores de la deformación pequeños y utilizando las relaciones de la mecánica del medio continuo, se tiene que:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad \text{y también que} \quad \varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$$

con lo cual se obtiene la deformación de corte (ε_s) y la deformación principal menor (ε_3), que coincide con la deformación radial (ε_r).

En resumen: son conocidas la tensión principal mayor (σ_1), la menor (σ_3), la deformación principal mayor (ε_1), la menor (ε_3), la deformación volumétrica (ε_v) y la deformación de corte (ε_s); todo ello caracteriza el estado tenso-deformacional de la probeta ensayada.

Cabe señalar que el ensayo triaxial convencional tiene algunas ventajas, como son: el equipo, el proceso de ensayo y el control del mismo son sencillos; también la medida del flujo de agua que entra o sale de la probeta es sencillo. Sin embargo dicho ensayo tiene algunos inconvenientes, como son: no es posible aplicar a la probeta cualquier estado tensional que se desee, dado que las trayectorias de tensiones posibles son limitadas; de otro lado, la distribución de tensiones y deformaciones en la probeta no es uniforme y tiene como consecuencia que la forma cilíndrica de la probeta no se mantiene con la deformación axial y da paso a una forma abarrilada, ello se produce dado el confinamiento (por rozamiento) que ejercen los cabezales sobre la probeta.

A continuación se va a analizar sucesivamente las condiciones de ensayo y los resultados que pueden obtenerse con tres tipos de ensayo triaxial habituales en los laboratorios de mecánica del suelo. Se trata del ensayo triaxial consolidado drenado (CD), del consolidado no drenado (CU) y del no consolidado y no drenado (UU).

Ensayo consolidado drenado (CD). Durante el proceso de consolidación se aplica a la probeta el valor prescrito para la tensión efectiva según el procedimiento descrito anteriormente. Durante la consolidación las válvulas V_2 y/o V_3 deben estar abiertas para que pueda disiparse el incremento de tensión intersticial producido por la aplicación de la carga. El proceso de consolidación suele durar 24 horas, sin embargo el criterio debe ser el de comprobar si el incremento de presión intersticial se ha disipado totalmente. Hay, por lo tanto, una deformación volumétrica durante esta fase y, además, la presión intersticial no es constante en todo el volumen de la probeta.

Cuando la fase de consolidación ha terminado, se procede a aplicar una carga vertical creciente hasta alcanzar la rotura, si es el caso. La aplicación de tensión desviadora procede de un aumento de σ'_1 . Las condiciones para esta fase son: la presión de cámara se mantiene constante a lo largo del ensayo ($\sigma_3 = \text{Cte.}$), la presión intersticial se mantiene sensiblemente constante en la probeta ($u = \text{Cte.}$), en consecuencia la tensión efectiva isotropa se mantiene constante ($\sigma'_3 = \text{Cte.}$); sin embargo para que la presión intersticial pueda mantenerse constante es necesario permitir el drenaje en la probeta y, para ello, en general habrá que permitir la entrada o salida de agua en la misma ($V_w \neq \text{Cte.}$).

En la figura 6.6.2 se muestra un esquema de las trayectorias de tensiones totales (TTT) y de efectivas (TTE) que se producen en un ensayo CD genérico, graficadas sobre el plano (σ', τ) . Los círculos de Mohr sucesivos delimitan dichas trayectorias. La diferencia constante entre las TTT y las TTE (dado que son paralelas) expresa el valor de la presión intersticial durante el ensayo.

Se puede comprobar que en el plano (σ', τ) se cumple: $\frac{d\tau}{d\sigma'} = 1$ en consecuencia tanto las TTT como las TTE tienen la pendiente correspondiente a 45° .

Si se toma como referencia el plano (s', t) de Lambe, también se cumple: $\frac{dt}{ds'} = 1$ en consecuencia tanto las TTT como las TTE tienen la pendiente correspondiente a 45° .

Finalmente si se considera el plano (p', q) de Cambridge, se cumple: $\frac{dq}{dp'} = 3$ por lo que tanto las TTT como las TTE tendrán la pendiente correspondiente a 71.5° .

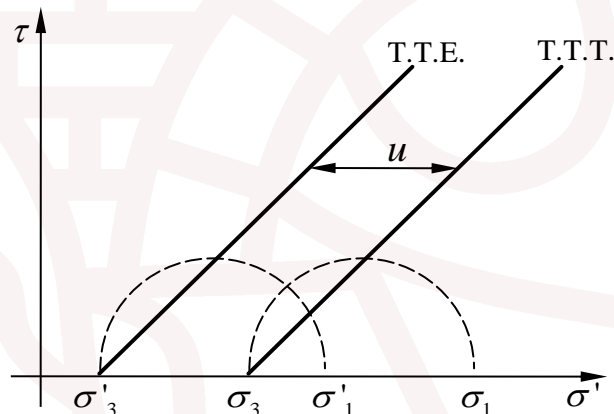


Figura 6.6.2 Trayectorias de tensiones totales (TTT) y efectivas (TTE) en el ensayo CD y en el plano (σ', τ)

Si se realizan varios ensayos sobre un mismo suelo a diferente tensión efectiva inicial y se llega hasta rotura, entonces es posible trazar la envolvente de rotura y determinar, con ello, los valores de algunos parámetros del suelo en rotura. La figura 6.6.3 muestra un resultado típico de la realización del ensayo sobre tres probetas a diferente confinamiento inicial; puede observarse que esta diferencia comporta un incremento sucesivo de la tensión de rotura para cada probeta. La pendiente de la envolvente de rotura se asocia al ángulo de rozamiento interno del material (φ') y la ordenada en el origen $(c' = \tau_0)$ a la cohesión aparente.

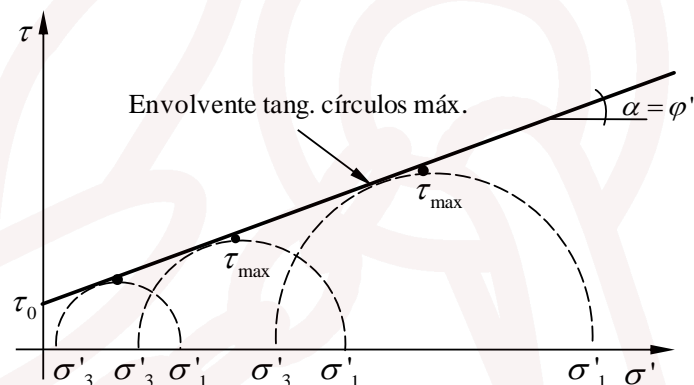


Figura 6.6.3 Envolvente de rotura para los círculos máximos correspondientes al ensayo CD en el plano (σ', τ)

Cabe señalar que el ensayo con confinamiento lateral nulo ($\sigma'_3 = 0$) corresponde al ensayo denominado de compresión simple; en este caso $\tau_{rot} = c'$.

Ensayo consolidado no drenado (CU). En cuanto a la fase de consolidación, se aplica el mismo procedimiento que el descrito para la fase de consolidación en el ensayo CD; efectivamente las válvulas V_2 y/o V_3 deben permanecer abiertas con el fin de que se pueda disipar el incremento de presión intersticial debido al aumento de carga total prescrito.

En la fase de carga axial, que como en el caso anterior puede llevar al suelo a rotura, se cierran las válvulas V_2 y V_3 y se aplica un incremento de carga axial. Ello supone la aplicación de una tensión desviadora (σ'_1) que si se incrementa sucesivamente llevará el suelo a rotura. Al igual que en el caso anterior, y en general para el ensayo triaxial convencional, la presión de cámara se mantiene constante a lo largo del ensayo ($\sigma_3 = Cte.$). Dado que en este caso no hay drenaje ($V_w = Cte.$) y, por tanto, no hay entrada ni salida de agua en la probeta y dado que la presión intersticial no se mantiene constante en la probeta ($u \neq Cte.$), entonces la tensión efectiva isotrópica tampoco se mantiene constante ($\sigma'_3 \neq Cte.$). Hay que hacer hincapié en que la presión intersticial debe medirse a lo largo del ensayo dado que, de lo contrario, no sería posible conocer la tensión efectiva en cada momento. Si no hay cambio en el volumen de agua de la probeta, y dado que el suelo ensayado está saturado, la deformación volumétrica de la misma será nula ($\epsilon_v = 0$).

La figura 6.6.4 muestra la forma que siguen las trayectorias de tensiones totales (TTT) y efectivas (TTE) en la fase de carga axial, correspondientes al ensayo CU, en el plano (σ', τ) y en el plano (p', q) . La TTT sigue siendo lineal y con la misma pendiente que en el caso CD; sin

embargo, la TTE no sigue esta proporcionalidad dado que la presión intersticial no permanece constante y, en consecuencia, tampoco la tensión efectiva.

En el gráfico de la izquierda de la misma figura 6.6.4, aparecen los círculos de Mohr no coincidentes en su inicio, dado que $\sigma'_3 \neq \text{Cte.}$ En consecuencia la relación $\frac{d\tau}{d\sigma} \neq \text{Cte.}$ y, por tanto, no es lineal; igualmente ocurre en el plano de Lambe y el de Cambridge (grafico de la derecha). En este último caso, plano (p', q) de referencia, la TTE permite relacionar la pendiente inicial de dicha trayectoria con el valor del parámetro A de Skempton (se verá en el tema 7).

Como en el caso del ensayo CD, si se realizan diversos ensayos sobre el mismo suelo, tres en el presente caso, pero con condiciones diferentes de tensión efectiva inicial, entonces los resultados de las trayectorias correspondientes se pueden graficar, como las mostradas en la figura 6.6.5, y trazar entonces la envolvente de rotura tal como aparece en dicha figura, siguiendo el criterio de tangencia a los círculos máximos. La envolvente tiene una pendiente caracterizada por el ángulo sobre el eje de las abscisas (α). Este ángulo estará obviamente relacionado con el ángulo de rozamiento interno, pero vendrá afectado por una transformación geométrica debida a que se obtiene en el plano (p', q) en lugar del (σ', τ) .

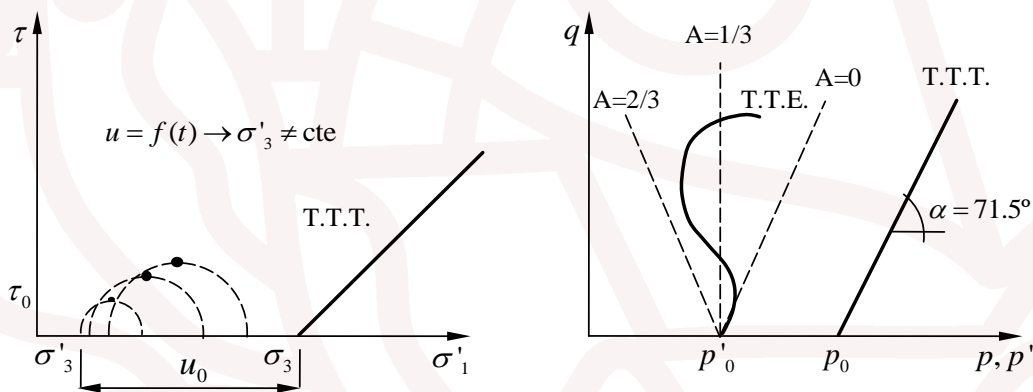


Figura 6.6.4 Trayectorias de tensiones totales (TTT) y efectivas (TTE) correspondientes al ensayo CU en los planos (σ', τ) y (p', q)

Conviene recordar que el valor del ángulo de rozamiento interno efectivo (φ') es independiente del sistema de representación, si bien es verdad que en los laboratorios se suele utilizar mayoritariamente el plano (p', q) para su obtención.

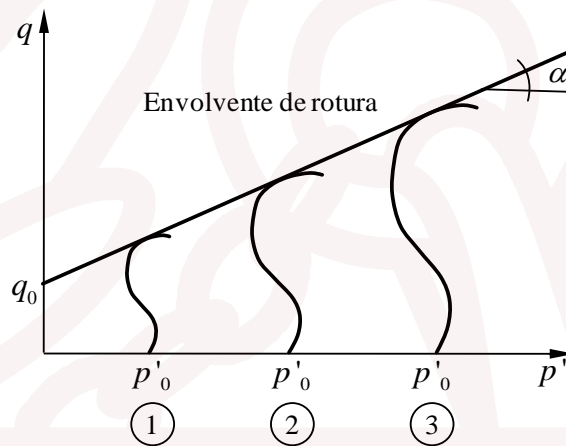


Figura 6.6.5 Envolvente de rotura para los círculos máximos correspondientes al ensayo CU en el plano (p', q)

A partir de la envolvente de rotura trazada en el gráfico de la figura 6.6.5 se obtiene la pendiente (α) y la ordenada en el origen (q_0), de estos valores se obtienen c' y φ' según las expresiones que se indican a continuación:

plano (s', t)	$\varphi' = \arcsin(\tan \alpha)$	$c' = \frac{t_0}{\cos \varphi'}$
plano (p', q)	$\varphi' = \arcsin \frac{3 \tan \alpha}{6 + \tan \alpha}$	$c' = \frac{(3 - \sin \varphi') q_0}{6 \cos \varphi'}$

Los valores de los parámetros resistentes c' y φ' son de uso muy habitual en el cálculo de cimentaciones y obras geotécnicas en general.

Ensayo no consolidado y no drenado (UU). Finalmente, se va a considerar el caso en el que no hay etapa previa de consolidación, iniciándose la fase de carga axial con la tensión efectiva que tiene el suelo en el momento de obtener la probeta ($\Delta\sigma'_3 = 0$).

Al igual que en el ensayo CD y en el CU la presión de cámara se mantiene constante ($\sigma_3 = \text{Cte.}$). En la fase de carga axial, por aumento de la tensión vertical ($\Delta\sigma_1$), no se permite el drenaje (V_2 y V_3 cerradas durante todo el ensayo); en consecuencia, no será posible que entre o salga agua de la probeta, ello supone, como en el caso CU, deformación volumétrica nula ($\varepsilon_v = 0$). Sin embargo, a diferencia del ensayo CU, en el UU estándar no se mide la presión intersticial, por lo que no se podrá conocer la tensión efectiva actuante sobre el suelo; en consecuencia, el análisis de los resultados deberá hacerse según la TTT. Tanto el incremento de la tensión normal y como el de la tangencial se obtendrán según las expresiones siguientes:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3}{2} = \Delta s$$

$$\Delta\tau = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{2} = \Delta t$$

La figura 6.6.6 muestra un gráfico de los resultados obtenidos del ensayo UU para tres probetas del mismo suelo y representadas las TTT en el plano (σ, τ) .

Dado que no hay aumento de la tensión efectiva actuante en el suelo, la tensión tangencial de rotura tendrá en todos los casos el mismo valor, independientemente de la presión de cámara (σ_3) que, como se ha indicado, permanece constante a lo largo del ensayo pero que puede variarse para cada una de las probetas ensayadas. En estas condiciones la envolvente de rotura es tangente a los círculos máximos y será horizontal respecto del eje de las abscisas $(\varphi = 0)$. La tensión tangencial tendrá entonces el valor de la resistencia al corte sin drenaje (c_u) concepto que se definirá y ampliará en el tema 7. La siguiente expresión permite determinar su valor:

$$c_u = \frac{q_c}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

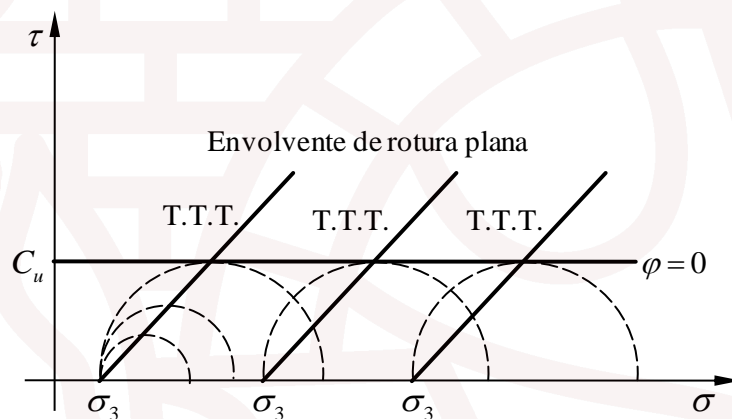


Figura 6.6.6 Envolvente de rotura para los círculos máximos correspondientes al ensayo UU en el plano (σ, τ)

donde q_c indica la resistencia a la compresión simple, es decir, el valor de la tensión de rotura en condiciones de confinamiento lateral nulo $(\sigma_3 = 0)$. El valor de la resistencia al corte sin drenaje es habitualmente utilizado en el cálculo geotécnico en que sea necesario evaluar su comportamiento a corto plazo (sin drenaje).

A modo de resumen, cabe señalar que el ensayo triaxial de tipo CD se utiliza habitualmente en suelos permeables, como es el caso de los arenosos, dado que permite una razonable velocidad de deformación axial asegurando, con ello, que no hay aumentos relevantes de la presión intersticial. El ensayo CU suele utilizarse precisamente en suelos poco permeables, dado que al

medirse la presión intersticial y no haber cambio de volumen en el agua de la probeta, entonces la velocidad de deformación axial puede tener valores bastante elevados, con el consiguiente ahorro en el tiempo de ensayo. Cabe añadir que el ensayo UU es poco utilizado, dado que en su versión estándar no permite obtener mayor información que el ensayo de compresión simple.

Respecto del ensayo triaxial cabe considerar que existen equipos especiales en los que la presión de cámara puede controlarse durante el ensayo ($\sigma_3 \neq Cte$). También existen equipos que pueden aplicar una consolidación anisótropa imponiendo, por ejemplo, la línea K_0 . Si el control del equipo es sofisticado entonces se pueden imponer una gran variedad de trayectorias de tensiones.

Finalmente, señalar que en suelos normalmente consolidados (NC) no existe un valor de pico visible en la curva tensión desviadora con la deformación axial, mientras que en los suelos SC puede apreciarse valores de pico muy marcados.

6.6.2 Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo se halla descrito en la norma UNE-103401-98. Se utiliza habitualmente en los laboratorios de mecánica del suelo dado que permite encontrar parámetros resistentes del suelo con un equipo relativamente sencillo. La probeta es de forma cilíndrica, aunque también puede tener la forma de un paralelepípedo. El diámetro de la probeta suele ser de 50 mm y su altura de 56 mm; también existen equipos para probetas de mayor tamaño, por ejemplo de 300x300 mm y 200 de altura. En el equipo de ensayo la probeta está contenida en dos anillos coaxiales que pueden desplazarse deslizando uno respecto de otro. Esta disposición permite prefijar un plano de rotura al que se impone una tensión normal (σ') midiéndose la tensión tangencial (τ) generada como consecuencia de la fricción en dicho plano.

Como en el caso del ensayo triaxial, la probeta puede obtenerse por tallado a partir de una muestra de suelo y posteriormente se coloca en el anillo correspondiente. A continuación se procede a consolidar la probeta en condiciones edométricas a una tensión efectiva prefijada. Posteriormente se inicia el desplazamiento relativo entre los anillos a una velocidad constante y apropiada para que las condiciones de carga permitan mantener la presión intersticial inicial, que coincide con la presión atmosférica ($u = 0$). Dado que el equipo usual no permite el control de la presión intersticial, la velocidad de desplazamiento debe asegurar las condiciones drenadas, por lo que el tiempo de ensayo en suelos arcillosos puede ser elevado.

La tensión tangencial generada se mide con el equipo apropiado y se registra su evolución a lo largo del ensayo. Al igual que en el ensayo triaxial CD, se pueden ensayar tres probetas y obtener la envolvente de rotura en el plano (σ', τ) ; si el ensayo se realiza en condiciones drenadas se obtienen entonces los parámetros resistentes c' y φ' .

La figura 6.6.7 muestra los resultados del ensayo de corte directo para tres probetas; se puede obtener la envolvente de rotura a partir de los círculos máximos correspondientes a cada una de ellas. En este caso la pendiente corresponde al ángulo de rozamiento interno (φ') y la ordenada en el origen a la tensión de corte para confinamiento nulo (c').

El equipo y proceso de ensayo son sencillos, ello supone una clara ventaja frente al ensayo triaxial; sin embargo, la presión intersticial no es controlable y el estado tensional en la probeta es difícil de analizar. Además, al desplazarse los anillos entre sí, el área de la probeta en la zona de contacto es variable con el desplazamiento y hay que introducir una corrección para la tensión normal. Por otro lado, y como ventaja, cabe señalar que el ensayo es muy útil para el estudio de juntas (superficies de rotura en deslizamientos del terreno).

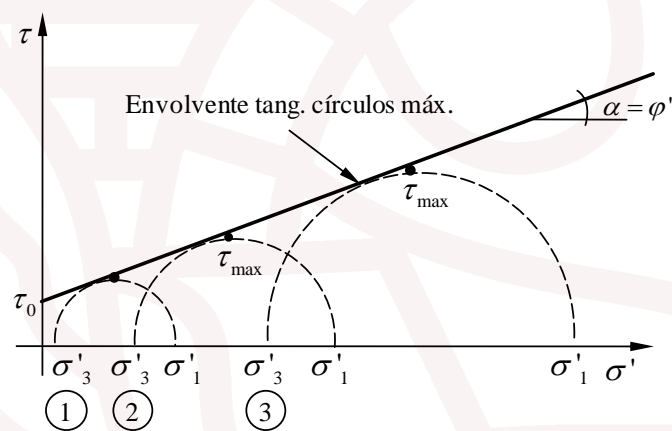


Figura 6.6.7 Envolvente de rotura para los círculos máximos correspondientes al ensayo de corte directo en el plano (σ', τ)

6.6.3 Otros ensayos de rotura

A modo de información adicional, a continuación se citan algunos ensayos que alternativamente pueden llevar al suelo a rotura:

1. Ensayo de corte simple. Evita alguno de los inconvenientes del ensayo de corte directo y el estado tensional está mejor definido; sin embargo, su elevado coste, similar al triaxial, ha condicionado notablemente su desarrollo.

2. Ensayo de corte anular. Es muy útil para la obtención de la tensión y ángulo residuales en suelos de grano fino. Muy usado en el estudio de deslizamientos del terreno.
3. Ensayo triaxial verdadero. Es un equipo de gran complejidad técnica y de coste muy elevado, por lo que su uso es muy limitado. En este ensayo se pueden mantener las condiciones triaxiales tales que $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$, por lo que suele denominarse triaxial verdadero.

6.7 Ensayos de compactación

La compactación será objeto de un estudio en el tema 10, sin embargo a continuación, y dentro del conjunto de técnicas experimentales, se van a describir algunos ensayos relacionados con la compactación de suelos en el laboratorio.

De forma preliminar, se puede definir la compactación como la densificación de un suelo mediante el aporte de energía mecánica; efectivamente, se trata de inducir deformaciones irreversibles en el esqueleto sólido del suelo, en definitiva de reducir su índice de poros. Para ello se va a considerar el ensayo Proctor, en sus dos modalidades, así como el ensayo Harvard. El ensayo Proctor es, con diferencia, el más usado en los laboratorios de mecánica del suelo para obtener las características del suelo en vistas a la compactación del mismo.

6.7.1 Ensayo Proctor

El nombre del ensayo recuerda al de J.J. Proctor que en la primera mitad del siglo XX desarrolló notables investigaciones en la mecánica de suelos. En dicho ensayo la aplicación de energía mecánica se hace mediante impacto. Efectivamente, a partir del suelo seco y disgregado, y eliminada la fracción que queda retenida en el tamiz nº 20 (0.85 mm), se mezcla con una determinada cantidad de agua y se coloca en un molde cilíndrico normalizado. Mediante la caída sucesiva de una maza desde una determinada altura, se aporta al suelo una energía equivalente a la energía potencial que moviliza la maza en caídas sucesivas; se admite que la energía movilizadora pasa íntegramente al suelo provocando una deformación del esqueleto sólido y, en consecuencia, una disminución de su índice de poros.

Ensayo Proctor Normal (PN). El ensayo se describe en las normas UNE-103500-94, ASTM-D698-70, AASHO-T99-70 y NLT-107-76. La normativa establece que el volumen del molde

cilíndrico debe ser de 1000 cm^3 (10.2 cm de ϕ x 12.24 cm de altura). En cuanto a la maza, debe tener una masa de 2.5 kg y un diámetro de 50 mm. La altura de caída es en este caso de 305 mm. La compactación se hace en tres tongadas (repartiendo el suelo de forma apropiada) con 26 caídas por tongada, ello supone un total de 78 caídas. La energía por unidad de volumen aportada al suelo se puede evaluar mediante la expresión:

$$J = \frac{mgN}{V} = \frac{2.5 \times 9.81 \times 26 \times 3}{10^{-3}} = 583 \text{ kJ/m}^3$$

Efectivamente, se ha establecido que la energía para el Proctor Normal (PN) sea de 583 kJ/m^3 , esta energía será un referente para la compactación *in situ*.

Ensayo Proctor Modificado (PM). El ensayo se halla descrito en las normas UNE-103501-94, ASTM-D1157-70, AASHTO-T180-70 y NLT-108-76. Al igual que el ensayo PN se trata de aportar energía al suelo por impacto, sin embargo el equipo es diferente y la energía total es mayor que la del PN.

En cuanto al volumen del molde es de 2.320 cm^3 (15.24 cm de ϕ x 12,7 cm de altura); la maza de 4,535 kg y 50 mm de diámetro y la altura de caída de 457 mm. Se elimina la fracción retenida en el tamiz nº 20. Por lo que se refiere al número de caídas, el ensayo se hace en cinco tongadas y se aplican 60 caídas en cada tongada. Como en el caso de PN, para el PM la energía total por unidad de volumen se puede calcular mediante la expresión:

$$J = \frac{mgN}{V} = \frac{4.535 \times 9.81 \times 60 \times 5}{2.32 \times 10^{-3}} = 2.630 \text{ kJ/m}^3$$

Cabe indicar que, para un mismo suelo, la energía por unidad de volumen aplicada por el PM es notablemente superior a la del PN, así pues para el PM el suelo resultante tendrá una densidad superior a que se obtendría con el PN y, por ello, sus características y propiedades serán diferentes.

6.7.2 Otros ensayos de compactación

Tal como se ha indicado repetidamente, el ensayo Proctor aplica la energía al suelo mediante impacto. El ensayo Harvard, descrito en la norma ASTM-STP-479 y también en el Anejo IV-d en texto Rico-Del Castillo, aplica la energía mediante un punzón de 12,7 mm de diámetro al suelo que se halla contenido en un molde de $62,4 \text{ cm}^3$ (3,334 cm de ϕ x 7,15 de altura). La presión se ejerce a partir de la fuerza generada por un muelle de 18.2 kp. Conviene señalar que el presente ensayo es poco utilizado en el laboratorio, en comparación con el ensayo Proctor.

Finalmente, cabe señalar que en el control de la compactación alcanzada *in situ* (ver tema 10) se utiliza el concepto de compacidad relativa (C_R), que se define como la relación entre el peso específico seco alcanzado por el suelo en la compactación *in situ* y el que alcanza el mismo suelo en el ensayo Proctor, sea el PN o el PM.

$$C_R = \frac{\gamma_{d(in-situ)}}{\gamma_{d(Proctor)}} 100$$