

2

EL AGUA EN EL TERRENO

2.1 ESTADOS DEL AGUA

En cualquier punto en que se realice una prospección se observa que, a partir de una cierta profundidad, los poros o fisuras del terreno se encuentran total o parcialmente llenos de agua.

Se denomina "nivel freático" a la superficie formada por los puntos en los que la presión del agua es la atmosférica¹. Dicho nivel freático tiende a seguir el relieve de la superficie, pero más suavizado. Aflora al exterior donde aparecen depósitos de agua libre (mares, ríos, lagos) (Figura 2.1).

¹ En lo sucesivo y salvo mención expresa de lo contrario, se toma como referencia la presión atmosférica, con lo cual la presión del agua es nula en el nivel freático.

El agua situada por debajo de este nivel se denomina "agua freática", y satura completamente los poros del suelo. Por encima existe una zona de "agua capilar", saturada en las inmediaciones del nivel freático y parcialmente saturada más arriba.

El agua en el terreno puede estar en reposo o en movimiento. Para que se dé el primer caso es preciso que el nivel freático sea horizontal. Sin embargo, en muchas ocasiones la inclinación del nivel freático es suficientemente pequeña como para que a la escala del problema a considerar pueda suponerse el agua en reposo.

En el apartado siguiente se describen las condiciones en que se encuentra el agua en el terreno en el caso de reposo.

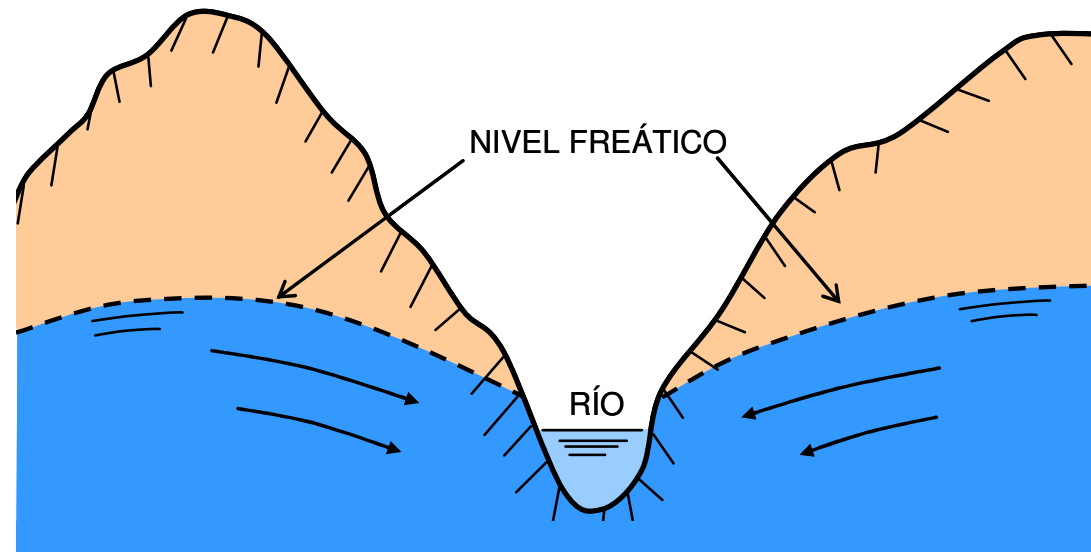


Figura 2.1. Nivel freático

2.2 EL AGUA EN REPOSO

2.2.1 Agua freática

Por debajo del nivel freático el suelo está totalmente saturado y el agua está comunicada con dicho

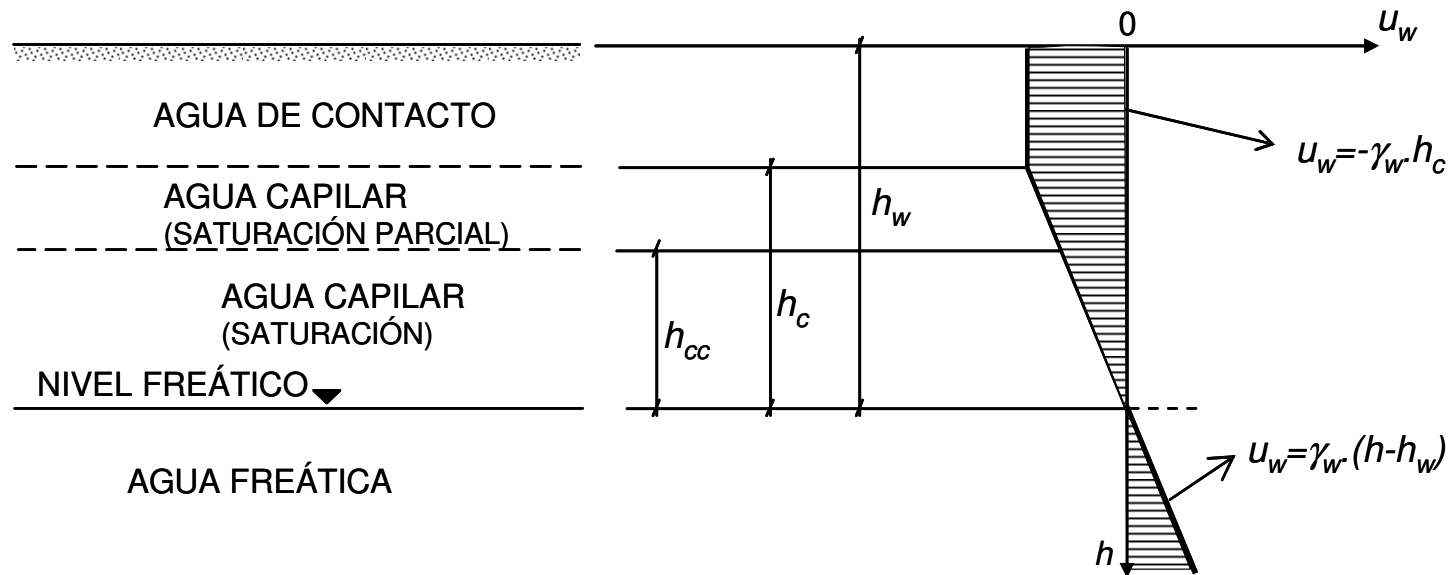


Figura 2.2. Presiones del agua en reposo

nivel. La aplicación de los principios fundamentales de la hidrostática conduce al resultado de que la presión del agua en cualquier punto es positiva y de un valor igual al peso de la columna de agua existente entre dicho punto y el nivel freático (Figura 2.2):

$$u = \gamma_w \cdot (h - h_w) \quad (2.1)$$

es decir, que la distribución de presiones en el agua es la misma que si no existieran las partículas de suelo.

2.2.2 Agua capilar

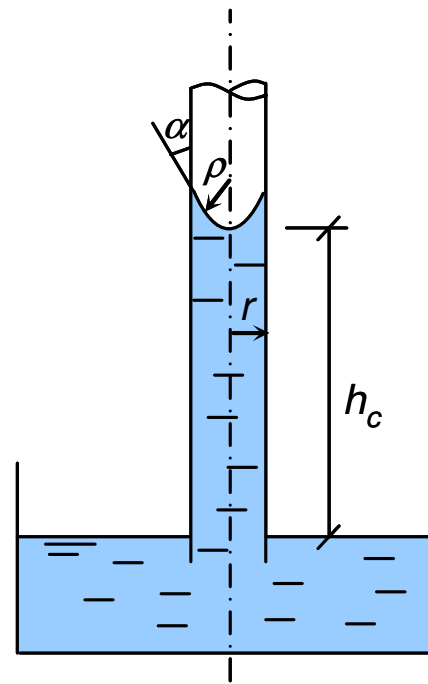
Por encima del nivel freático, el agua se encuentra a presión negativa por capilaridad.

La altura de ascensión capilar del agua en un tubo cilíndrico viene dada por la ley de Jurin (Figura 2.3):

$$h_c = \frac{2 \cdot \sigma_s}{\gamma_w \cdot \rho} \quad (2.2)$$

Siendo σ_s la tensión superficial del agua en contacto con el aire (0,0735 N/m a 15°C de temperatura), y ρ el radio del menisco, supuesto esférico, que puede expresarse en función del radio del tubo y el ángulo de contacto del agua con la pared.

En un suelo, los poros juegan el papel del tubo de la Figura 2.3, pero al ser irregulares y de tamaños variables no existe una única altura de ascensión capilar (*), resultando que el agua asciende en unos poros más que en otros. Como consecuencia, aparecen las zonas representadas en la Figura 2.2. Hasta una altura h_{cc} (regulada por el tamaño máximo de poro) el suelo está saturado. Entre las alturas h_{cc} y h_c (definida esta última por el tamaño mínimo de poro) la saturación es decreciente. En estas dos zonas, el agua está comunicada con el nivel freático, por lo cual la ecuación (2.1) sigue siendo válida con valores negativos de $(h-h_w)$. La presión es entonces negativa. Se denomina "succión" al valor absoluto de dicha presión, y pF al logaritmo decimal de la succión, expresada en centímetros de agua.



$$h_c = \frac{2 \cdot \sigma_s}{\gamma_w \cdot \rho} = \frac{2 \cdot \sigma_s}{\gamma_w \cdot r} \cdot \cos \alpha$$

Figura 2.3. Ascensión capilar del agua en un tubo. Ley de Jurín

Por encima de estas zonas el suelo estaría seco si el agua procediera únicamente de ascensión capilar a partir del nivel freático. Sin embargo, la presencia de otras fuentes de alimentación (lluvia, inundaciones, etc.) hace que exista agua en forma de meniscos aislados rodeando los contactos entre partículas. Esta se denomina "agua de contacto" y puede verse fácilmente que, en situación de equilibrio, la presión del agua es negativa e igual a la existente a la cota de la máxima altura de ascensión capilar.

$$u_c = -\gamma_w \cdot h_c \quad (2.3)$$

La altura de ascensión capilar en suelos varía entre unos centímetros en gravas o arenas gruesas hasta centenares de metros o incluso varios kilómetros en arcillas.

Las succiones capilares definidas por las ecuaciones (2.1) (con $h < h_w$) y (2.3) y la Figura 2.2 corresponden a un estado ideal de equilibrio. Sin embargo, las variaciones estacionales o incluso diarias de temperatura hacen que dicho equilibrio pueda no alcanzarse nunca, al ser muy lentos los movimientos del agua capilar. Por ello, en los casos en que se necesita conocer con cierta precisión la succión de un suelo, ésta debe medirse en laboratorio o in situ, con un conjunto de procedimientos y aparatos cuya descripción queda fuera del alcance de este libro.

2.3 EL AGUA EN MOVIMIENTO. FILTRACIONES

2.3.1 Definiciones

En los casos en que el nivel freático no es horizontal se produce una filtración del agua a través de los poros del suelo.

Para estudiar dicha filtración, se utiliza el concepto de "potencial hidráulico", definido en cada punto por:

$$\Phi = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (2.4)$$

siendo z la altura (positiva hacia arriba) sobre un nivel elegido como referencia y u la presión del agua. En la definición del potencial se ha prescindido del término de velocidad ($v^2 / 2g$) pues los movimientos del agua en suelos (exceptuando las gravas y arenas muy gruesas) son tan lentos que dicho sumando es de una magnitud relativa despreciable.

Cuando el potencial hidráulico en dos puntos de un suelo es distinto, se produce filtración de agua del punto de mayor potencial al de menor potencial (puede a este respecto comprobarse, aplicando las ecuaciones (2.4) y (2.1), que en todos los puntos de las zonas freática y capilar de la Figura 2.2, el potencial es el mismo, por lo que no existe flujo).

Así definido el potencial, existe en cada punto del suelo un vector "gradiente hidráulico", \bar{i} , que viene dado por.

$$\bar{i} = \overline{\text{grad } \Phi} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial y} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} \\ 1 + \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

La componente de este vector según una dirección cualquiera se denomina gradiente hidráulico en dicha dirección y su expresión es:

$$i_s = \bar{i} \cdot \bar{s} = \frac{\partial \Phi}{\partial s} \quad (2.6)$$

siendo s la longitud medida a lo largo de dicha dirección y \bar{s} el vector unitario correspondiente.

La filtración se efectúa siguiendo el agua los caminos, más o menos tortuosos, de los poros. La velocidad real del agua en estos poros no interesa ya que, desde un punto de vista ingenieril, lo que se busca es el caudal que atraviesa una determinada sección de suelo y para ello habría que evaluar la integral de la componente de aquella velocidad normal a la sección, extendida a la porción de área correspondiente a los poros. Por ello, se define una magnitud ficticia, la "velocidad de filtración", \bar{v} , como un vector cuya componente según una dirección cualquiera es igual al caudal que atraviesa la unidad de superficie total perpendicular a esa dirección Figura 2.4.

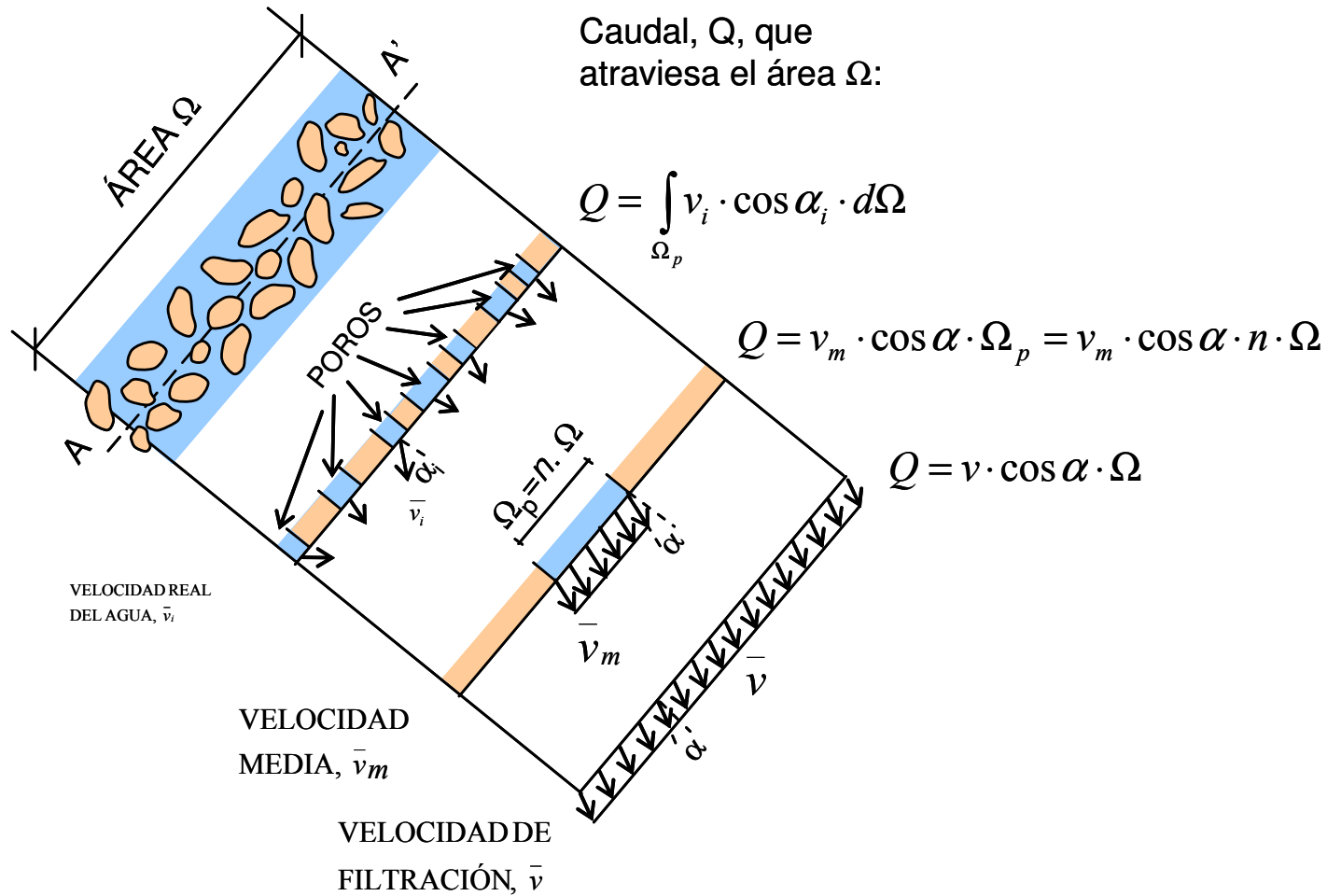


Figura 2.4. Velocidad de filtración

2.3.2 Leyes de filtración. Permeabilidad

La relación existente entre la velocidad de filtración y el gradiente hidráulico fue establecida experimentalmente por Darcy en 1856. Para ello realizó ensayos de flujo unidireccional sobre muestras de arena, como se indica en la Figura 2.5. En las condiciones de dicha figura, la conservación de la cantidad de agua contenida en los poros del suelo lleva a establecer que la velocidad de filtración es constante a lo largo del tubo. Darcy obtuvo que dicha velocidad de filtración resulta proporcional al gradiente hidráulico aplicado:

$$\frac{Q}{\Omega} = v = k \frac{H}{L} = -k \cdot i \quad (2.7)$$

La constante de proporcionalidad K de la ley de Darcy (ec. 2.7) recibe el nombre de "coeficiente de permeabilidad", y tiene dimensiones de velocidad (LT^{-2}). El signo negativo en la ecuación (2.7) obedece a que, como se ha dicho, la filtración se produce en el sentido de potenciales decrecientes, por lo que la velocidad tiene signo contrario al gradiente.

Analizando la filtración a partir de las leyes de la hidrodinámica, considerando el agua como un fluido newtoniano en régimen laminar, diversos autores han encontrado un fundamento teórico a la ley de Darcy. El coeficiente de permeabilidad resulta:

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} \cdot C \cdot \frac{e^3}{1+e} \cdot D_s^2 \quad (2.8)$$

siendo η la viscosidad dinámica del fluido, C un coeficiente de forma de los granos, e el índice de poros y D_s el llamado diámetro efectivo de los granos del suelo, que es el diámetro de una esfera cuya superficie específica (cociente entre la superficie y el volumen) fuera igual a la del conjunto de los granos.

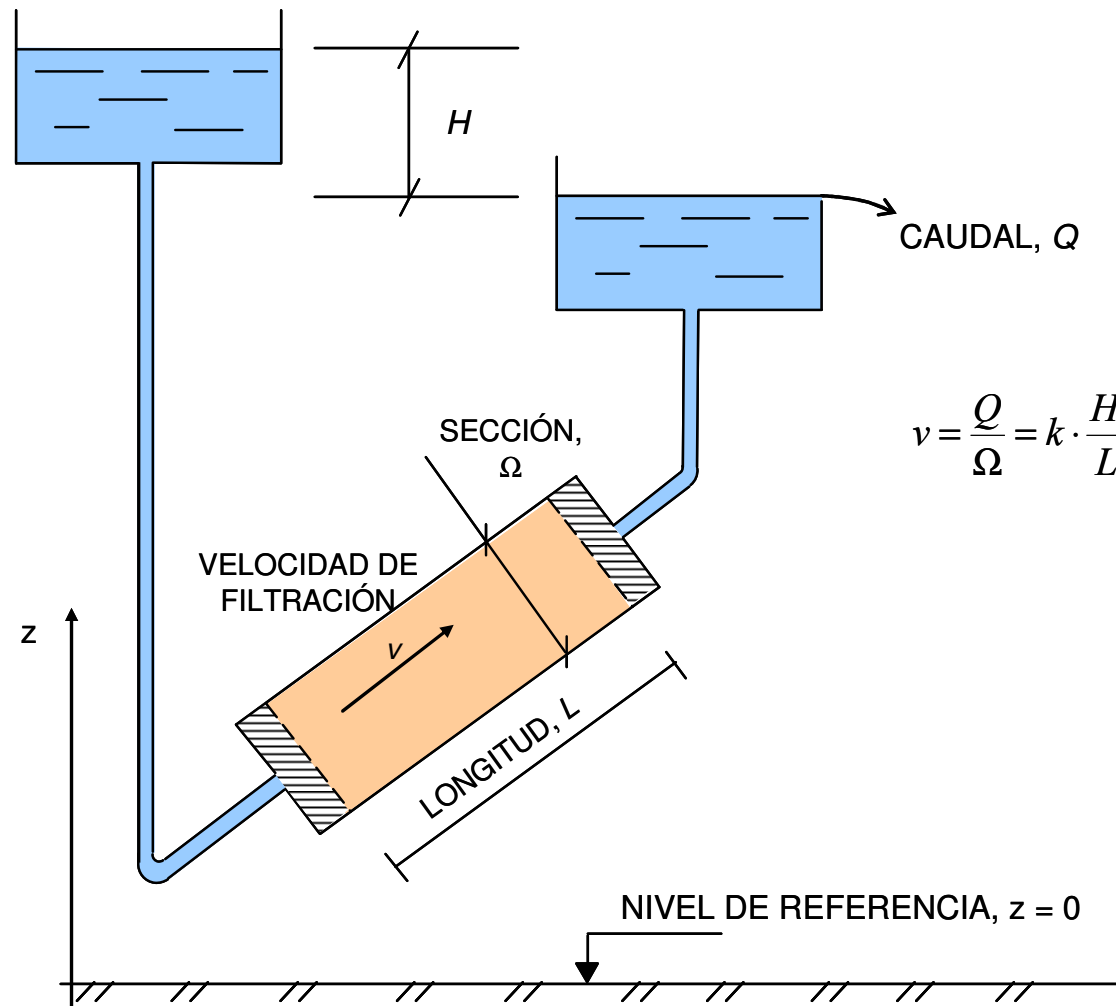


Figura 2.5. Ley de Darcy

El primer factor de la expresión (2.8) (γ_w / η) indica que la permeabilidad depende de las propiedades del fluido, mientras que los restantes factores incluyen la influencia del suelo mediante el tamaño medio de los poros (definido por el tamaño de las partículas y su grado de empaquetamiento) y la tortuosidad de los mismos.

Diversos autores han propuesto fórmulas empíricas para correlacionar la permeabilidad con propiedades índice de los suelos. La más antigua y conocida es la de Hazen, quien, para arenas relativamente uniformes, propone simplificar la ec. (2.8), identificando el diámetro efectivo, D_s , con D_{10} (diámetro de partículas correspondientes al 10% en la curva granulométrica del suelo), y englobando el resto de los factores en una única constante, resultando:

$$k \text{ (m/s)} \approx 10^{-2} \cdot D_{10}^2 \quad (2.9)$$

viniendo D_{10} en milímetros.

En la Tabla 2.1 se señalan los rangos usuales de los valores de la permeabilidad en suelos típicos.

Tabla 2.1. Valores típicos del coeficiente de permeabilidad (Hoek y Bray, 1974)

k (m/s)	Roca matriz		Roca fracturada	Suelo
10 ⁻¹²	Pizarra Dolomía			Arcilla homogénea
10 ⁻¹¹	Granito			
10 ⁻¹⁰				
10 ⁻⁹				
10 ⁻⁸	Caliza		Juntas rellenas de arcilla	Arenas muy finas, limos, mezclas de arena y arcilla, suelos arcillosos estratificados
10 ⁻⁷		Arenisca		
10 ⁻⁶				
10 ⁻⁵				
10 ⁻⁴			Roca con juntas	
10 ⁻³				Arena limpia, mezclas de arena limpia y grava
10 ⁻²			Roca con juntas abiertas	
10 ⁻¹				
1			Roca muy fracturada	Grava limpia

2.3.3 Determinación del coeficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad de un suelo se puede determinar en laboratorio por medio de permeámetros.

El dispositivo más sencillo es el permeámetro de carga constante, que consiste (Figura 2.6) en hacer circular agua a través de una célula llena del suelo en cuestión, manteniendo entre los extremos una diferencia de potencial hidráulico constante. La célula se coloca vertical, con flujo ascendente o descendente. Midiendo el caudal de salida, Q , la aplicación de la fórmula (2.7) permite deducir el valor del coeficiente de permeabilidad.

Este sistema resulta adecuado en suelos relativamente permeables (arenas), pero para suelos más finos el caudal que se filtra es tan pequeño que no puede medirse con suficiente precisión. Se recurre entonces al permeámetro de carga variable, (Figura 2.7) en el cual la alimentación de agua se verifica mediante un tubo de sección pequeña s . Al producirse la filtración, el nivel del agua en el tubo va descendiendo, mientras que la salida del permeámetro permanece a un nivel constante. Entonces, la diferencia de potencial entre los extremos de la célula varía con el tiempo y es preciso establecer las dos leyes de continuidad y pérdida de carga, durante un intervalo de tiempo infinitesimal, dt , e integrar la ecuación diferencial resultante.

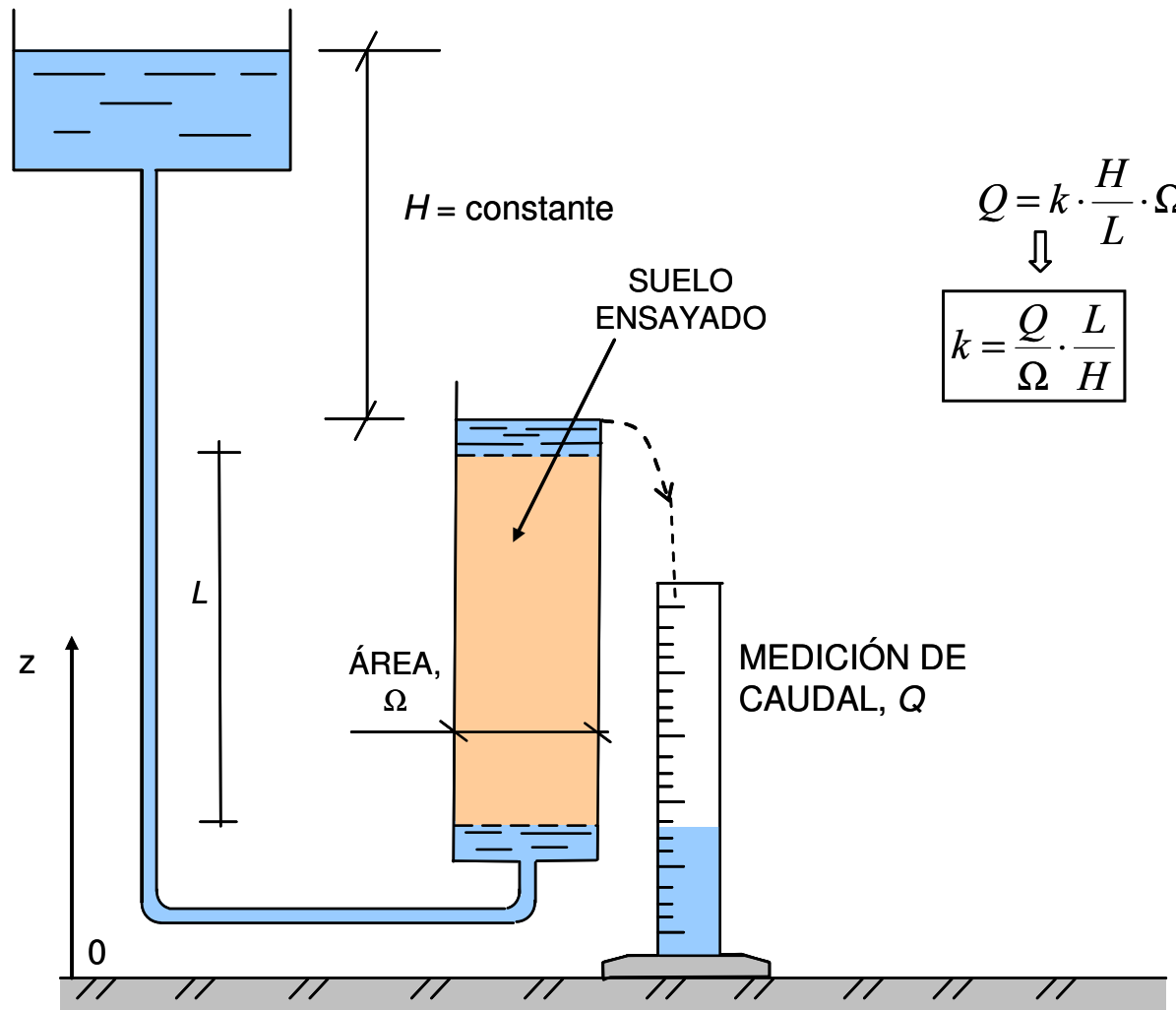


Figura 2.6. Permeámetro de carga constante con flujo ascendente

Si en un instante t la diferencia de potencial es H , en el intervalo dt el nivel en el tubo descenderá en dH

$$-s \cdot dH = k \cdot \frac{H}{L} \cdot \Omega \cdot dt \quad (2.10)$$

donde el signo menos se debe a que dH es negativo (H disminuye). Integrando la ecuación (2.10) sabiendo que en el instante inicial ($t = t_0$) la altura H es H_0 , resulta:

$$\ln\left(\frac{H_0}{H}\right) = \frac{\Omega}{s} \cdot \frac{k \cdot (t - t_0)}{L} \quad (2.11)$$

de donde puede obtenerse el valor K , que aparece en la Figura 2.7.

Mediante una elección adecuada del diámetro del tubo de entrada, s , se logran medir con este sistema permeabilidades del orden de 10^{-6} m/s, que corresponden a suelos con partículas de tamaño de limo. Para suelos más impermeables, los permeámetros no son útiles y es preciso recurrir a otros ensayos, como el edométrico o el triaxial, cuya finalidad primordial es estudiar el comportamiento mecánico del suelo, pero en los que se puede obtener también el valor de la permeabilidad.

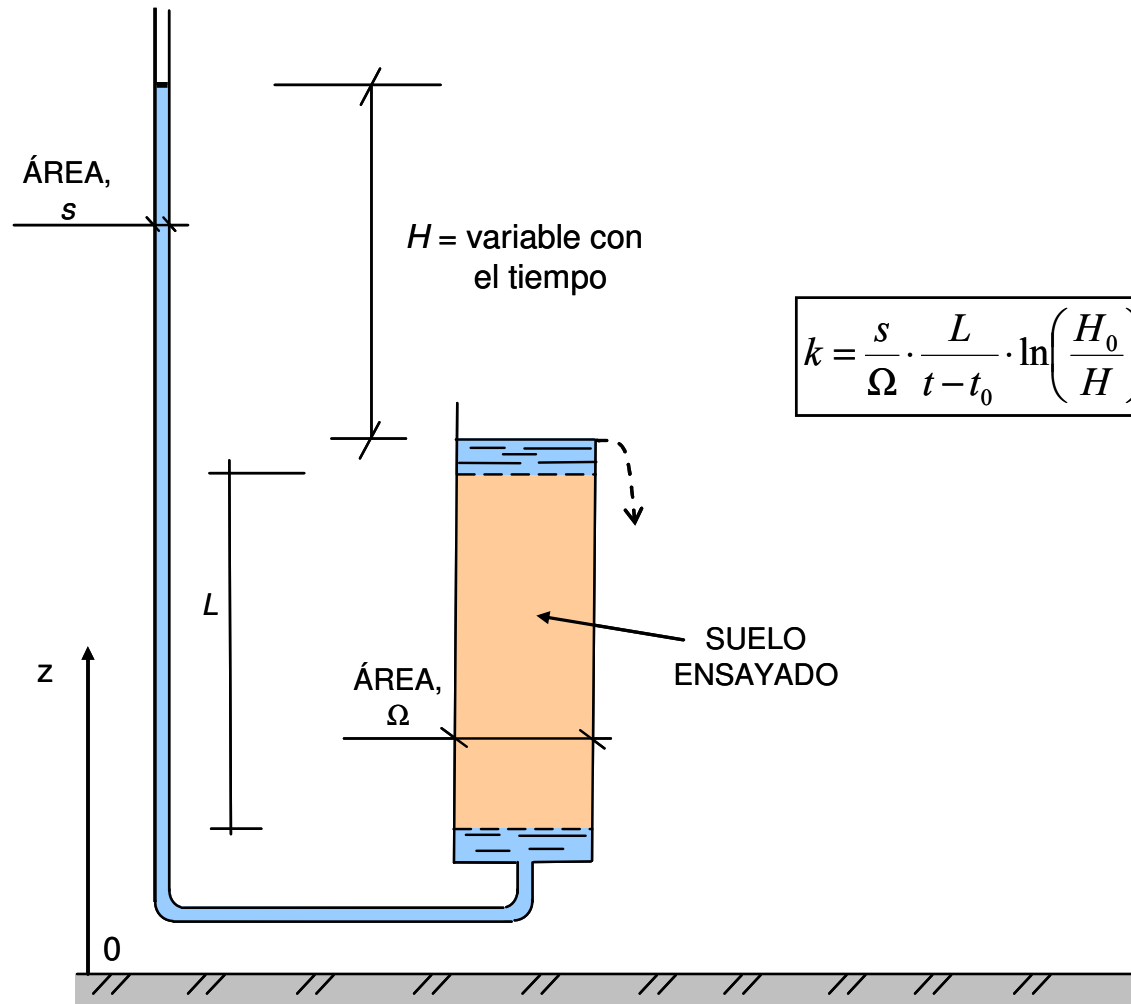


Figura 2.7. Permeámetro de carga variable con flujo ascendente

Como puede verse por los valores de la Tabla 2.1, el coeficiente de permeabilidad varía grandemente de unos suelos a otros, siendo, por ejemplo, una arena, un millón de veces más permeable que una arcilla. No es fácil encontrar en los parámetros ingenieriles de los materiales una variación tan importante. Ello hace que la determinación de la permeabilidad de un terreno sea un problema difícil, por la gran dispersión que se presenta entre medidas puntuales sobre muestras pequeñas del mismo. Como la ley de Darcy establece proporcionalidad entre la permeabilidad y los caudales filtrados, esta incertidumbre afecta en la misma medida a la predicción de dichos caudales. Por ello, en los casos en que interesa cierta precisión, se suelen realizar ensayos in situ, de bombeo o inyección de agua en pozos y sondeos, midiendo el caudal inyectado o extraído y deduciendo de él la permeabilidad media de una zona de terreno relativamente amplia.

Los ensayos en pozo son los más precisos, aunque lógicamente también los más costosos. Suelen ser de bombeo, extrayendo el agua del pozo rebajando el nivel dentro del mismo, hasta llegar al régimen estacionario, si bien hay variantes en régimen transitorio, así como con recarga del pozo. En la Figura 2.8 puede verse, por ejemplo, la disposición e interpretación de un pozo en un acuífero confinado entre estratos impermeables; el llamado "radio de influencia" del pozo es, teóricamente, infinito, pero en la práctica se suele tomar un valor finito, del orden de 100 a 300 metros, deducido de fórmulas semiempíricas.

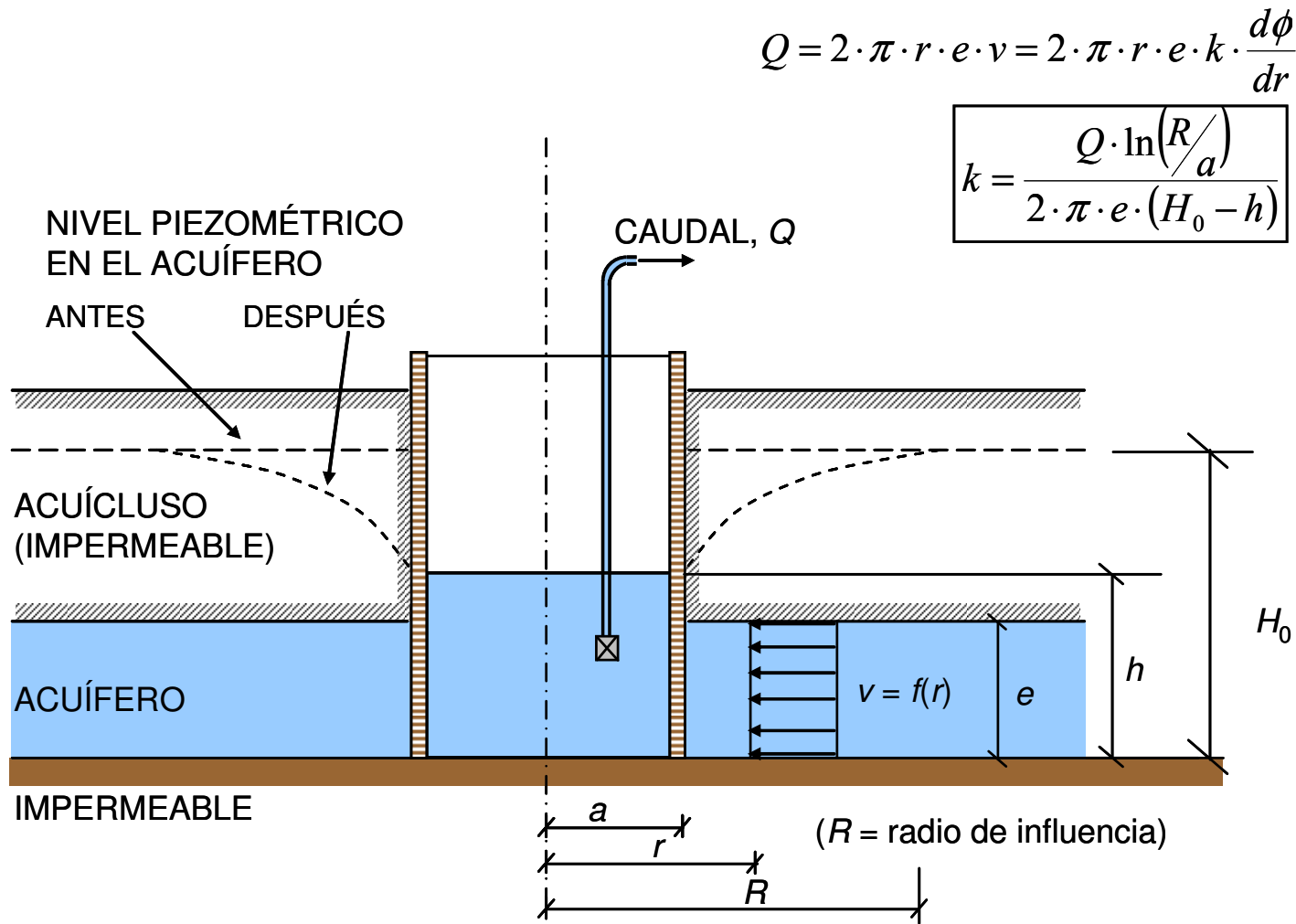


Figura 2.8. Ensayo de bombeo. Pozo en acuífero confinado

Los ensayos en sondeo tienen menos garantías en su ejecución y pueden realizarse aprovechando los propios sondeos de reconocimiento; suelen recibir el nombre de ensayos Lefranc una gran variedad de ensayos en los que se hace funcionar el fondo y/o las paredes del sondeo en una cierta longitud como permeámetro, con carga constante o variable, con alimentación o extracción de agua.

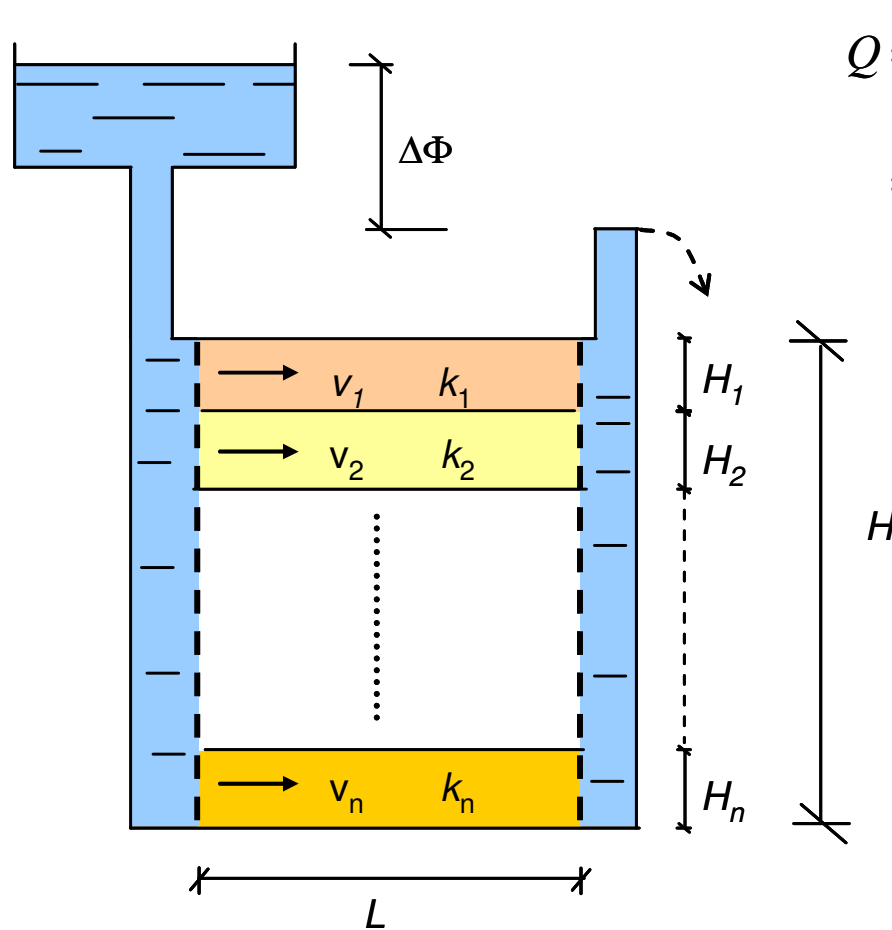
Las fórmulas para interpretar unos y otros ensayos son del tipo de las ecuaciones (2.7) y (2.11), para los ensayos de carga constante y variable respectivamente, incluyendo unos factores que dependen de las condiciones de contorno en cada caso.

Finalmente, deben citarse los ensayos Lugeon, pensados para macizos rocosos diaclasados, en los cuales se aísla un tramo de sondeo mediante obturadores, inyectando agua a presión de 10^3 KN/m^2 entre ellos. No se mide expresamente el coeficiente de permeabilidad, sino únicamente un índice de admisibilidad del macizo, definido para cuantificar la inyectabilidad del mismo, fundamentalmente en cimentación de presas.

2.3.4 Anisotropía

Tanto los suelos sedimentarios como los rellenos contruidos por tongadas suelen presentar cierta anisotropía respecto a la permeabilidad, siendo en general más permeables en dirección horizontal (paralela a la estratificación) que en vertical (perpendicular a la estratificación).

La razón es que en ambos casos el terreno consta de capas alternadas de permeabilidades diferentes. En estas condiciones, la resistencia a la filtración perpendicular a las capas es mayor, ya que el agua debe atravesar necesariamente las capas más impermeables. Planteando las condiciones de continuidad y pérdida de carga puede demostrarse (Figura 2.10) que para un terreno formado por una sucesión de n capas horizontales, de espesores H_i ($i = 1, n$) y permeabilidades k_i ($i = 1, n$), las permeabilidades equivalentes en dirección horizontal, k_h , y vertical, k_v , resultan las indicadas en la propia figura que, como puede verse, corresponden respectivamente a las medias aritmética y armónica de las permeabilidades de las diferentes capas ponderadas con los espesores respectivos. Puede verse fácilmente que resulta siempre K_h mayor que k_v , coincidiendo ambas cuando el suelo es homogéneo.

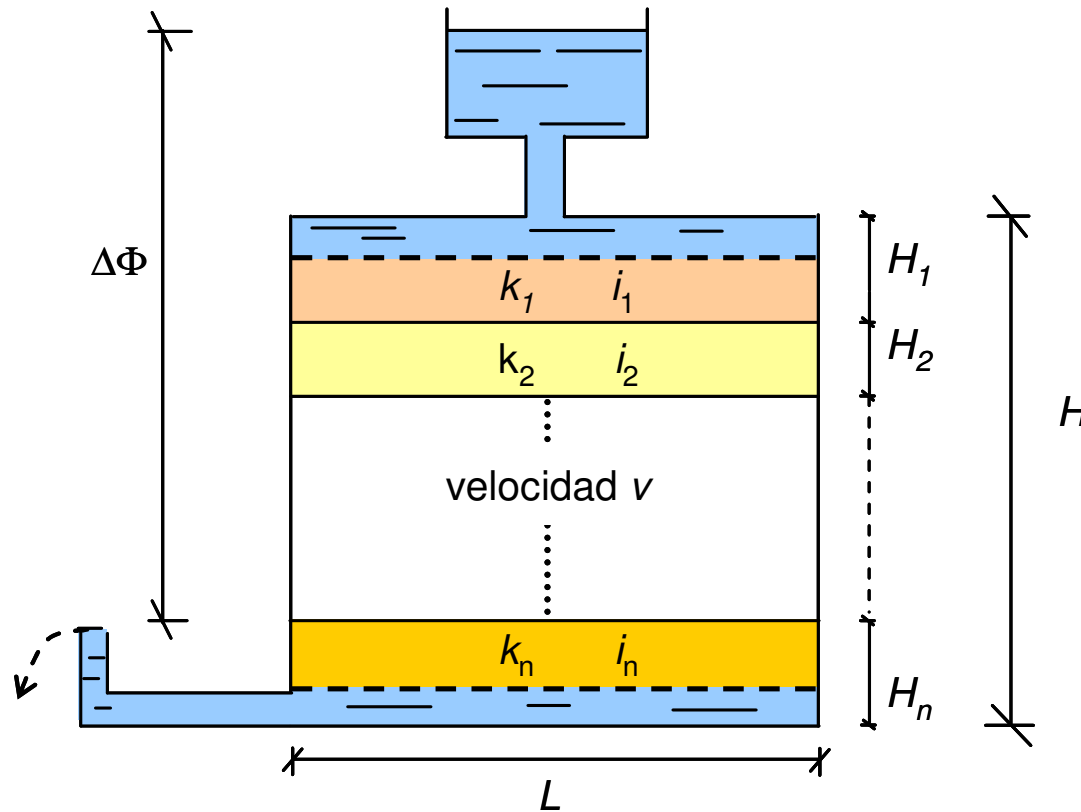


$$Q = H \cdot k_h \cdot \frac{\Delta\Phi}{L} =$$

$$= \Sigma(H_i \cdot v_i) = \Sigma\left(H_i \cdot k_i \cdot \frac{\Delta\Phi}{L}\right)$$

$$k_h = \frac{\Sigma(k_i \cdot H_i)}{H}$$

a) Flujo horizontal



b) Flujo vertical

$$\begin{aligned}
 Q &= L \cdot v = L \cdot k_v \cdot \frac{\Delta\Phi}{H} \\
 &= L \cdot k_v \cdot \frac{\Sigma(H_i \cdot i_i)}{H} = \\
 &= k_v \cdot \frac{L}{H} \cdot \Sigma\left(H_i \cdot \frac{v}{k_i}\right)
 \end{aligned}$$

$$k_v = \frac{H}{\Sigma\left(\frac{H_i}{k_i}\right)}$$

Figura 2.10. Anisotropía en permeabilidad de un suelo estratificado

2.4 ANÁLISIS DE LA FILTRACIÓN

2.4.1 Planteamiento

En el apartado anterior se han resuelto diversos casos sencillos, en los que el flujo del agua es unidimensional. Para ello se han aplicado dos condiciones:

- Continuidad. No existe en ningún punto pérdida ni ganancia de agua.
- Pérdida de carga en cada punto, definida por la ley de Darcy.

En dichos casos sencillos, la primera condición se traducía en que la velocidad de filtración es constante a lo largo de la dirección de flujo.

En el caso general de que la filtración se establezca en dos o tres dimensiones, el fenómeno viene regido por las mismas condiciones. La velocidad de filtración es un vector variable en magnitud y dirección de un punto a otro. Existen pues, un campo vectorial de velocidades, \bar{v} , y un campo escalar de potenciales hidráulicos, Φ , relacionados entre sí por la ley de Darcy (ec. 2.7), generalizada en la forma:

$$\bar{v} = -k \cdot \overline{\text{grad}} \Phi \quad (2.12)$$

La condición de continuidad puede establecerse imponiendo que, aislando un recinto cualquiera, D , del sólido (Figura 2.11), el flujo neto de agua que atraviesa su superficie, Σ , es nulo siempre (de forma que no haya pérdida ni ganancia de agua). Dicho flujo vale:

$$\Phi = \int_{\Sigma} \bar{v} \cdot \bar{n} \cdot d\Sigma \quad (2.13)$$

donde \bar{n} es el vector unitario normal a la superficie en cada punto de la misma.

De acuerdo con el teorema de Ostrogradsky-Gauss, el flujo definido por la ec. (2.13) es igual a:

$$\Phi = \int_{\Sigma} \bar{v} \cdot \bar{n} \cdot d\Sigma = \int_D \text{div} \bar{v} \cdot d(\text{vol})$$

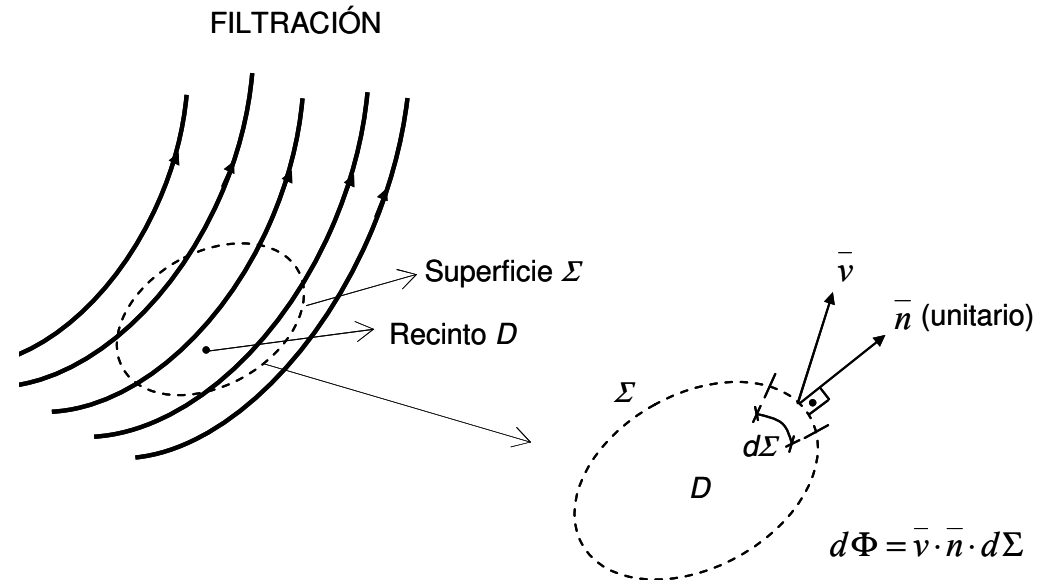


Figura 2.11. Condición de continuidad (2.14)

Puesto que este flujo debe ser nulo para cualquier recinto D , el integrando debe ser cero en todos los puntos, es decir:

$$\operatorname{div} \bar{v} = 0 \quad (2.15)$$

En coordenadas cartesianas:

$$\operatorname{div} \bar{v} = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (2.16)$$

Nótese que, en el caso de flujo unidireccional, la ecuación anterior degenera en $\partial v / \partial s = 0$, es decir, que la velocidad de filtración es constante a lo largo del tubo de filtración.

Combinando las ecuaciones (2.12) y (2.15):

$$\operatorname{div}(k \cdot \overline{\operatorname{grad} \Phi}) = 0 \quad (2.17)$$

y si k es constante (suelo homogéneo):

$$\operatorname{div}(\overline{\operatorname{grad}} \Phi) = \nabla^2 \Phi = 0 \quad (2.18)$$

que, en coordenadas cartesianas es:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.19)$$

ecuación de Laplace, que rige la distribución de potenciales.

Las condiciones de contorno a aplicar son de varios tipos (Figura 2.12):

- a) Contorno en el que el potencial es conocido.
- b) Contorno impermeable, en el que la componente de velocidad normal a él es nula.
- c) Superficie libre, en casos de flujo no confinado, en la cual la presión del agua es nula ($\Phi = z$) y además la componente normal de la velocidad es también nula, desconociéndose en cambio la posición de dicha línea.

En todo problema de filtraciones siempre existe una zona de alimentación (AB en la Figura 2.12), una salida (EC) y contorno impermeable, confinado (BC) o libre (AE).

Así planteado, el problema admite solución única que puede obtenerse por diversos métodos, determinándose el valor del potencial Φ en cada punto del recinto. Con ello, las presiones del agua se obtienen de la expresión (2.4) y las velocidades de filtración y, por tanto, el caudal, mediante la ecuación (2.12).

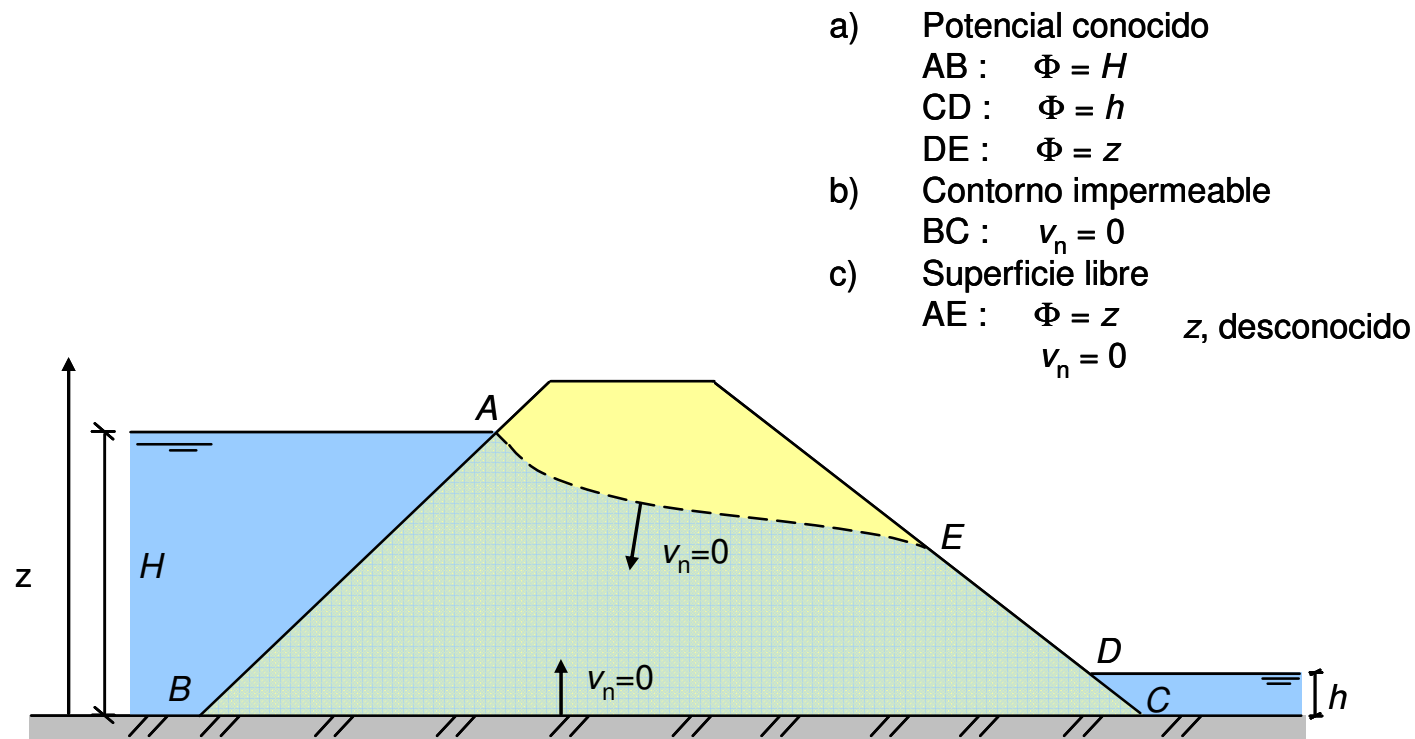


Figura 2.12. Condiciones de contorno

2.4.2 Resolución analítica

En algunos casos de contorno extremadamente sencillo, es posible resolver directamente la ecuación diferencial (2.18). El caso de un pozo en acuífero confinado de la Figura 2.8 es un buen ejemplo de ello.

En problemas bidimensionales, puede resolverse analíticamente un buen número de casos mediante el uso de transformaciones de variable compleja, método en el que no entraremos en este libro.

2.4.3 Resolución numérica

Por otra parte, la ecuación de Laplace es bien conocida y permite una resolución relativamente fácil por métodos numéricos. Los métodos de diferencias finitas han sido aplicados con éxito desde hace largo tiempo, incluso en cálculos manuales. Los métodos de elementos finitos también son de aplicación y permiten considerar contornos difíciles, zonas con permeabilidades diferentes, etc. En la Figura 2.13 se detallan las condiciones de contorno para el caso de una presa de materiales sueltos.

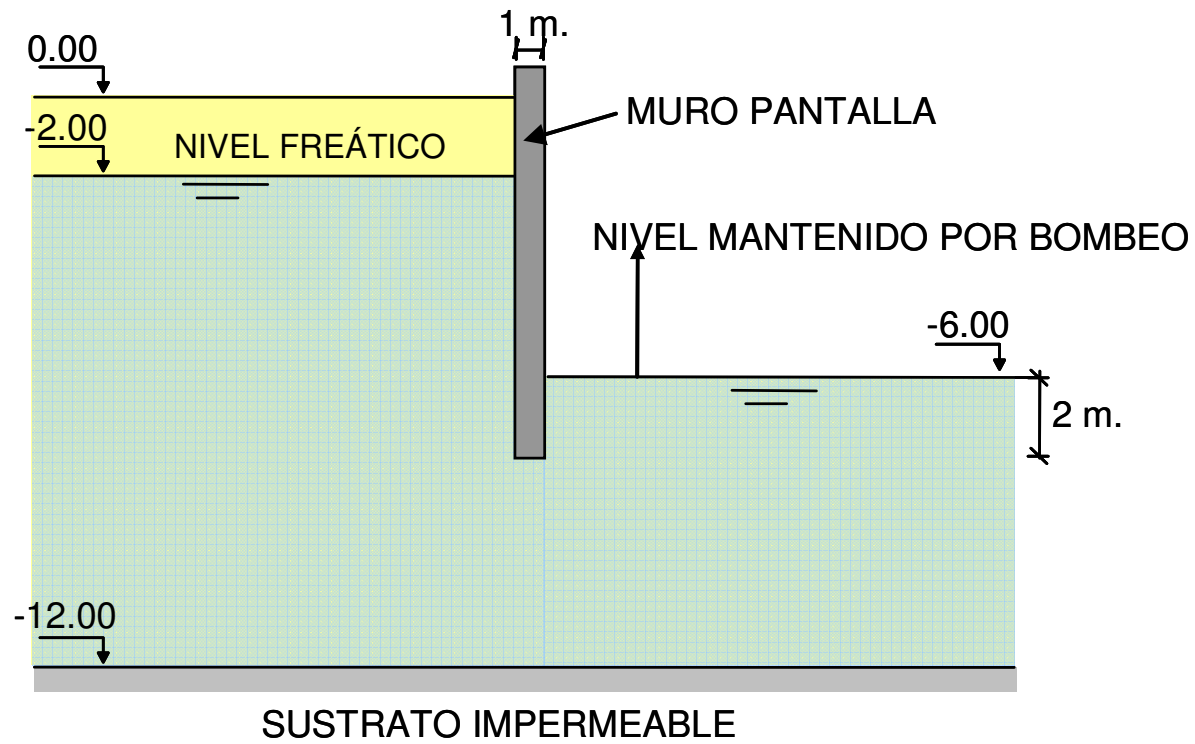
2.4.4 Resolución gráfica

En la solución de la Figura 2.13 b) se han dibujado algunas líneas equipotenciales (que unen puntos con el mismo valor del potencial) y algunas líneas de corriente (tangentes en cada punto al vector velocidad). Ambas familias constituyen la denominada red de filtración, que posee las siguientes propiedades importantes:

- Las dos familias de curvas se cortan ortogonalmente en todos los puntos, en virtud de la ecuación (2.12).
- En un campo cualquiera de la red tal como el $ABCD$, el caudal que lo atraviesa, q , es:

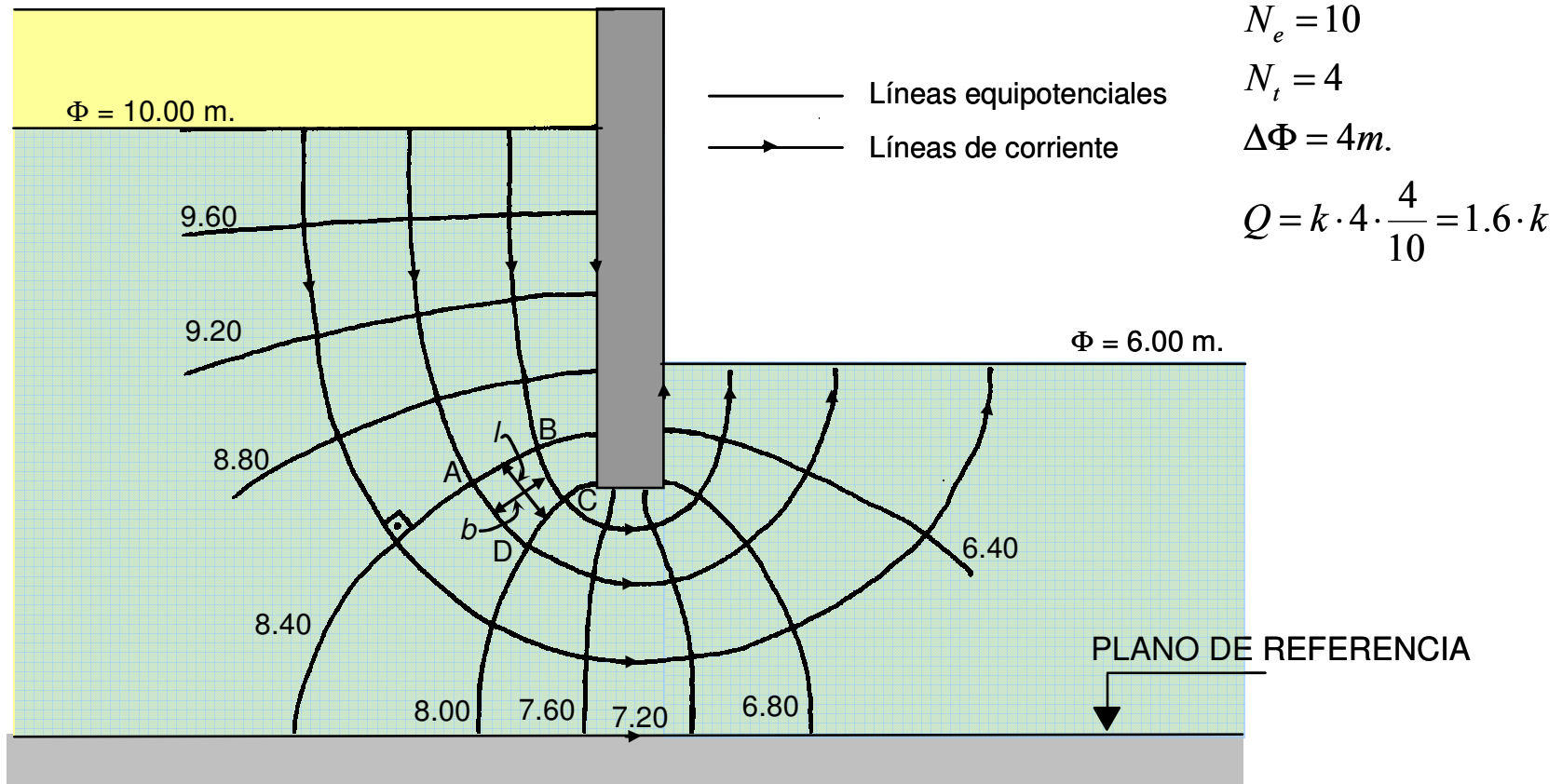
$$q = k \cdot (\Phi_{AB} - \Phi_{CD}) \cdot \frac{b}{l} \quad (2.20)$$

Estas propiedades de la red de filtración permiten una resolución gráfica de la ecuación de Laplace en casos bidimensionales mediante el dibujo a mano alzada, por tanteos, de dicha red. Para ello es útil elegir las equipotenciales de forma que la diferencia de potencial sea la misma entre cada dos líneas consecutivas (0,40 m. en el caso de la figura). Si, además, se eligen las líneas de corriente de modo que la relación anchura/longitud sea igual en todos los campos, resulta, teniendo en cuenta la ecuación (2.20), que el caudal que atraviesa cualquier campo de la red es el mismo para todos ellos.



a) Geometría del problema

Filtración bajo un muro pantalla



b) Solución. Red de filtración

Figura 2.13. Filtración bajo un muro pantalla

En consecuencia, el método consiste en dibujar una red de filtración ortogonal, que cumpla las condiciones de contorno y formada por campos cuadrados (relación $b/l = 1$, fácil de evaluar a simple vista). Con algo de práctica se consigue una aproximación que en muchos casos puede bastar y, en otros, la solución obtenida puede usarse como primera aproximación para una resolución numérica.

Una vez dibujada la red de filtración, es inmediata la obtención del potencial en cada punto, teniendo en cuenta que la caída de potencial entre cada dos líneas consecutivas es la misma. Conocido el potencial, se puede calcular la presión del agua en cada punto a partir de la ecuación (2.4). Para calcular el caudal filtrado se puede hacer uso de las propiedades enunciadas para la red, concretamente la ecuación (2.20) resultando:

$$Q = k \cdot \Delta\Phi \cdot \frac{N_t}{N_e} \quad (2.21)$$

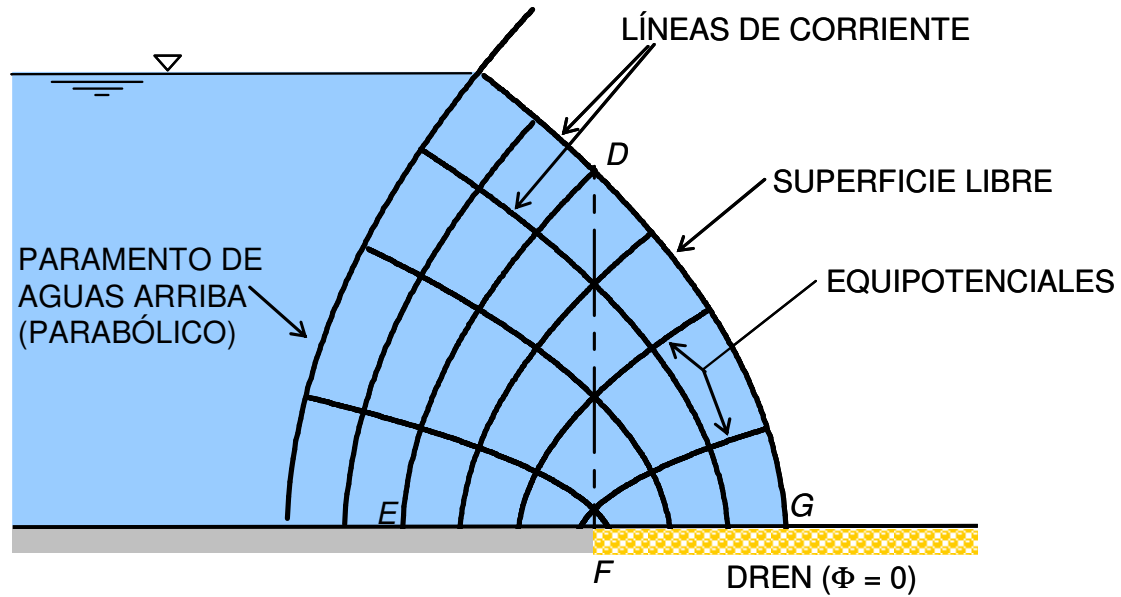
siendo $\Delta\Phi$ la caída total de potencial entre los extremos del recinto, N_t el número de tubos de corriente y N_e el número de escalones de potencial de la red dibujada. Los valores N_t y N_e no tienen por qué ser números enteros, pudiendo resultar que, para lograr campos cuadrados ($b/l = 1$) es preciso dejar un tubo de corriente y/o escalón de potencial fraccionarios (ver, por ejemplo, el caso de la Figura 2.13).

2.4.5 Resolución analógica

La ecuación de Laplace (2.18) rige también, entre otros fenómenos, la distribución del potencial eléctrico en un medio conductor. Ello hace posible su resolución mediante un modelo analógico, en el que medio permeable se sustituye por un material conductor, aplicándose los potenciales eléctricos correspondientes en el contorno y midiendo luego el potencial existente en cada punto del modelo.

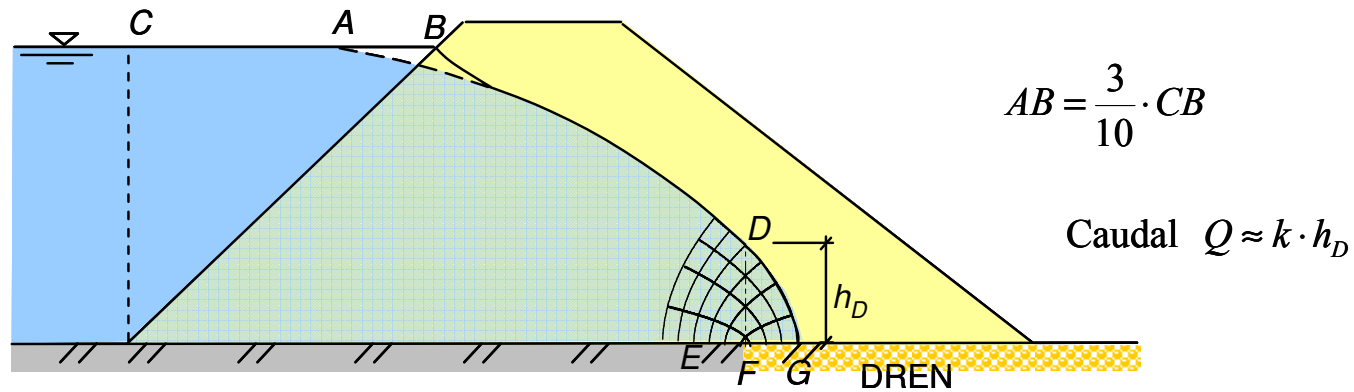
2.4.6 Superficie libre. Presas de materiales sueltos

En los casos en que exista una superficie libre (línea AE en la Figura 2.12), el problema debe resolverse de una forma iterativa, ya que no se conoce a priori la posición de dicha línea. El procedimiento consiste en partir de una primera estimación de la superficie libre y resolver el problema tratándola como un contorno impermeable. Si la estimación fuera correcta, la presión del agua resultaría nula en dicha superficie. Si no es así, se procede a repetir la resolución elevando la superficie libre en las zonas en que la presión del agua sea positiva y rebajándola donde sea negativa. Este procedimiento es aplicable tanto en métodos de solución manual como numérica.

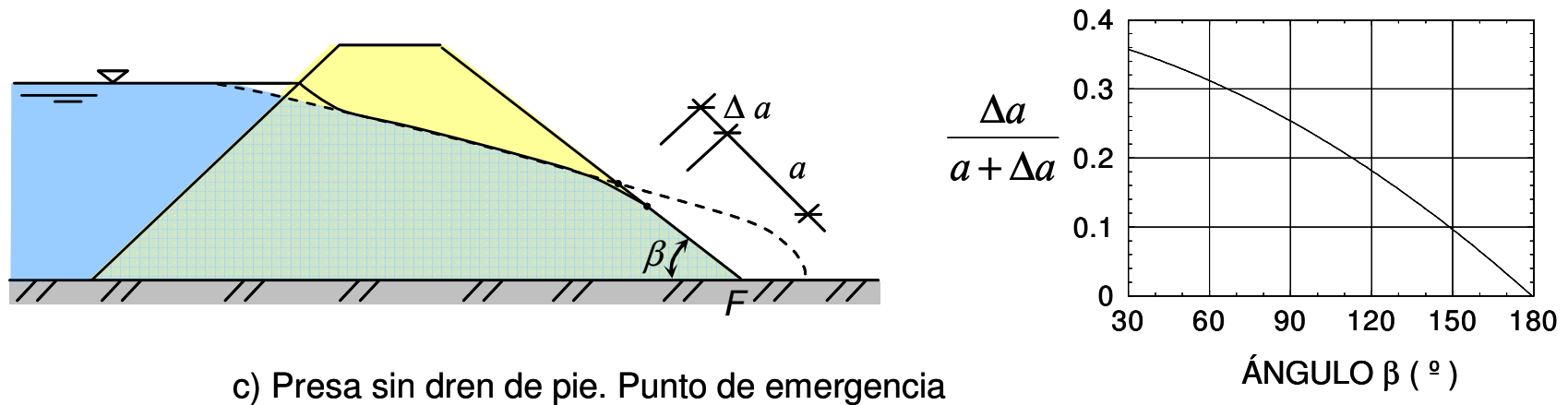


a) Problema básico. Parábolas homofocales

Método de Casagrande (1937) para definir la superficie libre en presas de materiales sueltos



b) Parábola básica. Correcciones. Cálculo de caudal



c) Presa sin dren de pie. Punto de emergencia

Figura 2.14. Método de Casagrande (1937) para definir la superficie libre en presas de materiales sueltos

El caso de filtración a través de una presa de materiales sueltos como la de la Figura 2.12 es muy típico e importante y existen métodos para estimar con bastante precisión la posición de la superficie libre. El más clásico es el debido a Casagrande (1937), que se ilustra en la Figura 2.14.

Se basa este método en que la red de filtración para un problema teórico como el de la Figura 2.14 a) está formada por parábolas con foco en el punto F . En presas homogéneas es común disponer un dren de pie (Figura 2.14 b) para evitar que la filtración aflore al talud de aguas abajo. Entonces, la filtración en las proximidades del extremo F del dren es muy parecida al problema teórico anterior. Basado en ello, Casagrande propone tomar como superficie libre una parábola de foco F y que pasa por el punto A definido en la Figura 2.14 b). En la zona próxima al paramento de aguas arriba se precisa de una corrección a mano alzada para que la superficie libre arranque del punto B perpendicular al paramento. Aplicando la ecuación (2.21) al fragmento de red $EDGF$ es fácil deducir la expresión del caudal que aparece en la Figura 2.14 b) y que permite el cálculo aproximado del caudal filtrado por la presa sin más que determinar la superficie libre.

En el caso de que no exista el dren de pie, se puede aplicar el mismo método para definir la superficie libre, tomando como foco F el pie del talud de aguas abajo y efectuando luego, para el punto de emergencia, la corrección indicada en la Figura 2.14 c).

2.4.7 Medios anisótropos

Como ya se indicó en el apartado 3.4, los terrenos naturales o compactados por tongadas son con frecuencia anisótropos, con permeabilidad mayor en las direcciones paralelas a la estratificación. Es preciso considerar entonces la permeabilidad como un ente tensorial, \tilde{k} , generalizándose la ley de Darcy (2.12) en la forma:

$$\bar{v} = -\tilde{k} \cdot \overline{\text{grad}} \Phi = - \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{xy} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{xz} & k_{yz} & k_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial \Phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial y} \\ \frac{\partial \Phi}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

En el caso más común de que la estratificación sea horizontal, resulta:

$$\begin{aligned} k_{xx} &= k_{yy} = k_h \\ k_{zz} &= k_v \\ k_{xy} &= k_{xz} = k_{yz} = 0 \end{aligned} \tag{2.23}$$

siendo k_h y k_v las permeabilidades horizontal y vertical, respectivamente.

En estas condiciones, la ecuación (2.19) es sustituida por

$$k_{xx} \cdot \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + k_{yy} \cdot \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + k_{zz} \cdot \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \tag{2.24}$$

La ecuación (2.22) implica que el vector velocidad ya no es paralelo al gradiente hidráulico y, por otra parte, la ecuación (2.24) ya no es la de Laplace. Sin embargo, es posible realizar un sencillo cambio de variable en las coordenadas de forma que desaparezcan los coeficientes de la ecuación (2.24). Dicho cambio, conocido como "transformación de Samsioë, es:

$$\begin{aligned}
 x' &= x \cdot \sqrt{\frac{a}{k_{xx}}} \\
 y' &= y \cdot \sqrt{\frac{a}{k_{yy}}} \\
 z' &= z \cdot \sqrt{\frac{a}{k_{zz}}}
 \end{aligned}
 \tag{2.25}$$

Siendo a un número positivo cualquiera. Es cómodo utilizar $a = k_{zz}$ de forma que el eje OZ no cambie, con lo cual el potencial tampoco es afectado. Entonces, el cambio es:

$$\begin{aligned}
 x' &= x \cdot \sqrt{\frac{k_{zz}}{k_{xx}}} = x \cdot \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \\
 y' &= y \cdot \sqrt{\frac{k_{zz}}{k_{yy}}} = y \cdot \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \\
 z' &= z
 \end{aligned}
 \tag{2.26}$$

Este cambio supone simplemente una reducción de las dimensiones horizontales del recinto. El problema se resuelve en el recinto transformado como si fuera un medio isótropo y luego se deshace la transformación. El cálculo del caudal filtrado puede hacerse en el recinto transformado, usando una permeabilidad equivalente:

$$k_{eq} = \sqrt{\frac{k_{xx} \cdot k_{yy} \cdot k_{zz}}{a}} = k_h \quad (2.27)$$

En problemas bidimensionales (plano XZ) debe tenerse presente que las ecuaciones (2.26) implican que la transformación afecta también a la dimensión perpendicular al plano del recinto (eje OX).

2.4.8 Macizos rocosos

La permeabilidad de la matriz rocosa es en general muy baja (Tabla 2.1). Sin embargo, estos materiales se encuentran generalmente afectados por la presencia de juntas o discontinuidades a través de las cuales se produce la filtración. Si el espaciamiento entre juntas es pequeño respecto a la escala del problema analizado, se puede sustituir el material rocoso fracturado por un medio continuo poroso equivalente. La Tabla 2.1 muestra valores típicos del coeficiente de permeabilidad correspondiente.

Con frecuencia ocurre que las juntas poseen una o varias orientaciones preferenciales, en cuyo caso la permeabilidad es anisótropa. La permeabilidad equivalente asociada a una familia de juntas paralelas, de apertura e y espaciamiento b es prácticamente nula en dirección perpendicular a las juntas, y en dirección paralela a las mismas puede deducirse aplicando al flujo por las fracturas las ecuaciones de Poiseuille de flujo laminar, resultando una permeabilidad:

$$k = \beta \cdot \frac{e^3}{b} \quad (2.28)$$

siendo el coeficiente β función de la rugosidad de las paredes y de la viscosidad del fluido.

El hecho de que en la ecuación (2.28) aparezca el cubo de la apertura hace que la permeabilidad de los macizos rocosos dependa fuertemente de las tensiones, disminuyendo en las zonas comprimidas y aumentando en las traccionadas. Este fenómeno tiene importancia en cimentaciones de presas de fábrica.

2.5 EFECTOS DE LA FILTRACIÓN

2.5.1 Filtración vertical. Sifonamiento

La filtración de agua a través del suelo supone una alteración de sus presiones con respecto a la hidrostática. Ello produce cambios en las tensiones que actúan sobre las partículas de suelo y, consecuentemente, deformaciones. Estos efectos se estudiarán con detalle en los capítulos que siguen. Vamos aquí únicamente a describir cualitativamente algunas manifestaciones externas de estos fenómenos.

Cuando el agua está en reposo, su presión aumenta linealmente con la profundidad (ec. 2.1). Si existe una filtración descendente, ello ocurre porque el potencial disminuye con la profundidad (recuérdese que el agua se filtra de los puntos de mayor potencial hacia los de menor). Por tanto, teniendo en cuenta la definición del potencial (ec. 2.4), la presión del agua crece con la profundidad más lentamente que en reposo (Figura 2.15). Esto sucede, por ejemplo, a la izquierda del muro pantalla de la Figura 2.13 (si el gradiente es muy fuerte, la presión puede incluso decrecer con la profundidad).

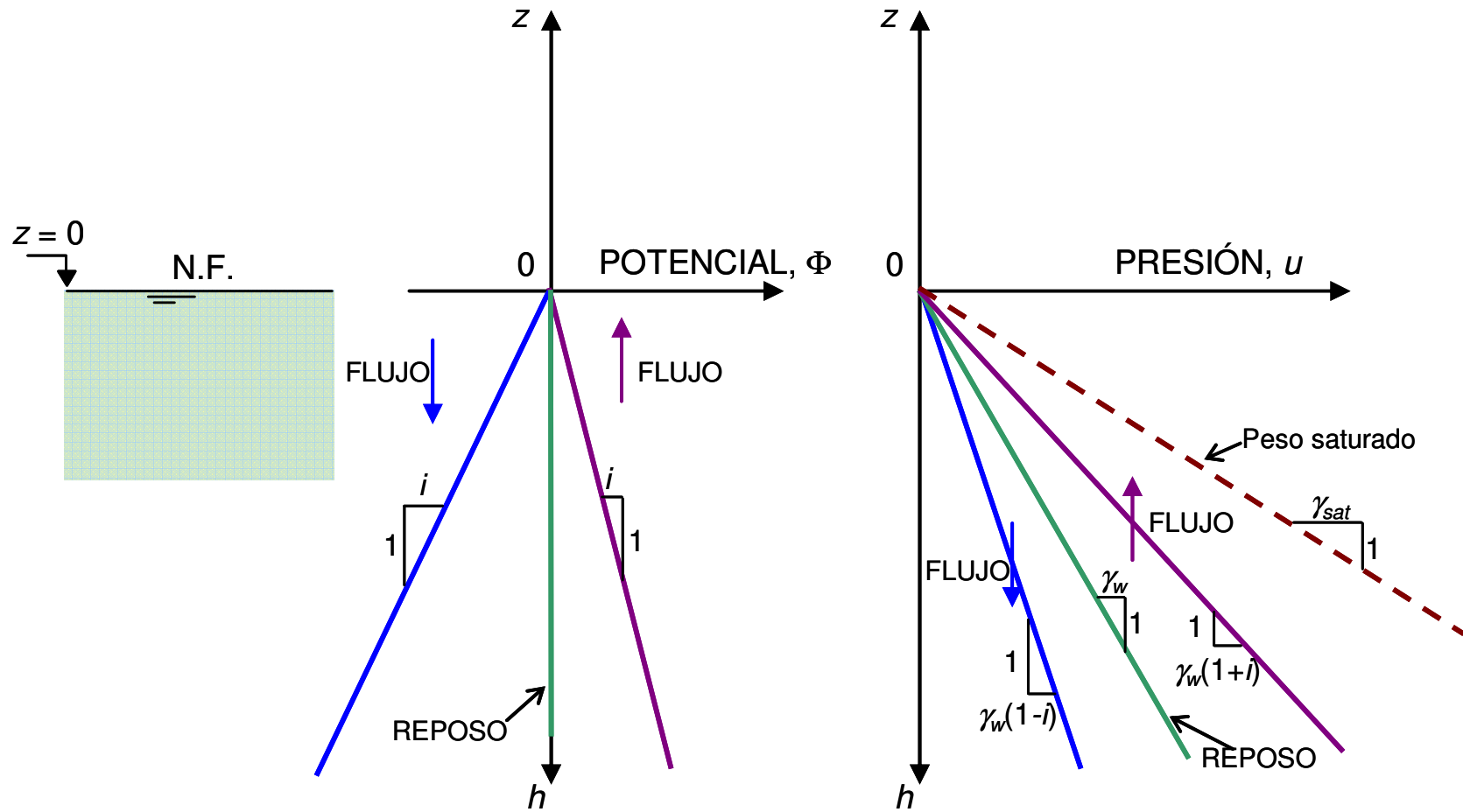


Figura 2.15. Presiones del agua en reposo y con flujo vertical

Cuando la filtración es hacia arriba (Figura 2.15) sucede lo contrario (como en el fondo de la excavación de la Figura 2.13), y la presión de agua crece con la profundidad más fuertemente que en reposo. Si el gradiente hidráulico es suficientemente elevado, la presión del agua puede llegar a igualar el peso total (saturado) de la columna de suelo. Al ocurrir esto, los granos no soportan ninguna tensión y, si se trata de un suelo incoherente, se separan unos de otros, transformándose el material en una suspensión de partículas en agua. A este fenómeno se le denomina "sifonamiento" y, como se ha dicho, puede ocurrir (con consecuencias catastróficas) en el fondo de excavaciones bajo el nivel freático, siendo también la causa de las llamadas "arenas movedizas".

El gradiente hidráulico crítico, i_{cr} , necesario para producir el sifonamiento se obtiene (Figura 2.15) de (cuando el nivel de agua está en superficie o por encima):

$$\gamma_w \cdot (1 + i_{cr}) = \gamma_{sat} \quad (2.29)$$

o sea:

$$i_{cr} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sum}}{\gamma_w} \quad (2.30)$$

valor que oscila entre 0,8 y 1,2 para los suelos normales.

En el capítulo siguiente se verá una interpretación de este fenómeno a la luz del principio de presión efectiva, que entonces enunciaremos.

La expresión (2.30) predice que el riesgo de sifonamiento no depende de las características del suelo (salvo de su densidad). Sin embargo, en la práctica ello no es así. En suelos gruesos (arenas gruesas o gravas), las partículas suelen tener una graduación de tamaños muy amplia, con lo cual existen segregaciones que producen zonas localizadas con permeabilidades (y, en consecuencia, gradientes) muy diferentes entre sí. Con ello, al aumentar el gradiente medio hasta las proximidades de la condición de sifonamiento, éste se produce antes en unas zonas que en otras. La consecuencia es que, en lugar del sifonamiento global del suelo, lo que se producen son pequeños sifonamientos locales de las zonas de partículas más finas, dando como resultado la formación de unos conductos o tubos a través del suelo. En suelos arcillosos, la cohesión existente entre las partículas impide que éstas se separen, por lo que no se produce el sifonamiento como tal, sino, en ocasiones, la rotura en bloques según planos de debilidad o menos coherentes.

2.5.2 Tubificación. Dispersión

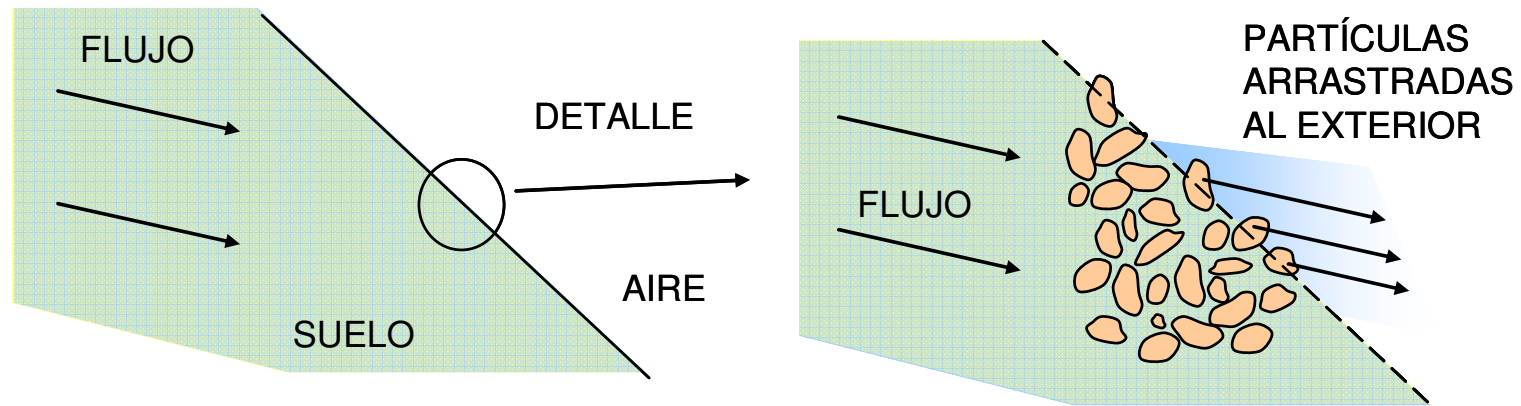
Al producirse la filtración, el agua ejerce una fuerza de arrastre sobre las partículas. En el interior de un suelo uniforme, cada partícula es retenida en su sitio por la coacción de las que la rodean (salvo que se alcance la condición de sifonamiento descrita en el apartado anterior). Sin embargo, si la filtración aflora al exterior (Figura 2.16), las partículas situadas en el contorno no están sujetas y, si el gradiente es suficiente, pueden ser arrastradas hacia afuera; con ello, las partículas situadas detrás quedan ahora en contacto con el exterior, y pueden ser a su vez arrastradas. Ello puede conducir a un fenómeno progresivo hacia atrás, creándose unos huecos tubulares que pueden conducir a la ruina de la obra. Este fenómeno se denomina "tubificación" (a veces también se denomina "sifonamiento", pero preferimos reservar este nombre para el fenómeno descrito en el apartado anterior, de carácter global).

La peligrosidad del fenómeno de tubificación crece al disminuir el tamaño de las partículas, pues entonces la importancia de las fuerzas de arrastre, superficiales, aumenta en relación con el peso de las partículas. Esta tendencia no es indefinida, pues en limos y arcillas las partículas tienden a flocular, formando grupos de partículas unidas entre sí y que se comportan como partículas de tamaño mayor. Sin embargo, existen suelos en los que el agua, aun circulando a velocidades pequeñas, produce una disgregación de los

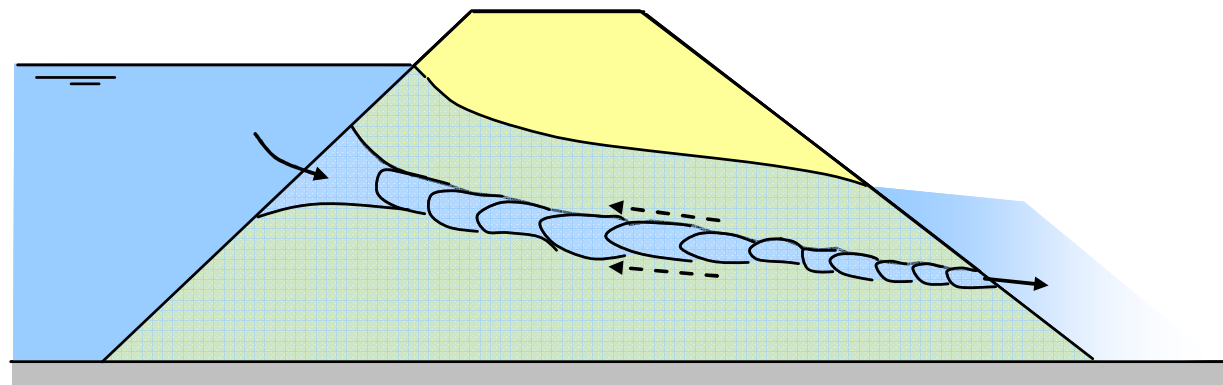
mismos y una dispersión de partículas finas en suspensión coloidal. Este fenómeno se denomina "dispersión" y los suelos que resultan altamente susceptibles a él, dispersivos.

El estudio de la dispersividad de los suelos es relativamente reciente en la Ingeniería Civil. Mientras que su análisis con fines agronómicos data de hace varias décadas, ha sido en los años setenta cuando se ha comenzado a considerar en problemas constructivos, con motivo de su manifestación en presas de materiales sueltos. Los trabajos de Sherard y sus colaboradores (1972-1976) son la base del estado actual de conocimientos sobre el fenómeno y, más concretamente, sobre la identificación de suelos dispersivos.

A este último respecto, poco se conoce actualmente, salvo que el carácter dispersivo de un suelo se correlaciona muy mal o nada en absoluto con las propiedades usuales de identificación (granulometría, límites de Atterberg). La única correlación que parece algo eficaz es con el contenido de sales solubles del suelo o más exactamente, con el porcentaje relativo de las mismas constituido por sales sódicas. De todas formas, estos ensayos químicos son poco frecuentes, y sólo se realizan con el fin de determinar precisamente la dispersividad.



a) Afloramiento del flujo al exterior



b) Erosión regresiva. Tubificación

Figura 2.16. Tubificación

Por ello, se utilizan un conjunto de ensayos que básicamente consisten en observar directamente en forma más o menos cuantitativa el comportamiento del suelo frente al agua.

Los ensayos de dispersividad más usados son el del índice de dispersión, a veces llamado del "doble densímetro" y el de "pin-hole", desarrollado por Sherard.

En el primero, se realizan dos ensayos granulométricos por sedimentación, uno tratando el suelo con un agente dispersante para separar las partículas, y otro únicamente con agua. Si el porcentaje de finos obtenido en ambos ensayos es parecido, el suelo es muy dispersivo, pues el agua sola es capaz de separar bien las partículas. Se define el índice de dispersión, ID, como el cociente entre los porcentajes de partículas menores de 0,005 mm. en ambos ensayos (ensayo con agua / ensayo con agua más dispersante). En la Tabla 2.2 se dan los criterios de dispersividad en función de este índice.

En el ensayo de "pin-hole", desarrollado por Sherard, se hace pasar agua por un orificio practicado en una probeta de suelo, bajo gradientes hidráulicos crecientes. Del análisis de la turbidez del agua de salida, de la variación de diámetro del orificio y del caudal que circula, se deduce la clasificación del suelo en seis grupos, como indica la Tabla 2.3.

Tabla 2.2. Índice de dispersión

Índice de dispersión, ID (%)	Carácter del suelo
0 - 33	Estable
34 - 66	Medianamente dispersivo
67 - 100	Altamente dispersivo

Tabla 2.3. Dispersividad según ensayo pin-hole

Grupo	Carácter del suelo
ND1, ND2	No dispersivo
ND3, ND4	Intermedio
D1, D2	Dispersivo

2.5.3 Drenes. Filtros

En el apartado anterior hemos visto que el afloramiento de la filtración al exterior puede provocar arrastres de partículas. Por ello, debe evitarse en lo posible que esto suceda, mediante la instalación de elementos drenantes, como el representado en la Figura 2.14 b); con ello se consigue modificar la red de filtración, conduciendo el agua de forma que no haya afloramientos.

El mismo fenómeno se produce cuando el flujo atraviesa el contacto entre dos suelos distintos, pasando de un suelo fino a otro grueso. Si el tamaño de los poros del material grueso es muy grande comparado con el de las partículas del material fino, éstas pueden ser arrastradas a través de dichos poros.

Por esta razón, en presas de materiales sueltos y otras obras de tierra sometidas a régimen de filtración, no debe existir contacto directo entre capas de granulometría muy distinta, siendo preciso interponer entre ellos una o varias capas de transición, denominadas filtros, de granulometrías intermedias. La condición a cumplir entre dos capas contiguas se denomina "condición de filtro". A este respecto hay muchas propuestas y normativas diferentes, siendo la más conocida la de Terzaghi, que se expresa como:

$$K \cdot D_{15}^F \leq D_{15}^G \leq K \cdot D_{85}^F \quad (2.31)$$

siendo K un coeficiente entre 4 y 5; D_{15} y D_{85} son los diámetros correspondientes al 15% y 85%, respectivamente, de las curvas granulométricas; los superíndices F y G se refieren al material fino y grueso, respectivamente.

En los últimos años se ha desarrollado el empleo de geotextiles para filtros, consistentes en una lámina de material sintético formado por fibras, tejidas o en forma de fieltro. Los criterios de filtro se formulan en términos de la distribución de tamaños de orificios del geotextil, proporcionada por el fabricante.