

## CAPITULO 2. Interacción del suelo con el agua

1. El agua en el suelo. 2. Permeabilidad. Ley de Darcy. 3. Determinación de la permeabilidad en laboratorio y in situ. 4. Escurrimiento del agua en medios porosos. Teoría de la filtración. Redes de flujo. Cálculo de caudal escurrido. 5. Capilaridad. Ascenso capilar.

### 1 EL AGUA EN EL SUELO

#### 1.1 Consideraciones generales

El suelo es un acomodamiento de partículas sólidas con los vacíos interconectados, de modo que el agua puede fluir de un punto de mayor energía a un punto de menor energía. El estudio del flujo del agua a través de los poros del medio poroso es importante en la mecánica de suelos. Por ejemplo, para estimar la cantidad de agua escurrida para varias condiciones hidráulicas, para problemas de sifonaje y de subpresión debajo de las construcciones, y para realizar los análisis de estabilidad en las presas de material suelto, o en muros de sostenimiento, cuando estos están sujetos a procesos de escurrimiento.

#### 1.2 Ecuación de Bernoulli

De acuerdo a la ecuación de Bernoulli, la altura o carga total del agua en un punto bajo movimiento es igual a la suma de tres términos: carga por presión de agua, carga por velocidad y carga por posición o elevación:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z \quad [1]$$

↑            ↑            ↘  
Presión    Velocidad   Elevación

donde:

$h$  = Altura total

$u$  = Presión de agua

$v$  = Velocidad del agua

$g$  = Aceleración de la gravedad

$z$  = Carga o altura de posición o de elevación

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua

Si la ecuación de Bernoulli es aplicada para el caso de flujo de agua a través de los poros del suelo, el término que contiene la carga por velocidad puede despreciarse, dado que la velocidad de escurrimiento es muy pequeña. Por lo tanto la altura o carga total de agua puede escribirse:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

La figura 1 muestra la relación entre la carga por presión, carga por posición o elevación y altura total para el caso de un escurrimiento de agua a través de una probeta de suelo. En los puntos A y B se han instalados dos tubos

piezométricos. El nivel que alcanza el agua en cada tubo piezométrico, se denomina *altura piezométrica* en el punto A o en el punto B. La carga o altura por presión de agua en cada punto es igual a la altura de la columna vertical de agua en el piezómetro instalado en dicho punto. En tanto, que la carga por posición o elevación es la distancia vertical medida entre un nivel o plano arbitrario de referencia, y el punto considerado.

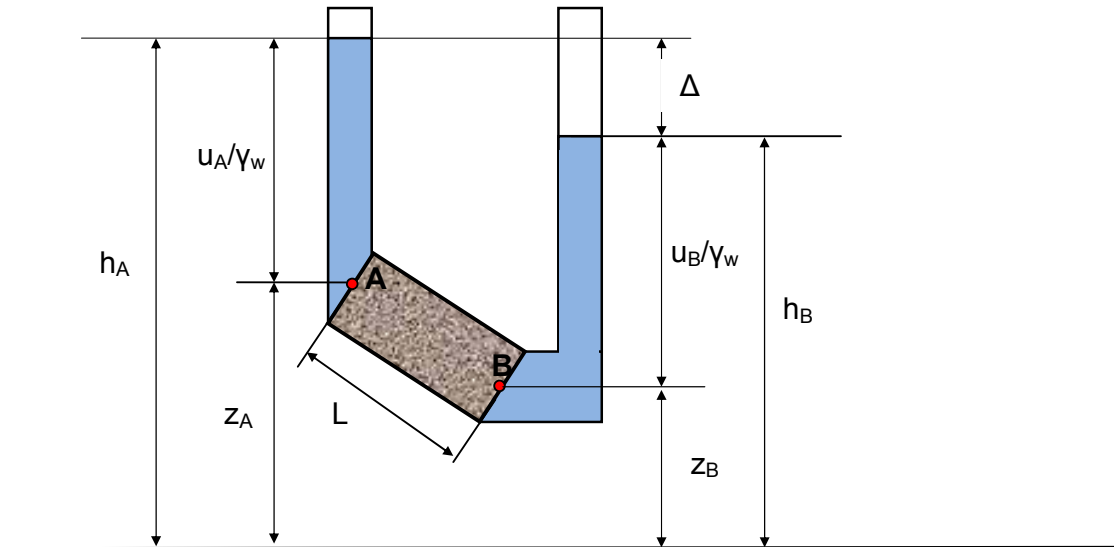


Figura 1: Ecurrimiento de agua en un medio poroso, altura de presión, de posición y altura piezométrica

La pérdida de carga entre los puntos A y B, se puede escribir como:

$$\Delta h = h_A - h_B = \left( \frac{u_A}{\gamma_w} + z_A \right) - \left( \frac{u_B}{\gamma_w} + z_B \right) \quad [3]$$

La pérdida de carga o gradiente hidráulico puede expresarse adimensionalmente, de la siguiente forma:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad [4]$$

donde:

$i$  = Gradiente Hidráulico

$L$  = Distancia ente los puntos A y B, o longitud a lo largo de la cual se produce la pérdida de carga.

La variación de la velocidad  $v$  con el gradiente hidráulico  $i$  se muestra en la figura 2.

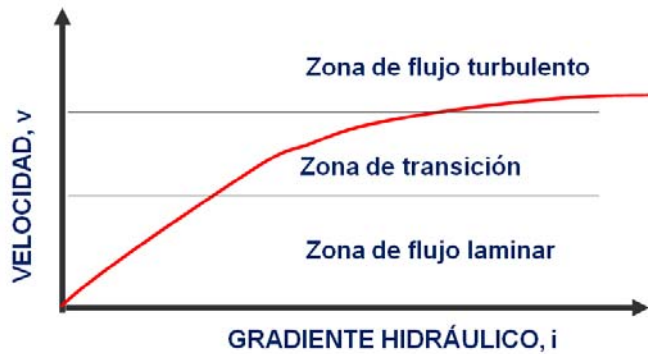


Figura 2: Variación de la velocidad en función del gradiente hidráulico.

El flujo puede dividirse en tres zonas:

1. Zona de flujo laminar
2. Zona de transición
3. Zona de flujo turbulento

A medida que se incrementa gradualmente el gradiente hidráulico, el flujo permanece en las zonas 1 y 2, y la velocidad  $v$  es proporcional al gradiente hidráulico. Para gradientes más altos el flujo se vuelve turbulento (Zona 3) y la relación no es lineal.

En la mayoría de los suelos el flujo de agua a través de los vacíos o poros del suelo, puede considerarse permanece laminar, por lo tanto, se puede escribir:

$$v \propto i \quad [5]$$

En gravas o arenas muy gruesas, pueden existir condiciones de flujo turbulento, y por lo tanto esta ecuación no es válida.

## 2 PERMEABILIDAD

### 2.1 Ley de Darcy

En 1856, Darcy publicó una ecuación simple para la velocidad de descarga del agua a través del suelo saturado, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$v = k \cdot i \quad [6]$$

donde:

$v$  = velocidad de descarga perpendicular a la sección total  $A$

$k$  = coeficiente de permeabilidad

La ecuación anterior se basó, en un principio, en observaciones empíricas realizadas por Darcy, en arenas limpias. Notesé que la Ec. [6] es similar a la Ec.[5], y ambas tienen validez en condiciones de flujo laminar, y son aplicables a un importante rango de suelos.

En la Ec.[6],  $v$  es la velocidad de descarga considerando toda la sección o área de suelo. Sin embargo, la velocidad real del agua o velocidad de escurrimiento a través de los vacíos del suelo es mayor que la velocidad  $v$ .

En la figura 3 se muestra una probeta de suelo de longitud unitaria, y sección total  $A$ . La cantidad de agua que fluye a través de la probeta en una unidad de tiempo se puede expresar como:

$$q = v \cdot A = v_s \cdot A_v \quad [7]$$

donde:

$v_s$  = Velocidad de escurrimiento

$A_v$  = Área de vacíos en la sección transversal de la probeta

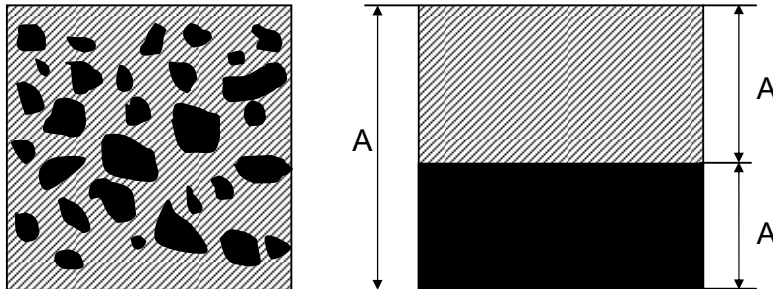


Figura 3: Área transversal de una probeta de suelo de longitud unitaria.

El área total, se puede expresar como:

$$A = A_v + A_s \quad [8]$$

donde:

$A_s$  = Área de sólidos en la sección transversal de la probeta

Combinando la Ec. [7] y la [8] se obtiene:

$$q = v(A_v + A_s) = A_v v_s$$

$$v_s = \frac{v \cdot (A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v} \quad [9]$$

donde:

$V_v$  = Volumen de vacíos

$V_s$  = Volumen de sólidos

La Ec. [9] puede reescribirse como:

$$v_s = v \frac{1 + \frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s}} = v \left( \frac{1+e}{e} \right) = \frac{v}{n} \quad [10]$$

donde:

$e$  = relación de vacíos

$n$  = porosidad

## 2.2 Coeficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad tiene las mismas unidades de la velocidad. El término coeficiente de permeabilidad es mayormente usado por los ingenieros geotécnicos, en cambio los geólogos expresan el mismo concepto como conductividad hidráulica. En unidades SI se lo expresa en cm/seg.

El coeficiente de permeabilidad es el parámetro geotécnico con mayor amplitud o variación según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 100 cm/s ( $1 \times 10^{+2}$  cm/s), en gravas limpias hasta 0,00000001 cm/s ( $1 \times 10^{-8}$  cm/s) en arcillas montmorilloníticas o bentoníticas.

En la tabla 2.1 se indican algunos de los valores típicos.

Tabla 2.1: Valores típicos del coeficiente de permeabilidad

<b>Tipo de suelo</b>	<b><math>k</math> cm/seg</b>	
Gravas limpias	1.0 a 100	( $1 \times 10^0$ a $1 \times 10^2$ )
Arenas limpias	1.0 a 0.01	( $1 \times 10^0$ a $1 \times 10^{-2}$ )
Arenas finas	0.01 a 0.001	( $1 \times 10^{-2}$ a $1 \times 10^{-3}$ )
Limos	0.001 a 0.00001	( $1 \times 10^{-3}$ a $1 \times 10^{-5}$ )
Arcillas	0.00001 a 0.00000001	( $1 \times 10^{-5}$ a $1 \times 10^{-8}$ )

Los suelos con coeficientes de permeabilidad menores de  $1 \times 10^{-7}$  cm/s pueden ser considerados prácticamente impermeables. Ante una variación tan amplia de los valores, no es tan importante el valor exacto del coeficiente, sino simplemente el orden de magnitud.

## 2.3 Factores que influyen sobre la permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad de los suelos depende tanto de suelo, como del fluido que escurre. Taylor (1948) presenta una ecuación que refleja la influencia del fluido y de las características del suelo sobre la permeabilidad. La ecuación es la siguiente:

$$k = .D_s^2 \cdot \frac{\mu}{\gamma} \cdot \frac{e^3}{(1+e)} C \quad [11]$$

donde:

$D_s$  = Diámetro efectivo de las partículas

$\mu$  = viscosidad del fluido

$\gamma$  = Peso unitario del fluido

$e$  = Relación de vacíos

C = Factor de forma

A continuación haremos una revisión de los principales factores que influyen en la permeabilidad.

- a. Fluido Filtrante:
- b. Tipo de suelo

**a. Fluido filtrante**

- Viscosidad
- Peso Unitario

La viscosidad y el peso unitario del fluido influye en sobre el valor del coeficiente de permeabilidad. Estas dos variables pueden eliminarse definiendo otra permeabilidad denominada *permeabilidad específica o absoluta*, de la siguiente manera:

$$K = \frac{k \cdot \mu}{\gamma} \quad [12]$$

donde:

- $\mu$  = Viscosidad del fluido
- $\gamma$  = Peso Unitario del fluido

La permeabilidad absoluta K, tiene unidades de área, expresada en  $\text{cm}^2$ ,  $\text{m}^2$ .

**b. Tipo de suelo:**

- Tamaño de las partículas (de los poros)
- Distribución granulométrica
- Relación de vacíos
- Composición mineralógica de las arcillas
- Espesor de la capa adsorbida
- Valencia de los iones de intercambio
- Estructura del suelo
- Grado de Saturación

Muchas veces se hace difícil aislar la influencia individual de cada uno de los factores ya que muchas de estas características están estrechamente relacionadas, por ejemplo la estructura suele depender del tamaño de las partículas, de la relación de vacíos o de la concentración de iones.

La Ec. [11] sugiere que la permeabilidad varía con el cuadrado de un cierto diámetro de las partículas. Lo cual es lógico, que cuando más pequeñas sean las partículas de suelos, menores serán los poros por donde pueda moverse el fluido. Esta relación es más razonable o realista en las gravas y arenas que en las arcillas, pues en aquellas, las partículas son más equidimensionales y las diferencias de estructuras no son tan dispares.

En un estudio sobre arenas, Hazen propuso una relación líneal entre la permeabilidad y el diámetro  $D_{10}$  (Diámetro correspondiente al 10% del pasante):

$$k = c \cdot D_{10}^2 \quad [13]$$

Esta relación supone que la distribución de tamaños es suficientemente extensa (arena o gravas bien graduada), de modo de evitar que las partículas pequeñas sean arrastradas por el agua. En los suelos gruesos que tiene finos, suele producirse el arrastre de los finos y provocar, por lo tanto un aumento de la permeabilidad con la filtración. Las condiciones de granulometría para evitar este arrastre de finos se analizará cuando se estudie la *Ley de filtros*.

En el caso de arenas limpias, la distribución granulométrica también influye, así, las arenas uniformes serán más permeables que las arenas bien graduadas.

La Ec. [11] indica que la permeabilidad está fuertemente influenciada por la relación de vacíos, lo cual resulta lógico dado que a mayor volumen de vacíos mayor será el área por donde puede moverse el agua, y consecuentemente mayor será la permeabilidad de los suelos.

La influencia de la composición mineralógica en los limos, arenas o gravas es prácticamente inexistente. No así en las arcillas en las cuales la permeabilidad está fuertemente influenciada por la composición mineralógica. Si consideramos dos muestras de arcillas a igual relación de vacíos, una compuesta por caolinita y otra por montmorilonita, se puede medir que en esta última es 100 veces más impermeable que la caolinita. Esta diferencia radica principalmente en los espesores de agua adsorbida que tiene cada una de ellas.

El otro factor que incluye en el espesor del agua adsorbida y por ende en la permeabilidad es la valencia de los iones de intercambio, así una montmorilonita sódica es 300 veces más impermeable que una montmorilonita potásica.

En los suelos finos, la estructura de suelo influye en la permeabilidad del mismo. Si se comparan dos suelos finos con igual peso unitario, uno con una estructura floculada y otro con una estructura dispersa. La muestra con estructura floculada tendrá mayor permeabilidad que la con estructura dispersa. Cuando más dispersa esté la estructura más paralelas serán las partículas entre sí, y por lo tanto más tortuoso será el recorrido del fluido. En cambio en los suelos floculados existen grandes canales para el flujo, por los que puede circular el fluido con mayor facilidad.

Estos comentarios se refieren a las microestructuras del suelo, en cambio cuando se analizan las macroestructuras las condiciones pueden ser diferentes. Un suelo estratificado, formado por ejemplo, por una capa de limo y una capa de arena tiene una permeabilidad mucho mayor en el sentido paralelo a la estratificación, que el sentido perpendicular.

Esto indica que en los suelos estratificados la permeabilidad en sentido paralelo a la sedimentación es mayor que en el sentido perpendicular. Esta anisotropía suele ser importante, y debe considerarse adecuadamente.

La compactación de los suelos genera estructuras floculadas o dispersas según el contenido de humedad con la cual se compacta al suelo. Si se lo compacta con bajo contenido de humedad se forman estructuras floculadas, y contrariamente cuando se lo compacta con altos contenidos de humedad, se generan estructuras dispersas.

El coeficiente de permeabilidad de los suelos no saturados es menor que en los suelos saturados y aumenta con el grado de saturación.

### **3 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD**

#### **3.1 Aspectos generales**

El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un dato cuya correcta determinación es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en algunos problemas geotécnicos.

Hay distintos procedimientos para la determinación de la permeabilidad: unos directos, porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la obtención de tal coeficiente por mediciones y otros indirectos proporcionados en forma secundaria por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines.

##### **a. Métodos directos**

En laboratorio	{	Permeámetro a carga constante
		Permeámetro a carga variable
En el campo	{	Por medición de la velocidad de escurrimiento
		Por bombeo
		Por insumisión del agua al suelo

##### **b. Métodos indirectos**

A partir de la curva granulométrica

A partir del ensayo de consolidación.

#### **3.2 Ensayos de laboratorio**

##### **3.2.1 Tipos de permeámetros**

Los permeámetros pueden usarse solamente en suelos relativamente permeables, generalmente arenas y limos o mezclas de estos materiales poco plásticos. En arcillas es preferible usar el ensayo de consolidación (se verá en el Capítulo 8). La razón es que la baja permeabilidad de lugar a tiempos de ensayo largos que la evaporación y los cambios de temperatura producirá errores de mucha consideración.

Los ensayos se pueden realizar en muestras inalteradas o en suelos compactados. En el caso de las muestras inalteradas, las mismas deben ser representativas de suelo que se analiza. Esto es generalmente el principal problema que tienen estas muestras pues la permeabilidad es un parámetro



muy heterogéneo y tiene una fuerte anisotropía. Seccionar la muestra adecuada no suele resultar fácil.

No es recomendable realizar ensayos con muestras compactadas, intentando reproducir las condiciones del campo. Aquí, las diferencias pueden ser muy significativas.

Los ensayos con muestras compactadas se utilizan cuando las muestras se compactan con condiciones similares a las que se realizará en el campo, y tienen cierto grado de representatividad.

Hay dos tipos de permeámetros: a) paredes rígidas b) paredes flexibles (ensayo triaxial). Estos tienen ventajas y desventajas según se trate del tipo de suelo que se quiera ensayar.

En la figura 4 se presenta una foto de permeámetro de pared rígida y un corte esquemático de los mismos.

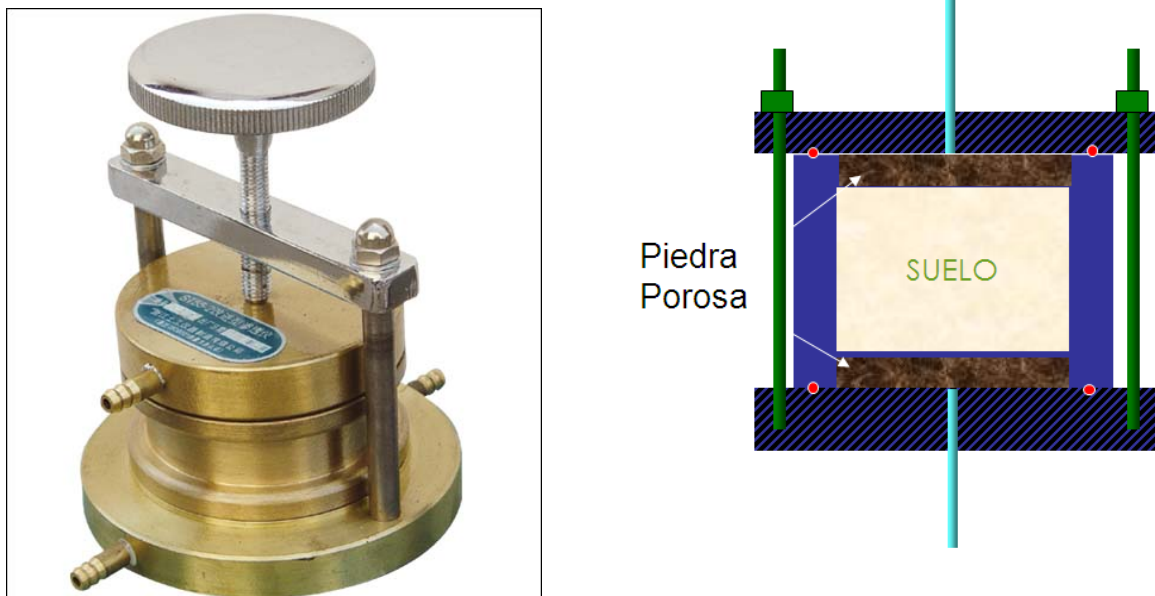


Figura 4: a) Fotografía de un permeámetro de pared rígida; b) Esquema de un permeámetro de pared rígida.

Por ejemplo, los permeámetros a pared rígida tienen como principal desventaja, la junta que se puede producir entre la muestra de suelo y la pared. Si el suelo no está perfectamente adherido, se crean vías de escurrimiento preferenciales y durante el ensayo no se mide la permeabilidad de la muestra sino el de la junta. Para evitar esto, se suele pintar las paredes con siliconas o vaselina de modo de impedir estas vías preferenciales, lo cual no siempre se logra.

Estos permeámetros son muy utilizados en suelos compactados pues la probeta de suelo se compacta en el mismo molde, y la compactación hace que se minimicen esos problemas en las paredes del molde. De todas formas,

también se las pinta con vaselina u otro elemento, que impida la generación de vía preferenciales de escurrimiento e invaliden en ensayo.

En la figura 5 se presenta un esquema de una cámara triaxial que puede ser utilizada como permeámetro de pared flexible. Los problemas de las paredes que se observara en el permeámetro de pared rígida aquí se minimizan dado que la membrana de hule se pega perfectamente a las paredes de la probeta.

Otra ventaja es que pueden realizarse el ensayo con un estado tensión elegido y que reproduzca las condiciones reales.

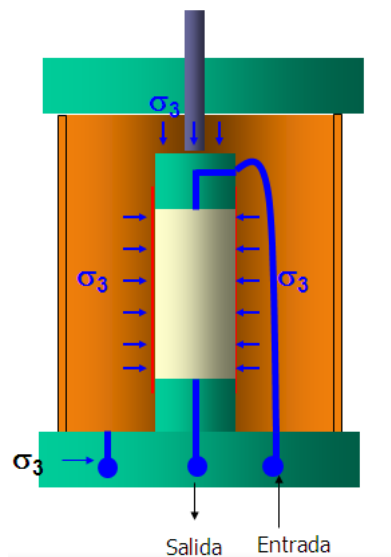


Figura 5: Permeámetro a pared flexible, utilizando una cámara triaxial.

Hay dos tipos de ensayos de laboratorio estándares o metodología de ensayos, para determinar el coeficiente de permeabilidad en suelos: ensayo a carga constante, y ensayo a carga o altura variable.

### 3.2.2 Ensayo a carga constante:

En la figura 6 se muestra un típico “arreglo” de un ensayo a carga constante. En este tipo de ensayo de laboratorio, el suministro de agua se ajusta de modo que la diferencia entre el nivel de entrada y de salida permanezca constante (h) durante todo el período que dura el ensayo. Luego que se ha establecido el régimen, se comienza a recolectar el agua en una bureta graduada (V) en un tiempo conocido (t).

El volumen total de agua recolectada se puede expresar de la siguiente forma:

$$V = A.v.t = A(k.i)t \quad [14]$$

donde:

V = volumen de agua recolectada

A = área de la sección transversal de la probeta de suelo

t = tiempo en que se recolecta el agua

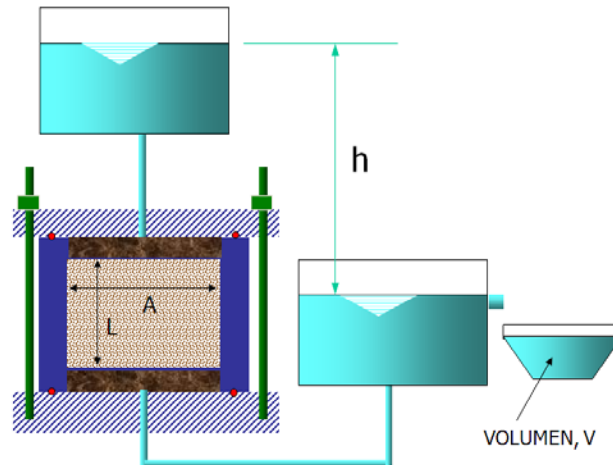


Figura 6: Esquema del Ensayo a carga constante

Pero,

$$i = \frac{h}{L} \quad [15]$$

donde:

h = Pérdida de carga

L = longitud de la muestra

Sustituyendo la ecuación 15 en la 14, resulta:

$$k = \frac{V.L}{A.h.t} \quad [16]$$

Este tipo de ensayo es más adecuado en suelos arenosos que tiene un coeficiente de permeabilidad alto.

### 3.2.3 Ensayo a carga variable

En la figura 7 se puede observar un típico arreglo de un ensayo de permeabilidad a carga variable.

El agua fluye al suelo desde una bureta graduada superior. Se mide la altura  $H_1$  para el tiempo  $t_0$ , y se permite que el que el agua fluya a través del suelo, hasta una altura final  $H_2$ , midiendo el tiempo requerido  $t_f$  para ello.

El caudal de agua que pasa a través de la muestra para cualquier tiempo  $t$ , es igual a:

$$q = v.A = k \frac{\Delta h}{L} .A = -a \frac{dH}{dt}$$

donde

q= caudal

a = sección transversal de la bureta

A = área transversal de la probeta

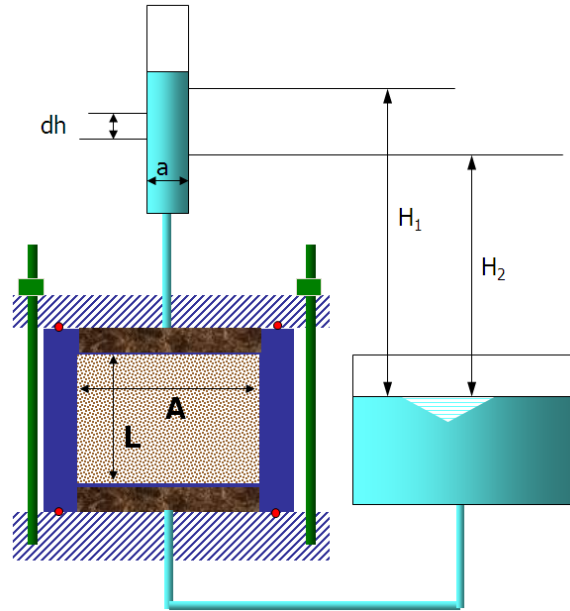


Figura 7: Esquema de un Ensayo de a carga variable [17]

Reacomodando el ecuación 17 se tiene:

$$dt = \frac{a.L}{A.k} \left( -\frac{dH}{H} \right) \quad [18]$$

La integración de la ecuación 18 entre los límites de tiempo  $t_0$  y  $t_F$ , y entre las alturas de agua correspondiente  $H_1$  y  $H_2$ , resulta:

$$t = \frac{a.L}{A.k} \cdot \log_e \frac{H_1}{H_2} \quad [19]$$

o

$$k = 2.303 \frac{a.L}{A.k} \log_{10} \frac{H_1}{H_2} \quad [20]$$

Este tipo de ensayo es más apropiado para suelos finos de baja permeabilidad.

### 3.3 Ensayos de campo

Estos procedimientos parecen ser los que dan los mejores resultados pues las condiciones físicas del suelo no han sufrido transformaciones al no tenerse que efectuar ni extracción ni transporte del material. Evidentemente el conocimiento impreciso de la superficie permeable puede traer aparejados ciertos errores y falsear los resultados. A continuación veremos algunos de los ensayos más usuales.

#### 3.3.1 **Método eléctrico de campo**

Se practican dos perforaciones en los puntos A y B separados por una distancia L (ver Figura 8). Pueden usarse un grupo de perforaciones testigos

B', B'', ... B<sup>n</sup> dispuestas en un arco de círculo en la zona baja para interceptar mejor el flujo de agua subterránea.

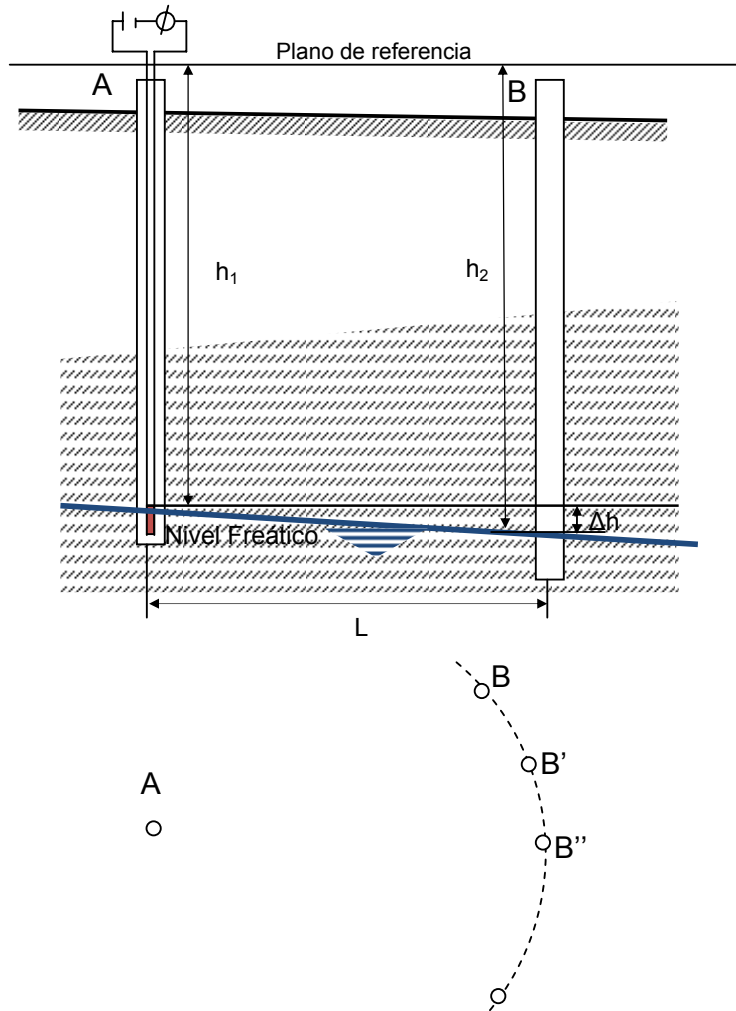


Figura 8: Método eléctrico

Se nivela en la forma más exacta posible los valores de  $h_1$  y  $h_2$  respecto al plano horizontal de referencia con el objeto de determinar el gradiente hidráulico entre los puntos A y B:

$$i = \frac{h_2 - h_1}{L} = \frac{\Delta h_1}{L} \quad [21]$$

La determinación de estas profundidades se suele hacer con el auxilio de un método eléctrico. Se tiene una cinta métrica lastrada, cuyo lastre está constituido por un tubo metálico pesado al cual llegan, junto a la cinta métrica un conductor doble que conecta una batería ubicada en la superficie del terreno, con dos polos, uno interior y otro exterior al tubo de lastre, convenientemente aislados. En el instrumento se aprovecha la diferencia de conductividad eléctrica del aire y del agua. Tan pronto como los extremos de los polos inferiores tocan el agua, un galvanómetro incorporado al circuito

acusa el pasaje de la corriente, y en ese momento se toma la lectura en la cinta métrica, de la profundidad a que se encontró el agua.

El coeficiente de permeabilidad se puede despejar de la expresión de Darcy:

$$k = \frac{v}{i} = \frac{v \cdot L}{\Delta h} \quad [22]$$

Para obtener la velocidad (v), conocida la distancia (L) que separa las dos perforaciones, se necesita medir el tiempo que tarda una partícula de agua para recorrerla.

Para ello se carga el agua en A (punto más alto) con un electrolito (cloruro de sodio, o mejor cloruro de amonio). Se mide el tiempo desde el depósito del electrolito en A, hasta el acuse de recepción en B por una señal dada por el galvanómetro del circuito eléctrico que marca un cambio brusco de la posición de la aguja, por la mejor conductividad del agua cargada con la sal conductora.

Reemplazando en la Ec. [22] la velocidad:

$$k = \frac{L^2}{t \cdot \Delta h} \quad [23]$$

Este procedimiento es sencillo y rápido, debiéndose variar la distancia (L) según se trate de suelos más o menos permeables. Se usa 15 a 20 metros en suelos arenosos de alta permeabilidad y 4 a 5 metros para terrenos de grano fino.

Los resultados de estos ensayos tienen solamente un valor local y que sólo con un gran número de ellos se puede determinar la permeabilidad media de una zona de terreno. El método es satisfactorio para materiales muy uniformes, pero puede dar resultados muy erróneos en suelos heterogéneos o en aquellos en que aparezcan interestratificados materiales de granos gruesos y finos.

### **3.3.2 Ensayo de infiltración con una perforación**

Es habitual que para el diseño de pozos absorbentes para viviendas o construcciones en general se deba recurrir a establecer la cantidad, la profundidad, y el diámetro de los pozos absorbentes. Para ello se realiza en el terreno un ensayo de insumisión de agua en un pozo o perforación para establecer in situ la tasa de infiltración que tiene el terreno.

Indirectamente se puede determinar el coeficiente de permeabilidad, y hacer un adecuado diseño de la evacuación de los líquidos cloacales o otros fluidos.

Se pueden presentar varios esquemas, según se encuentre el nivel freático, se fije una longitud de infiltración, el perfil corresponda a un único suelo o a suelos estratificados. En el libro de Lambe y Whitman (Mecánica de Suelos – Cap. 19. Ed. Limusa) se ofrece un amplio rango de posibilidades que se correlacionan con la situación real.

A modo de ejemplo presentaremos un esquema de ensayo sencillo como el que se presenta en la figura 9, donde se coloca un caño de PVC dentro de la perforación solamente abierto en la punta.

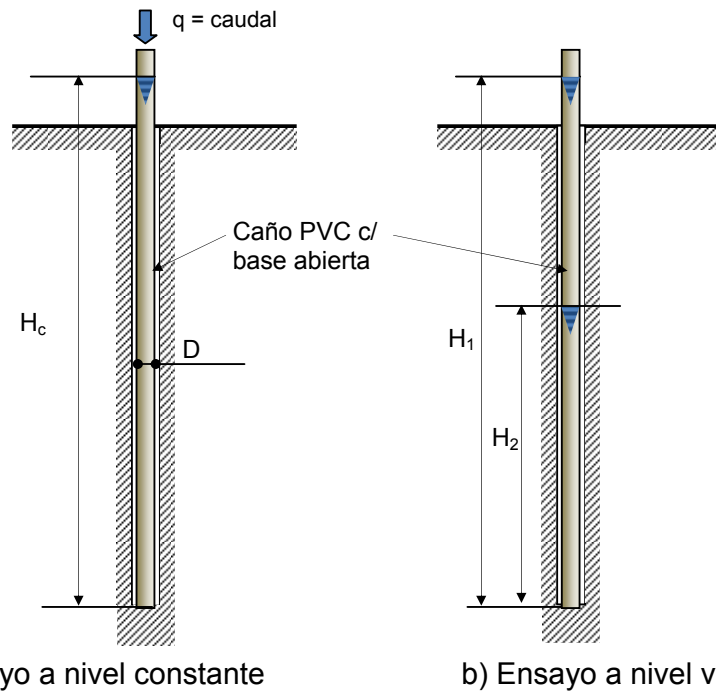


Figura 9: Esquema de ensayos de inyección para el caso de caño abierto solamente en la base.

La determinación de la permeabilidad se puede realizar utilizando dos metodologías, de forma similar a los ensayos de laboratorio, a nivel constante y a carga variable. Aquí valen las mismas consideraciones indicadas en los ensayos de laboratorio.

En el caso de utilizar a carga variable, se establece un nivel constante de agua y se mide el caudal a partir que el sistema entra en régimen. Para calcular el coeficiente de permeabilidad se utiliza la siguiente ecuación:

$$k = \frac{q}{2,75.D.H_c} \quad [24]$$

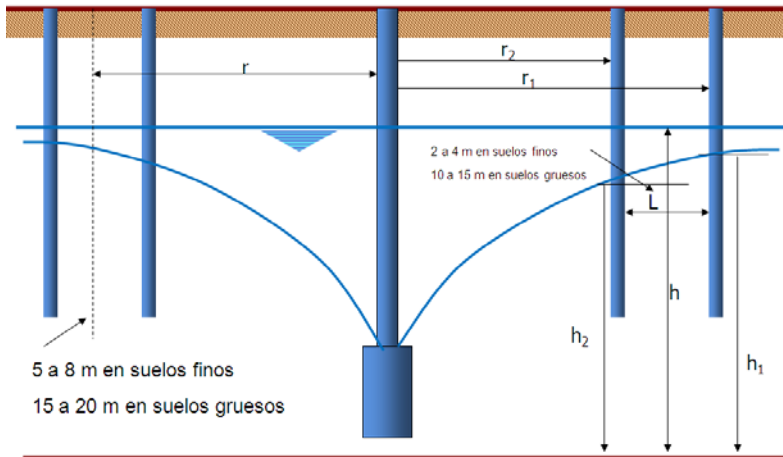
En caso de utilizar la metodología a carga variable, el ensayo se realiza de la siguiente forma. Se llena el caño con agua, cuando el nivel del agua pasa por la altura  $H_1$ , se enciende el cronómetro y luego se van tomando tiempos a distintas alturas  $H_2$ . Para el cálculo del coeficiente de permeabilidad se utiliza la siguiente ecuación:

$$k = \frac{\pi.D}{11.(t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2} \quad [25]$$

### 3.3.3 Ensayo de bombeo (Método de Forcheirmer)

Este procedimiento se utiliza cuando se dispone de equipos adecuados para efectuar el bombeo de la napa cuya permeabilidad se pretende establecer y de elementos para aforar el caudal extraído.

Se disponen los pozos o perforaciones en la forma que se indica en la Figura 10, con un pozo o perforación central y luego 8 perforaciones dispuestas según dos círculos concéntricos, siendo estas últimas de un diámetro aproximado de 7,5 cm los efectos de poder medir la depresión de la napa en cada punto.



Pozo de bombeo

Figura 10: Ensayo de bombeo s/Forcheimer

Se asumen las siguientes hipótesis:

- El pozo penetra lo suficiente dentro del manto permeable donde se encuentra el nivel freático.
- El suelo es homogéneo, isótropo y semi infinito
- Es válida la ley de Darcy
- El gradiente hidráulico es constante y es igual a la pendiente del nivel freático.



$$i = \frac{dh}{dz} \quad [26]$$

El área de flujo a una distancia  $r$  del centro del pozo de bombeo es igual a:

$$A = 2.\pi.h \quad [27]$$

A partir de la ley de Darcy se puede escribir, que el caudal es igual a:

$$Q = k \frac{dh}{dr} 2.\pi.h \quad [28]$$

Si se acomoda la ecuación anterior y se realiza la integración entre los radios  $r_1$  y  $r_2$ , se puede escribir:

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2.\pi.k}{Q} \int_{h_2}^{h_1} h.dh \quad [29]$$

Integrando y despejando el coeficiente de permeabilidad, resulta:

$$k = 2,30 \frac{Q \cdot \log_{10} \frac{r_1}{r_2}}{\pi(h_1^2 - h_2^2)} \quad [30]$$

Debe cuidarse de que los pozos testigos no estén muy cerca del pozo de bombeo para evitar la parte curva de la línea de depresión de la napa, que se aleja mucho de la variación lineal.

La distancia entre las perforaciones de observación ( $L$ ) suele tomarse de unos 3,0 a 4,0 metros en terrenos poco permeables, y de 10,0 a 15,0 metros en terrenos muy permeables. En tanto, la distancia  $r$ , se toma de 5,0 a 8,0 metros en terrenos finos, y de 15,0 a 20,0 metros en terrenos permeables.

Suele indicarse como limitación de los resultados de este ensayo que el valor de  $k$  obedece a un caudal forzado y no natural.

Los pozos testigos ubicados a lo largo de la circunferencia concéntrica sirven para poder promediar los valores en los distintos sentidos del escurrimiento.

### **3.4 Métodos indirectos de determinación del coeficiente de permeabilidad**

Estos métodos se refieren a procedimientos en los cuales se aprovechan las determinaciones granulométricas en arenas o gravas, y de deformación por consolidación en las arcillas. Se analizarán algunos en detalle:

#### ***3.4.1 Cálculo del coeficiente de permeabilidad a partir de la curva granulométrica.***

Siempre se ha tratado de establecer correlaciones entre la granulometría de un material y su permeabilidad. En suelos arenosos gruesos los poros entre las

partículas minerales son relativamente grandes y por ello la permeabilidad resulta comparativamente alta; en suelos de menores tamaños de granos, los poros y canaliculos entre partículas son más pequeños, por lo cual estos materiales son de menor permeabilidad.

Estas correlaciones tienen un valor bastante limitado pues otros factores, que parte del tamaño ejercen notoria influencia en el valor del coeficiente de permeabilidad. Las expresiones que veremos a continuación deben verse como una forma aproximada de evaluar la permeabilidad de un suelo y de ningún modo pueden sustituir a métodos más precisos (también más costosos) en los casos en que sea necesario un conocimiento correcto del valor de  $k$ .

Prácticamente todos los métodos de este tipo siguen la forma de la expresión de Allen Hazen (1930):

$$k(cm/s) = c \cdot D_{10}^2(mm) \quad [31]$$

donde:

$D_{10}$  = Es el diámetro correspondiente al pasante del 10 %. Expresado en mm.

$c$  = Constante

Hazen experimentó con arenas para filtro con diámetro efectivo  $D_{10}$  comprendido entre 0,10 y 3,00 mm; en estos suelos la constante  $c$  varía entre 0,4 y 1,2. El valor promedio de  $c$  más aceptable y comúnmente asumido es:  $c = 1,0$ . La validez de esta ecuación es para permeabilidades mayores o igual a  $1 \times 10^{-3}$  cm/s.

Otros investigadores han propuesto otras correlaciones. Una de las más conocidas y de la cual se obtienen buenos resultados es la propuesta por Kozeny – Carman (propuesta por Kozeny y modificada por Carman):

$$k = C_1 \frac{e^3}{1 + e} \quad [32]$$

donde:

$e$  = Relación de vacíos

$C_1$  = Constante que depende de la superficie específica, de la forma de los poros, etc.

Es necesario repetir que todas estas fórmulas son de valor muy limitado.

### **3.4.2 Cálculo del coeficiente de permeabilidad a partir del Ensayo de consolidación.**

En el Capítulo 4, al estudiar la deformación de las arcillas, se demuestra que la consolidación (proceso reológico de transferencia del agua y el esqueleto del suelo) está ligada a la velocidad de escurrimiento del agua en estos suelos muy poco permeables. De ahí resulta una relación entre el proceso de consolidación de arcillas y el coeficiente de permeabilidad.

## 4 Escurrimiento del agua en medios porosos

### 4.1 Teoría de la filtración

Los problemas relacionados con el flujo de agua que se infiltra a través de los suelos tienen extraordinaria importancia en gran cantidad de obras de ingeniería. Tres son las cuestiones trascendentes en este aspecto:

1. El caudal que se infiltra a través de la zona de flujo.
2. La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo (presiones del agua).
3. Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones, tubificaciones.

La primera cuestión es importante porque todo caudal que se infiltra a través de un suelo representa una pérdida, o un aporte de agua que debe ser cuantificada.

La segunda cuestión suele ser la más trascendente desde el punto de vista práctico. Cuando el agua fluye lo hace con una presión hidrodinámica diferentes a la presión hidrostática correspondiente a las condiciones de equilibrio. Esto produce varios efectos importantes. Si el flujo es hacia arriba produce un aumento de las presiones hidrodinámicas y por ende una disminución de las presiones efectivas; si fluye verticalmente hacia abajo, disminuye las presiones del agua y por ende aumentan las presiones efectivas entre los grano de suelo. Este cambio de las tensiones efectivas, modifica tanto la resistencia del suelo como su rigidez.

La tercera cuestión, o sea el arrastre de partículas de la masa de suelo puede llegar, de no recibir la atención debida, a poner en peligro la estabilidad de la obra de tierra al dejarla materialmente surcada por túneles y galerías formadas por erosión.

De los tres tipos de agua en el suelo, adsorbida, capilar y libre o gravitacional, solamente esta última interesa en los problemas de escurrimiento subterráneo.

Si se analiza un terreno a través del cual fluye agua, por ejemplo por debajo de una tablestaca como se observa en la figura 11, y consideremos aislado un elemento paralelepípedo de dimensiones  $dx$ ,  $dy$  y  $dz$ , tal como muestra la figura 12.

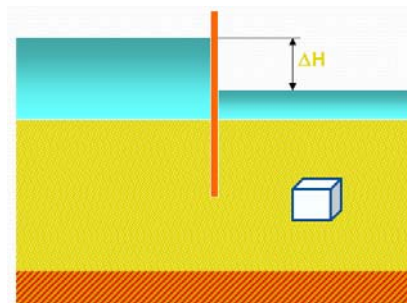


Figura 11: Zona de escurrimiento debajo de una tablestaca.

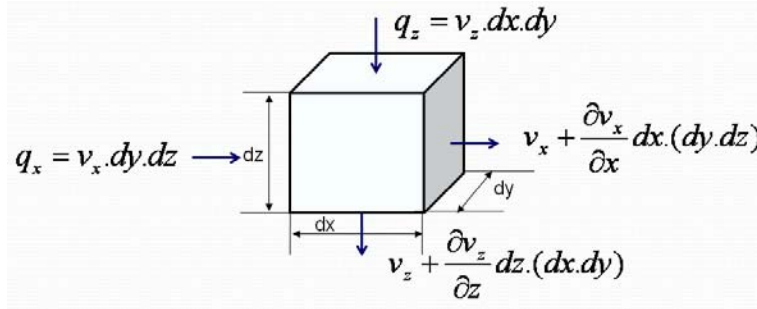


Figura 12: Elemento infinitesimal en la zona de escurrimiento.

Se supone que la velocidad  $\mathbf{v}$  con que filtra el agua descompuesta en sus componentes  $v_x$ ,  $v_y$ , y  $v_z$ , están sólo en función de  $\underline{x}$ ,  $\underline{y}$ , y  $\underline{z}$ , respectivamente, pero no del tiempo (puesto que se establece la hipótesis que el escurrimiento es régimen establecido) ni de ninguna otra variable. Se supone, también que estos componentes son funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación.

En estas condiciones, en las caras del prisma elemental, por donde entra el agua, las velocidades serán:  $v_x$ ,  $v_y$  y  $v_z$ .

Y las velocidades de salida, se pueden escribir como:

$$v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \quad v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \quad v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx$$

El flujo establecido que se ha supuesto se obtiene cuando en el suelo saturado, en una sección dada se tiene, gradiente hidráulico, masa de suelo y velocidad de flujo constantes. Para establecer la ecuación de la continuidad del movimiento se debe aceptar las hipótesis expuestas, que pueden resumirse en:

1. El régimen es establecido.
2. El suelo está saturado.
3. El agua y las partículas sólidas son incompresibles.
4. El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

La continuidad implica que en un elemento  $dv$  de suelo la cantidad de agua que entra tiene que ser igual a la que sale. Por lo tanto como el caudal se expresa como el producto de la sección o área por la velocidad de flujo, se tiene:

$$v_x(dy \cdot dz) + v_y(dx \cdot dz) + v_z(dx \cdot dy) = \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) (dy \cdot dz) + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) (dx \cdot dz) + \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) (dx \cdot dy) \quad [33]$$

Reduciendo términos semejantes queda:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x}\right)(dx.dy.dz) + \left(\frac{\partial v_y}{\partial y}\right)(dx.dy.dz) + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z}\right)(dx.dy.dz) = 0 \quad [34]$$

y como el volumen (dx.dy.dz) no es nulo, queda:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x}\right) + \left(\frac{\partial v_y}{\partial y}\right) + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z}\right) = 0 \quad \text{Ecuación de continuidad}$$

Como en razón de la lentitud del flujo, resulta válida la ley de Darcy, se tiene que:

$$v = k \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial l}\right)$$

Donde dh/dl es el gradiente hidráulico. Lo cual expresando el gradiente hidráulico a través de sus tres componentes, y para el caso más general, en que el suelo se considera anisótropo en relación a la permeabilidad, con valores de  $k_x$ ;  $k_y$  y  $k_z$ , resulta:

$$v_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad v_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad v_z = \frac{\partial h}{\partial z}$$

que llevada a la ecuación de continuidad, queda:

$$k_x \left(\frac{\partial h^2}{\partial x^2}\right) + k_y \left(\frac{\partial h^2}{\partial y^2}\right) + k_z \left(\frac{\partial h^2}{\partial z^2}\right) = 0$$

En los problemas prácticos lo más frecuente es que el flujo en una sección considerada, transversal al eje longitudinal sea idéntico al que se tiene en cualquier otra sección (Por ejemplo, en presas de tierra el eje longitudinal es muy largo comparado con su altura). Así los efectos en los bordes de la zona de flujo pueden ignorarse, y de esa manera el flujo puede estudiarse bidimensionalmente y se tiene la ecuación fundamental para el análisis del flujo bidimensional en el plano x-y.

$$k_x \frac{\partial h^2}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial h^2}{\partial z^2} = 0 \quad [35]$$

Si el suelo a través del que ocurre el flujo en estudio es isótropo en lo referente a la permeabilidad:

$$k_x = k_z = k \neq 0$$

La Ec. [35] puede simplificarse a:

$$\frac{\partial h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial h^2}{\partial z^2} = 0 \quad [36]$$

Esta es la Ecuación de Laplace, muy conocida y estudiada por describir matemáticamente muchos fenómenos físicos de gran importancia práctica, además del flujo de agua en el suelo.

En rigor la Ec. [36] representa una situación particular en la que el suelo es isótropo en lo relativo a su permeabilidad (implica también la particularidad de que el flujo sea bidimensional, pero en realidad esta suposición se ajusta a la mayoría de los casos prácticos, por lo que su carácter limitativo es usualmente despreciable).

Desde luego la anisotropía en un suelo es una condición frecuente como es el caso de estructuras de diques de tierra que se construyen compactando por capas lo que conduce a permeabilidades horizontales bastante mayores que las que se obtienen para el flujo vertical.

La Ec. [35] es la adecuada para este caso, pero es más complicada su solución, para lo cual se emplea un artificio matemático que permite estudiar todos los problemas de flujo como si ocurrieran a través de suelos isótropos.

La solución de la Ec.[36] son dos familias de curvas en el plano x -z que se interceptan en ángulo recto. Una de estas familias de curvas representa las trayectorias de flujo de las partículas de agua filtrante, ó también llamadas **líneas de corriente**. La otra familia está constituida por las curvas representativas de los puntos de igual presión piezométrica, y se las denomina **líneas equipotenciales**.

La solución general que satisfaga las condiciones límites (de frontera o de borde) de una región de flujo específica constituirá la solución específica o solución única del problema considerado.

La solución analítica de esta ecuación diferencial suele ser bastante complicada salvo algunos casos muy elementales. En forma muy sencilla se resuelve gráficamente el problema dibujando las familias de curvas que representan las líneas de corriente y las equipotenciales, analizando las condiciones de borde a cumplir, obteniendo una solución rápida y con aproximación suficiente.

Para ello es menester tener en consideración tres propiedades fundamentales que facilitan el trazado del conjunto de curvas:

1. El caudal que escurre entre dos líneas de flujo es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas. El espalo entre dos líneas de flujo se llama canal o tubo de flujo.
2. Las líneas de flujo no pueden cortarse dentro de la región de flujo. Si dos líneas de flujo convergen, en el punto de contacto no hay área para el paso del agua, y no se respetaría la hipótesis de continuidad del caudal.
3. Las líneas equipotenciales no pueden cortarse jamás. De hacerlo, en ese punto el agua tendría a la vez dos cargas hidráulicas diferentes.

#### **4.2 Redes de flujo**

El problema del escurrimiento subterráneo permite plantear la ecuación de Laplace, y que ella queda resuelta por dos familias de curvas ortogonales entre sí: las líneas de flujo y las equipotenciales.

Si estas dos familias de curvas cumplen las condiciones de ortogonalidad, de no interceptarse las curvas de una misma familia y las condiciones de frontera de la región de flujo en estudio, constituyen una solución única de la ecuación de Laplace y por lo tanto al problema de flujo.

El método de las redes de flujo utiliza estos conceptos para resolver el problema de un modo sencillo y puramente gráfico. Se debe definir en cada caso particular las condiciones de borde o de frontera específicas y trazar, cumpliéndolas, dos familias de curvas ortogonales, obteniendo así una verdadera imagen gráfica del problema.

Al acomodar en un dibujo hecho a mano las dos familias de curvas, respetando las condiciones indicadas se tendrá una aproximación a la solución técnica del problema. Si en el dibujo se hace con cuidado, la aproximación es suficientemente buena a los fines ingenieriles, del mismo orden de aproximación con que se obtuvo el coeficiente de permeabilidad.

En la práctica el trazado de una red de flujo comprende los siguientes pasos:

1. Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera.
2. Trazado de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de frontera.

En la figura 13 se ha representado un caso muy simple como es el caso de un tablestacado estanco, que no llega al estrato impermeable del fondo, y permite filtrar una cierta cantidad de agua por el desnivel existente entre uno y otro lado del tablestacado.

Puede tratarse de un río que escurre sobre un lecho permeable. Una parte del caudal se escurre sobre la superficie y parte a través del manto poroso. El tablestacado interpuesto sirve para elevar el nivel aguas arriba para uso como balneario, o para una derivación con fines de riego. Al subir el nivel del lado izquierdo se produce un desnivel  $h_1$  que origina un gradiente hidráulico. Se ha motivado un escurrimiento a través del lecho permeable que aumenta a medida

que crece  $\Delta H$ . Si el caudal escurrido es menor que el de aporte del río, el nivel aguas arriba crecerá. En caso contrario no podrá alcanzar el nivel requerido. Por esta causa es necesario calcular las pérdidas de embalse para el desnivel máximo previsto.

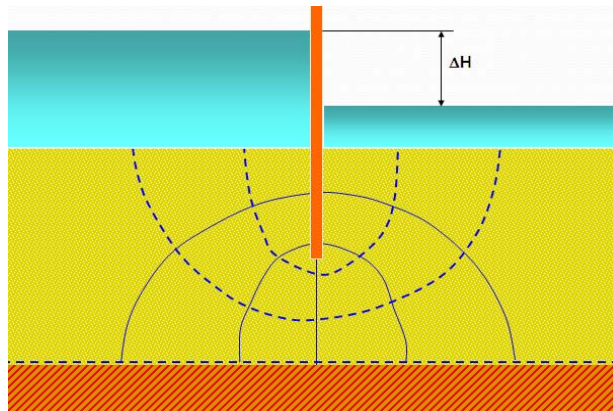


Figura 13: Red de flujo para un tablestacado

Para resolver este problema trazaremos la red de flujo. Conforme lo expresado anteriormente debemos buscar la disposición de las líneas de corriente y de las equipotenciales en base a las condiciones de frontera.

La primera línea de corriente se puede considerar adosada a la pantalla impermeable. La última sería la superficie impermeable de fondo, puesto que debajo de ella no se produce filtración.

La entrada de agua será la superficie del terreno aguas arriba. La pérdida de presión por recorrido en todos sus puntos es nula, de modo que constituye una equipotencial. La superficie de salida, donde se ha consumido toda la energía de filtración es otra equipotencial.

El agua tiende a seguir el camino más corto y más simple, pero al mismo tiempo los cambios de dirección los hace solamente por curvas suaves. Las líneas equipotenciales se cortan en ángulo recto con las de flujo, pues el agua se mueve de los niveles de mayor energía a los de menor energía siguiendo los caminos de máximo gradiente energético.

Como las equipotenciales representan curvas de igual nivel de energía, el camino de máximo gradiente será perpendicular a ellas. Es un razonamiento práctico que corrobora la solución analítica de la ecuación de Laplace.

Entonces, todas las líneas de escurrimiento arrancan perpendicularmente a la superficie del terreno de entrada y terminan en ángulo recto con la superficie de salida.

Todas las equipotenciales deben ser perpendiculares a la pantalla impermeable y a la superficie de fondo.



### 4.3 Cálculo del caudal escurrido.

El primer problema a solucionar es cuantificar la magnitud del caudal escurrido. Para que la red dibujada sirva a estos propósitos debe cumplir los siguientes requisitos:

- a. Las líneas de flujo deben dibujarse de manera que el caudal que escurre en cada tubo sea el mismo:

$$\Delta q = \frac{q}{N_t} \quad [37]$$

donde:

$q$  = caudal

$N_t$  = Número de tubos

- b. Las líneas equipotenciales dibujadas deben ser tales que la caída de la carga hidráulica entre cada par de ellas sea la misma:

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{N_e} \quad [38]$$

$N_e$  = Número de espacios equipotenciales.

En la figura 14 se ha dibujado un rectángulo curvilíneo, de largo  $\underline{b}$ , y ancho  $\underline{a}$ , correspondiente a la red de flujo de la figura 13. El caudal que pasa a través de un canal, suponiendo profundidad unitaria en dirección normal al dibujo, y que es válida la ley de Darcy, vale:

$$\Delta q = k.a.1.\frac{\Delta h}{b}$$

Entonces, el caudal total que escurre es igual a:

$$q = k.\Delta H.\frac{N_t}{N_e}.\frac{a}{b}$$

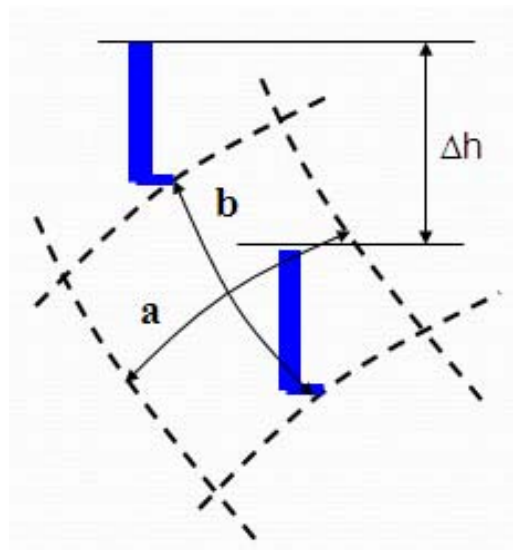


Figura 14: Cuadrado curvilíneo de una red de flujo.

Para que el razonamiento efectuado sea válido, partiendo de cualquier malla que se considere, siendo  $q$ ,  $k$ ,  $\Delta H$ ,  $Nt$  y  $Ne$ , constantes para el problema dado, la relación  $a/b$  también debe serlo, es decir debe cumplirse para todas las mallas de la red:

$$\frac{a}{b} = \frac{a'}{b'} = \frac{a''}{b''} = \frac{a'''}{b'''} = \dots\dots\dots = \frac{a^n}{b^n}$$

Así, han de satisfacerse las dos condiciones que se ha decidido cumplir, la relación entre el largo y el ancho de todos los rectángulos curvilíneos de una red de flujo debe ser la misma, es decir, todos los rectángulos curvilíneos deben ser semejantes y recíprocamente, el hecho de que se cumpla esta condición de semejanza implica que se están satisfaciendo automáticamente las dos condiciones impuestas a la red al comienzo de este párrafo.

Basta que sea constante, la relación  $a/b$  podrá ser cualquiera. De todas las relaciones posibles la más conveniente es la unitaria, y con ella los rectángulos se transforman en cuadrados curvilíneos. Evidentemente el cuadrado es la figura más sencilla con la ventaja adicional de que permite verificar lo bien dibujada que esté una red al golpe de vista, lo que no sucedería con los rectángulos, pues al variar el tamaño de ellos, y su posición no es posible, sin tomar medidas, decir si se conservan o no sus proporciones.

Si se acepta que todas las mallas de la red deben ser cuadradas, la expresión del caudal, en tanto no se especifique otra cosa, será:

$$q = k \cdot \Delta H \cdot \frac{Nt}{Ne} \quad [39]$$

Casagrande proporcionó una serie de consejos a los ingenieros no expertos en este campo y a los estudiantes, que facilitan la construcción gráfica de las redes de flujo, que se complementan con otras recomendaciones:

1. Aproveche todas las oportunidades posibles para estudiar la apariencia de redes de flujo bien hechas, tratando después de repetirlas sin tener a la vista el modelo, hasta obtener dibujos satisfactorios.
2. Usualmente es suficiente trazar la red con un número de canales de flujo comprendidos entre tres y cuatro. El uso de muchos tubos dificulta el trazado y desvía la atención de los aspectos esenciales.
3. Debe siempre observarse la apariencia de la red en su conjunto, sin tratar de corregir detalles hasta que toda ella esté aproximadamente bien trazada.
4. Frecuentemente hay zonas de la red de flujo en las cuales las líneas de escurrimiento son aproximadamente paralelas, En ese caso los canales son más o menos del mismo ancho y los cuadrados deben resultar más o menos del mismo tamaño. Se facilita el dibujo comenzando la construcción de la red de flujo por esas zonas.
5. Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas (especialmente la superior y la inferior) son frecuentemente simétricas y las

- líneas de flujo y las equipotenciales son entonces de forma parecida a la elíptica.
6. Un error común en los principiantes es el de dibujar transiciones muy bruscas entre las partes rectas y curvas de las líneas de flujo o de las equipotenciales. No debe olvidarse que las transiciones deben ser siempre muy suaves y de forma parabólica o elíptica. El tamaño de los diferentes cuadrados debe ir cambiando gradualmente de pequeños a grandes cuadrados.
  7. Dibuje siempre cuadrados que se intercepten en ángulos rectos tan exactos como sea posible, con excepción de los puntos singulares como las esquinas y puntos de cambio brusco de dirección. Allí las líneas equipotenciales resultan divergentes, abriéndose en abanico. Las líneas de corriente deben tender a separarse con el mismo gradualismo con que lo hacen las equipotenciales.
  8. Hay que verificar la exactitud de los cuadrados adicionando ciertas líneas que subdividan los cuadrados grandes en otros más pequeños, y verificar que se mantiene la relación de uno.
  9. Es conveniente que las líneas de flujo y equipotenciales se dibujen siempre completas. Los principiantes cometen numerosos errores de concepto en la red por dejar trazos incompletos, que de ser terminados, les hubieran revelado dichos errores en forma muy clara.
  10. Para obtener buenos resultados, una red de flujo aproximada es adecuada. Desde el punto de vista académico puede suceder que una red de flujo aproximada no sea aceptable, pero debe tenerse en cuenta que la relación entre  $N_t/N_e$  prácticamente no cambiara entre una red de flujo muy precisa en comparación con una aproximada. Debe recordarse que el coeficiente de permeabilidad se obtiene con una exactitud de cierto orden de magnitud (un exponente de 10), que es menor que la relación entre  $N_t/N_e$ .

En las figuras que siguen (5.20 a 5.25) se reproduce algunas redes de flujo dibujadas a modo de ilustración para analizar las apariencias de redes bien diseñadas.

## **5 CAPILARIDAD. ASCENSO CAPILAR. CONTRACCIÓN DE LAS ARCILLAS**

### **5.1 Efectos de la capilaridad – Tensión superficial**

Se denomina nivel freático al lugar geométrico de los niveles que alcanza la superficie del agua libre o de saturación que se puede medir en pozos de observación. Si el agua contenida por el suelo no estuviera sujeta a otra fuerza que la gravedad el material situado por encima de la napa se hallaría seco.

En realidad, en el terreno, el suelo se halla completamente saturado hasta cierta distancia por arriba de la napa, y parcialmente saturado encima de este nivel, a partir del cual se dice que esta húmedo.

Si la parte inferior de una masa de suelo seco se pone en contacto con el agua, el líquido sube por los vacíos hasta alcanzar cierta altura por encima del nivel libre. Este ascenso del agua se atribuye a la tensión superficial que se desarrolla en la zona límite entre el aire y el agua.

En un medio líquido, las moléculas en su interior están sometidas a una serie de fuerzas de atracción intermoleculares, que tienden a ser uniformes en todas las direcciones. Cuando esas moléculas se encuentran en el límite superior del líquido, o sea en la superficie de discontinuidad entre el medio líquido y un medio gaseoso las acciones hacia abajo y hacia los costados son similares a las de las moléculas interiores, pero las fuerzas de atracción hacia arriba, es decir las moléculas de aire, o de gas son diferentes y no se equilibran. Prácticamente resulta despreciable la acción entre las moléculas de uno y otro medio y el conjunto queda con una resultante hacia el interior del líquido que produce un efecto similar al de una membrana elástica que envolviera al líquido y le motiva un comportamiento diferente al que se tiene dentro de la masa líquida.

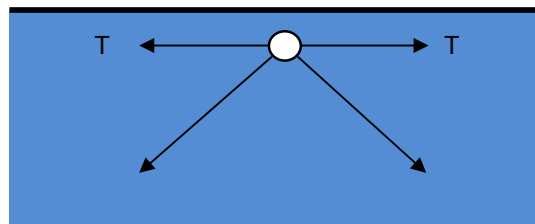


Figura 15: Fuerza internas en un fluido en el límite con la faz gaseosa.

Si se considera el líquido dentro de un recipiente se tiene un punto de contacto entre tres medio diferentes: sólido, líquido y gaseoso. En la vecindad inmediata, a esa ubicación cada molécula está solicitada por fuerzas de dos tipos: **cohesión** para el caso de las fuerzas internas, y **adhesión** para el caso de atracción entre moléculas de materiales diferentes.

La figura 16 se muestra dos posibilidades frecuentes. En la figura 16 a, dada la naturaleza del líquido y del sólido la resultante de las fuerzas de adhesión ( $F_A$ ) y de cohesión ( $F_C$ ), se dispone de modo que tiene la inclinación mostrada, en que predominan las fuerzas de atracción, y el líquido se sobreeleva formando un menisco cóncavo, adherente al sólido.

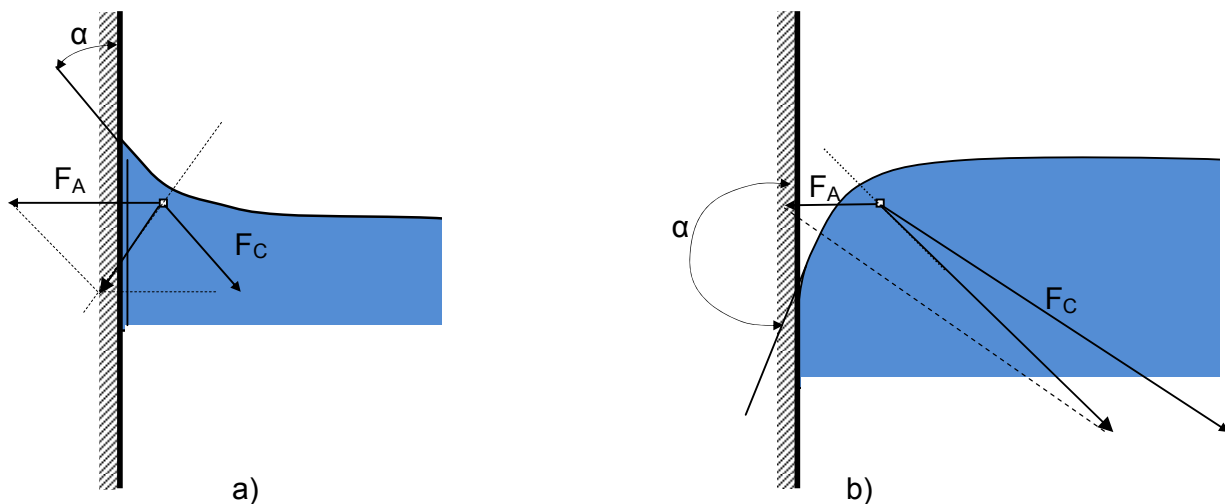


Figura 16: Menisco ascendente y descendente.

Si por el contrario, las fuerzas de atracción con pequeñas, como muestra la figura 16 b), la resultante se dirigirá hacia el interior del líquido, el menisco tiende a ser descendente, convexo y se retrae hacia el interior del líquido. Así se comporta el mercurio, de elevada cohesión interna.

En un líquido como el agua. Con débil cohesión, el menisco tiende a ser adherente hacia arriba. Su forma y desarrollo depende de la naturaleza de la pared. En una pared de vidrio limpio el ángulo de contacto  $\alpha$  es casi  $0^\circ$ . Si se trata de un tubo cilíndrico el menisco formaría una semiesfera. Si las paredes están sucias, se pierde adherencia y el menisco se achata, con un ángulo de contacto  $\alpha$  comprendido entre  $0^\circ$  y  $90^\circ$ , es decir con menisco ascendente.

El resultado de ese ángulo de incidencia es que las componentes de las fuerzas de tensión superficial periféricas, que son tangenciales al menisco, resultan dirigidas hacia arriba y hacia la pared.

Las componentes verticales tienden a elevar el líquido dentro del recinto, y las normales a las paredes a adherir el líquido a la pared.

Si se considera el esquema de la figura 17, sobre la superficie líquida fuera de los tubos capilares se tiene obrante la presión atmosférica. Lo mismo ocurre por el encima del menisco formado por el tubo capilar.

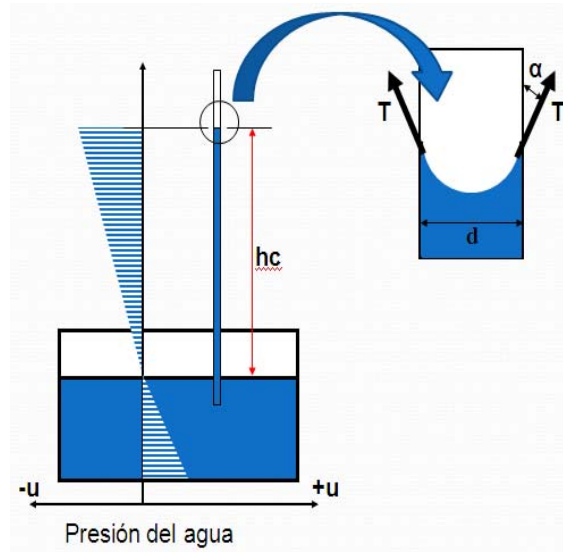


Figura 17: Altura capilar en un menisco

Si dentro del tubo la altura alcanzada por el agua es superior al nivel exterior quiere decir que en un punto tal como el M la fuerza capilar ha desequilibrado el sistema, oponiéndose a la presión atmosférica y elevando el nivel del líquido hasta una altura  $h_c$ . El peso de esa columna de agua tiene que ser igual a la componente vertical de la fuerza ascendente.

La ecuación de equilibrio entre el peso de la columna de agua y la componente vertical de la fuerza ascendente provocada en todo el perímetro del tubo capilar, es igual a:

$$\pi \cdot r^2 \cdot hc \cdot \gamma_w = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot T \cdot \cos \alpha$$

donde:

$r$  = radio del menisco

$T$  = Tensión Capilar = 73 dinas/cm = 0,074 grf/cm

$hc$  = Altura Capilar

$R$  = Radio del menisco =  $r / \cos \alpha$

Si se despeja la altura capilar, se tiene:

$$hc = \frac{2 \cdot T \cdot \cos \alpha}{r \cdot \gamma_w} = \frac{2 \cdot T}{\frac{r}{\cos \alpha} \cdot \gamma_w} = \frac{2 \cdot T}{R \cdot \gamma_w} \quad [40]$$

La presión del agua o presión capilar será negativa, igual a:

$$-u = hc \cdot \gamma_w = \frac{2 \cdot T}{R}$$

Por arriba del nivel del agua libre esta presión se toma como negativa respecto a la hidrostática, lo que significará un esfuerzo de tracción aplicado al suelo afectado.

De la ecuación [40] se puede inferir que la altura capilar ( $hc$ ) es inversamente proporcional al diámetro del tubo, y al radio del menisco. También que la presión capilar resultante es inversamente proporcional al radio del menisco, y éste depende del radio de tubo capilar ( $r$ ) y de ángulo de contacto ( $\alpha$ ).

De lo expuesto resulta evidente que puede obtenerse un menisco totalmente desarrollado siempre que el tubo capilar sea lo suficientemente largo para que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar ( $hc$ ) en cuyo caso  $\alpha \approx 0^\circ$ . Si el tubo es más corto, por ejemplo llega hasta la altura  $h_1$  menor a  $hc$ , la ascensión capilar queda restringida, y el menisco formado ajustará una curvatura a la necesaria para establecer el equilibrio.

Puesto que:

$$h_1 \cdot \gamma_w < hc \cdot \gamma_w$$

Se tiene que:

$$\frac{2 \cdot T}{R_1} < \frac{2 \cdot T}{R}$$

O lo que es lo mismo:

$$R_1 > R$$

Lo que implica que el menisco será más achatado correspondiente a un casquete esférico de radio  $R_1$  mayor que el de  $R$  formado por la altura máxima  $h_c$ .

Supóngase que el tubo capilar está en posición horizontal y se encuentra lle no de agua.

En la medida que el agua comienza a evaporarse, se formarán gradualmente en sus extremos meniscos cóncavos (1), (2). La curvatura del menisco en cada extremo aumentará hasta la máxima (3) que corresponda a la forma semiesférica, al tiempo que la tensión aumentará hasta el valor máximo para el diámetro de ese tubo (ver figura 18.a).

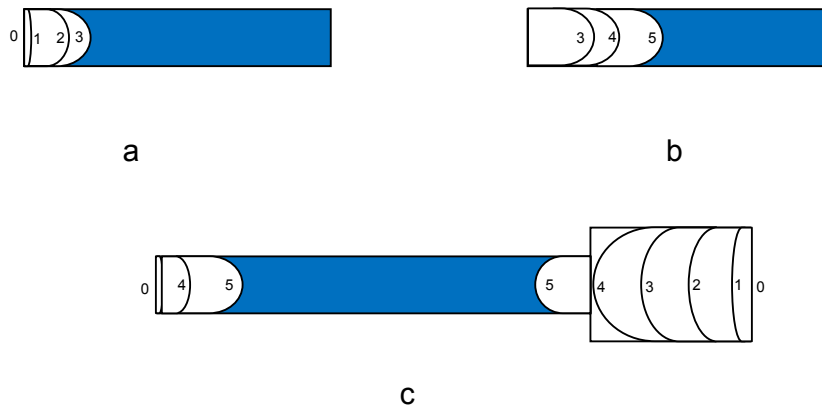


Figura 18: Desarrollo de los menisco en un proceso de evaporación

Si continua la evaporación del agua los meniscos se retraerán hacia el interior del tubo conservando su curvatura y manteniendo invariable la tensión capilar en el menisco (3), (4) y (5). Luego, en capilares horizontales la presión del agua es constante en toda la longitud a diferencia del tubo vertical donde variaba según una ley lineal.

En el caso de un capilar compuesto por la unión de dos tubos de diferente diámetro (Ver figura 18.c) sujeto al mismo proceso de evaporación, también se observa la formación de meniscos cóncavos en los extremos.

Como el esfuerzo de tensión en el agua debe ser el mismo en ambos extremos, no hay entonces no hay diferencia de niveles, el radio  $R$  de ambos meniscos será también el mismo. Al progresar la evaporación el radio mínimo

se alcanzará primero en el extremo de mayor diámetro, mientras que en el otro extremo ese mismo radio produce un menisco parcialmente desarrollado.

Si la evaporación prosigue el menisco del lado ancho comenzará a retraerse mientras el otro extremo permanece en su posición. Cuando el menisco formado del lado de mayor diámetro llegue a la unión con el tubo menor, en ambos extremos se tendrán meniscos de igual radio. A partir de ese momento la disminución del radio y la retracción en ambos extremos se producirá en la forma indicada en la figura 18 c.

Si en lugar de un solo capilar se tiene un sistema de tubos intercomunicados, independientemente de los diámetros de los tubos, los meniscos formados en sus extremos tendrán el mismo radio de curvatura en cada instante.

Si se analiza nuevamente un tubo capilar lleno de agua y expuesto a la evaporación (ver figura 19). Durante este proceso, el menisco produce fuerzas  $F_T$  generadas por la tensión superficial en la periferia del menisco.

Por reacción a estas fuerzas la pared del tubo sufre reacciones  $F_R$  de presión capilar. Estas reacciones tienden tanto a curvar el tubo, como acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos se generan tensiones que producen en toda la pared del tubo, como reacción esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo.



Figura 19: Acción y reacción en los bordes de los meniscos.

Si el tubo fuese hecho de un material compresible las presiones capilares le producirían realmente un estrechamiento y un acotamiento.

Una masa compresible, atravesada por tubos capilares sujetos a evaporación se contraerá, volumétricamente hablando, como resultado de los efectos anteriores.

## 5.2 Capilaridad en suelos

En contraste con lo que ocurre en tubos capilares los vacíos continuos del suelo tienen anchos variables y se comunican entre sí en todas las direcciones constituyendo un enrejado de vacíos. Si este enrejado es invadido desde abajo por el agua, su parte inferior se satura completamente. En la parte superior, el agua ocupa, sólo los vacíos más pequeños, pues los mayores permanecen llenos de aire.

La ascensión del agua a los vacíos de una arena seca por efecto capilar puede demostrarse con una experiencia graficada en la figura 20.



Se toma un tubo cerrado en la parte inferior por una malla permeable lleno de arena seca. Se coloca el fondo de tubo en contacto con el agua, como lo indica la figura 20. Por ascensión capilar, y hasta una altura  $h_{cc}$ , por encima del nivel del agua libre, la arena se satura completamente y toma un color oscuro. Entre  $h_{cc}$  y  $h_c$  la arena está parcialmente saturada en la proporción representada en la Figura 20. A la altura  $h_c$  se llama altura de ascensión capilar.

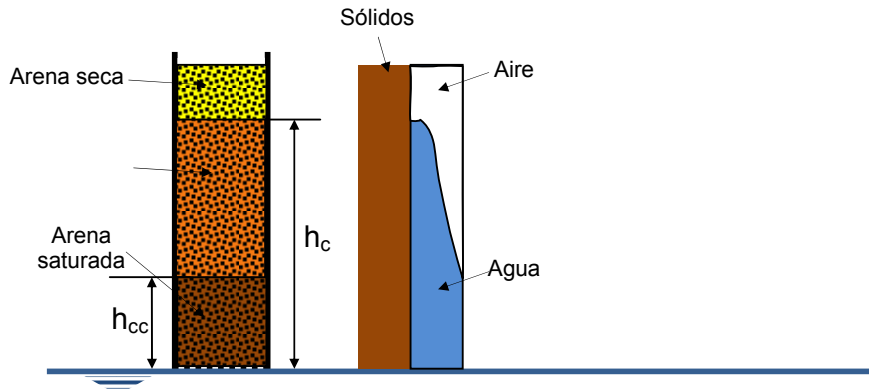


Figura 20: Ensayo de ascensión capilar en una arena.

En la figura 21 se esquematiza la distribución del Grado de Saturación en el suelo cuando se establece el equilibrio. En la primera zona capilar el suelo está saturado y la humedad es uniforme. Sobre esta zona se encuentra la franja capilar. El grado de saturación cae rápidamente. Sin embargo, aunque el agua no llena completamente los poros, todavía el agua está interconectada a través de las cuñas que están entre los granos de suelo.

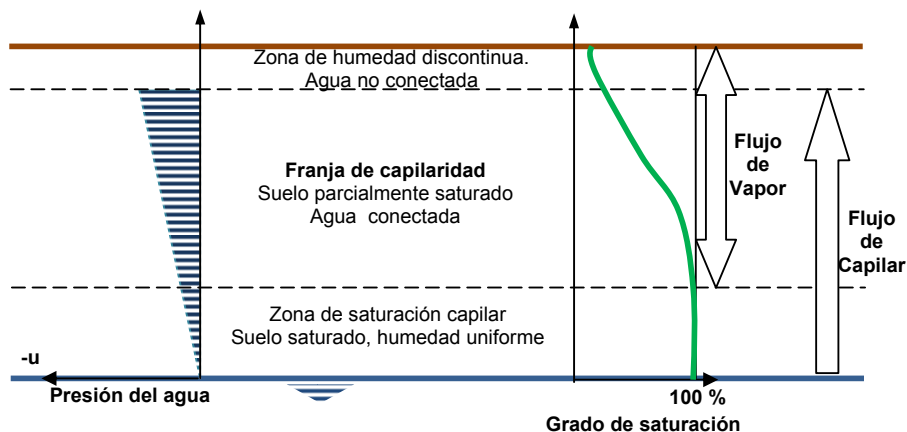


Figura 21: Zonas capilares

La presión efectiva no es igual a la presión total menos la presión efectiva (no es válido el principio de presiones efectivas), porque las presiones del agua no actúan sobre toda el área de los poros.

El grado de saturación disminuye a medida que aumenta la altura sobre la superficie del agua libre, hasta que las cuñas de humedad se desconectan. Hay todavía presiones neutras en la zona superior de "humedad discontinua", pero no siguen la distribución hidrostática.

En la zona de saturación y en la franja capilar se produce un flujo capilar, o sea desplazamiento ascendente cuando se produce evaporación o enfriamiento en la superficie (reducción del radio del menisco y aumento de la tensión capilar), o descendente cuando aumenta la temperatura o se infiltra agua pluvial, (crece el radio de los meniscos y disminuye la tensión capilar).

En la franja capilar y en la zona de humedad discontinua hay flujo del vapor de agua. La evaporación o la caída brusca de temperatura en superficie reducen la presión y provoca movimiento ascendente.

El aumento rápido de temperatura en superficie produce un movimiento descendente del vapor.

En una arena humedecida, las cuñas de humedad de contacto entre granos de suelos, genera una presión de contacto que acerca los granos. La resistencia al corte entre las partículas aumenta por esta presión de contacto y da lugar a un efecto similar a la cohesión, que los mantiene unidos.

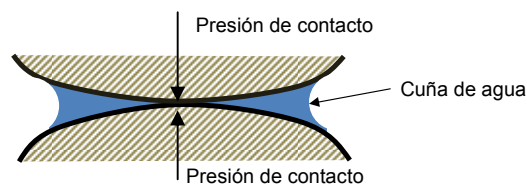


Figura 22: Presión de contacto por capilaridad.

Pero si se sumerge el suelo, se elimina la tensión superficial, se elimina la presión de contacto y los granos pueden desplazarse libremente, pues ha desaparecido la resistencia al corte.

Esta acción permite que taludes verticales en arena permanezcan estables sin soporte lateral alguno en arenas densas, pero que cederán al secarse o saturarse.

La altura hasta la cual puede llegar el agua por ascenso capilar varía con el tamaño de los granos, porque éste es correlativo con el tamaño de los poros. Según Terzaghi, la altura de ascensión capilar es aproximadamente igual a:

$$h_c = \frac{C}{e \cdot D_{10}}$$

donde:

e = Relación de vacíos

D<sub>10</sub> = Diámetro efectivo

C = Constante empírica que depende de la forma de los granos y de las impurezas superficiales. Varía entre 0,10 y 0,50 cm<sup>2</sup>.

Cuando los poros son gruesos,  $h_c$  alcanza rápidamente una pequeña altura; cuando los poros son más finos, el desplazamiento es más lento, pero alcanza alturas superiores. Cuando los poros son muy finos (arcillas), estos ofrecen mayor resistencia al desplazamiento capilar, y la altura alcanzada es menor que en los limos, porque la resistencia crece más rápidamente que el aumento de la tensión capilar.

Para un periodo de 24 horas la ascensión máxima se obtiene para un tamaño de granos del orden de 0,02 mm. Para un periodo de 48 horas, el tamaño es menor (aprox. 0,01 mm). Así, se puede concluir que los limos son los suelos donde la capilaridad es más notable.

Cuando por encima del nivel freático se tiene suelos limosos y el ascenso capilar puede afectar el comportamiento del terreno superficial (caso frecuente en obras viales en llanuras húmedas), se debe tratar de evitar el humedecimiento excesivo. Para ello se suele interponer drenes constituidos por capas de grava que corten el desplazamiento ascendente y produzcan un escurrimiento gravitacional, o se agrega al suelo componentes químicos (CINa , o  $CL_2Ca$ ) que al retener la humedad impiden su ascenso capilar.

### **5.3 Contracción en suelos finos.**

Un suelo saturado muestra una superficie brillante que cambia a opaca al formarse por evaporación los meniscos cóncavos en cada poro. Al evaporarse el agua disminuye el radio de curvatura de los meniscos y aumenta la presión capilar sobre las partículas sólidas, atrayéndolas unas a otras. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo hasta un punto en que la presión capilar sea insuficiente para producir mayor deformación. En ese momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Ese momento, se produce un nuevo cambio de tono del suelo, volviéndose de un color más claro.

Como los poros del suelo no son de tamaños uniformes sino muy variados, el agua no se retrae al mismo tiempo hacia el interior de la masa. En las aberturas más grandes los meniscos entran al interior, mientras que en las pequeñas se encuentran todavía en los bordes.

Aunque una abertura sea máxima en la superficie, al retirarse el menisco hacia el interior una distancia muy pequeña ya encuentra los diámetros más reducidos de modo que puede ejercer la máxima presión capilar para deformar la estructura del suelo al máximo.

Con el esquema de la Figura 23, se explica esquemáticamente este proceso. En la posición 1 los meniscos son superficies planas, por lo tanto no hay tensión en el agua ni presión capilar en la estructura de los granos.

Una pequeña evaporación hace tomar a los meniscos la curvatura 2. Los meniscos están aun en los bordes de todas las aberturas, aunque entre los granos B y C el radio del menisco ya es igual al de la abertura.

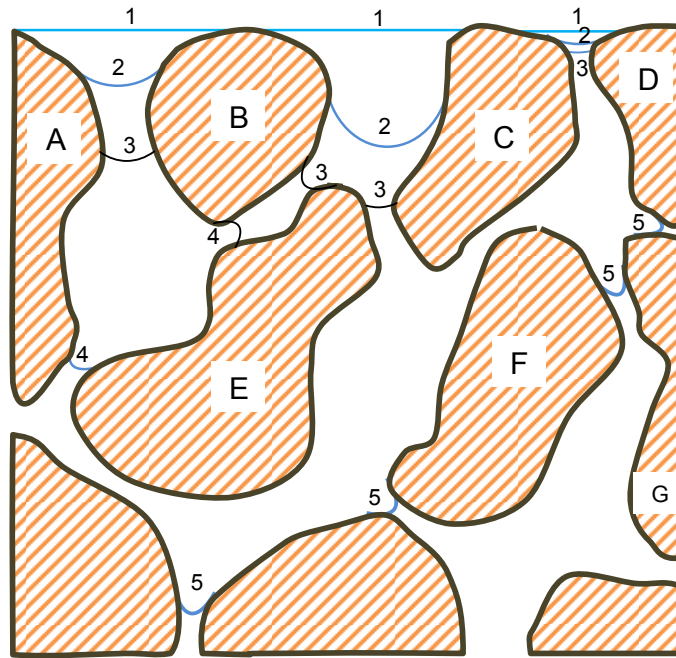


Figura 23: Esquema de movimiento del agua en el suelo, en un proceso de secado por evaporación, y contracción de arcillas

Una mayor evaporación obliga a este menisco a dejar su posición y retirarse hasta que llega a los diámetros más reducidos entre B y E y entre E y C. Al mismo tiempo entre A y B y entre C y D pudieron tomar la curvatura con un desplazamiento muy pequeño, en la posición 2. Con algo más de evaporación los meniscos deben retirarse hasta la posición 3, que representa el punto en que todos los meniscos han encontrado en el canal respectivo al diámetro mínimo del poro. Una evaporación posterior hará que en general todas las superficies se retiren más al interior. La posición 5 indica una primera etapa de esta retirada. Para llegar a esa posición 5, es menester que las partículas B, E y C se desplacen, apretándose entre sí lo más posible dejando poros vacíos sin agua, apareciendo fisuras en la superficie.

Debe notarse que en todo momento se mantiene un equilibrio delicado, que requiere que los meniscos de todas las aberturas tengan el mismo radio de curvatura.

Lo expuesto es corriente verlo en un charco de barro que se deseca (Ver figura 24). Aparece todo cuarteado, con una serie de fisuritas, que se abren y se alabea la superficie, por la separación de secciones que conservan aún humedad, y que se independizan entre sí. Las fisuras son el efecto de la contracción por las tensiones capilares.



Figura 24: Arcillas fisuradas por desecación (Dique de cola Bajo Alumbreira).

La figura 25 se presenta una forma sencilla de visualizar el proceso de secado de un suelo fino. A la izquierda aparece una curva que representa el mínimo diámetro de poros que existe en el suelo para la correspondiente relación de vacíos. A medida que disminuye el diámetro, también disminuye la relación de vacíos  $e$ .

A la derecha se ve dos curvas. La curva A muestra la presión que debe aplicarse al suelo para alcanzar una relación de vacíos determinada, denominada curva de compresibilidad. La relación de vacíos disminuye a medida que aumenta la presión aplicada.

La curva B, representa la máxima presión capilar que puede desarrollarse para cada valor de  $e$ .

Si una muestra saturada, se somete a un proceso de compresión hasta una presión  $\sigma_1$ , alcanza una relación de vacíos  $e_1$  (ver curva A). En este punto, la presión potencial capilar es mayor que la presión axial alcanzada ( $\sigma_{1\text{CAPILAR}} > \sigma_1$ ). Por lo tanto, si la muestra se somete a un proceso de secado, la muestra se contraerá (reducción de la relación vacíos) en la medida que aumente las presiones capilares.

Si la evaporación continua llega un momento en que toda la presión capilar que pueda desarrollarse se requiere para mantener el suelo comprimido. En esa presión. En el punto de intersección de las curvas A y B donde la presión capilar es igual a la presión axial. La relación de vacíos correspondiente a ese punto representa la condición crítica en que los meniscos deben estar totalmente desarrollados para mantener el suelo comprimido a la presión necesaria para dar esa relación de vacíos.

Si la evaporación continúa el efecto capilar no es suficiente para producir una compresión adicional de la muestra, por lo tanto los meniscos se retirarán al interior y el color oscuro del suelo se hace más claro. Así en la intersección de

A y B el suelo tendrá el mínimo volumen a que puede llegarse por secado, y se habrá llegado al límite de contracción  $w_c$ .

En el límite de contracción es el único momento en que los meniscos están totalmente desarrollados en el agua. Para relaciones de vacíos mayores hay una reserva de presión capilar no utilizada.

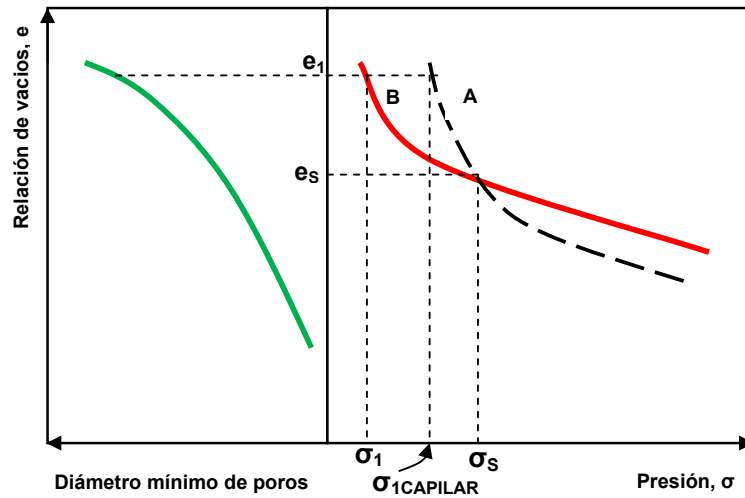


Figura 25: Curvas de compresibilidad (A); de presiones capilares (B) de una arcilla, y relación entre el diámetro mínimo de los poros con la relación de vacíos