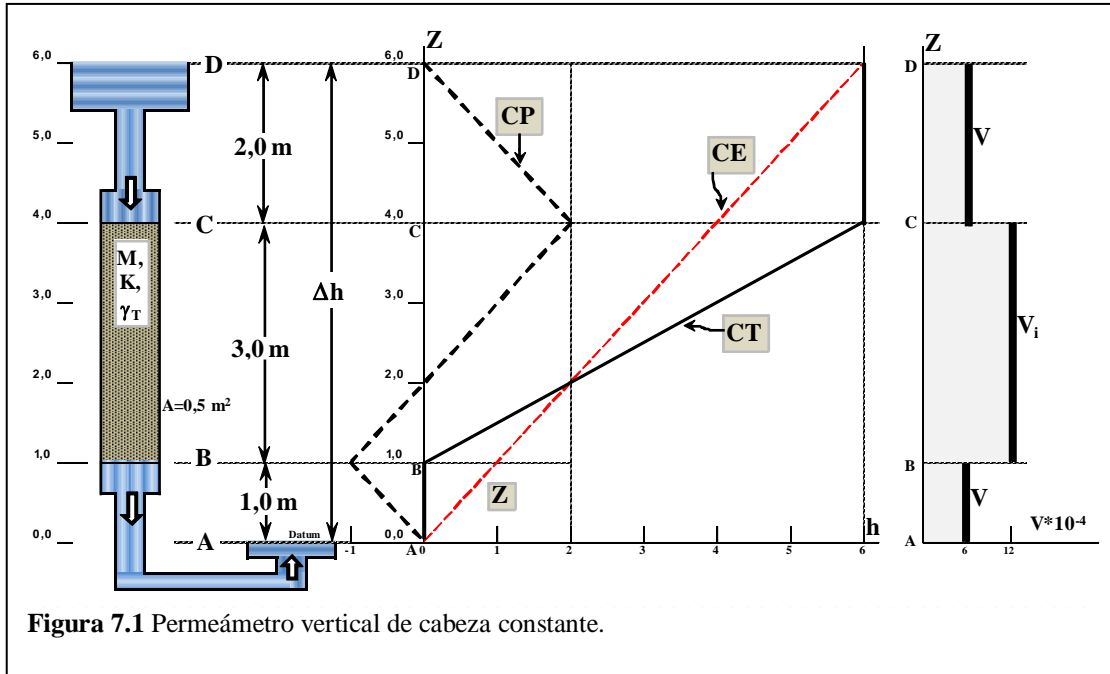


CAPÍTULO 7

FLUJO DE AGUA EN EL SUELO

7.1 Flujo descendente.



El permeámetro vertical de cabeza constante recibe agua por D, que fluye por el suelo entre C y B para salir por A. La diferencia de altura o cabeza disponible entre los extremos es de 6m y el flujo en el suelo es descendente.

Cálculo de i , Q , v , v_i , si el suelo tiene $K = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$; $\eta = 1/3$; $\gamma_T = 2 \text{ Ton/m}^3$

$$\text{a) } \Delta h = 6\text{ m} ; L = 3\text{ m} \Rightarrow i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{6}{3} = 2 \text{ (DARCY)}$$

$$\text{b) } Q = v * A = K * i * A = 3 * 10^{-4} * 2 * 0,5 = 3 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sg} \text{ (DARCY)}$$

$$\text{c) } v = K * i = 3 * 10^{-4} * 2 = 6 * 10^{-4} \text{ m/sg} \text{ (velocidad de descarga } v)$$

$$\text{d) } v_i = \frac{v}{\eta} = \frac{6 * 10^{-4}}{1/3} = 18 * 10^{-4} \text{ m/sg} \text{ (velocidad de infiltración } v_i)$$

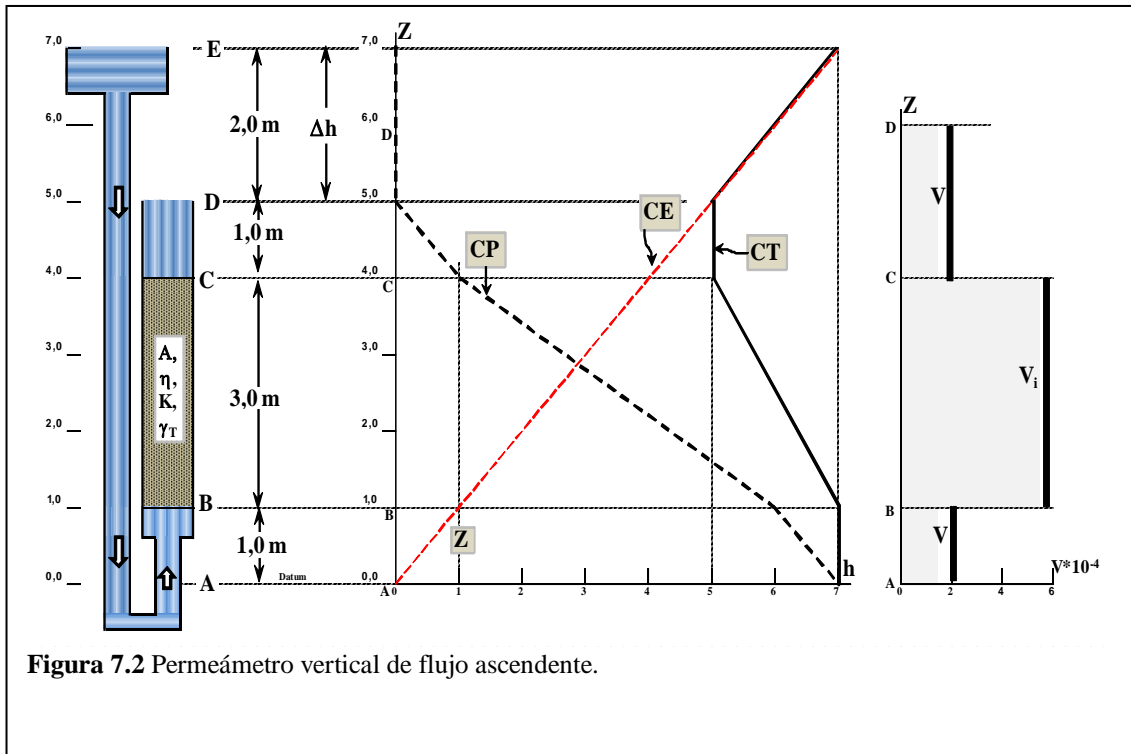
(La velocidad real es $v < v_i$)

Cálculo de cabezas: (Las rejillas sostienen el suelo en B y C, pero no al agua).

Punto	CE	CP (con flujo descendente)	CT = CE + CP
D	6m	0m	6 + 0 = 6m
C	4m	$\frac{2 * 1}{1} = 2m$	4 + 2 = 6m
B	1m	$\frac{2 * 1}{1} - \frac{3 * 1}{1} = -1m$	1 - 1 = 0m
A	0m	$\frac{2 * 1}{1} - \frac{3 * 1}{1} + \frac{1 * 1}{1} = 0m$	0 + 0 = 0m

$\Delta h = 6m$

Obsérvese que tanto el punto A, como el D, están a presión atmosférica y que interesa el peso del agua fluyendo hacia abajo, por lo que en CP (de A y B) existe signo negativo, para la columna de 3 metros.



7.2 FLUJO ASCENDENTE: La figura muestra un permeámetro vertical ($\Delta h = cte$)

El permeámetro recibe el agua por E; esta fluye ascendiendo por el suelo, entre B y C, para salir por D. La diferencia de altura o cabeza disponible entre los extremos es de 2m. (El área transversal $A = 0,5 \text{ m}^2$)

Cálculo de i , Q , v , v_i , si $K = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$; $\eta = 1/3$; $\gamma_T = 2 \text{ TT/m}^3$

a) $\Delta h = 2 \text{ m}$; $L = 3 \text{ m} \Rightarrow i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{2}{3} = 0,67$ (DARCY)

b) $Q = v \cdot A = K \cdot i \cdot A = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 1,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sg}$ (DARCY)

c) $v = K \cdot i = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5 = 2,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/sg}$ (velocidad de descarga; es la real)

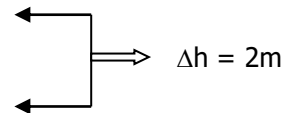
$$v_i = \frac{v}{\eta} = \frac{2,0 \cdot 10^{-4}}{1/3} = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m/seg}$$

d)

(Velocidad de infiltración). La $v_{\text{real}} > v_{\text{infiltración}}$, es correcto.

Cálculo de cabezas: (en B y en C existen rejillas porosas para retener el suelo)

Punto	CE	CP	CT = CE + CP
E	7m	0m	7 + 0 = 7m
D	5m	0m	5 + 0 = 5m
C	4m	$\frac{1 \cdot 1}{1} = 1 \text{ m}$	4 + 1 = 5m
B	1m	$\frac{1 \cdot 1}{1} + \frac{3 \cdot 1}{1} + \frac{2 \cdot 1}{1} = 6 \text{ m}$	6 + 1 = 7m
A	0m	$\frac{7 \cdot 1}{1} = 7 \text{ m} = CP_B - \frac{2 \cdot 1}{1}$	7 + 0 = 7m



Compárese en ambos permeámetros, la cabeza de presión, CP del punto B. El signo +/- depende de la dirección del flujo (aquí es +).

Licuación: En un sismo el agua es forzada a evacuar el suelo. Cuando el agua asciende a través de la arena, gracias a la cabeza h , se produce un gradiente hidráulico $i_s = h/L$ de salida, como ocurre en la pared de aguas abajo de las presas. El esfuerzo vertical σ_v en la base de la arena A, vale:

$$\sigma_v = \gamma_{\text{SAT}} L \quad \text{(agua más suelo)} \quad (7.1)$$

La presión intersticial U en el plano A vale

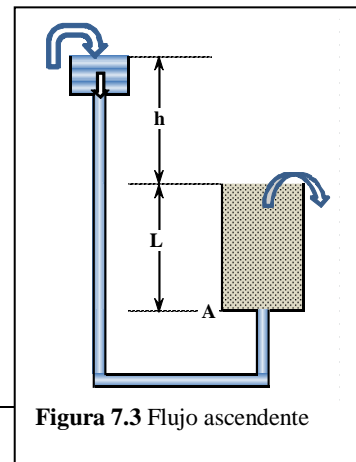


Figura 7.3 Flujo ascendente

$$U = \gamma_w (L + h) \quad \text{(agua sola)} \quad (7.2)$$

El esqueleto mineral del suelo estará atendiendo esfuerzos que no atiende el agua y que se denominan esfuerzos efectivos σ' . El esfuerzo efectivo vertical σ'_v es:

$$\sigma'_v = \sigma_v - U \quad \text{(suelo solo)} \quad (7.3)$$

Reemplazo 7.1 y 7.2 en 7.3:

$$\sigma'_v = \gamma_s L - \gamma_w (L + h) = (\gamma_s - \gamma_w) L - \gamma_w h$$

$$\sigma'_v = \gamma' L - \gamma_w h$$

$$\sigma'_v = \gamma' L \left[1 - \frac{\gamma_w h}{\gamma' L} \right] \quad (7.4)$$

La licuación se presenta cuando se anula el esfuerzo efectivo: $\sigma'_v = 0$. Haciéndose (7.4) igual a cero, se obtiene el gradiente crítico i_c

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_S - 1}{1 + e} \quad (7.5)$$

Naturalmente $i_c = \frac{h_c}{L}$, donde h_c es la altura crítica que en el permeámetro puede causar licuación cuando $\sigma'_v = 0$.

La ecuación (7.5) muestra que i_c es independiente del tamaño de los sólidos, y que la licuación puede darse en cualquier suelo. Pero en la práctica es más probable en limos, y en arenas de grano fino y medio.

En las arcillas, la adherencia del tipo stiction evita la destrucción de los esfuerzos efectivos, y en los suelos gruesos, la permeabilidad es alta, por lo que la demanda de agua para la licuación también lo es.

Suelo anisotrópico heterogéneo

En una estratificación, el flujo puede ser paralelo a las capas (a) o normal (b) de la figura 7.4. El problema consiste en obtener la permeabilidad K equivalente, en la dirección del flujo, K_x o K_z , con Darcy:

a) **Flujo paralelo:** El gradiente es el mismo en cualquier capa.

$$i = -\frac{\Delta P}{\Delta x} \quad \text{es constante}$$

$$q_i = K_i * H_i * i$$

es el caudal en la capa i

$$q = i \sum K_i H_i \quad (7.6)$$

es el caudal total

$$q = i K_x H = i K_x \sum H_i \quad (7.7)$$

también es el caudal

$$\text{de (7.6) = (7.7)} \quad K_x = \frac{\sum K_i * H_i}{\sum H_i} = \frac{\sum K_i * H_i}{H}$$

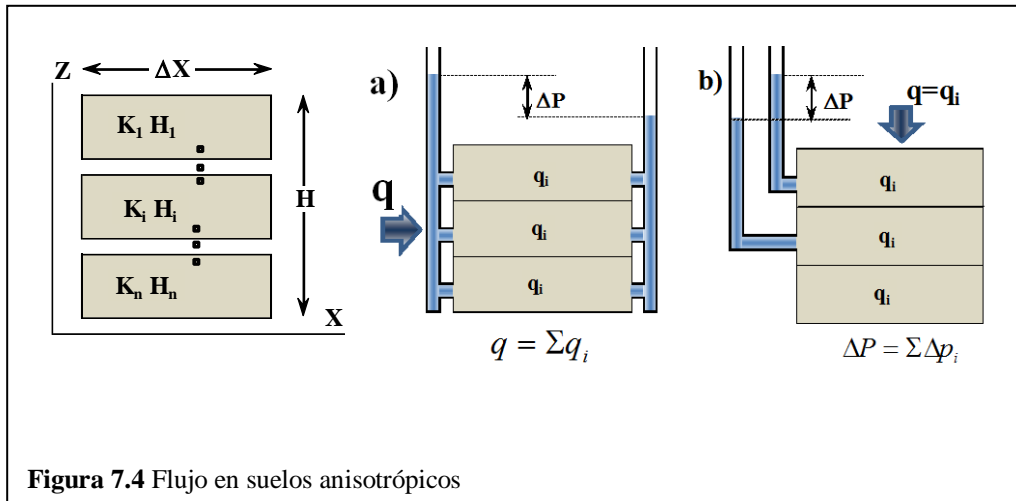


Figura 7.4 Flujo en suelos anisotrópicos

b) **Flujo perpendicular:** La velocidad no cambia en el suelo.

$$i_i = -\frac{\Delta P_i}{H_i} \quad (7.8) \quad \text{es diferente en cada capa}$$

$$i = \sum i_i = -\frac{\sum \Delta P_i}{\sum H_i} \quad (7.9) \quad \text{gradiente total}$$

$$q_i = K_i * \Delta X * i_i = -K_i * \Delta X \left(\frac{-\Delta P_i}{H_i} \right) \quad (7.10) \quad \text{con (7.8)}$$

$$q = K_z * \Delta x * i = -K_z * \Delta x \left(\frac{\sum \Delta P_i}{\sum H_i} \right) \quad (7.11) \quad \text{(con 7.9)}$$

$$\sum \Delta P_i = -\left(\frac{q_i}{\Delta x} \right) \sum \left(\frac{H_i}{K_i} \right) \quad (7.12) \quad \text{(con 7.10)}$$

$$\sum \Delta P_i = -\left(\frac{q}{K_z * \Delta x} \right) \sum H_i \quad (7.13) \quad \text{(con 7.11)}$$

de (7.12) y (7.13), como $q = q_i$:

$$K_z = \frac{\sum H_i}{\sum \left(\frac{H_i}{K_i} \right)} = \frac{H}{\sum \left(\frac{H_i}{K_i} \right)} \quad (7.14)$$

7.3 FLUJO BIDIMENSIONAL.

Se ha visto el flujo unidimensional, con permeámetros horizontales y verticales (ascendente y descendente) y para una y varias capas (flujo paralelo y normal). Veamos ahora el flujo bidimensional permanente, en suelo isotrópico, el que se gobierna por la ecuación de flujo de Laplace en dos variables, de segundo orden y homogénea, y que tiene dos soluciones: La función de potencial Φ y la función de corriente Ψ

La ecuación diferencial es	POTENCIA $\Phi(x,z)$	CORRIENTE $\Psi(x,z)$
$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \Rightarrow$	$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = v_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}$ $\frac{\partial \Phi}{\partial z} = v_z = -K \frac{\partial h}{\partial z}$	$\frac{\partial \Psi}{\partial x} = -v_z = K \frac{\partial h}{\partial x}$ $\frac{\partial \Psi}{\partial z} = v_x = -K \frac{\partial h}{\partial z}$

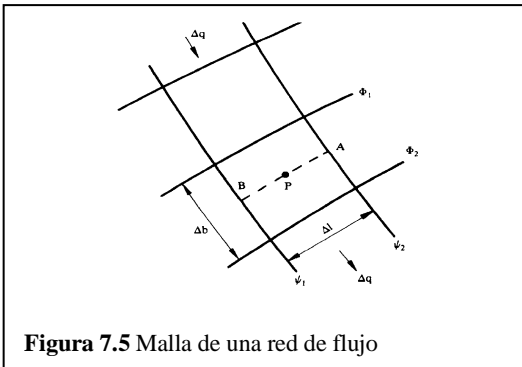


Figura 7.5 Malla de una red de flujo

Resolviendo estas (integrado), se llega a estas soluciones

$$\left\{ \begin{aligned} \Phi(x, z) &= -Kh_{(x,z)} = -K\Delta P \\ \Delta q &= \Psi_2 - \Psi_1 = \Delta\Psi \end{aligned} \right. \quad (7.15)$$

Donde h es la cabeza hidráulica total, por lo que Φ es una medida de la cabeza hidráulica total. De otro lado $\Delta q = \Psi_2 - \Psi_1$, significa que el caudal entre dos líneas de corriente es constante y, en consecuencia, las líneas de corriente no se cruzan.

Como $\Delta q = \text{cte.}$, $a/b = \text{cte.}$, en la red de flujo

Según Darcy: $v = K \cdot i$, pero

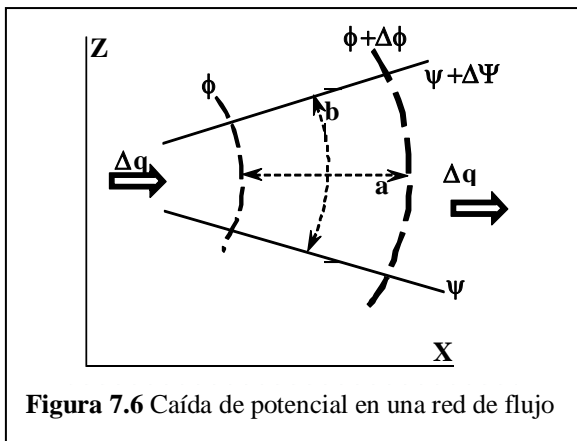


Figura 7.6 Caída de potencial en una red de flujo

$$v = \frac{\Delta q}{b} \text{ y también:}$$

$$i = \frac{\Delta P}{a} \text{ entonces:}$$

$$\Delta \frac{\Delta q}{b} = -K \left(\frac{\Delta P}{a} \right)$$

$$\text{Perosegún I} \Rightarrow \Delta \Phi = -K \Delta P \therefore$$

$$\Delta q = \frac{b}{a} * \Delta \Phi$$

(7.16)

RED DE FLUJO CUADRADA: Tomando el valor de q de las expresiones 7.15 y 7.16, si a = b, entonces:

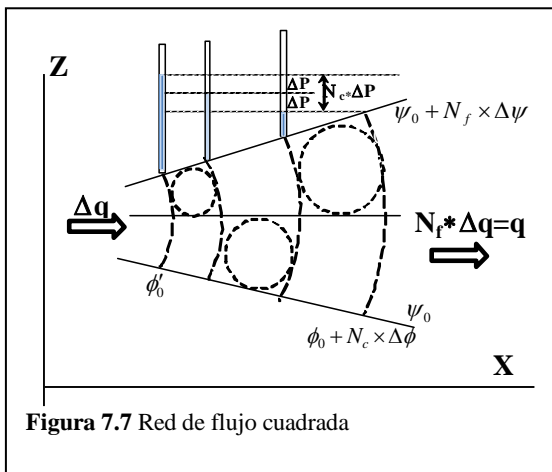


Figura 7.7 Red de flujo cuadrada

$$\Delta q = \Delta \Psi = \Delta \Phi \quad (7.17)$$

Simplificado el problema, tenemos la posibilidad de sumar los elementos de la red de flujo, de acuerdo al número de canales N_f y número de caídas de potencial N_c, así: de (7.17)

$$q = N_f \Delta q = N_f \Delta \Psi = N_f \Delta \Phi \quad (7.18)$$

o sea
$$q = \left(\frac{N_f}{N_c} \right) N_c \Delta \Phi$$
 (7.19)

pero según 7.15, de tiene

$$N_c \Delta \Phi = -K N_c \Delta P = -K(P_2 - P_1) \quad (7.20)$$

Llevando (7.20) a (7.19), donde (P₂ - P₁) es la cabeza total (h):

$$q = -K \frac{N_f}{N_c} (P_2 - P_1)$$

(7.21)

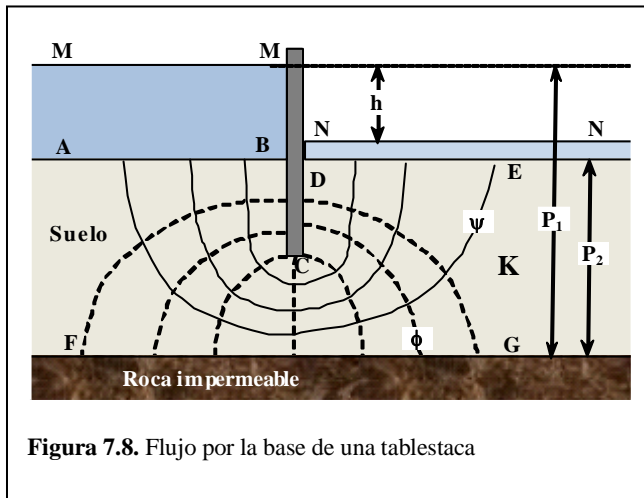


Figura 7.8. Flujo por la base de una tablestaca

TABLESTACA

En la figura 7.8, una tablestaca impermeable (MC), controla un embalse con cabeza ($h = MN$), y produce un flujo (desde AB hasta DE), cuya red cuadrada se muestra con las líneas de flujo (continuas) ortogonales a las de potencial (puntos).

- Son equipotenciales Φ , además: MM', NN', CD, y GH; también $N_c = 8$
- Son líneas de corriente Ψ ,

además: BC, CD y FG; también $N_f = 4$

- La red se dibuja sólo en el suelo saturado, no en la roca ni en el agua.

Ejercicio 7.1: En la figura, con la red anterior, calcule q , ΔP , P_I , U_I

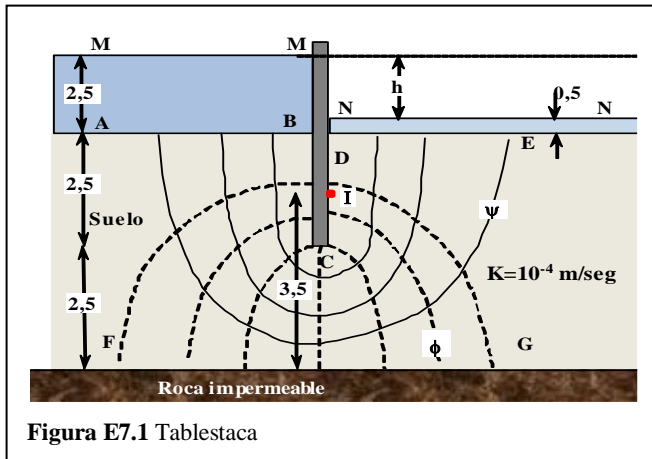


Figura E7.1 Tablestaca

Solución:

$$q = -K \frac{N_f}{N_c} (P_2 - P_1) \therefore (\text{Según fig. pág. 66})$$

$$q = -10^{-4} * \frac{4}{8} (5,5 - 7,5) = 10^{-4} m^3/sg$$

$$\Delta P = \frac{(P_1 - P_2)}{N_c} = \frac{-2}{8} = -0,25m$$

P_I : La línea de flujo, en el recorrido BCI, pasa por $6\frac{1}{2}$ cuadrillos, lo que supone, una caída de potencial de $-(6,5 \times 0,25)m$. Entonces, mirando el punto I, media de CD, en la red,

$$P_I = P_1 - (6,5 * 0,25) = 7,5 - (6,5 * 0,25) = 5,88m$$

U_I : se tiene la cabeza total P_I , ya calculada, y se conoce la expresión de la cabeza piezométrica.

$$P_I = \left(\frac{U_I}{\gamma_W} \right) + Z_I \therefore$$

$$U_I = \gamma_W (P_I - Z_I) = 9,81(5,88 - 3,5) = 23,3 \text{ KN/m}^2$$

CONDICIÓN ANISOTRÓPICA

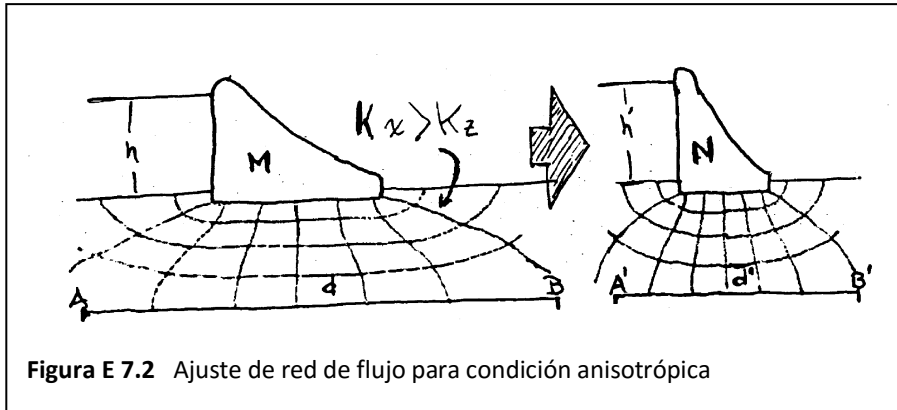


Figura E 7.2 Ajuste de red de flujo para condición anisotrópica

Esta situación conduce a una red de elementos rectangulares como "d" para que se cumpla en M la condición $\Delta q = \Delta \Psi = \Delta \Phi$ que utiliza la solución gráfica del problema. Se resuelve la anisotropía gráficamente, con un cambio de escala, como se ve en N, afectando la escala horizontal y no la vertical (o lo contrario) para obtener cuadrilongos como "d" equivalentes a los rectángulos como "d". El factor de escala será 1 para E_v y $\sqrt{\frac{K_z}{K_x}}$ para E_H .

EXPLICACIÓN DEL MÉTODO GRÁFICO

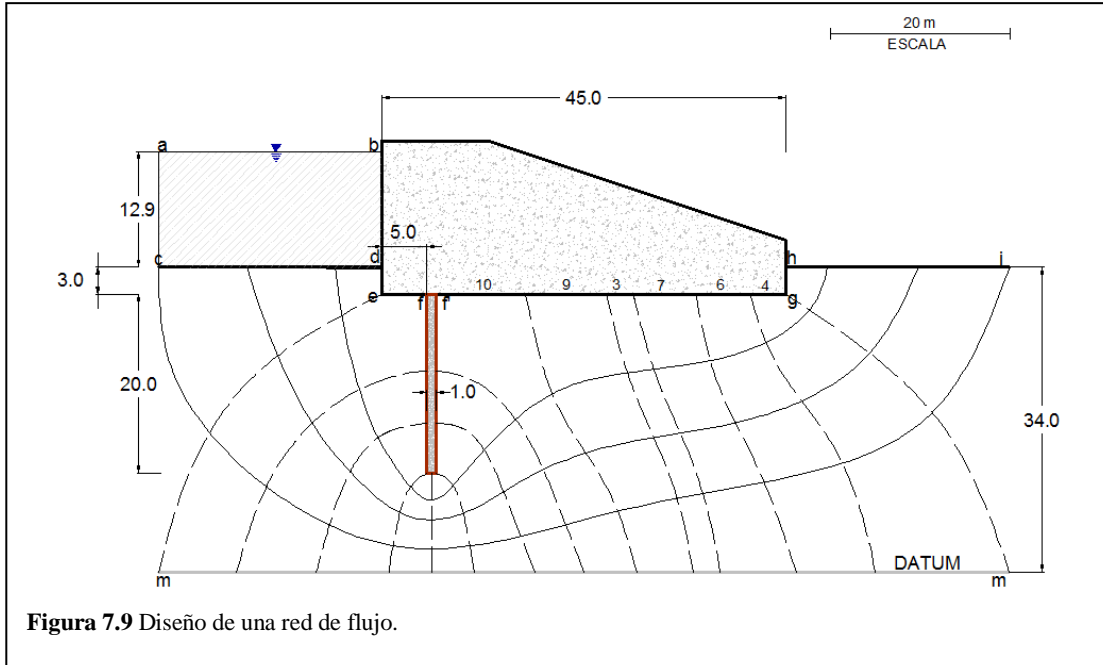


Figura 7.9 Diseño de una red de flujo.

El procedimiento para dibujar la red de flujo es:

Seleccionar las escalas EH y EV adecuadas ($f_{(k_x, k_z)}$).

Definir las fronteras de Φ y Ψ .

Delinear las líneas de corriente extremas, es decir, el canal de flujo.

Bosquejar unas pocas (3 – 4) líneas de corriente entre las extremas.

Dibujar líneas equipotenciales ortogonales a las de corriente, formando cuadrilongos. Obsérvense los ángulos de 90° sobre mn, el piso de la presa y la tablestaca, también a la entrada (cd) y salida (hi) del flujo.

Mejorar la red, comprobando que en cada elemento cuadrilongo las diagonales se cortan a 90° (o que se pueden inscribir círculos, Figura 7.7).

Nota: puede ocurrir (casi siempre) que N_c no sea entero (ver dibujo).

Ejercicio 7.2.

Calcular la caída de potencial (ΔP) y el caudal (Q) bajo la presa de la figura, si las dimensiones son: $a-c = 12,9$ m; $K = 10^{-4}$ m/s; $e-g = 45$ m; $d-e = 3$ m; $f-f' = 20$ m y $c-m = 34$ m.

Solución:

De la figura $N_f = 4$ y $N_c = 14,3$. Además $H = 12,9$ m

$$\Delta P = \frac{H}{N_c} = \frac{12,9}{14,3} = 0,9m$$

$$Q = K * H \left(\frac{N_f}{N_c} \right) = 10^{-4} * 12,9 \left(\frac{4}{14,3} \right) = 46,5 m^3/s$$

Ejercicio 7.3.

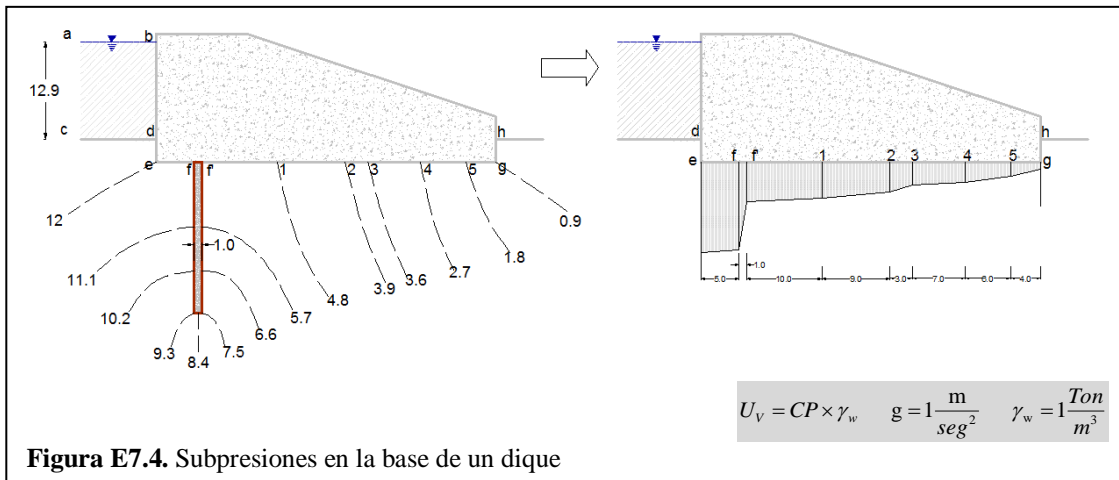
Calcule la siguiente tabla de energía, para el caso anterior

Punto	CE	CP	Punto	CE	CP
D	34m	12,9 = H	R	8m	5,7 = H - 8 ΔP
E	31m	12,0 = H - ΔP	S	10m	4,8 = H - 9 ΔP
F	31m	11,6 = H - 1,4 ΔP	T	11m	3,9 = 0 + 4,3 ΔP
f'	11m	5,2 = H - 8,6 ΔP	G	31m	0,9 = 0 + ΔP

NOTA: La magnitud de la subpresión se disminuye con una tablestaca aguas arriba.

Ejercicio 7.4.

Calcule la subpresión en la base de la presa anterior y su posición en la base de la presa (I_d , en la tablestaca, la ΔP horizontal)

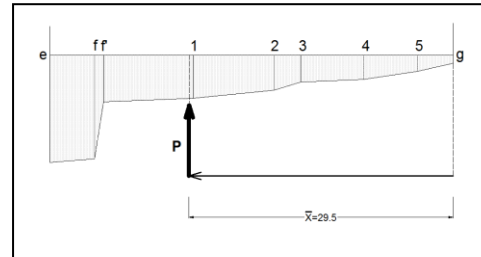


Punto	e	f	f'	1	2	3	4	5	g
U_w	12,0	11,6	5,2	4,8	3,9	3,0	2,7	1,8	0,9
$\Delta S = X_i - X_j$	5m	1m	10m	9m	3m	7m	6m	4m	Distancia
área i j	59	8,4	50	39,2	10,4	20	13,5	5,4	Fuerza

- ΔS está leído a escala y es la base de un trapecio, con altura U_w .
- Las áreas se calculan con $\Delta S \cdot (U_i + U_j) / 2$ en Ton fuerza por metro de presa.
- **P.** la subpresión = Σ áreas = 205,9 Ton fuerza por metro lineal de presa

Para calcular \bar{X} , punto de aplicación de la resultante P de las subpresiones, supongamos el volcamiento de la presa ¿cómo actúa P? El empuje de la subpresión hacia arriba (como el del agua por la derecha) genera volcamiento, por rotación derecha, en torno al punto g.

Trapezio	$\frac{(X_i + X_j)}{2}$	Área i j	MOMENTO i j
e-f	42,5 m	59,0	2507,5
f-f'	39,5 m	8,4	331,8
f'- 1	34 m	50,0	1700,0
1 - 2	24,5 m	39,2	960,4
2 - 3	18,5 m	10,4	192,4
3 - 4	13,5 m	20,0	270,0
4 - 5	7 m	13,5	94,5
5 - g	2 m	5,4	10,8
Σ		205,9	6067,4



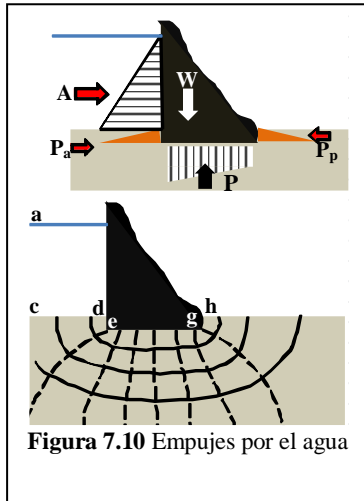
$$\bar{X} = \frac{\sum \text{Momentos } i j}{\sum \text{Áreas } i j} = \frac{\sum \text{Momento } i j}{P}$$

$$\bar{X} = \frac{6067,4 \text{ TT - m por metro}}{205,9 \text{ TT por metro}}$$

$$\bar{X} = 29,5m \text{ (a la izquierda desde g)}$$

Ejercicio propuesto. Calcule el empuje neto en la tablestaca.

EFFECTOS DEL AGUA EN LA PRESA. El flujo trae efectos complementarios, a las otras fuerzas que actúan en la presa (carga de agua, peso de la presa, etc.). El diseñador deberá garantizar la estabilidad de la presa con base en los siguientes "Factores de Seguridad" y conceptos:



FS al volcamiento $\geq 2,5 \rightarrow \Sigma$ momentos en $g=0$ (todas las fuerzas)

FS por licuación $\geq 5 \rightarrow$ Depende del gradiente de salida i_s

FS por deslizamiento $\geq 2,5 \rightarrow$ Depende de la resistencia al empuje.

$$FS = \frac{\text{Momento resistivo}}{\text{Momento activo}}$$

Volcamiento.

Contribuyen al volcamiento:

- el empuje del agua (A), que actúa a $1/3$ de h (tomado desde el nivel del terreno) y su valor es

$$A = \frac{1}{2} \gamma_w \times H^2$$

- Cuando la presa está empotrada en el suelo se presenta una presión activa del suelo, equivalente a

$$p_a = \frac{1}{2} K_a \times \gamma' \times h^2$$

- Las presiones en la base de la presa o la subpresión.

Se oponen al volcamiento el peso (W) de la presa y el empuje pasivo del suelo (P_p), en la pared hg, siendo

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \times \gamma' \times h^2$$

NOTA: $K_a = 1/K_p$; en arenas, $K_a = \frac{1}{3} K_p$, y el peso unitario sumergido $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Licuación.

El gradiente de salida (i_s) se mide en la pared (h-g) de la presa: $i_s = \frac{\Delta P_{hg}}{hg}$, se compara con el gradiente crítico (i_c) del suelo permeable: $i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$ (ecuación 7.5).

$$FS = \frac{i_{CRITICO}}{i_{SALIDA}}$$

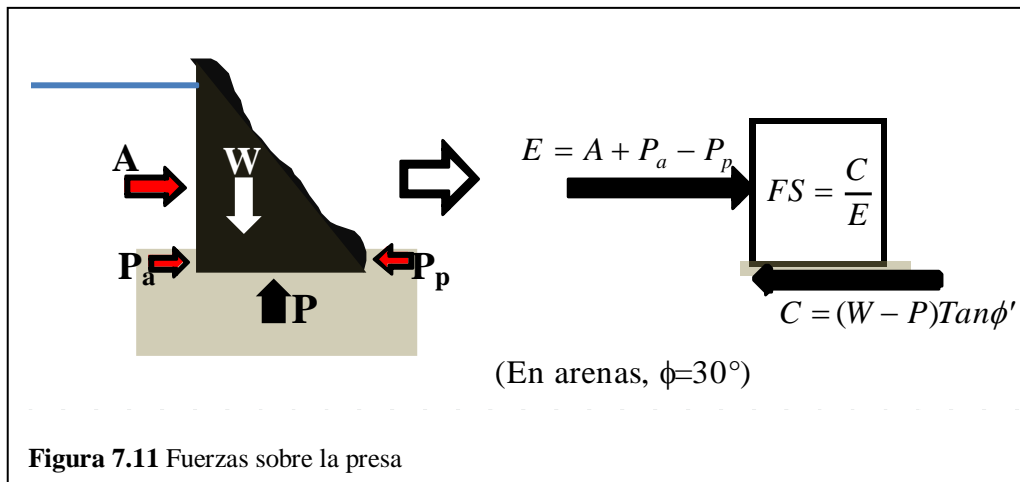
En el ejercicio anterior, asumiendo $\gamma_{SAT} = 1,8 \frac{TT}{m^3}$, tenemos:

$$\left. \begin{aligned} i_s &= \frac{\Delta P}{gh} = \frac{0,9m}{3m} = 0,3 \\ i_c &= \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{0,8}{1} = 0,8 \end{aligned} \right\} FS = \frac{i_c}{i_s} = \frac{0,8}{0,3} = 2,7 \text{ insuficiente}$$

¿Cómo evitar la licuación? Colocando la tablestaca aguas abajo.

Deslizamiento.

Supongamos que se desprecia la excentricidad entre las fuerzas W y P. Así, la fuerza efectiva será $W - P$ normal al piso y con ello el cortante disponible "C" será $tg\phi$ por la normal, que es W



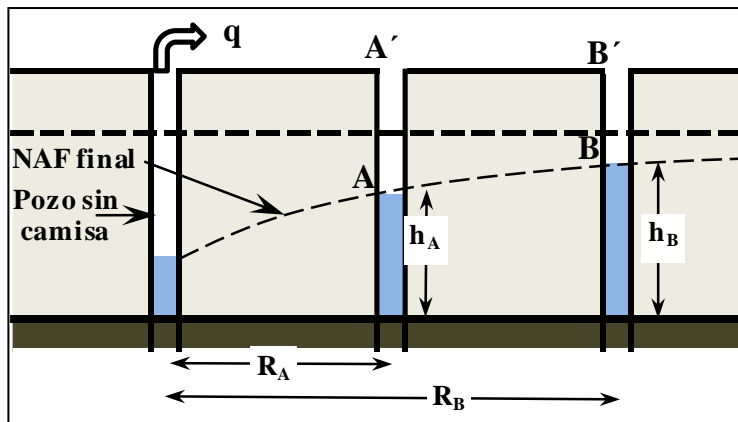
– P.

NOTA:

- Para prevenir la tubificación se busca que $i_{\text{SALIDA}} \leq 0,5$ más geotextiles en (g-h), que es la pared de aguas abajo de la presa.
 - Para reducir el caudal infiltrado, se tienen dos soluciones: Una es colocar una tablestaca en la mitad de la base de la presa; otra, instalar un manto impermeable aguas arriba.
1. Calcular Q ; FS_{LIQ} ; FS_{VOLC} ; FS_{DESGLZ} en la presa adjunta. Posteriormente obtenga tres soluciones diferentes así:
- Bajar el gradiente de salida con tablestaca aguas abajo; a la 3^{ra} parte del (i_s) anterior.
 - Reducir la subpresión a la mitad del primer caso, con tablestaca y manto impermeable aguas arriba.
 - Reducir el caudal del primer caso, a la mitad, colocando como medida correctiva un manto impermeable aguas arriba.

DETERMINACIÓN DE LA PERMEABILIDAD (K) EN EL TERRENO (acuífero inconfinado)

Uno de los métodos es el bombeo con flujo no confinado, para las condiciones siguientes del estrato permeable, a evaluar; h y q = constantes estables.



A' y B' pozos de observación, a distancias R_A , R_B

q = descarga en el pozo de extracción.

$$K = \frac{q * \text{Ln}(R_B - R_A)}{\pi(h_B - h_A)(h_B + h_A)}$$

1. El gradiente hidráulico es la pendiente del NAF final, $i = \frac{dh}{dR}$
2. El piso, el NAF inicial y la roca, son superficies horizontales.
3. El flujo es horizontal, es decir, el NAF y el NAP coinciden.

Veamos: $q = A * V = A * K * i$ (DARCY) 1

Pero $A = 2 \pi R h$ área sección atravesada por el flujo

$$q = 2\pi R h * K * \frac{dh}{dR} \quad (\text{hipótesis \# 1}) \quad 2$$

Luego $\frac{dR}{R} = \frac{2\pi K}{q} * h dh$

Al integrar entre $R = R_A$ y R_B , y entre $h = h_A$ y h_B , tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Ln}\left(\frac{R_B}{R_A}\right) &= \left[\frac{2\pi K}{Q} \right] \left[\frac{h_B^2}{2} - \frac{h_A^2}{2} \right] \quad \therefore \\ K &= \frac{q * \text{Ln}\left(\frac{R_B}{R_A}\right)}{\pi(h_B - h_A)(h_B + h_A)} = \frac{q * \log\left(\frac{R_B}{R_A}\right)}{1,364(h_B^2 - h_A^2)} \end{aligned}$$

Se puede evaluar K en perforaciones encamisadas, de diámetro d , si se hace con cabeza constante I, se mide el caudal (q) con el cual el NAF se mantiene constante a la profundidad h . Si se hace con cabeza variable II, se toma el tiempo t entre h_1 y h_2 .

$$\text{I} \Rightarrow K = \frac{q}{2,75 * d * h} \quad \text{II} \Rightarrow K = \frac{d}{0,92 * t} \text{Ln}\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

DOCUMENTOS DE COMPLEMENTO ON LINE

Calentamiento global en Colombia. Duque Escobar, Gonzalo (2011) In: El Día Mundial del Medio Ambiente, Junio 6 de 2011, Instituto Universitario de Caldas.

<http://www.bdigital.unal.edu.co/3673/>

Caldas en la biorregión cafetera. Duque Escobar, Gonzalo (2014) Ponencia para el Foro "Por la Defensa del Patrimonio Público, las Fuentes de Empleo y el Bienestar de los Caldenses". U. de Caldas, <http://www.bdigital.unal.edu.co/45356/1/gonzaloduqueescobar.201447.pdf>

Una política ambiental pública para Manizales, con gestión del riesgo por sismos, volcanes y laderas. Duque Escobar, Gonzalo (2012) <http://www.bdigital.unal.edu.co/6497>

Riesgo en zonas de montaña por laderas inestables y amenaza volcánica.(II V) Duque Escobar, Gonzalo (2012). Curso Internacional sobre Microzonificación y Planeamiento Urbano. Manizales. <https://godues.wordpress.com/2012/05/09/riesgo-en-zonas-de-montana-por-laderas-inestables/>

Fisiografía y geodinámica de los Andes de Colombia. Duque Escobar, Gonzalo and Duque Escobar, Eugenio (2016) Universidad Nacional de Colombia. Manizales

<http://www.bdigital.unal.edu.co/52776/1/fisiografiaygeodinamicadelosandesdecolombia.pdf>

Manual de geología para ingenieros.

Duque Escobar, Gonzalo (2003) *Manual de geología para ingenieros.* Universidad Nacional de Colombia, Manizales. <http://www.bdigital.unal.edu.co/1572/>



GEOMECÁNICA. Duque Escobar, Gonzalo and Escobar P., Carlos Enrique. Universidad Nacional de Colombia (2016). See more at:

<http://galeon.com/geomecanica>