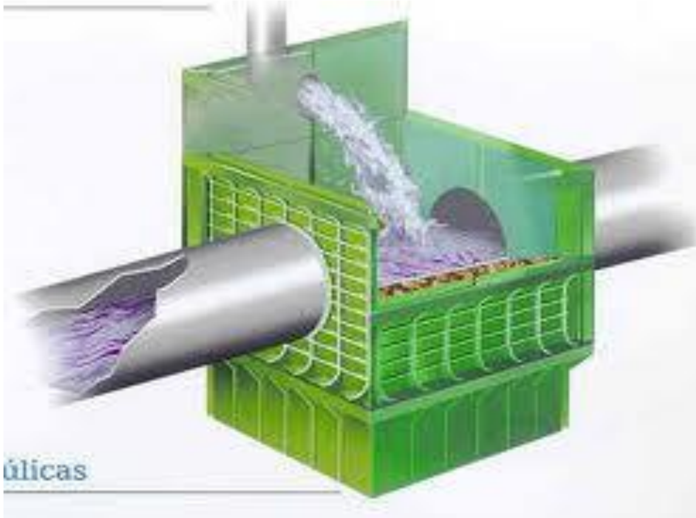
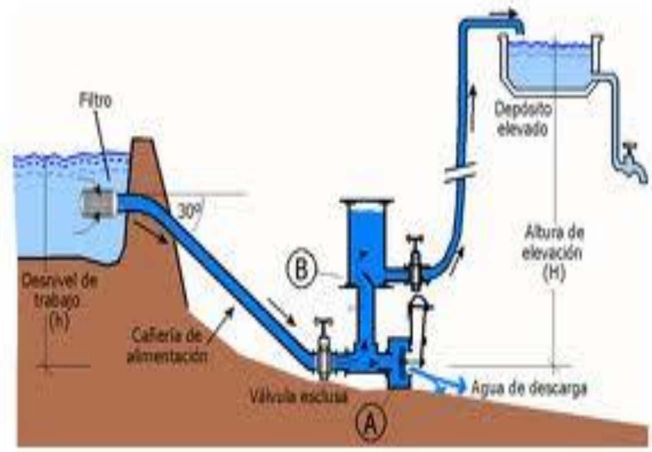
Universidad Veracruzana
Facultad de Ingeniería Civil

Manual de Apuntes de la Experiencia Educativa de Hidráulica Básica

Autores

Ing. David Lozano Laez
M.E. José Manuel Jiménez Terán
Ing. Víctor Hugo García Pacheco
Ing. Arturo Ortiz Cedano I
Dr. Eduardo Castillo González


úlicas


Filtro
Depósito elevado
30º
Desnivel de trabajo (h)
Cañería de alimentación
B
Altura de elevación (H)
Válvula esclusa
A
Agua de descarga

HIDRÁULICA BÁSICA

Temario:

1.-Introducción a la Hidráulica

2.-Presión Hidrostática

3.-Rotación

4.-Traslación y rotación de masas

5.-Flujos de fluidos

6.-Ecuación de la energía

BIBLIOGRAFIA BÁSICA

-Hidráulica General. Sotelo Gilberto

-Dinámica de fluidos. Mc Graw Hill

JUSTIFICACIÓN

Esta experiencia educativa es importante debido a que introduce conceptos básicos sobre el comportamiento del agua y los fluidos en reposo y los efectos que producen al estar contenidos, permitiendo con ello diseñar estructuras que sean estables, resistencia y capaces de contener la presión ejercida por el agua.

HIDRAÚLICA :

La hidráulica es la parte de la física que estudia la mecánica de los fluidos, analiza las leyes que rigen el movimiento de los líquidos y las técnicas para el mejor aprovechamiento de las aguas.

Para el estudio de la hidráulica lo dividiremos en tres ramas principales:

Hidrostática: Tiene por objetivo estudiar los líquidos en reposo

Cinemática: Estudia el movimiento de las partículas del agua, sin considerar las masas ni las fuerzas que actúan para producir el movimiento.

Hidrodinámica: Es la parte de la hidráulica que estudia el comportamiento de los líquidos en movimiento.

Magnitud	Sistema Decimal	CGS	MKS	Sistema ingles

Longitud	m	cm	m	Pie
Masa	Kg	gr	Kg	Libra
Volumen	litro	cm^3	cm^3	Pie^3
tiempo	segundo	segundo	segundo	segundo

SISTEMA DE UNIDADES

1m = 3.28 ft

1ft = 12”

1 lb = 454 gr

1 cm^3 = 1ml

1 galón = 3.785 lts

PROPIEDADES FISICAS DE LOS FLUIDOS

El término fluido significa, se aplica a los líquidos y a gases porque ambos tienen propiedades similares. No obstante conviene recordar que un gas es muy ligero y por tanto puede comprimirse con facilidad, mientras que un líquido es prácticamente incompresible.

Los fluidos están constituidos por una gran cantidad de partículas, estas se deslizan unas sobre otras en los líquidos, y en los gases se mueven sueltas. Recordemos que un gas es expandible, por consiguiente su volumen no es constante y el liquido por su parte no tiene forma definida pero si volumen definido.

Densidad: Representa la masa del fluido contenida en la unidad del volumen. La densidad de los líquidos depende de la temperatura y es prácticamente independiente de la presión.

Densidad relativa: Se obtiene refiriendo la densidad del liquido con respecto a la del agua.

Peso específico: El peso especifico es un liquido, representa el peso del fluido por unidad de volumen.

Es posible obtener una relación entre la densidad y el peso especifico de un liquido:

$P = \frac{m}{V}$ por lo tanto $Pe = p \cdot g$

Volumen especifico: El volumen especifico es el volumen ocupado por la unidad de masa.

$$Ve= \frac{1}{P}$$

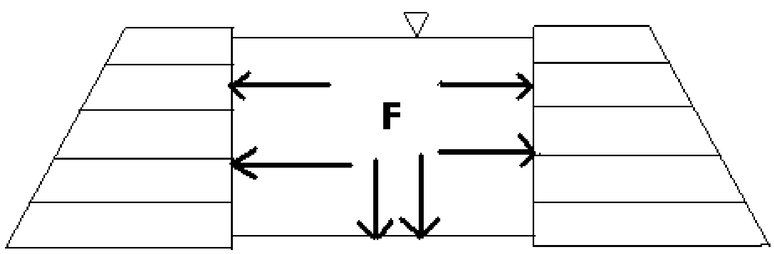
Viscosidad: Es una medida de resistencia a fluir, como resultado de la interacción y cohesión de sus moléculas. La viscosidad se puede definir como una medida de resistencia que opone un líquido al fluir.

Hidrostática

La estática de los fluidos estudia las condiciones de equilibrio en reposo y cuando se trata solo de líquidos se denomina hidrostática. Se fundamenta en leyes y en principios como el de Arquímedes, Pascal o la paradoja histórica de Steven, mismos que contribuyen a cuantificar las presiones ejercidas por los fluidos y al estudio de sus características generales.

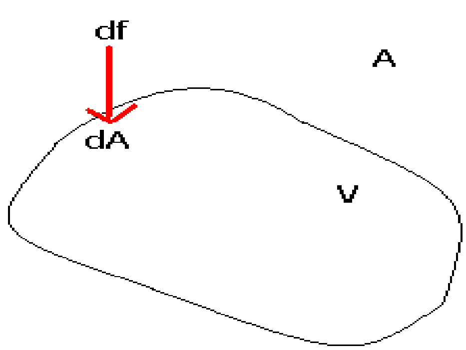
En la hidrostática es importante el estudio de las personas que ejercen los fluidos sobre los recipientes que los contienen.

El estudio de la hidrostática adquiere importancia para el diseño y construcción de barcos, presas de almacenamiento, tanques de almacenamiento y donde se requiera almacenar agua.



Cuando se considera la presión, implícitamente, se relaciona una fuerza a la unidad del área sobre la cual actúa.

Considerándose en el interior de cierta masa liquida, una presión de volumen “v” sobre la superficie “A”



Si dA representa un elemento de área de esta superficie y df la fuerza en ella actua, la presión será:

$$P = \frac{df}{dA}$$

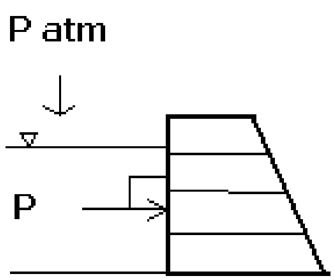
Tomando en cuenta toda el área, el efecto de presión producirá una fuerza resultante que es llamada empuje, que es dada por el valor de la siguiente integral:

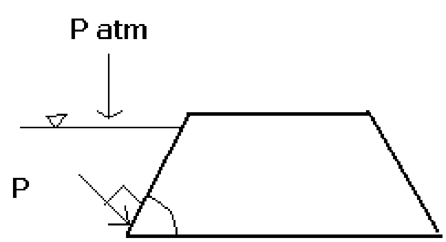
$$E= \int_{A}^{f} PdA$$

Si la presión fuese la misma en toda el área el empuje será:

$$E= P.\ A$$

Nota: La presión que ejercen los líquidos es perpendicular a las paredes del recipiente que los contiene, dicha presión actúa en todas las direcciones y solo es nula en la superficie libre del líquido.





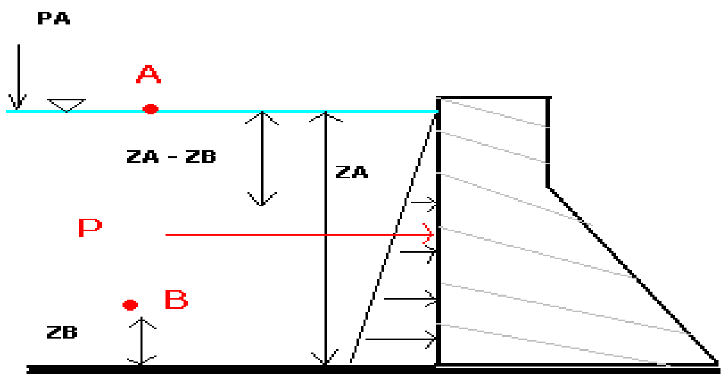
Ley de Pascal

“ En cualquier punto en el interior de un liquido en reposo la presión es la misma en todas las direcciones”

$$\frac{P}{\vartheta = Pe} + Z = \text{constante}$$

A la ecuación anterior se le conoce como ecuación de la ley de Pascal. Esta depende exclusivamente de la coordenada Z, es decir, de la altura de cada punto respecto a un nivel de referencia cualquiera.

Considerando dos puntos A y B. donde A coincide con la superficie libre del agua y B localizado a una elevación Z, resulta entonces



$$\frac{P\ atm}{Pe} + Z_A = \frac{PB}{Pe} + Z_B$$

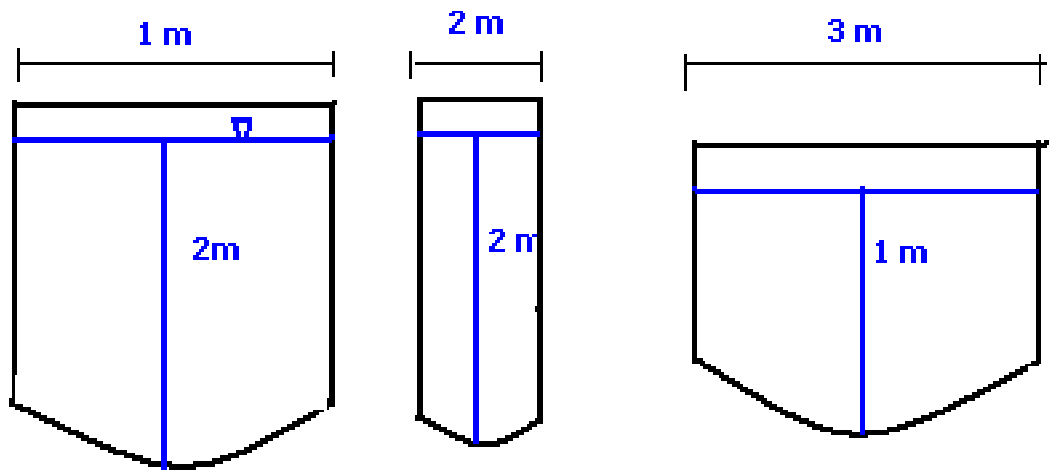
La presión absoluta del punto B es : $P_B = P_A + P_E (Z_A - Z_B)$

Donde P_A es la presión atmosférica sobre la superficie libre del liquido y $(Z_A - Z_B)$ las profundidades del punto considerado. P_B es la presión absoluta del punto considerado y se mide a partir del cero absoluto de presiones. La presión atmosférica local depende de la elevación sobre el nivel del mar.

Para medir la presión hidrostática se considera la presión atmosférica local con un valor de referencia igual a cero. A la presión asi medida se le conoce como manométrica y la ecuación para calcularla se deduce de la ecuación anterior.

La presión hidrostática en cualquier punto puede multiplicarse el peso especifico del liquido por la altura que hay desde la superficie hasta el punto considerado

- Calcular la presión hidrostática en el punto A de los recipientes 1,2, 3



P_{H1}=(1000kg/ m^3) (9.81 m/s^2) (2m) =19620 $^{kg}/$ m^2

P_{H2} = (1000kg / m^3) (9.81 ^{m}/ s^2) (2m) = 19620 ^{kg}/m^2

P $_{H3}$ = (1000 kg/m^3) (9.81 ^{m}/s^2) (1m) = 9810 ^{kg}/ m^2

“La paradoja hidrostática”

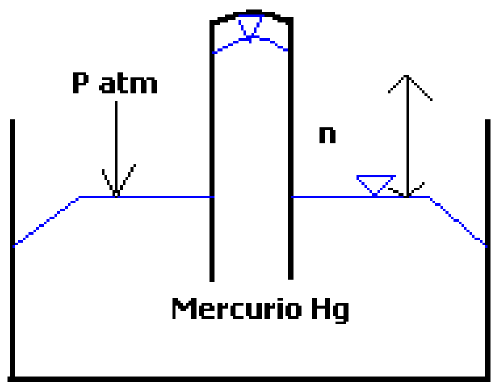
Mide la cantidad de líquido contenido, sino únicamente del peso especifico y la altura que hay del punto considerado a la superficie libre del agua.

MEDICIÓN DE LA PRESIÓN.

Manómetros simples: El manómetro es un dispositivo que se utiliza para medir las presiones producidas por un líquido en reposo.

El barómetro: Es un dispositivo para medir la presión atmosférica local. Consiste en un tubo de vidrio lleno de mercurio, con un extremo cerrado y el otro abierto, sumergido en un recipiente que contiene dicho elemento.

La fuerza atmosférica ejercida sobre la superficie del mercurio hace que el líquido se eleve dentro del tubo hasta que alcance una altura que equilibre la presión atmosférica.



Pe Hg = 13600 $^{kg}/$ m ^{3}

Nivel del Mar P atm = 101.293 $^{N}/\,m^2$

h= $\frac{P\,atm}{p.g}$ = 0.76 m

Tubo piezométrico: Consiste en un tubo tranparente de diámetro pequeño, conectado al interior de una tubería mediante un niple y con el extremo abierto a la atmosfera. La altura de la columna piezométrica multiplicada por el peso especifico

EMPUJE HIDROSTÁTICO

El empuje hidrostático es igual al volumen dela cuna de distribución de presiones, ya para superficies planas esta dado en:

$$E= P_e\, A\, Z_G$$

E= Empuje hidrostático

P_e= Peso especifico del liquido kg/m^3

A= Área sobre la que actúa el empuje hidrostático en m^2

Z_G= Elevación del centro de gravedad de la pared, donde actúa la cuna de presiones.

El centro de presiones es el punto sobre el cual actúa la fuerza resultante o el empuje hidrostático. Para determinarlo se utiliza la siguiente formula:

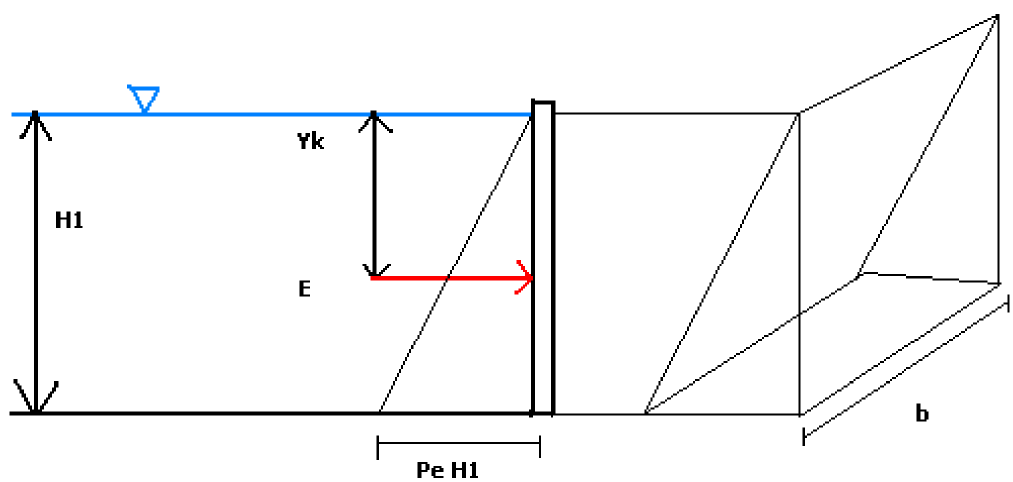
$$Y_k = \frac{Ix^2}{YG} + Y_G$$

Y_K= Centro de presiones del empuje hidrostático sobre la superficie plana.

I_x= Radio de giro de A respecto al eje centroideal paralelo a x .

Y_G= Centro de gravedad de A.

Caso 1 : Una pared vertical con liquido de un solo lado parcialmente sumergida.

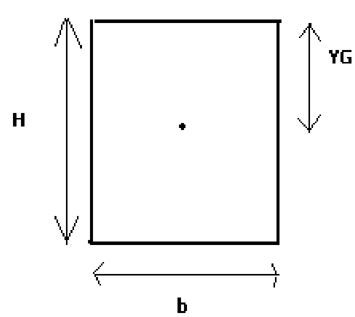


El volumen de la cuña de presiones representa la integral de las fuerzas que actúan sobre el área de una pared que retiene liquido.

Y_G= H/2

$I_x^2 = \frac{H^2}{12}$

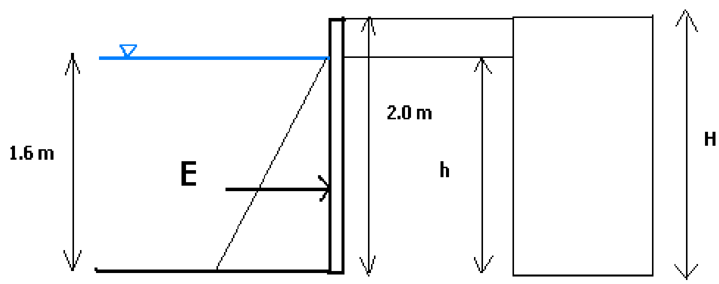
A= b.H



$$Y_K = \frac{Ix^2}{YG} + Y_G = \frac{2H^2}{12\,H} + \frac{H}{2} = 2/3$$

Calcular el empuje hidrostático que se genera sobre una compuerta plana, rectangular y vertical, la cual tiene un ancho de 30", esta compuerta retiene agua de un solo lado, la altura de la compuerta es de 2 m y la altura del fondo hasta el dique espejo libre de agua es de 1.6 m. Calcule y señale en un esquema la altura de presiones.

1 pulg = 2.54 cm



30 pulg = 76.2 cm

Ancho = .762 m

A = b.H A = (0.76) (1.60)

A = 1.21 m^2

E= Pe A Z_G

E = (1000kg/m^3) (1.21) (0.8)

E= 975.36 kg

$$Y_K = \frac{2H^2}{12\,H} + \frac{H}{2} = \frac{2(1.6^2)}{12\,(1.6)} + \frac{1.6}{2} = 1.06 \text{ m}$$

Calcular la altura del agua que genera un empuje hidrostático de 1872 lb. Sobre una compuerta plana, rectangular y vertical de 50 cm. de ancho. Dibuje el esquema que representa la distribución de presiones e indique el punto donde se aplica dicho empuje.

1872 lb = 849.12 kg

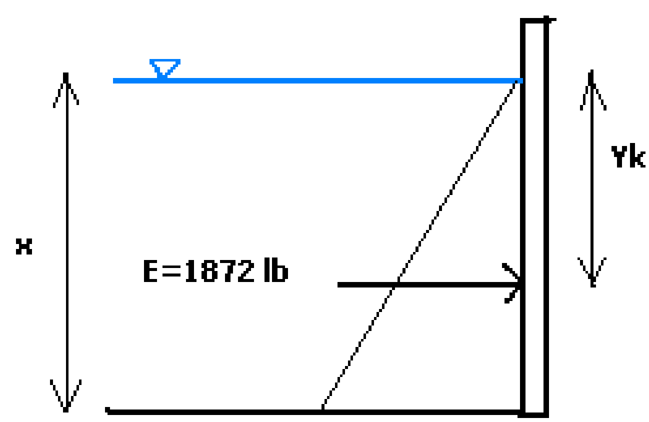
E= Pe A Z_G

E = (1000kg/m^3) (0.5m). $\frac{H^2}{2}$

849.12 kg = (500 kg / m^2). $\frac{H^2}{2}$

1.69 = $\frac{H^2}{2}$

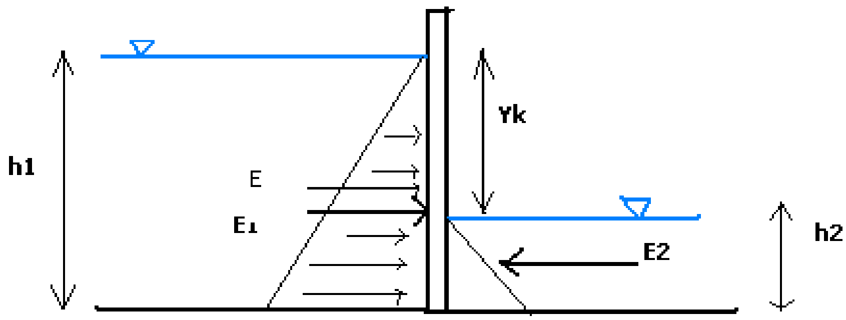
H= $\sqrt{3.39}$



H= 1.84 m

-Para Y_K = $\frac{2(1.84^2)}{12\,(1.84)} + \frac{1.84}{2} = 1.22\,m$

Caso 2: Pared vertical con liquido en ambos lados de la misma

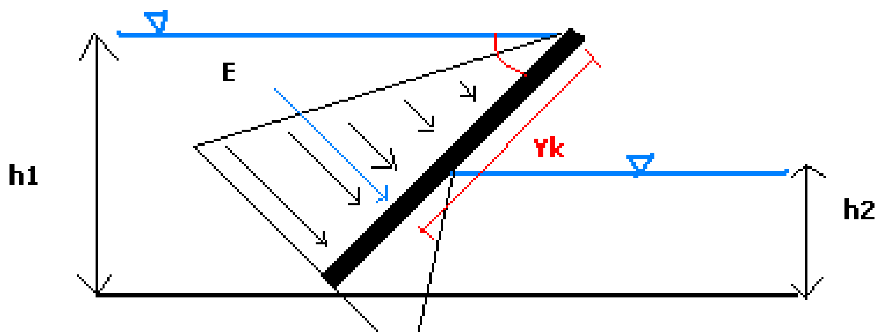


Formulas :

E= Pe b $\frac{(h1^2 - h2^2)}{2}$

Y_K =h1- $\frac{1}{3}\ \frac{h1^3\text{-}h2^3}{h1^2 - h2^2}$

Caso 3: Una pared inclinada con liquido en ambos lados de la misma

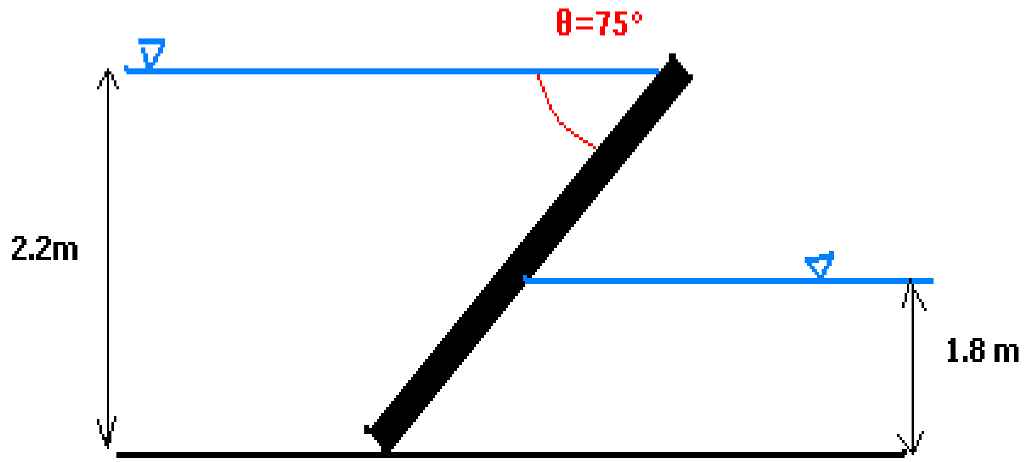


Fórmulas :

E= Pe b $\frac{(h1^2 - h2^2)}{2\,sen\,\theta}$

Y_K= $\frac{h1}{sen\,\theta} - [\frac{1}{3\,sen\,\theta}\ .\ \frac{h1^3\text{-}h2^3}{h1^2 - h2^2}]$

Calcular el empuje hidrostático que se genera sobre una pared plana y rectangular, inclinada 75° con respecto a la superficie libre del agua (aguas arriba de la pared) donde el tirante es igual a 2. 2 m y el tirante aguas debajo de la pared es 1.8 m. Considere el ancho de la pared es de 90 cm y calcular el centro de presiones.



E = (1000kg/m^3)(0.9m) $\frac{(2.2^2 - 1.8^2)}{2\ sen\ 75°}$

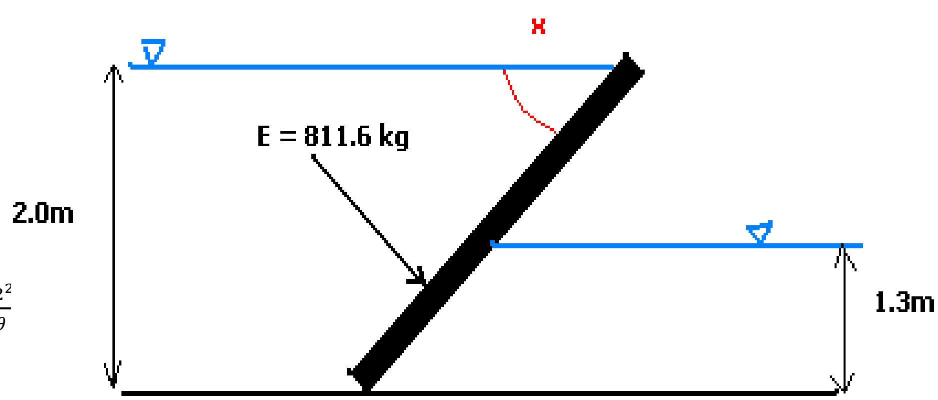
E=746.11 kg

Y$_k$= $\frac{2.2}{sen\ 75°} - [\frac{1}{3\ sen\ 75°} \cdot \frac{2.2^3 - 1.8^3}{2.2 - 1.8^2}]$

Y$_k$= 1.23 m

Calcular θ de un pared plana y rectangular respect a la superficie libre del agua (aguas arriba de la pared) que sostiene un tirante de agua a cada lado lo cual genera un empuje hidrostático de 811.6 kg, el tirante aguas arriba de la pared es de 2m y el tirante aguas abajo es de 1.3 m. el ancho de la pared es de 70 cm

E= $\frac{(h1^2 - h2^2}{2\ sen\ \theta}$



Pe b

Senθ =

$\frac{\text{Pe b}(h1^2 - h2^2)}{E2}$

Senθ = $\frac{(1000\text{kg/m}^3)(0.7\text{m})(2.31m^2)}{2(811.6)}$ = 0.99

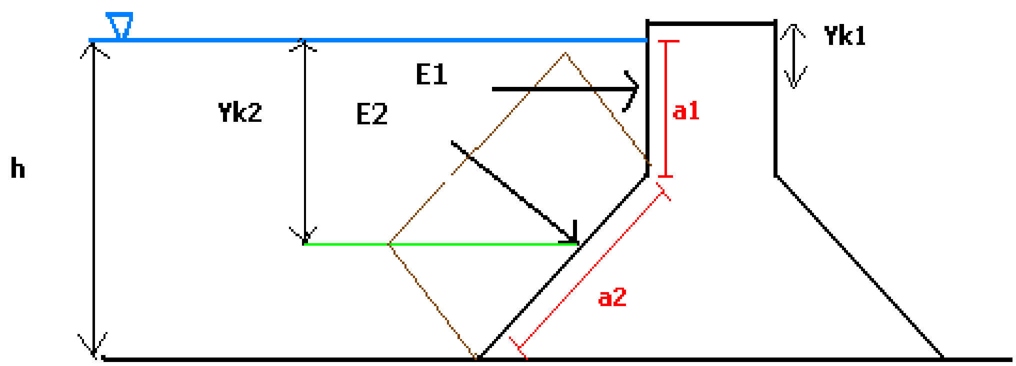
Θ= 84.59° o 85°

Y_k= $\frac{2}{sen\,85°} - [\frac{1}{3\,sen\,85°} \cdot \frac{2^3 - 1.3^3}{2^2 - 1.3^2}]$

Y_K= 2-[0.33 . $\frac{5.80}{2.31}$]

Y_K= 4.18 m

Caso 4 : Un muro de contención combinado con una pared vertical y otra inclinada, donde el liquido se encuentra en un solo lado del muro.



E_1= Pe b $\frac{a1^2}{2}$ $\qquad$ $Y_K = \frac{2}{3}$ a1

E_2 = Pe b $\frac{(a1 + h)}{2}$ a2 $\qquad$ $Y_K = \frac{a2}{3} \cdot \frac{a1 + 2h}{a1 + h}$

EMPUJE HIDROSTÁTICO SOBRE SUPERFICIES CURVAS

Para determinar el empuje hidrostático sobre una superficie curva la fuerza resultante se descompone en sus 2 componentes vectoriales. “ F_x y F_z”

F_x= Pe Y_k A_p

Donde:

F_x = fuerza o empuje en el sentido horizontal

Y_k = Centro de presiones

A_p = Agua proyectada dimensión x

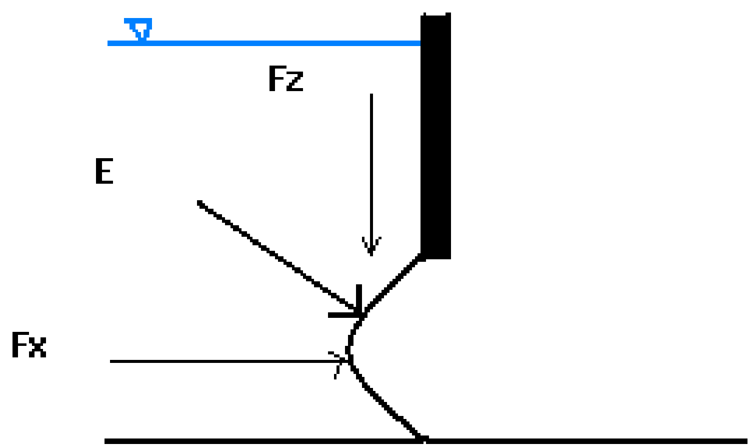
La componente vertical de la fuerza (f_z) sobre una superficie curva es igual al peso del liquido que se encuentra verticalmente por encima de dicha superficie y s extiende a la superficie libre.

$$F_z = Pe \cdot Vol$$

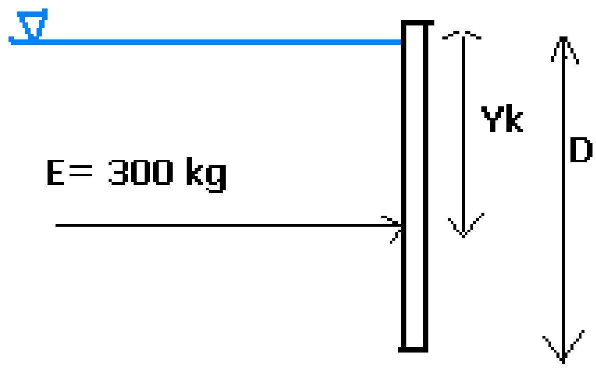
Donde :

F_z= empuje vertical

Vol = Volumen que se ubica por encima de la superficie curva que puede ser real o imaginario. Cuando el empuje es ascendente se dice que es imaginario



Calcular el diámetro que debe tener una compuerta plana, vertical y circular que recibe un empuje hidrostático de 300 kg, en este caso la altura del agua coincide con el diámetro de la compuerta. Calcular además el punto de aplicación del empuje .



Pe = $1000 \mathrm{kg/m^3}$

E= Pe A Z_G

$Y_K = \frac{2H^2}{12\,H} + \frac{H}{2}$

300kg= Pe $(\frac{\pi d^2}{4})$ $(\frac{d}{2})$

300 kg= 392.7 d^3

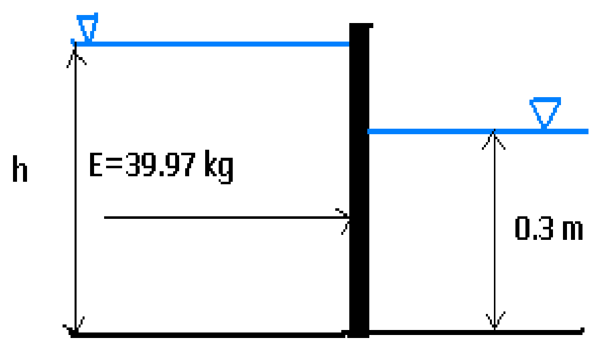
$d^3 = \sqrt{0.76}$

d= 0.9125 m

$Y_k = \frac{2(0.91)^2}{12\,(0.91)} + \frac{0.91}{2}$ = 0.6 m

$Y_k = \frac{(\frac{R^{2^2}}{4}}{0.45}$+ 0.45 = 0.45 m

Calcular el tirante que existe aguas arriba de una pared plana, vertical y rectangular, considerando que recibe un empuje de 39,200,000 dinas, cuando el tirante aguas debajo de la pared es de 30 cm y el ancho de 50 cm.



E= 39,200,000 ---- 39.97 kg

Pe= $1000 \mathrm{kg/m^3}$

E= Pe b $\frac{(h1^2 - h2^2)}{2}$

39.97 kg = (1000kg/m^3) (0.5m) . $\frac{(h1^2 - h2^2)}{2}$

39.97 kg = 500 kg/m^2. $\frac{(h1^2 - 0.09)}{2}$

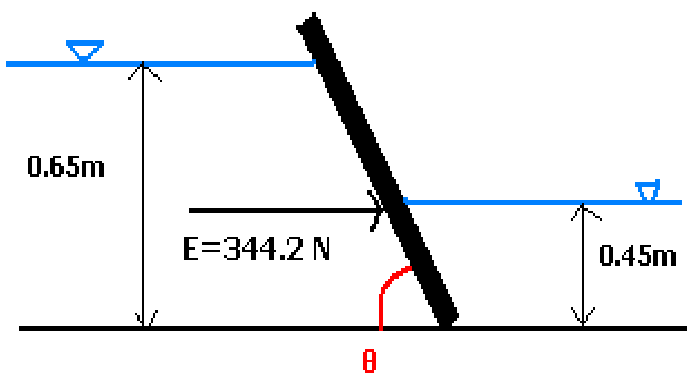
39.97 kg = 22.5 h^2 h=$\sqrt{1.77}$ h= 1.33 m

Y_K = 1.33 - $\frac{1}{3}$ $\frac{(1.3)^3 - (0.3)^3}{(1.3)^2 - (0.3)^2}$

Y_k =0.99 ($\frac{2.32}{1.6}$)

Y_k = 0.86 m

Calcular el ángulo de inclinación de una pared plana y rectangular respecto al fondo del depósito (aguas arriba de la pared) que sostiene un tirante de agua a cada lado, lo cual genera un empuje hidrostático de 344.2 N, el tirante aguas arriba es de 65 cm, el tirante aguas abajo es de 45 cm, el ancho de la pared es de 30 cm.



E= 344.2 N ------- 344.2 N= mg m= $\frac{344.2}{9.8\ m/s^2}$ m = 35.12 kg E = 35.12 kg

Pe= 1000kg/m^3 Ancho = 0.3m

E= Pe b $\frac{(h1^2 - h2^2)}{2\ sen\ \theta}$

Senθ = $\frac{\text{Pe b}(h1^2 - h2^2)}{E2}$ Senθ = $\frac{(1000\text{kg/m}^3)(0.3\text{m})(0.22))}{2(35.12)}$

Senθ = 0.9396 Senθ = 69.99° o 70°

$Y_k = \frac{h1}{sen\,\theta} - [\frac{1}{3\,sen\,\theta} \cdot \frac{h1^3 - h2^3}{h1^2 - h2^2}]$

$Y_k = \frac{0.65}{sen\,70°} - [\frac{1}{3\,sen\,70°} \cdot \frac{0.18}{0.22}]$

$Y_k = \frac{0.65}{sen\,70°}$ [0.29]

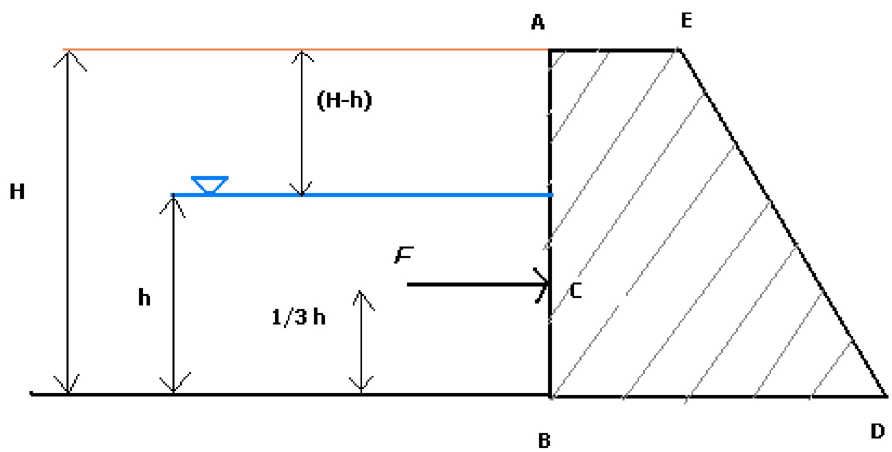
$Y_K = 0.2$ m

MUROS DE RETENCIÓN DE AGUAS QUE SE SOSTIENEN

Para el almacenamiento de agua, normalmente se hace uso de tanques formados en parte por muros con estabilidad depende de su propio peso, se les llama generalmente presas de gravedad

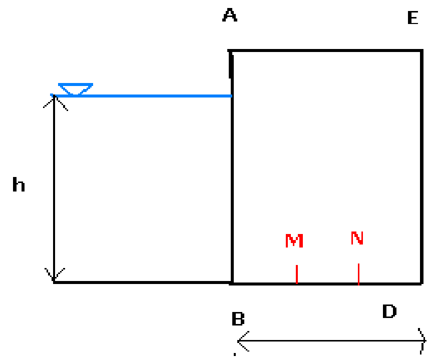
Fuerzas a las que esta sometida una presa de gravedad.

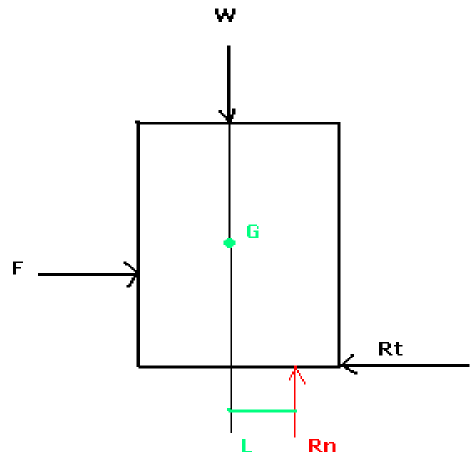
Supongamos un corte normal al eje de la cortina AB es el parámetro aguas arriba; ED es el parámetro aguas abajo, AE se llama corona de la pieza y BD la base, H la altura de la cortina y (H-h) es el bordo libre.



El agua almacenada actúa con una fuerza “f” normal a la del parámetro mojado, que tiende hacer deslizar a la cortina sobre el piso. A este deslizamiento se opone una fuerza de fricción entre muro y la superficie del piso.

Supongamos un espesor unitario “Ancho” de 1m. y vamos a estudiar el equilibrio del prisma formado por el rectángulo AB, CD





Como resultado del empuje y del peso que actúan sobre el muro, tenemos la relación del piso sobre la mampostería, o el concreto, tal que, si el muro permanece en equilibrio, tendrá que equilibrar a W y F (empuje) . esta reacción del piso tiene 2 componentes: Una tangencial (R_T) y otra normal (R_N); F y R_T forman un par que tienden a moldear el muro, W, R_N es otro par que equilibra al anterior.

Tomando la proyección de las fuerzas $F = R_T$ y $W= R_N$. El valo de W es el volumen del prisma multiplicado por Pe de la mampostería del concreto.

Para la estabilidad del muro, como condición de momentos que tiene :

$$f\frac{h}{3} = WL$$

Para que no haya volteamiento del muro, es necesario el desalojamiento de la reacción normal (R_N) sea mejor que la mitad del ancho de la base, es decir:

$$L < \frac{B}{2} \quad \text{ya que} \quad L > \frac{B}{2}$$

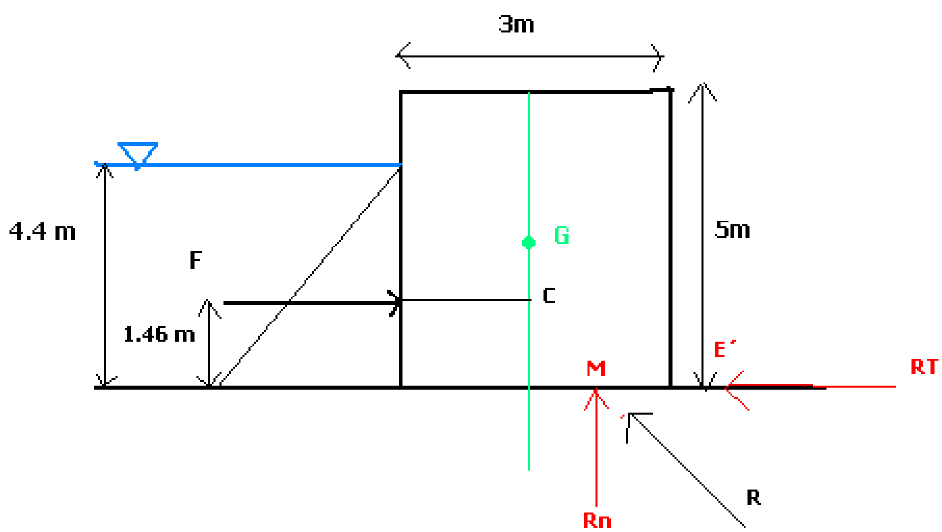
El punto de aplicación de la resultante de R_N y R_T se sale de la base de la cortina. Para que haya estabilidad L no solo tiene que ser menor de B/2, sino, que debe estar dentro del tercio medio MN

Para que no haya deslizamiento es necesario que $f \leq R_T$. La R_T máxima que no se puede oponer al empuje F se obtiene multiplicando el peso por el coeficiente de fricción entre el terreno de concreto o mampostería.

Cuando el empuje F, supera la máxima de fricción, el muro desliza.

En el parámetro aguas arriba de un muro rectangular de mampostería de 3m de espesor o de base y 5m de altura, el agua llega a 4. 4m de altura.

Suponiendo que el peso volumétrico de la mampostería es de 2200 kg/m^3 y que no hay fugas por la presa. ¿Dónde intersecta la base y la reacción total, y cual es el factor de seguridad contra el volteamiento y cual es el factor de seguridad contra el deslizamiento si el coeficiente de fricción del piso y muro es de 0.57.



Datos

B = 3m ϑmamposteria= W= 2200 Kg/ m^3

H = 5m ϑ agua =W = 1000 Kg/ m^3

h= 4.4 m μ = 0.57

W= (ϑ mampostería) Vol

$E = \frac{b.h}{2} = \frac{(4.4 \; X \; 1000)(4.4)}{2}$

W= (2200) (15)

E= 9680 kg

W= 33,000 kg

Con el objeto de anular los momentos de R_N y R_T, los vamos a tomar con respecto al punto M.

$$F \ \frac{h}{3} = W\ X$$

$$X = \frac{F\frac{h}{3}}{W} = \ 0.43 \text{ m}$$

El momento máximo del par W . R_N, se obtiene cuando R_N se ha alejado lo max. Posible, es decir, cuando pasa por E´y es igual a:

$$W \ \frac{B}{2} = 49500 \text{ kg}$$

El momento de volteamiento actual o actuante:

$$f. \ \frac{h}{3} = 14230 \text{ kg}$$

El coeficiente de seguridad contra volteamiento es igual a :

$$\frac{M\ maximo}{M\ actuante} = \frac{49{,}500}{14230} = 3.48$$

La R_T máxima que se puede oponer al deslizamiento del muro es igual:

$$R_{T\ max} = W.M = (33{,}000)\ (0.57) = 18810\text{kg}$$

Y la fuerza actual o actuante que tiende a producir el deslizamiento

$$Fact = 9680 \text{ kg}$$

El coeficiente de seguridad de deslizamiento es igual a :

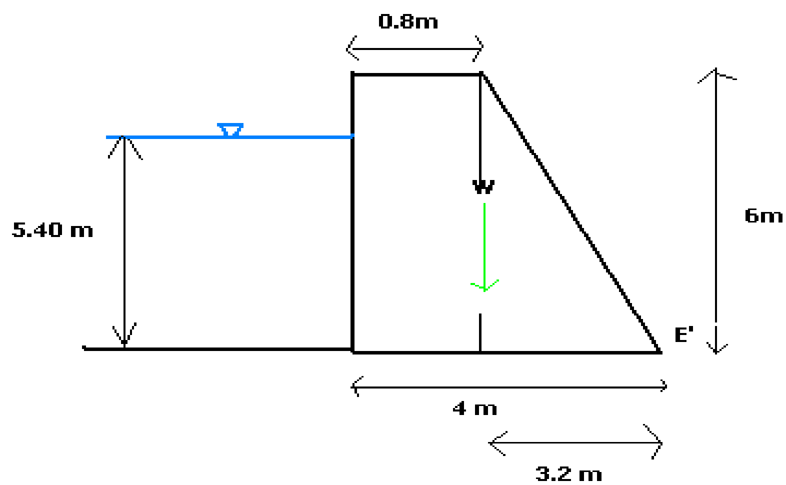
$$\frac{\text{RT max}}{\text{RT act}} = \frac{18{,}810}{9680} = 1.94$$

Una presa de mampostería de sección trapezoidal con una cara vertical, tiene un espesor de 0.8 m en la corona y 4 m en la base : La cara vertical está sujeta a la presión hidrostática del agua almacenada la cual llega a 5:40 marriba de la base la altura del muro es de 6m y su peso volumétrico es de 2200 Kg/ m^3

A) En q punto intersecta a la base la resultante del peso y la base

B) ¿Cual es el coeficiente de seguridad contra el volteamiento?

C) Suponiendo que no hay fugas en la base y el coeficiente de fricción entre el muro y el suelo es de 0.52, cual es el coeficiente de seguridad contra el deslizamiento.



h= 5.4 m

W= (ϑ mampostería) Vol

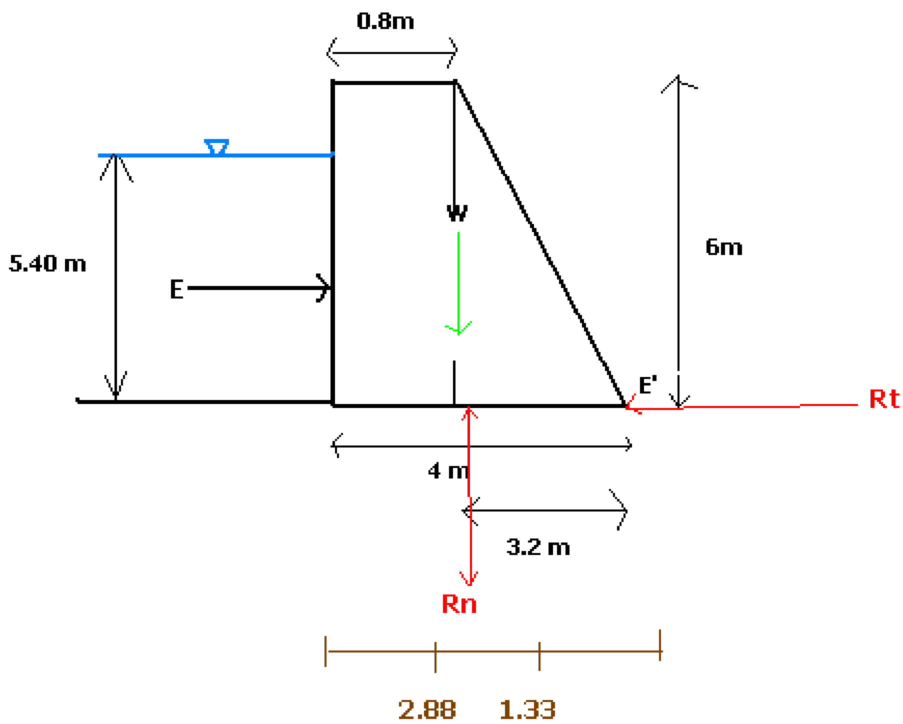
H = 6m W= (2200 Kg/m^3) (14.4m^3)

Bm= 0.8m W= 31,708. 8 kg

B_M= 4.0 m

E= $\frac{(1000)(5.4)^2}{2}$ = 14,580 kg

Para determinar la posición de la línea de acción del peso del muro, descomponemos el trapecio en 2 figuras, un triangulo y un rectángulo cuyo centro de gravedad es fácil de encontrar, tomando momentos estáticos con respecto a E'.



Para la estabilidad de la presa es necesario que :

Excentricidad (e) = 0.21

El coeficiente de seguridad contra el volteamiento es igual :

$$\frac{M\ maximo}{M\ actuante} = \frac{(31680)(2.62)}{(14580)(1.80)} = 3.2$$

El coeficiente de deslizamiento es igual

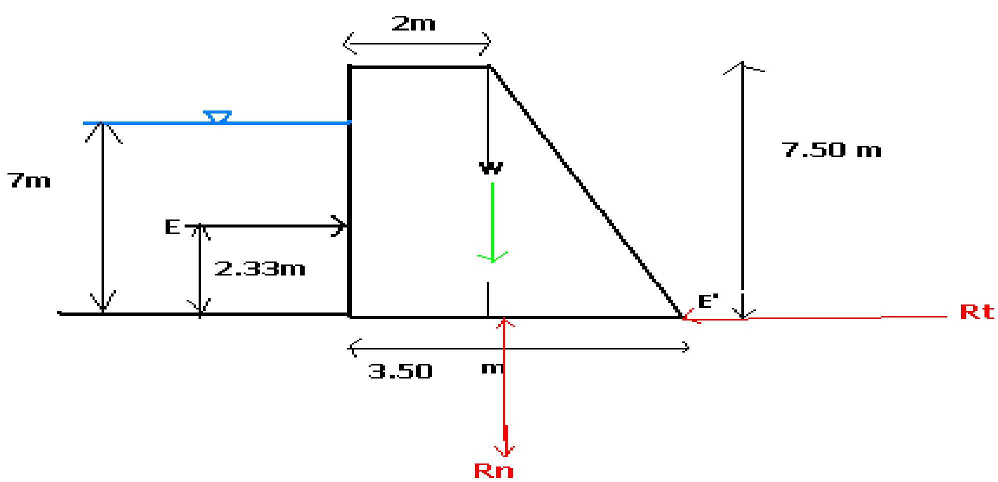
$$\frac{Rtmaximo}{Rt\ actuante} = \frac{WM}{Emp} = 1.12$$

Una presa de mampostería de forma helicoidal tiene un espesor de 2m en la corona, 3.50 m en la base, la altura del agua es de 7m, la altura total de la presa 7.50 m, el peso volumétrico del concreto 2400kg/m^3 y su coeficiente de fricción es de 0.25

A) En que punto intersecta la resultante del empuje y el peso

B) coeficiente de seguridad de deslizamiento

C) coeficiente de seguridad de volteamiento



Θ

concreto = 2400 Kg/m^3 μ = 0.25

W= (2400 Kg/m^3) (20.62) E= $\frac{(1000)(7)(7)}{2}$ = 24500 kg/m^3

W= 49500 kg

Área del rect = 15m^2 Área del triángulo = 5.63m^2 Área del trapecio =20.63 m^2

ME'T=ME'r +ME't

ME'T = 20.63 x ME'r= ((2)(7.5))(2.5)=37.5 ME't= 5.63

20.63x = 37.5 +5.63

X= $\frac{43.13}{20.63}$ = 2.09 m

WL = f $\frac{h}{3}$ e= 1.75-2.09 =0.34

L= $\frac{(7)(24500)}{3(49,500)}$ = 1.15m

Volteamiento

$\frac{M\ maximo}{M\ actuante}$ = $\frac{(495009)(2.09)}{(24500)(2.33)}$ = 1.83m

Deslizamiento

$\frac{Rtmaximo}{Rt\ actuante} = \frac{WM}{E} = \frac{(49500)(0.25)}{24,500}$ = 0.5 …….No da

Tomemos μ = 0.75 en este mismo caso y el coeficiente de deslizamiento será 1.51

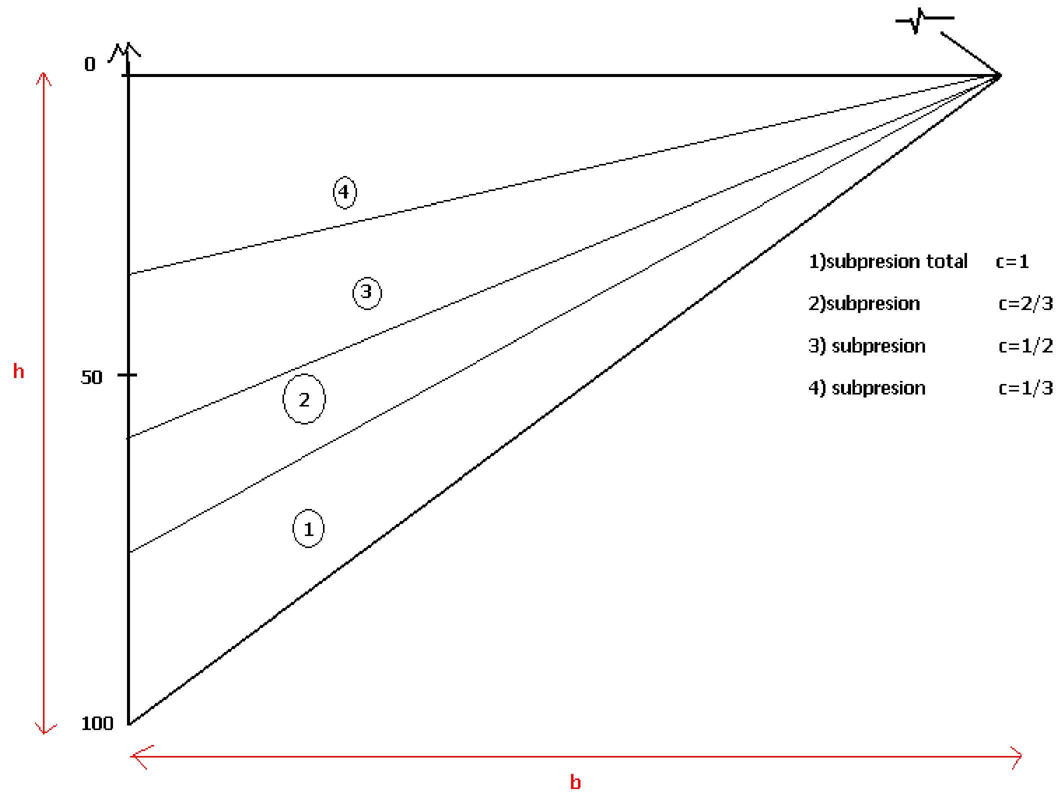
SUBPRESIÓN

En virtud de la presión hidrostática y la ley de Pascal, el agua almacenada tiende a filtrarse por las juntas de la presa y por la base del muro de cimentación. Independientemente de las medidas tomadas para eliminar en lo posible estas filtraciones, diremos que esta agua ejerce una presión hacia arriba, en otras palabras podemos decir q el peso de la presa está soportado parte por esta agua y parte por la cimentación. A este efecto se le llama subpresión.

Podemos decir que la subpresión:

1.- Reduce la estabilidad contra el deslizamiento

2:-Reduce la estabilidad contra el volteamiento

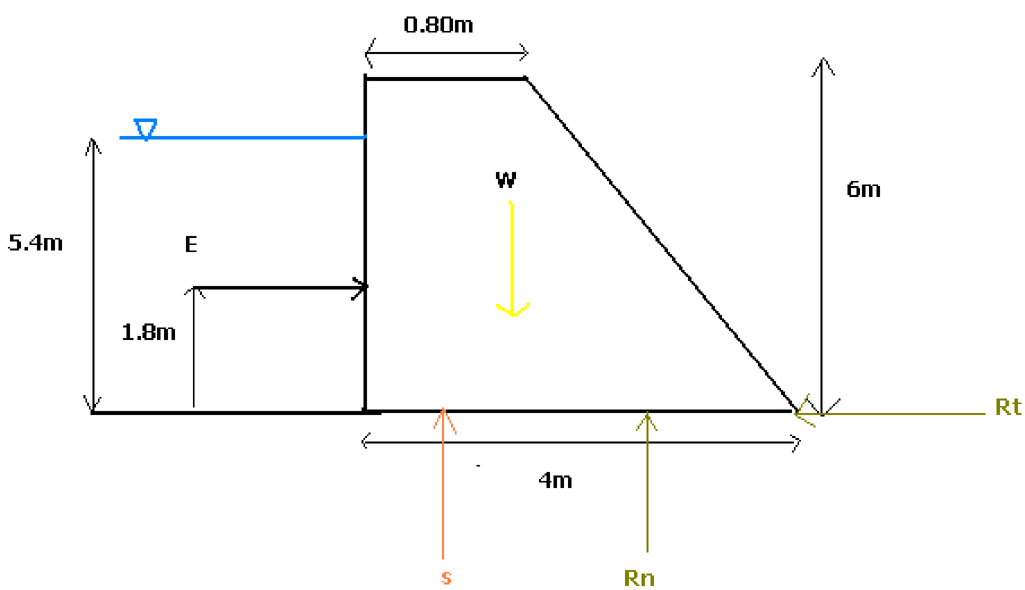


Una presa de mampostería de sección trapezoidal tiene un espesor de 0.8 m en la parte superior, 4 m de base. La altura del agua almacenada llega a 5.4m arriba de la base. La altura del muro es de 6m su peso volumétrico es de 2200Kg7m^3 : El terreno donde se desplanta es muy permeable, es decir, muy arenoso con un coeficiente c=1, o sea que la carga por perder es de 5.4m con un recorrido de filtración de 4m

A) En qué punto intercepta la base, la resultante del peso y el empuje

B) Los coeficientes de seguridad

W=31680 kg   Rn= W-S



E=14520 kg   Rn= 20880 kg

C=1

S=10800 Kg

Calculando el momento con respecto a E'   x=1.35m

El coeficiente de volteamiento es de 1.07

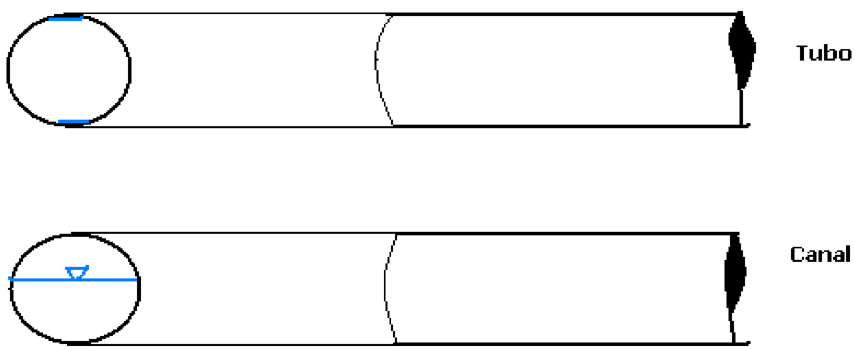
El coeficiente de deslizamiento es de 0.75

HIDRODINÁMICA

Un fluido en movimiento presenta en algunos casos condiciones muy complejas y por lo tanto el fenómeno no puede ser expresado de una manera exacta en alguna forma matemática debido a las condiciones exteriores variables.

Cuando un liquido llena perfectamente un conducto de sección transversal circular ejerce una cierta presión sobre el mismo, se dice que el conducto está trabajando como tubo.

En otros casos el líquido que circula no puede llenar completamente el tubo, entonces se dice que está trabajando como canal.



"El volumen del agua que pasa por una sección recta es la unidad de tiempo , se llama gasto" y se designa con la letra Q

Q= Vol . A (m^3/s)

1 m^3/s = 1000lps (lts/seg)

Si el diámetro de un conducto es d, entonces el gasto será :

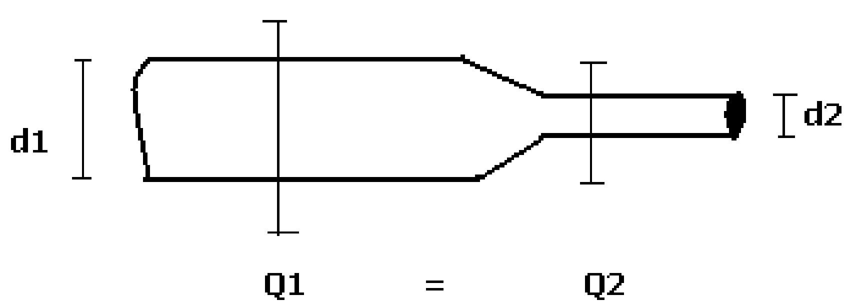
$$Q = \frac{\pi}{4} d^2$$

Cuando el gasto es igual en todos las secciones de un conducto, se dice que el régimen de escurrimiento es permanente.

Cuando el régimen es permanente y el conducto tiene el diamtero variable, la velocidad es diferente para cada sección e inversamente proporcional a ella, de tal manera que :

$$Q= A_1 V_1 = V_2 A_2 \ldots\ldots\ldots = A_n V_n$$

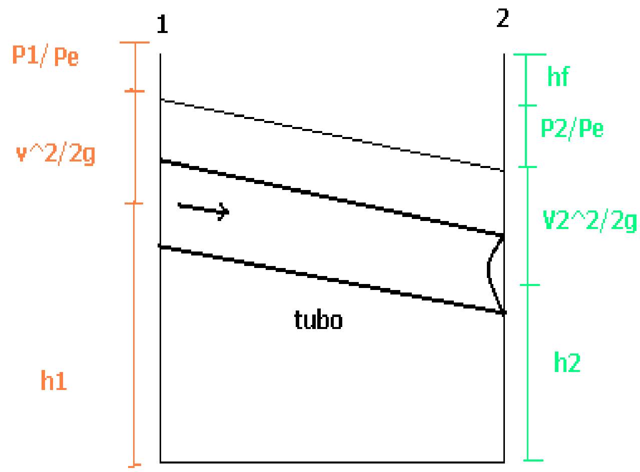
Esto se conoce como la ecuación de la continuidad.



TEOREMA DE BERNOULLI

$$h_1 + \frac{V1^2}{2g} + \frac{P1}{\vartheta} = h_2 + \frac{V2^2}{2g} + \frac{P2}{\vartheta} + hf$$

Este teorema se interpreta como “ si no hay perdidas de carga entre 2 secciones de la circulación de un liquido el régimen permanente, la suma de las cargas de altura o de posición, de velocidad y de presión es constante en cualquier sección del liquido”

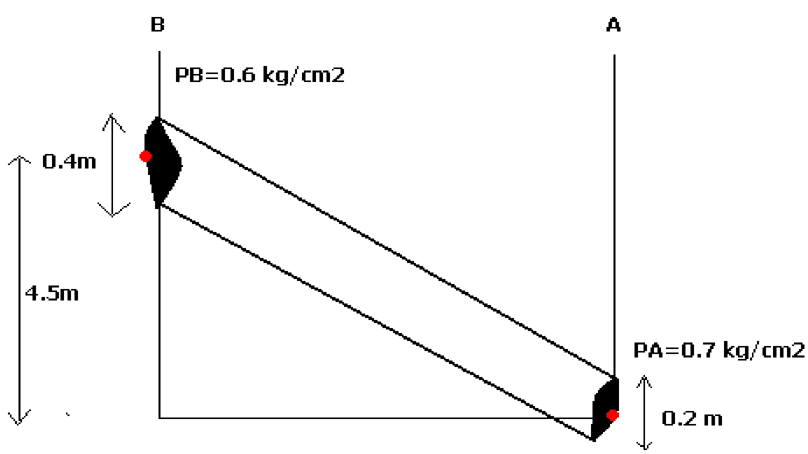


h_1 = altura o carga de posición

$\frac{V1^2}{2g}$ = carga de la velocidad

$\frac{P1}{\vartheta}$= carga de la presión

El diámetro de un tubo cambia gradualmente de 0.2 m hasta 0.4m en el punto B, el punto A está a 4.5m abajo del B, las presiones en el punto B y A son 0.7 kg/cm^2 y 0.6 kg/cm^2 despreciando la perdida por fricción. Calcular el gasto con lts/seg.



Punto B

1.-h_B = 4.5m

Punto A

h_A=0 A_A= 0.03m^2

V_A=Q/ 0.03

2.- $\frac{VB^2}{2g}$

$Q= V_B A_B$

A_B=0.125 m^2

$V_B^2= Q^2/0.016$

$\frac{VB^2}{2g}=\frac{Q^2}{0.31}$

$V_A^2=Q^2/0.009$

$\frac{PA}{\vartheta}$= 7.0m

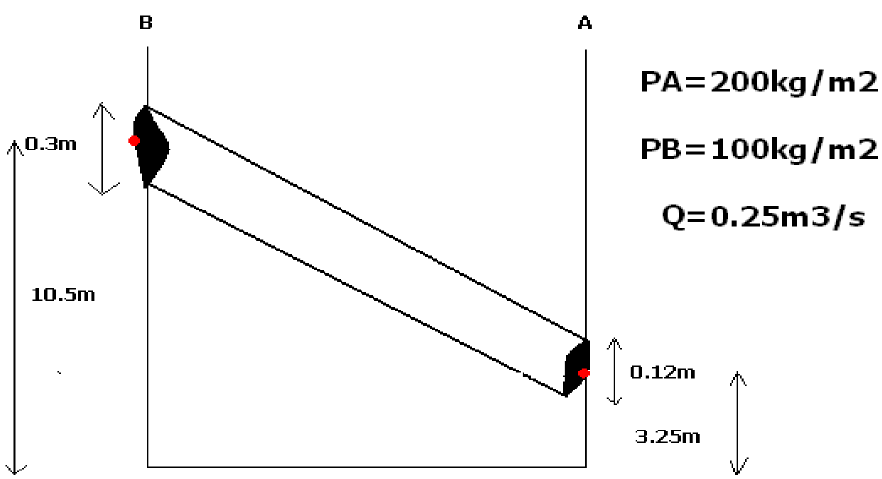
Sustitución

4.50m+ $\frac{Q^2}{0.31}$+6 = $\frac{Q^2}{0.019}$+7

Q= 2.66 lts/seg

3.- $\frac{PB}{\vartheta}$= 6m

4.50m+ $\frac{Q^2}{0.31}$+6=



Q= VA

$h_1+ \frac{VA^2}{2g} + \frac{PA}{\vartheta}= h_2+ \frac{VB^2}{2g} + \frac{PB}{\vartheta}$ +hf

Para el punto B

$V_B= \frac{Q}{A} = \frac{0.25m^3/s}{0.07}$ = 3.57 m/s

$\frac{VB^2}{2g}= \frac{(3.57)^2}{19.62}$ = 0.64

Para el punto A

$V_A = \frac{Q}{A}= \frac{0.25m^3/s}{0.011}$= 22.72m/s

$\frac{VA^2}{2g} = \frac{(22.72)^2}{19.62}$= 26.30

$\frac{PB}{\vartheta} = \frac{100}{1000} = 0.1$

$\frac{PA}{\vartheta} = \frac{200}{1000} = 0.2$

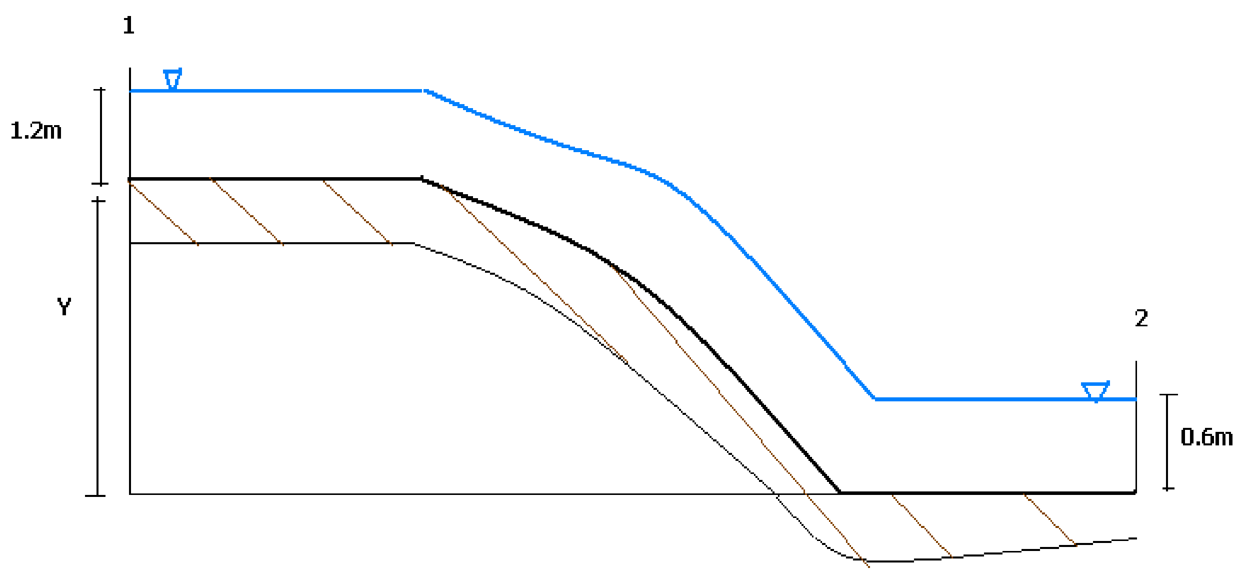
10.5 +0.64+0.1= 11.24m

3.25+26.30+0.2 = 29.75m

11.24= 29.75+hf

hf= 18.51m

En un canal de concreto, el tirante es de 1.2m y el agua fluye a una velocidad media de 2.4 m/s hasta un cierto punto, donde debido a una caída la velocidad se elva a 12 m/s reduciéndose el tirante a 0.6m. Despreciando las pérdidas por fricción. Determinar las diferencias de nivel entre las dos partes del canal.



$(\text{Y}+1.20) + \frac{VB^2}{2g} = 0.6 + \frac{VA^2}{2g}$

$(\text{Y}+1.20) + \frac{(2.4)^2}{19.62} = 0.6 + \frac{(12)^2}{19.62}$

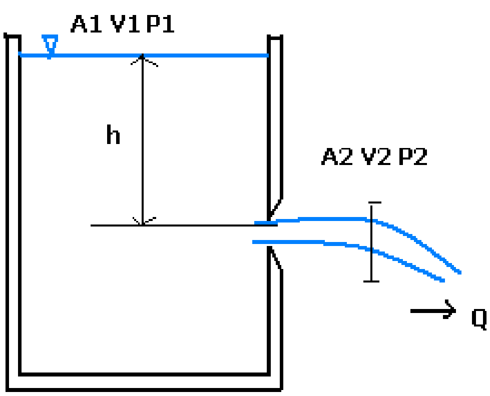
(Y+1.20) + 0.29 = 7.93

Y= 7.93 -0.29 – 1.20

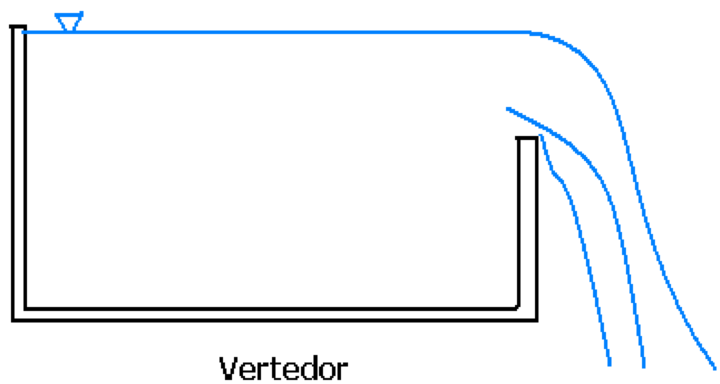
Y= 6.44 m

FLUJO DE ORIFICIOS

Desde el punto de vista hidráulico, los orificios son perforaciones que generalmente son de forma geométrica y perímetro cerrado, hechos por debajo de la superficie libre del liquido, en las paredes de los depósitos, tanques, canales o tuberías. Las aberturas hechas hasta la superficie libre del liquido constituyen vertedores



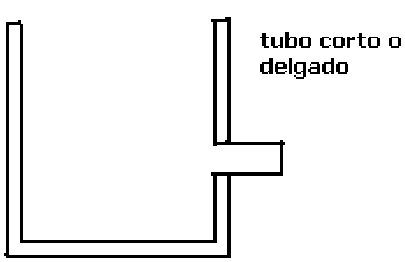
Orificio

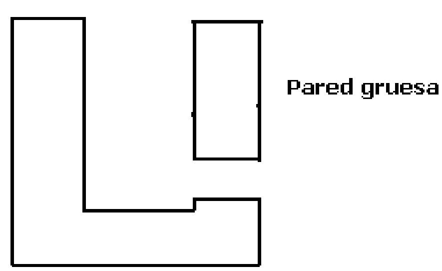


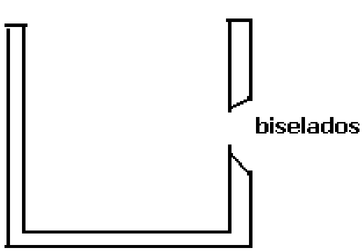
Vertedor

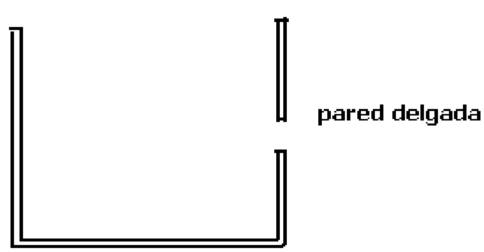
Q= C $\sqrt{2gh}$ C= coeficiente de descarga   h= carga que tiene el orificio

Q= V .A







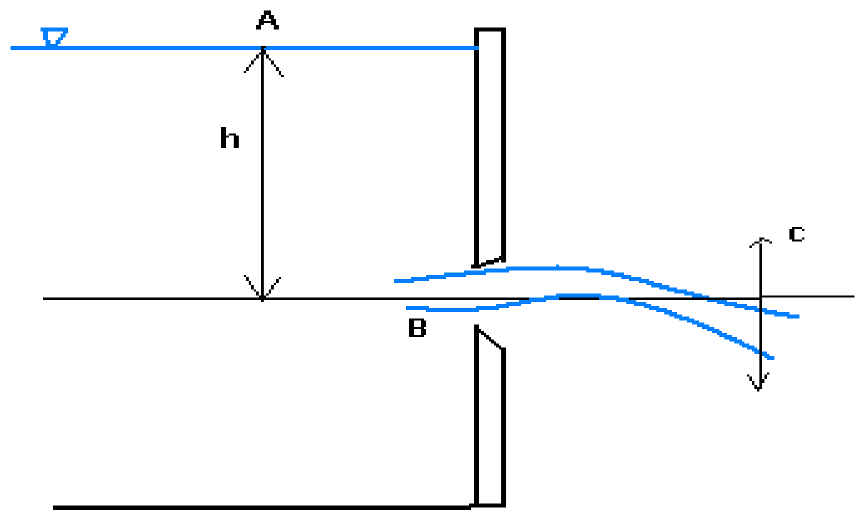


Orificios de pared delgada: a estos orificios también se les llaman biselados y tienen forma de cómo se indica en la figura. El agua al salir por el orificio lo llena completamente después inmediatamente la vena liquida sufre contracción que llega a ser extrema en la parte que se llama sección contraída y tiene mucha importancia a lo que se refiere a la forma como el liquido sale por el orificio,

Si calculamos el gasto en un orificio en el que no se considera si es pared gruesa o delgada y aplicando el teorema de bernoulli entre los puntos A y B de la figura encontramos que la velocidad y el gasto son:

V= $\sqrt{2gh}$

Q= A $\sqrt{2gh}$



Si en la misma figura formamos la sección controlada “C” donde el líquido está en régimen normal, la presión en un punto de esa sección hacia adelante será igual a la atmosférica, pues el liquido está en contacto con ella, con lo anterior veremos que es lo que pasa con los puntos B y C.

La velocidad en el punto C comparada con la velocidad en B es mayor, debido a que en C la sección es menor como el gasto es constante resulta que la velocidad en B es menor que en C.

Para el teorema de bernoulli tenemos:

$$h_1 + \frac{VA^2}{2g} + \frac{PA}{\vartheta} = h_2 + \frac{VB^2}{2g} + \frac{PB}{\vartheta} + hf$$

Asumiendo que h_B es igual a h_c y que la $V_B < V_A$ para que se pueda verificar la ecuación anterior es necesario la presión b sea mayor que la presión en el punto C.

Esto quiere decir que la presión en B es mayor que la atmosférica por lo que el teorema de bernoulli deberá de aplicarse entra A y C y no entre A y B.

La velocidad teórica es V= $\sqrt{2gh}$ y el gasto teórico es igual a Q= A $\sqrt{2gh}$

Para modificar estas formulas y obtener los valores de la velocidad y gastos reales hay que tener en cuenta:

1.- Que velocidad de salida con el plano del orificio queda alterado por la fricción del liquido contra las paredes del tanque que lo contiene

2.-Que hay formación de una sección contraída que antes no se había tomado en cuenta. Por lo anterior la velocidad real será :

Velocidad real = $C_v \sqrt{2gh}$

Gasto real = 0.61 A $\sqrt{2gh}$

Se tiene un orificio practicado en una pared delgada de 12 cm de diámetro y a una profundidad de 2.4m de la superficie libre, el valor de la presión atmosférica en el lugar es de 58.6 cm/Hg.

Determinar :

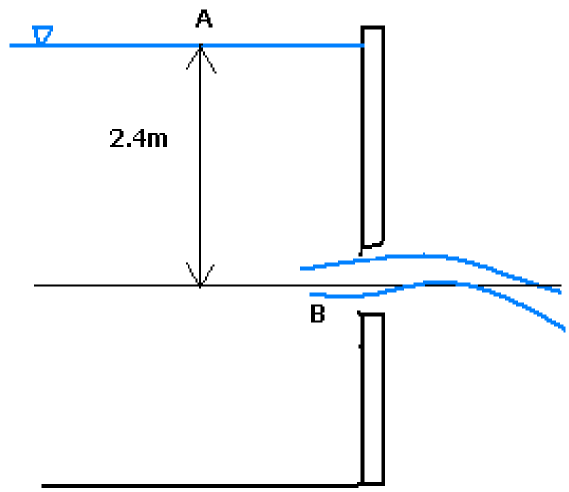
A) La velocidad y gasto teórico

B) Gasto real

C) La velocidad y presión del orificio

D) La velocidad en la sección contraída

E) El área de la sección contraída



Diámetro= 12 cm

V= $\sqrt{2gh}$

Patm= 58.6 cm/Hg

V= $\sqrt{2(9.81)(2.4)}$

P=2.4m V= 6.86 m/s

Q= A $\sqrt{2gh}$ A= $\frac{\pi(0.12)^2}{4}$ = 0.011m^2

Q=0.011$\sqrt{2(9.81)(2.40)}$ Q= 75.48 lts/seg

Q= 0.61 A $\sqrt{2gh}$ Q= 46.03 lts/seg

Q= V .A V= Q/A 46.03/0.011= V=4.18m/s

$V_C = C_v\ \sqrt{2\square h}$ $\quad = 0.97\sqrt{2(9.81)(2.4)}$ $\quad$ $V_c = 6.65$ m/s

58.6cm/ Hg-----------7.97m

Aplicando bernoulli $\quad \frac{\square\square^2}{2\square} + \frac{\square\square}{\square} = \frac{\square\square^2}{2\square} + \frac{\square\square}{\square}$

$\frac{(4.18)^2}{2(9.81)} + \frac{\square\square}{\square} = \frac{(6.65)^2}{2(9.81)} + 7.97\square$ $\quad$ $P_B = 9320$ kg/m^2

$Q = V_c\,A_c$ $\quad A_c = Q/Vc = 0.00711 m^2$ $\quad$ d=9.5 cm

Orificios practicados en pared gruesa: Dándoles a estos orificios una forma conveniente, se puede en ellos eliminar la sección contraída de tal modo que al salir el líquido de la sección del orificio es igual a la del chorro.En estas condiciones del gasto, se obtendrá multiplicando la velocidad de salida por el orificio (área)Si se trata de un orificio circular de diámetro “d” el gasto con orificios de pared gruesa es igual a: $Q = 3.373\ d^2\ h^{1/2}$

Se tiene un orificio circular practicado en pared delgada de diámetro de 26cm y una carga de 5.5 m, determinar el gasto real.

Pared Delgada

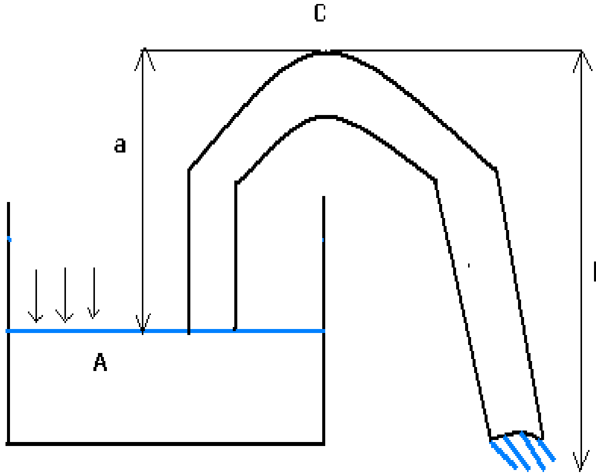
$Q = 0.61\ \left(\frac{\square(\square.26)^2}{4}\right)\ \sqrt{2(9.81)(5.5)}$ $\quad$ Q= 336 lts/seg

Pared Gruesa

$Q = \ 3.373\ (0.26)^2\ (5.5)h^{1/2}$ $\quad$ Q=534 lts/seg

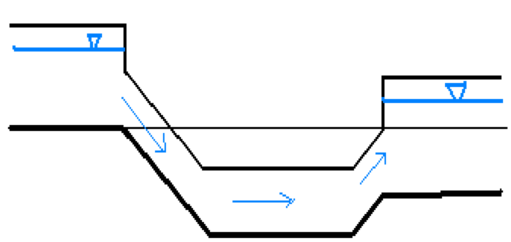
CONDICIONES HIDRAÚLICAS DEL SIFÓN

En algunos casos de conducción de agua, puede suceder que se interponga algunos cálculos: Para salvarlo se usa lo que es un sifón que puede ser de las siguientes maneras:



sifón

sifón invertido

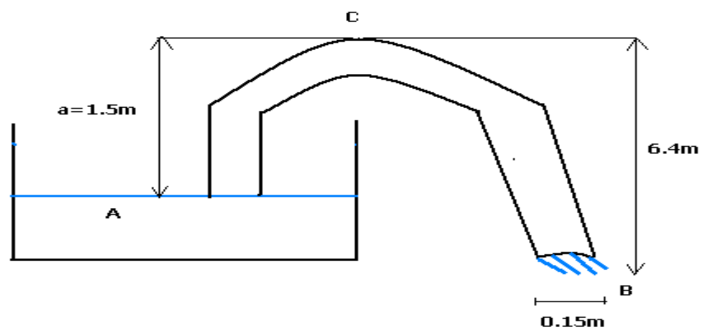


En la siguiente figura se muestra el sifón que descarga agua en un tanque la diferencia de nivel entre el punto A en la superficie libre y el vértice del sifón es a=1.5m y la diferencia de altura entre el vértice y el punto B es de 6.4m. EL diámetro de la tubería es de 0.15m Si hay una pérdida de fricción de 0.90 m entre el punto A y el vértice del sifón y de 1.10 m entre el vértice y el punto B.

-¿Cuál es la presión absoluta en el vértice expresado en kg/cm^2?

-Determinar el gasto lts/seg

. La presión atmosférica del lugar es de 58 cm de mercurio.



58.6 cm de Hg = 0.7710 Kg/cm^2

Para averiguar la velocidad de salida del liquido para el punto B aplicamos la ecuación de bernoulli entre A y B

$$h_1 + \cancel{\frac{\square\square^2}{2\square}} + \cancel{\frac{\square\square}{\square}} = \cancel{h_2} + \cancel{\frac{\square\square^2}{2\square}} + \frac{\square\square}{\square} + hf$$

V_B^2= 2.9 (19.62) = 7.54m/s

Esta es la velocidad del sifón, vamos a ver si es posible que el agua suba del punto A al vértice C con esa velocidad tomando en cuenta que P_A = 7710 Kg/m para ver si es posible la circulación de A a C aplicamos bernoulli entre A y C

$$h_a + \frac{\square\square^2}{2\square} + \frac{\square\square}{\square} = h_C + \frac{\square\square^2}{2\square} + \frac{PC}{\vartheta} + hf_{AC}$$

$$\frac{7710}{1000} = 1.5 + \frac{(7.54)^2}{19.22} + \frac{PC}{1000} + 0.90$$

$$7.71 = 1.5 + 2.89 + \frac{PC}{1000} + 0.90$$

$$2.42 = \frac{PC}{1000}$$

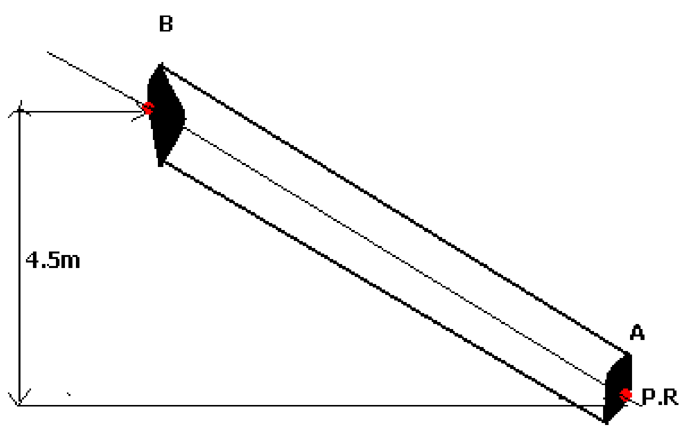
P_c= 2420 kg/m^2>>>>0.24 kg/cm^2

Q= VA Q=133lts/seg

Tabla de energías:

Puntos	h	$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{P}{\vartheta}$	hf	Σ cargas
A	4.90	0	7.7	0	12.61
B	6.40	2.89	2.4	0.90	12.61
C	0	2.89	7.7	1.10	11.7

El diámetro de un tubo cambia gradualmente de 0.20m en el punto A a 0.40m en B . El punto A está a 4.5m abajo del punto B ¿Cuál debe ser la diferencia de presiones registrada por 2 manómetros colocados en A y B cuando hay un gasto de 200 lts/seg, despreciando la fricción?



$$h_A + \frac{VA^2}{2g} + \frac{PA}{\vartheta} = h_B + \frac{VB^2}{2g} + \frac{PB}{\vartheta} + hf$$

Q = VA

V_A=Q/A = 200/0.031= 6451.61>>>>6.45m/s

V_B= Q/A= 200/0.125=1600>>>>>>1.6 m/s

$\frac{(6.45)^2}{19.62} + \frac{PA}{1000} = 4.5 + \frac{(1.6)^2}{19.62} + \frac{PB}{1000}$

$2.12 + \frac{PA}{1000} = 4.63 + \frac{PB}{1000}$

$(2.12 + \frac{PA}{1000} \cdot \frac{PB}{1000}) = 4.63$

$2120 + P_A - P_B = 4630$

$P_A - P_B = 2510\ kg/m^2$

En la siguiente figura, a=1.80 m, b=6m; el diámetro del vértice es de 12.7 cm y en b es de 15.2 cm. Determínese el gasto en lts/seg; asi como la presión absoluta en el vértice, despreciando la fricción. La Patm = 7970 kg/m^2

Diámetro en c= 12.7 cm

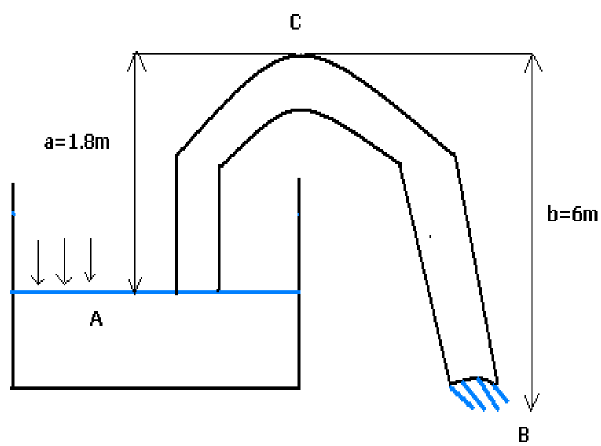
Patm= 7970 kg/m^2 >>7.97lts/m^2

C=0.127m

B= 0.152m

$A_c=0.012m^2$

$A_B=0.018m^2$



Aplicamos bernoulli entre A y B

$h_A + \frac{VA^2}{2g} + \cancel{\frac{PA}{\vartheta}} = \cancel{h_B} + \cancel{\frac{VB^2}{2g}} + \frac{PB}{\vartheta}$ $4.2 = \cancel{\frac{VB^2}{2g}}$ V_B= 9.07m/s

Aplicamos Bernoulli entre A y C

$\cancel{h_a} + \cancel{\frac{VA^2}{2g}} + \frac{PA}{\vartheta} = h_C + \frac{VC^2}{2g} +$ $\frac{7970}{1000} = 1.80 + \frac{(13.605)^2}{19.62} + \frac{PC}{1000}$

$7.97 = 11,23 + \frac{PC}{1000}$

P_c= -3260 kg/m^2 Al ser negativa quiere decir que no hay agua en el punto C

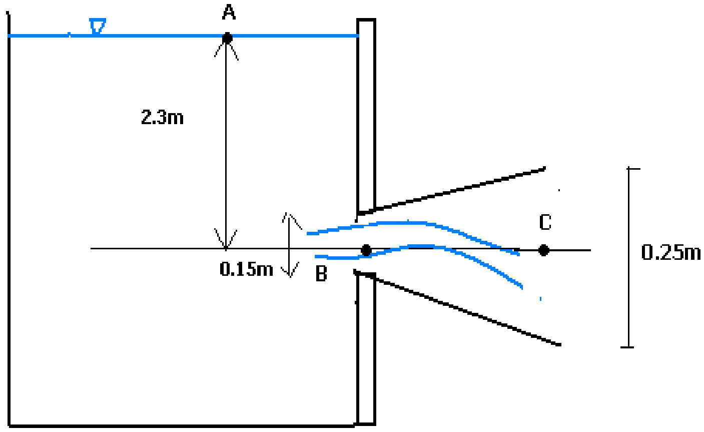
El gasto es constante

Q_B=V A_B

Q_B= (9.07) (0.018)

Q_B=0.163 m/s >>> 163.26 lts/seg

En el tanque de la figura demostrada, un tubo divergente acoplado a un orificio situado a una profundidad de 2.30 m debajo de la superficie del agua; el diámetro cambia gradualmente de 15 cm en la garganta a 25 cm en la salida despreciando la fricción, calcúlese el gasto en lts/seg; asi como la correspondiente presión en la garganta.



V= $\sqrt{2gh}$

V_B =$\sqrt{2(9.81)(2.3)}$ = 6.71 m/s

A_B= 0.0176 Q =0.0176(6.71) Q= 118.57 lts/seg

$h_1+\frac{VA^2}{2g}+\frac{PA}{\vartheta}= h_2+\frac{VB^2}{2g}+\frac{PB}{\vartheta}+$

Entre A y C

$2.3=\frac{VC^2}{19.62}$ V_c=6.71 m/s

Entre A y B

$2.30+\frac{PA}{1000}= 0.27+\frac{PB}{\vartheta}$ $P_A - P_B$=2024 kg/m^2

Entre B y C

$0.275+\frac{PB}{1000} = 2.29+ P_c$ $P_B - P_c$ = 2024 kg/m^2

CIRCULACIÓN DEL AGUA EN TUBERIAS

Supongamos que la figura representa la sección longitudinal de una parte de la tubería, si imaginamos una partícula cualquiera B del líquido, pueden suceder 2 cosas respecto al movimiento de esas partículas.

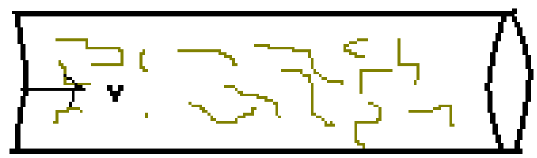
1.-Que tenga un movimiento dirigido en igual dirección del eje del tubo, es decir paralelo (a)

2.- Que tenga un movimiento con dirección indefinida (b)

a

Regimen laminas

b



regimen turbulento

Como el gasto depende de la velocidad de las partículas, en una sección dada para gastos grandes, el régimen es turbulento y para gastos pequeños se tendrá un régimen laminar.

Cuando el líquido comienza a moverse, y la velocidad es pequeña, el régimen es laminar; al ir aumentado la velocidad llega a un cierto valor a partir del cual el régimen se vuelve turbulento, este valor que tiene que alcanzar la velocidad para pasar el régimen laminar al turbulento se llama velocidad crítica alta y a la velocidad para la cual el régimen pasa de lo turbulento al laminar se llama velocidad crítica baja.

La determinación de la velocidad crítica ha sido verificada por Reynolds, los valores de estas velocidades críticas se llegaron a definir por medio de numerosos experimentos y asi se puede asegurar cuando un escurrimiento tiene un número de Reynolds menor a 2100 el régimen es laminar y cuando es mayor a 3000 el régimen es turbulento

$$R= \frac{VDP}{M}$$

El comportamiento de los flujos es básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad.

Viscosas < f inercia ……turbulenta

Viscosas > f inercia…….laminar

Estado transición- A medida de que gradualmente los efectos de corte comenzaran a efectuar las capas dentro del fluido y a reducir el tamaño del tapón en el centro del flujo, la velocidad aumenta desde el pozo hasta el tapón central, decae a 0

Cuando un liquido circula por un tubo sufre perdidas en su energía. Estas perdidas se deben a las siguientes causas.

1.-Perdidas por fricción

2.-Perdidas por entrada

3.-Perdidas por salida

4.-Perdidas por súbito ensanchamiento del tubo

5.-Perdidas por súbita contracción del tubo

6.- Perdidas por obstrucciones en el tubo

7.- Perdidas por cambio de dirección

Generalmente la perdida mas importante es debida a la fricción, aunque en ciertos casos algunas de las otras pueden ser de importancia y en otros pueden incluso no existir.

Cuando la tubería es de gran longitud, esta perdida es principal y llega a ser tan grande que a a veces pueden despreciarse las demás por ser muy pequeñas comparadas con ella, esta perdida la representamos (hf) y depende de:

A) El material del que esta constituido el tubo

B) El esta do de la tubería

C) longitud de la tubería

D) El diámetro

E) Velocidad de circulación del agua en la tubería

$$hf = f\,\frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

f= factor fricción

g= aceleración de la gravedad en m/s^2

hf= perdida de fricción en m

D= diámetro en m

L= Longitud del tubo en m

V= velocidad media medida en m/s

El factor fricción es función de la viscosidad y del número de Reynolds (Re) en el tubo

$$f\text{-}f(t,Re)$$

Si se representa la relación entre la perdida de energía y la longitud del tubo en que este ocurre es :

$$Sf= \frac{hf}{L} = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

De acuerdo con lo anterior, las leyes que rigen la perdida por fricción son:

1.- Es proporcional a la longitud de la tubería

2.-Es inversamente proporcional al diámetro del tubo

3.- Es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad de circulación

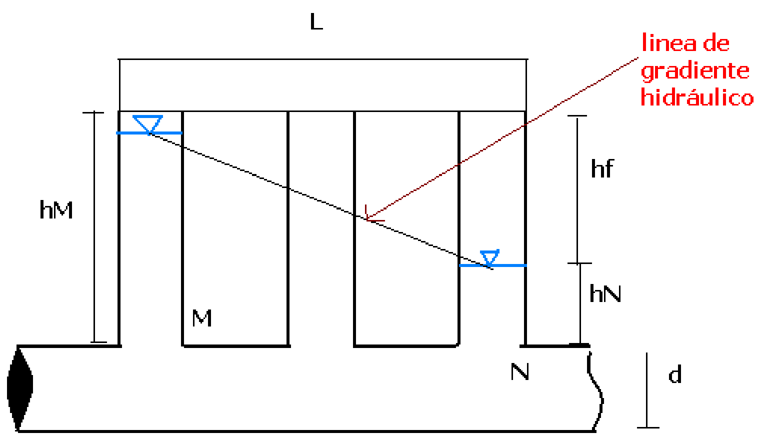
A estas 3 leyes se les conoce como Leyes de Chezy.

GRADIENTE HIDRAULICO

Supongamos un tubo horizontal de sección constante, por el cual circula el agua en el sentido indicado en la figura. La energía total que el líquido posee en un punto dado, es la suma de la carga de posición la carga de velocidad y la carga de presión.

Si en un punto "m" el tubo se hace un orificio y se inserta un tubo que llamamos piezométrico, el agua penetrará y ascenderá hasta un determinado nivel cuya altura es justamente la medida de la presión ahí

$$h_M = \frac{PM}{\vartheta}$$



A medida de que el liquido circula por el tubo, su energía total va disminuyendo, debido a que la va empleando en vencer a la fricción. Como el tubo es de sección constante, la velocidad de circulación es igual en todo el tubo y por lo tanto la carga de velocidad es la misma en toda la sección.

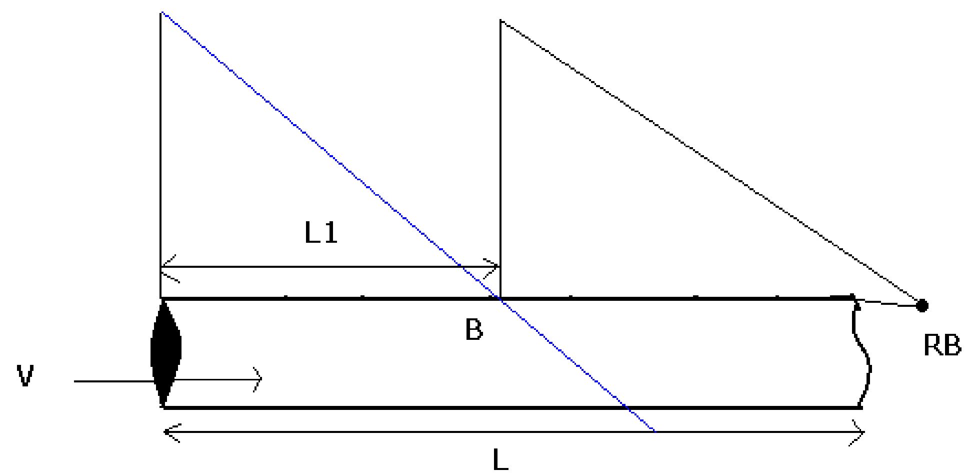
También dijimos que el tubo era horizontal, por lo tanto no hay perdida de energía de posición.

Si en un punto N situado en una distancia L adelante del punto M insertamos un tubo piezometrico, vemos que la altura es igual.

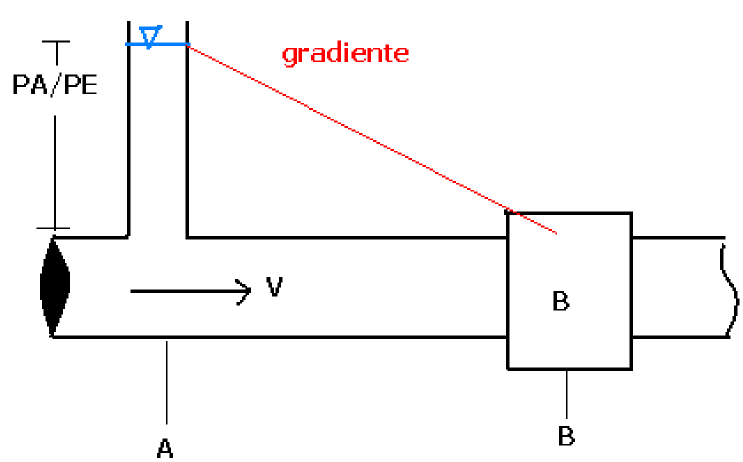
Es decir, es menor, la energía total en N es menos que en M, puesto que si no ha habido variación en la carga de velocidad y posición, en cambio la carga de presión si ha disminuido, osea que ha habido una perdida de carga y esta se debió a la fricción.

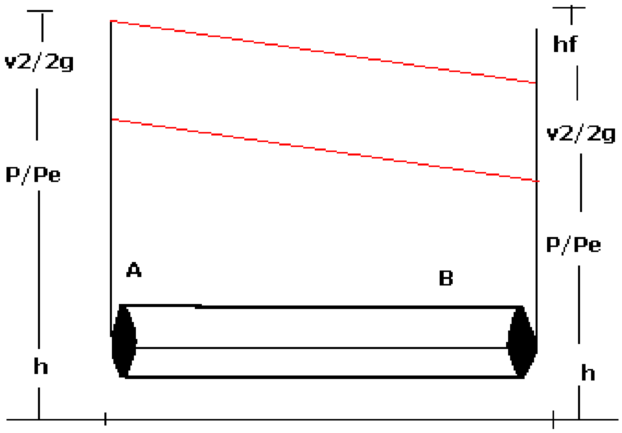
La línea de gradiente hidráulico esta estrechamente relacionada con el número de Reynolds, pues se ve afectada por la mayor o menor turbulencia de un liquido.

El cociente hf/L es la pendiente de la línea del gradiente hidráulico y también se llama pendiente hidráulica de la tubería, y es de mucha importancia del estado de escurrimiento del agua en los tubos.



Imaginemos una tubería por el cual circula agua, con un tubo piezometrico insertado como se indica en la figura, marcando una determinada altura h. En el punto B don de la línea del gradiente toca a la tubería, la presión es cero. Quiere decir que toda la energía de presión que tenia en el agua en el punto A se ha empleado en producir circulación de A a B y que si queremos que la circulación continúe mas allá del punto B tendremos que colocar una bomba.

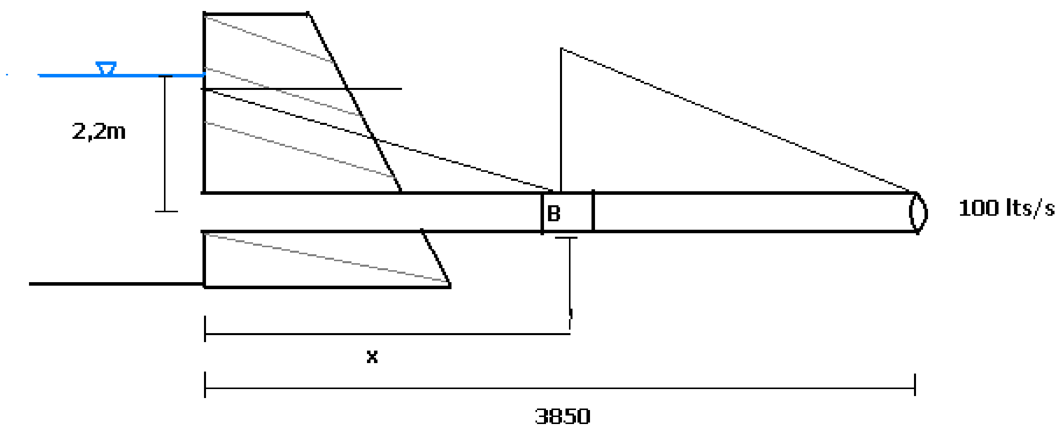




$h_1 + \frac{VA^2}{2g} + \frac{PA}{\vartheta} = h_2 + \frac{VB^2}{2g} + \frac{PB}{\vartheta}$ +hf

En un muro de retención de agua, a una profundida de 2.2m se ha colocado la entrada de una tuberia de concreto de 40 cm de diámetro y de 3850m. de longitud.

A la salida de la tuberia se requiere un gasto de 100 lts/s. ¿A que distancia x de la entrada hay que poner una bomba y cual deberá de ser la potencia del motor de la bomba si la eficiencia del conjunto es de 67%. Desprecience las perdidas de cerga menores.



$h_1 + \frac{VA^2}{2g} + \frac{PA}{\vartheta} = h_2 + \frac{VB^2}{2g} + \frac{PB}{\vartheta}$ +hf

hf=7.70m

$\frac{v^2}{2g} = \frac{(0.79)^2}{19.62} = 0.031$

h=2.2 – 0.031 = 2.169

h= 7.7-2.16= 5.54 m

VERTEDORES

Se llama vertedor a un dispositivo hidraúlico que consiste en una escotadura o abertura atravez de la cual se hace circular el agua.

Hay diferentes clases de vertedores según la forma que se obligue adoptar la secciónliquida que circula por la escotadura.

De modo que puede ser rectangular, trapezial, triangular, circular o de culaquier otra sección curva.

Las formas más utilizadas son las primeras 3, con el fin de conocer el gasto, para lo cual se mide el ancho L de la presa y la carga H del vertedor, medida a una distancia d de la cresta para evitar que se vea afectado por el avatimiento del perfil. Esta distancia varia de 5 a 10 veces la carga.

Cuando la longitud de L de la cresta es relativamente pequeña comparada con la del ancho B del canal, entonces las lineas del flujo del agua toman las direcciones indicadas en la planta y el chorro despues de la salida que sufre 2 contracciones laterales.

Para el calculo de vertedores hay diversas formulas, para este curso solo estudiaremos la f´romula de Francis.

Sistemas ingles $Q=3.33(L – 0.1 n h) h^{3/2}$ $Q=ft^3/seg$

Sistema métrico $Q=1.84 (L - 0.1 n h) h^{3/2}$ $Q = m^3/seg$

En un canal de agua, esta colocado un vertedor con 2 contracciones laterales, una longitud de cresta de 1.2m y una carga de 0.4m. Calcular el gasto que pasa por dicho canal.

Inles: 1.2m >>>>3.93 ft 0.4 m >>>>>1.31 ft

$Q=3.33(3.93 – 0.1 (2) (1.31)) (1.31)^{3/2}$

$Q=18.31\ ft^3/ seg$

Métrico :

$Q=1.84 (1.2 - 0.1 (2) (0.4)) (0.4)^{3/2}$

$Q= 0.52\ m^3/seg$

Se tiene un vertedor con 2 contracciones laterales, con una longitud de cresta de 1.15m y una carga de 0.28 m : determinar la carga que deberia de tener un vertedor sin contracciones laterales y con igual longitud de cresta, para dar salida al mismo gasto.

$Q=1.84 (1.15 - 0.1 (2) (0.28)) (0.28)^{3/2}$

$Q= 0.29\ m^3/seg$

$0.29= 1.84(1.15)(h)^{3/2}$

$h^{3/2} = 0.1465$ $h=0.27m$

Se tiene un vertedor con dos contracciones laterales, con una longitud de cresta de 1.15m: Determinar la carga necesaria para dar salida a un gasto de 300 lts/seg

0.3=1.84 (1.15 - 0.1 (2) (h)) $(h)^{3/2}$

$\sqrt[3]{(0.163)^2}$ =

0.298 = [1.15-0.1(2)(h)] (h)

$-0.2h^2 + 1.15h - 0.298 = 0$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{1.15 \pm \sqrt{1.15^2 - 4(0.2)(0.298)}}{2(0.2)}$$

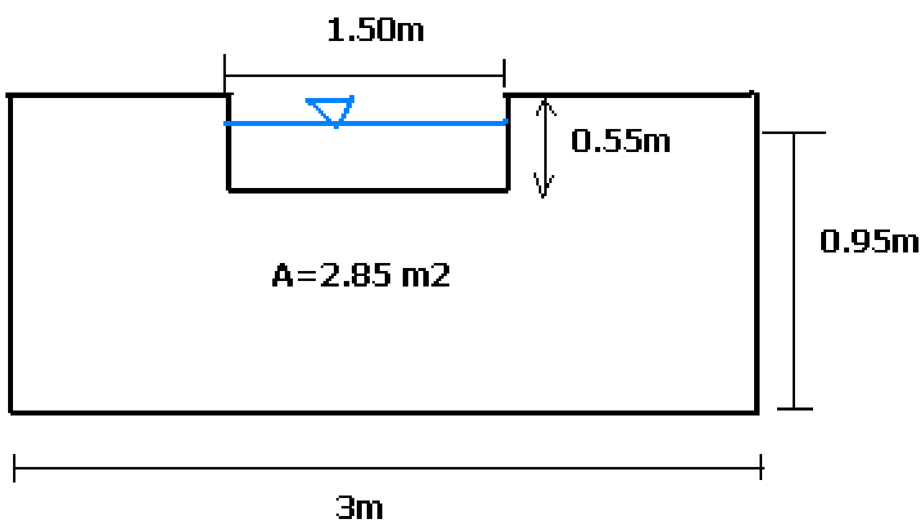
X1= 5.47 m X2= 0.275m

VELOCIDAD DE LLEGADA

Habra casos en los cuales el agua llega al vertedor con una determinada velocidad, de tal manera de que si la relación entre las dimsensiones del vertedor y las del canal está en tal proporción, se alteran las condiciones mecánicas des escurrimiento que sirvieron para estableces la fórmula general.

Si la velocidad en el canal es grande, se puede sentir su efecto en el vertedor, incrementando el gasto, es decir, paracera como si el vertedor estuviera trabajando con una carga mayor.

Un vertedor con contracciones laterales como se muestra en la figura tiene una longitud de cresta de 1.50m y una carga de 0.55m, está colocado a lsa salida de un canal rectangular de 3 m de ancho y en que circula el agua con un tirante de 0.45 m. Calcular el gasto.



Q=1.84 (1.50 - 0.1 (2) (0.55)) $(0.55)^{3/2}$

V= Q/A = 1.04/2.85

Q= 1.84 (1.39)(0.407) V= 0.36m/s

$Q=1.04\ m^3/seg$

Con el mismo fin de obtener el mismo gasto que se obtendrá con la velocidad de llegada, tenemos que aumentar la carga con una cantidad h_o equivalente a la velocidad de llegada.

h_o =es una cantidad de presión apartir de las cargas de la velocidad de llegada.

$$h_0 = \frac{Vo^2}{2g}$$

Por lo que la ecuación modificada queda de la siguiente forma

$$Q=1.84\ (L - 0.1\ n\ h)(\ h + h_0)^{3/2}$$

$h_{0=}\ \frac{(0.36)^2}{19.62} = 0.0066m$

1 tanteo :

$Q=1.84\ [1.50-0.1(2)(0.55)][0.55+ 0.066]^{3/2}$

$Q=1,84(1.39)(0.415)$

$Q=1.06m^3/s$

$V=\frac{1.062}{2.85} =0.37\ m/s$ $\qquad h_o=\frac{(0.37)^2}{19.62}= 0.0069m$

2 tanteo:

$Q=1,84(1.39)(0.415)$

$Q= 1.\ 063m^3/s$

$Q_{inicial}= 1.043\ m^3/s$

$Q(1tanteo)= 1.06m^3/s$

$Q(2\ tanteo)= 1.\ 063m^3/s$

En el vertedor de la figura anteriro, determinar el gasto cuando se tienen las siguientes condiciones:

L=1.50m h=0.55m B=1.60m d=0.73 n=0

$Q=1.84\ [1.60-0.1()(0.55)][0.55]^{3/2}$

$Q= 1.125m^3/s$

$V=\frac{Q}{A} = \frac{1.125}{1.168} = 0.963\ m/s$

$h_o = \frac{(0.963)^2}{19.62}$ $h_o = 0.047m$

<u>1 tanteo</u>

$Q=1.84(1.5)(0.461)$ $Q= 1.272\ m^3/s$

$V=\frac{1.272}{1.168} = 1.089\ m/s$

$h_o = \frac{(1.089)^2}{19.62} = 0.060m$

<u>2 tanteo</u>

$Q=1.84(1.5)(0.476)$ $Q=1.313\ m^3/s$

$V=\frac{1.313}{1.168} = 1.1275\ m/s$

$h_o = \frac{(1.1275)^2}{19.62} = 0.0647m$

<u>3 tanteo</u>

$Q=1.84(1.5)(0.55+0.0647)^{3/2}$ $Q=1.3301\ m^3/s$

$V=\frac{1.3301}{1.168} = 1.1387\ m/s$

$h_o = \frac{(1.1387)^2}{19.62} = 0.0660m$

<u>4 tanteo</u>

$Q=1.84(1.5)(0.55+0.066)^{3/2}$ $Q=1.334\ m^3/s$ >>>> Q real OK

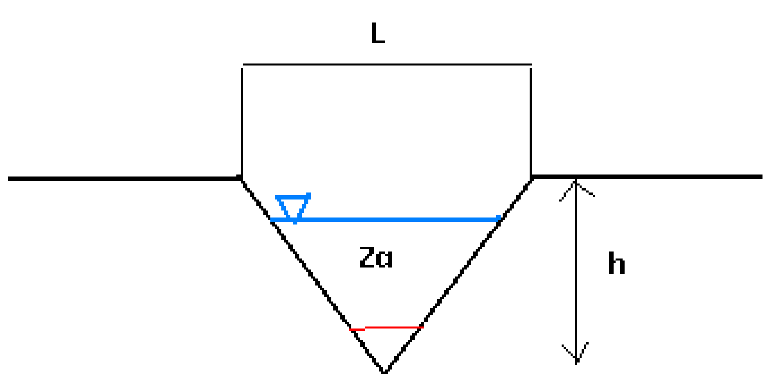
VERTEDORES TRIANGULARES

Otras de las formas de escotadura comunmente eb vertedores es la triangular. Para obetener la fórmula del gasto llamaremos "Zα" al angulo del vertedor, h la distancia del vertice del ángulo hasta la superficie libre del agua como se muestra en la siguiente figura.

$Q= C \tan \alpha\ h^{5/2}$

$\alpha = 45°$

$\tan 45° = 1$



Fórmulas generales.

Q= 2.54 $h^{5/2}$ Sistema ingles

Q= 1.40 $h^{5/2}$ Sistema métrico

Ejemplo

Si α = 30°

Q= (0.775) $h^{2.47}$ Sistema métrico

Calcular el gasto de un vertedor triangular con escotadura de angulo recto y una carga de 38 cm

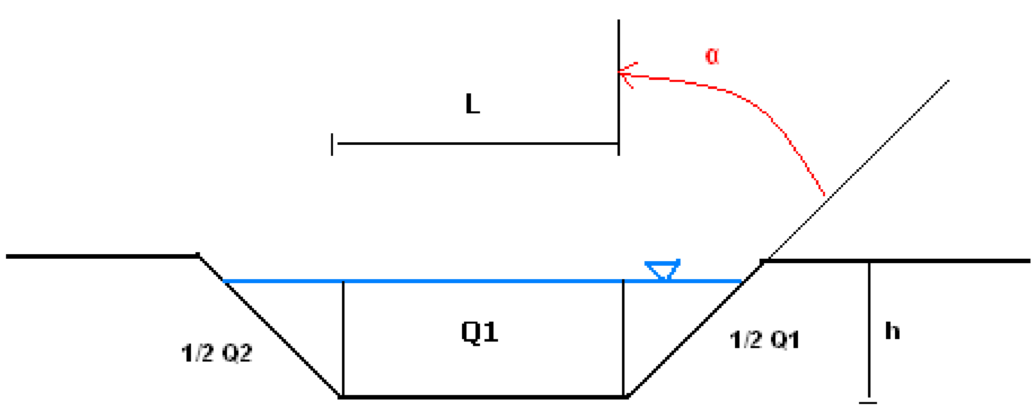
Q= 1.34 $(0.38)^{2..47}$

Q=0.122 m^3/s

Estos vertedores proporcionan un excelente método para medir gastos pequeños.

VERTEDORES TRAPECIALES

Al vertedor de la siguiente figura lo podemos descomponer en 2 partes, un vertedor rectangular y un vertedor triangular, de tal manera que tomemos lo siguiente.



Q_1= Q rectangular

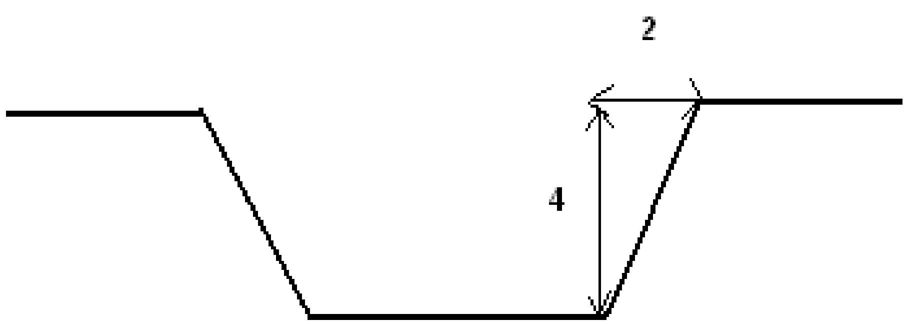
Q_2= Q triangular

$Q=1.84(L - 0.1nh)\ h^{3/2} + {}^{8}/_{15} \tan \alpha\ \ C \sqrt{2g}\ \ \ h^{5}/_{2}$

VERTEDOR CIPOLLETI

Supongamos un vertedor rectangular sin contracciones laterales, con una carga h y una longitud de cresta L, este vertedor tiene un determinado gasto. Si se tuviese otro vertedor con igual longitud de cresta e igual carga pero con contracciones, el gasto sería menor, pero puede hacerse que las paredes formen un determinado ángulo parara que aumente el gasto hasta hacerlo equivalente al primero, es decir, igual al de un rectangular sin contracciones, de igual longitud y de igual carga.

El vertedor cipolleti se caracteriza porque sus paredes tienen una inclinación tal de sus proyecciones son: 1 horizontal por 4 vertical y el gasto se calcula de la siguiente manera:



$Q=3.367\ L\ h^{3/2}$ sistema ingles

$Q=1.859\ L\ h^{3/2}$ sistema métrico

Determinar el gasto de un vertedor cipolleti que tiene una longitud de cresta de 1.85m y trabaja con una carga de 62 cm

$Q=1.859\ (1.85)(0.62)^{3/2}$ $Q=1.678\ m^3/s$

Que longitud de cresta deberá darse a un vertedor cipolleti para que descargue hasta 1500 lts/seg con un carga máxima de 40 cm

$1.5 = 1.859\ L\ (0.40)^{3/2}$ $L=3.189$

Se tiene un vertedor cipolleti, con una longitud de cresta de 1.3 m y una carga de 0.45m, si este se localiza en un canal rectangular cuya base vale 1.35m y su tirante es de 0.75 m

A) Cual será el gasto tomado en cuenta a la velocidad de llegada

B) Cuanto valdrá la longitud del espejo del agua, sobre la cresta del vertedor

C) Cuanto valdrá la carga de un vertedor rectangular con 2 contracciones para que con la misma longitud de cresta pase el mismo gasto

D) Cuanto debe valer la carga para que por un vertedor triangular con 90° de abertura pase el mismo gasto.

A) $Q=1.859\ L\ h^{3/2}$ $\qquad$ $Q=0.7259\ m^3/s$

$V=\frac{Q}{A} = \frac{0.7259}{1.0125} = 0.7169$ m/s $\qquad$ $h_o=\frac{(0.7169)^2}{19.62} = 0.0261$m

1 tanteo : $Q=1.859\ (1.3)\ (0.0261 + 0.45)^{3/2}$ $\qquad$ $Q=0.7939\ m^3/s$

$V=\frac{0.7939}{1.0125} = 0.7840$ m/s $\qquad$ $h_o=\frac{(0.7840)^2}{19.62} =0.0313$ m

2 tanteo: $Q=1.859\ (1.3)\ (0.45 + 0.0313)^{3/2}$ $\qquad$ $Q=0.8063 m^3/s$

$V=\frac{0.8063}{1.0125} = 0.7963$ m/s $\qquad$ $h_o=\frac{(0.7963)^2}{19.62} = 0.0323$ m

3 tanteo: $Q=1.859\ (1.3)\ (0.45 + 0.0323)^{3/2}$ $\qquad$ $Q=0.8094\ m^3/s$ >> Q real

B) Despeja la formula con el gasto real

$0.8094= 1.859\ L\ (h +h_0)^{3/2}$ $\qquad$ L= 1.3m

C) $Q=1.84(L-0.1nh)h^{3/2}$ $\qquad$ $0.57 =(L-0.1(2)h)h^{3/2}$ $\qquad$ $=0.57=1.3h-0.2h^{2\ -0.57}$

$$\frac{1.3\pm\sqrt{1.3^2-4(0.2)(0.57)}}{2(1.3)} = 0.92\text{m}$$

D) $0.8094=1.40\ h^{5/2}$ $\qquad$ $h=\sqrt[5]{(0.5781)^2}$ $\qquad$ h= 0.80m