

Módulo IV: Abastecimientos y Saneamientos Urbanos

HIDRAÚLICA BÁSICA

Autor: Ricardo González Igualada



Índice

1. INTRODUCCIÓN	3
2. CONCEPTO DE PRESIÓN.....	3
3. ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE LA HIDROSTÁTICA	3
4. PRESIÓN SOBRE LAS PAREDES LATERALES.....	4
5. TEOREMA DE TORRICELLI.....	4
6. TEOREMA DE BERNOULLI.....	5
7. TIPOS DE FLUJO.....	5
8. ESTADO DE FLUJO	6
9. PÉRDIDA DE CARGA EN UNA CONDUCCIÓN	6
10. LÍNEA DE ENERGÍA Y LÍNEA PIEZOMÉTRICA.....	6
11. PÉRDIDAS DE CARGA EN LAS TUBERÍAS	6
1º. PÉRDIDAS DEBIDAS A LA ENTRADA.....	6
2º. PÉRDIDA DEBIDA AL ROZAMIENTO A LO LARGO DE LA TUBERÍA	6
<i>Fórmulas antiguas</i>	6
<i>Fórmulas modernas:.....</i>	6
3º. PÉRDIDA DE CARGA EN CODOS Y CURVAS.....	6
4º. PÉRDIDA EN LOS CAMBIOS DE SECCIÓN.....	6
5º. PÉRDIDAS DE CARGA EN LAS LLAVES.....	6
6º. PÉRDIDA DE CARGA EN LAS BIFURCACIONES.	6
7º. PÉRDIDA DE CARGA EN EL DESAGÜE.....	6
12. GOLPE DE ARIETE.....	6
13. CHIMENEAS DE EQUILIBRIO.....	6
14. TRAZADO DE CANALES.....	6
15. RESALTO HIDRÁULICO	6
15.1. ENERGÍA TOTAL Y CRÍTICA	6
15.2. RESALTO HIDRÁULICO.....	6

1. Introducción

La Hidráulica es la ciencia y técnica que trata de las leyes que rigen el comportamiento y el movimiento de los líquidos, y de los problemas que provoca su utilización. Estudia las propiedades, leyes y efectos de los líquidos en reposo o en movimiento.

En el presente curso el líquido estudiado es el agua y por tanto todos los teoremas, postulados y fórmulas de hidrostática e hidrodinámica a que hagamos referencia, estarán particularizados a las características físicas (densidad, viscosidad, etc.) del agua. Igualmente, hemos de señalar que en los teoremas fundamentales de Hidráulica que tratamos a continuación, se ha eludido el desarrollo de sus demostraciones por no ser objeto de este curso.

2. Concepto de presión

Se llama presión en un punto de una masa de agua, la fuerza que el resto de la masa líquida ejerce sobre una superficie de área unidad, situada en ese punto.

$$P = \frac{F}{S}$$

Las unidades más utilizadas son:

1 atmósfera técnica (1 at) = 1 Kg/cm²

3. Ecuación fundamental de la hidrostática

En una masa líquida el valor de la presión es invariable en todos los puntos situados en la misma horizontal.

Si ahora consideramos dos puntos A y B situados en la misma vertical y separados por una distancia h, es de aplicación la "**ecuación fundamental de la hidrostática**" establece que **"entre dos puntos separados por una distancia vertical h, existe una diferencia de presión igual al peso de una columna líquida que tiene 1 cm² de base y como altura la citada distancia"**.

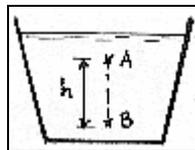


FIGURA 1

Esta ecuación es completamente general y se cumple siempre, aun cuando los dos puntos considerados no estén en la misma vertical.

4. Presión sobre las paredes laterales

Si en una vasija, como la de la figura 2, se sitúan manómetros a distancia h_1 , h_2 y h_3 del nivel del agua, se observará que las medidas de estos aparatos son: gh_1 , gh_2 y gh_3 respectivamente; es decir, que la presión en cualquier punto es función de la altura de la lámina de agua respecto a ese punto.

$$p = gh$$

de donde:

$$h = \frac{p}{g}$$

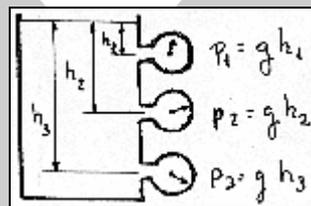


FIGURA 2

Podemos establecer que: una superficie cualquiera de una pared de un recipiente que contiene agua, está sometida a una fuerza normal a la pared, dirigida hacia el exterior y equivalente al peso de una columna líquida que tiene como sección recta la superficie considerada y como altura la distancia existente entre la superficie y el nivel del agua.

De igual forma, la presión que actúa sobre el fondo del recipiente depende exclusivamente de la altura del nivel del agua, no dependiendo para nada de la cantidad de agua almacenada.

De aquí el hecho de poder medir también la presión en metros de columna de agua y establecer su equivalencia con las otras unidades de presión.

$$10 \text{ m.c.a.} = 1 \text{ at.} = 1 \text{ Kg/cm}^2$$

5. Teorema de Torricelli

Si medimos la velocidad con que sale un líquido por un orificio practicado en una pared delgada del recipiente que lo contiene, llegamos a la expresión:

$$V = (2gh)^{1/2}$$

que fue enunciada por Torricelli como: **"La velocidad con que sale un líquido por un orificio practicado en la pared de una vasija, es la misma que adquiriría un grave que se dejase caer desde el nivel libre del líquido"**.

Despejando h en la fórmula anterior tenemos:

$$V^2 = 2gh; h = \frac{V^2}{2g}$$

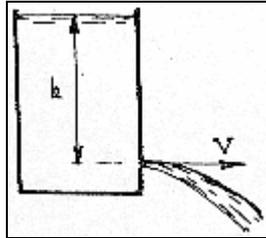


FIGURA 3

Si la sección del orificio es S, la cantidad de líquido que sale en la unidad de tiempo es:

$$V \times S$$

expresión que recibe el nombre de "**gasto teórico**". El "**gasto práctico**", o volumen que realmente sale en la unidad de tiempo, es algo menor que el teórico, debido a que la vena líquida se contrae, alcanzando esta contracción un valor en la mayoría de los casos igual a 0,6. De esta forma el gasto práctico o "**caudal**" viene dado por la expresión:

$$G = 0,6 \times V \times S$$

6. Teorema de Bernoulli

Este fundamental teorema de la dinámica de líquidos, establece que:

"En cualquier punto de un líquido, que se mueve en régimen permanente, la suma de la presión, de la presión debida a la velocidad y de la presión debida a la altura (sobre el plano horizontal de comparación), es constante".

Este teorema lo podemos expresar mediante la forma:

$$\frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2\rho} + H = \text{Constante}$$

El régimen permanente se establece cuando la cantidad de líquido que atraviesa, en un tiempo dado, cualquier sección del tubo, es siempre la misma.

7. Tipos de flujo

El flujo del agua en un conducto puede ser:

- Flujo en canal abierto.
- Flujo en tubería.

El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre, mientras que el flujo en tubería no la

tiene, debido a que en este caso el agua debe llenar completamente el conducto.

En el caso de canal abierto, la superficie libre está sometida a la presión atmosférica. En el caso de flujo en tubería, al estar el agua en un conducto cerrado, se haya sometido a la presión hidráulica.

8. Estado de flujo

El estado o comportamiento del flujo está gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo.

Efecto de viscosidad. El flujo puede ser **laminar**, **turbulento** o **transicional** según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.

El flujo es laminar, si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las de inercia, de forma que la viscosidad juega un importante papel en la determinación del flujo. En el flujo laminar, las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves (o líneas de corriente) bien definidas, de forma que las capas de espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre las capas adyacentes.

El flujo turbulento se produce cuando las fuerzas viscosas son débiles respecto a las fuerzas inerciales. Las partículas de agua se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves ni fijas, pero en su conjunto todavía representan el movimiento hacia delante de toda la corriente.

Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un estado mixto o transicional.

9. Pérdida de carga en una conducción

Si consideramos una masa de agua que se mueve por una conducción forzada y aplicamos el teorema de Bernoulli a dos moléculas A y B, se verifica:

$$\frac{\rho}{g} + \frac{V^2}{2g} + H = \frac{\rho_1}{g} + \frac{V_1^2}{2g} + H' + X$$

o bien:

$$h_1 + h_2 + H = h'_1 + h'_2 + H' + X$$

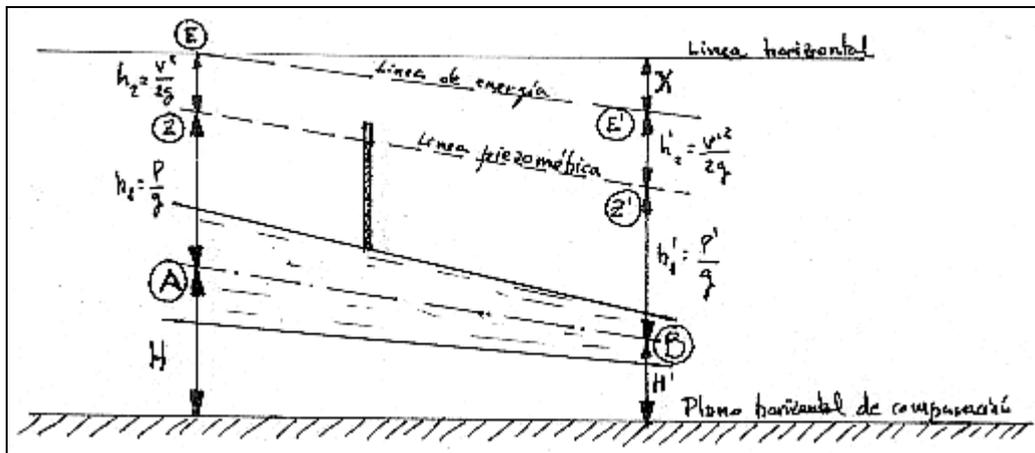


FIGURA 4

Como puede apreciarse aparece un sumando X en el segundo término de la igualdad, que no se considera en Bernoulli, y que es la pérdida de carga debida al rozamiento del agua con las paredes de la conducción, al trasladarse desde el punto A hasta el B.

Por lo tanto, de acuerdo con el teorema de Bernoulli podemos establecer que:

"Si consideramos dos moléculas de agua, A y B, en una conducción cerrada, la suma de las alturas debidas a la velocidad ($h_2 = v^2/2g$), a la presión ($h_1 = p/g$) y la de posición (H) sobre un plano horizontal de comparación en la molécula A, es igual a análoga suma en la molécula B, más la pérdida de carga (X) por rozamiento, desde A hasta B".

Es muy importante este concepto de suma de alturas, ya que es de aplicación directa en procesos de medida de caudales, cálculo de tuberías, etc.

10. Línea de energía y línea piezométrica

En la figura 4 se señalan tres líneas muy importantes:

- Línea horizontal.
- Línea EE' o línea de energía.
- Línea ZZ' o línea piezométrica.

La **"línea de energía"** es la formada por la suma en cada punto de las tres alturas debidas a la energía cinética, a la presión y a la energía potencial.

La **"línea piezométrica"** ZZ' es la resultante de sumar en cada punto las alturas h_1 y H, y se corresponde con el lugar geométrico de los niveles de agua de los tubos piezométricos conectados a la tubería.

La diferencia X de altura entre la línea de energía y la línea horizontal representa la pérdida de carga por rozamiento entre los puntos A y B.

La suma ($H + h_1 + h_2 + X$) en cada punto dará lugar a una **"línea horizontal"** de acuerdo con el teorema de Bernoulli.

Si los conceptos anteriores los aplicamos a una tubería de presión, obtenemos la figura 4.1

que representamos a continuación:

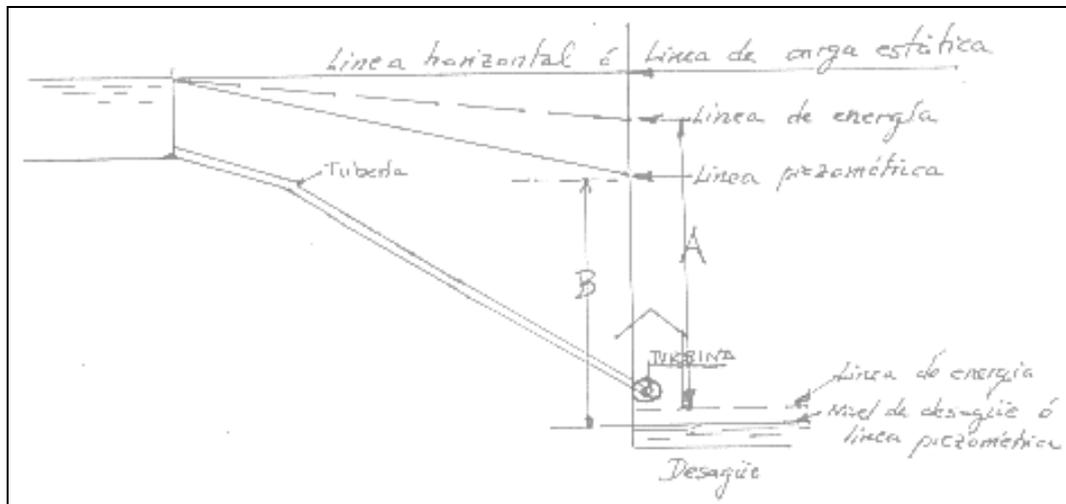


FIG. 4.1

La diferencia de alturas A entre las respectivas líneas de energía de la tubería junto a la turbina y la del desagüe, nos da la **ALTURA DE SALTO APROVECHABLE**, ya que representa la energía potencial utilizable, a la que habrá que restar la pérdida de la turbina, según el rendimiento de ésta.

La diferencia de alturas B entre líneas piezométricas, representa la energía potencial de presión.

11. Pérdidas de carga en las tuberías

Ya hemos visto anteriormente que al desplazarse una masa de agua por el interior de una conducción forzada, se producía una pérdida de carga debido al rozamiento de la masa líquida con las paredes de la conducción. Pero además de esta pérdida continua, existen otras pérdidas de carga puntuales debidas a una serie de causas diferentes al rozamiento.

Las pérdidas de carga en una tubería son debidas a:

- 1º Pérdida debida a la entrada del agua en la tubería
- 2º Idem. por rozamiento a lo largo de la tubería.
- 3º Idem. por desviación en los codos.
- 4º Idem. en los cambios de sección.
- 5º Idem. en las llaves.
- 6º Idem. en las bifurcaciones.
- 7º Idem. por velocidad necesaria para el desagüe.

A continuación detallaremos dichas pérdidas fijando la altura de carga que por cada una de ellas hay que restar de la total.

Dichas alturas se expresan en metros.

1º. Pérdidas debidas a la entrada.

Se produce por dos causas :

- a) Por la creación de la velocidad necesaria para el paso del caudal por la sección de entrada de la tubería.

Suponiendo nula la velocidad en la cámara de presión y llamando V a la velocidad en la entrada de la tubería, la carga necesaria para aquella será:

$$h_a = \frac{V^2}{2g}$$

- b) Pérdida por contracción de la vena líquida al adaptarse a la forma de la embocadura. Según el tipo de la embocadura variará el coeficiente de contracción enormemente según se trate de entradas abocinadas o no.

La pérdida de carga será

$$h_b = K \frac{V^2}{2g}$$

(sin abocinar) $1,9 \Rightarrow K \Rightarrow 1,0$ (abocinada)

Concretamente, como pérdida de agua total debido a la entrada suele tomarse:

$$h_1 = 1,50 \frac{V^2}{2g}$$

2º. Pérdida debida al rozamiento a lo largo de la tubería.

Es mucho más importante que las otras y, por ello, muchas veces la única que se tiene en cuenta.

Numerosas son las fórmulas dadas para hallar esta pérdida ya que han sido muchos los estudios del tema.

Fórmulas antiguas

Utilizadas con buenos resultados hasta finales del primero tercio del siglo XX, se caracterizan porque no tenían en cuenta la rugosidad del material de la tubería, estando basados en los ensayos realizados con tubos de pequeños diámetros (entre 0,10 y 0,50 m). Entre ellos destacamos:

1.- DARCY:

$$h_2 = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \text{ en la que: } \begin{cases} D = \text{diámetro en m.} \\ v = \text{velocidad en m/s} \\ L = \text{longitud tubería en m.} \\ h_2 = \text{pérdida de carga en m.} \end{cases}$$

Siendo λ un coeficiente con valor:

$$\lambda = 0,03975 + \frac{0,0010145}{D}$$

2.- **SONIER:**

Muy empleada en España para diámetros de hasta 1,0 m.

$$h_2 = 0,00214L \frac{Q^2}{D^{5,3}}$$

en la que:

- L = longitud tubería en m.
- Q = caudal en litros/segundo
- D = diámetro en milímetros
- h_2 = pérdida de carga en m.

Fórmulas modernas:

Todas ellas consideran la rugosidad de la tubería y como está construida (roblonada, soldada, ...). Están basados en ensayos realizados con tuberías de gran diámetro (instalaciones de Saltos de agua) y estas fórmulas también son de aplicación en el cálculo de canales para agua rodada. Entre ellas destacamos:

1.- **BAZIN:**

$$h_2 = \frac{4 \times v^2 \times L}{C^2 \times D}$$

en la que:

- v = velocidad en m/s
- L = longitud tubería en m.
- D = diámetro en m.
- h_2 = pérdida de carga en m.

Siendo C un coeficiente que a su vez es función de otros parámetros,

$$C = \frac{87 \times R^{1/2}}{R^{1/2} + \gamma}$$

en la que R es el radio hidráulico $\left(\frac{\text{sección mojada}}{\text{perímetro mojado}} \right)$, que en el caso de los tubos circu-

lares vale $\frac{D}{4}$, siendo D el diámetro de la tubería en metros.

El coeficiente γ expresa la rugosidad de la conducción. En la tabla 1 se indican diversas rugosidades para las fórmulas de Bazin y Kutter.



2.- KUTTER:

$$v = \frac{100 \times R^{1/2}}{b + R^{1/2}} \times (Ri)^{1/2}$$

en la que:

- v = velocidad en m/s.
- R = Radio hidráulico: $\frac{D}{4}$ en m.
- i = pérdida de carga por metro lineal de tubería
- b = coeficiente de rugosidad

Tipo de tubería	BAZIN	KUTTER
Tubería sin roblonadura longitudinal y con roblonadura transversal simple	0,10	0,20
Tubería con doble roblonadura longitudinal y simple roblonadura transversal	0,16	0,30
Tubería con roblonadura longitudinal triple o cuádruple y doble transversal	0,20	0,40
Tubería con mayores desigualdades que las anteriores o tuberías con incrustaciones	0,55	0,80

TABLA 1

En ensayos realizados con tuberías de paredes lisas y regulares, con un diámetro de 5,4 m. y 1970 m. de longitud, se obtuvo como valor de γ el de $-0,16$, en lugar de un valor positivo como los relacionados en la tabla 1.

Tendiendo a la simplificación de las fórmulas para canales y tuberías, se han dado diversas expresiones, entre las que merecen destacarse las de

3.- HAZEN & WILLIAMS:

$$v = 0,85 \times C \times R^{0,63} \times i^{0,54}$$

en la que i : pérdida de carga en m. por metro lineal de conducción.

y si pasamos i a pérdida por kilómetro de tubería

$$v = 0,0204 \times C \times R^{0,63} \times i^{0,54}$$

en ambas expresiones: v = velocidad en m/s.

R = Radio hidráulico

C = coeficiente de magnitud con valores:

Fundición nueva:	130
Fundición usada:	100
Roblonada nueva:	114
Roblonada usada:	97
Hormigón armado:	128
Mampostería (canales):	121
Canal liso:	140
Canal en tierra:	53
Canal con pared mayor:	34

4.- STRICKLER:

$v = M \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$ siendo v , R e i lo mismo que la fórmula de HAZEN & WILLIAMS y M el coeficiente de rugosidad:

Tubería muy roblonada:	70
Tubería poco roblonada:	95
Tubería de fundición o de hormigón:	90
Mampostería (canales):	60
Piedra tallada (canales):	80
Canal en roca:	20

5.- COLEBROOK (simplificada):

Actualmente es muy utilizada para el cálculo de la pérdida de carga en tuberías a presión, obteniéndose buenos resultados controlados con la verificación *in situ* de las instalaciones al circular diversos caudales.

Se caracteriza porque además de tener en cuenta la rugosidad del material de la tubería, considera a través del NÚMERO DE REYNOLDS la viscosidad cinemática del fluido transportado (en nuestro caso el agua).

Como valores más usuales del coeficiente de rugosidad K , señalamos los siguientes:

Tubería hormigón diámetro mayor de 800 mm.:	0,0005
Tubería hormigón diámetro menor de 800 mm.:	0,001
Tubería acero y fundición dúctil.:	0,0002
Tubería polietileno alta densidad:	0,0004
Tubería poliéster reforzado con fibra vidrio:	0,0001
Tubería PVC:	0,0001
Tubería uralita (no utilizable para agua potable):	0,0007

A continuación detallamos la fórmula y sus distintos parámetros.

La fórmula simplificada de COLEBROOK, da muy buenos resultados y responde a la siguiente expresión:

Pérdida de carga :

$$h_2 = \frac{\lambda \times V^2 \times L}{2 \times g \times D}$$

en la que:

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{K}{D} + \frac{68}{R} \right)^{0,25}$$

K= coeficiente de rugosidad del material de la tubería; varía desde 0,0001 en tuberías de PVC, hasta 0,0005 para tuberías de hormigón.

D = diámetro (en metros) de la tubería.

V = Velocidad del agua (m/s) : caudal/sección.

L = Longitud de la tubería (m)

g = aceleración de la gravedad : 9,81 m/s²

Nº de Reynolds : R = D x V /σ.

σ = Viscosidad cinemática del agua (t= 10° C): 1,3 x 10⁻⁶ m² /s

3º. Pérdida de carga en codos y curvas.

Cuando la vena líquida llega a un codo, las partículas en virtud de la inercia, tienen a conservar su dirección. Las que están próximas a las paredes interiores del ángulo se separan de ellas, con lo que la sección de paso de agua se contrae y se produce una pérdida de carga independiente de la producida por el rozamiento.

La pérdida de carga responde a la forma general :

$$h_3 = K \frac{V^2}{2g}$$

donde K es un coeficiente estudiado por varios autores y que depende del ángulo y radio del codo. Saint-Venant da la fórmula:

$$K = 0,157 \times (D/RC)^{1,5} \times (A^\circ/90^\circ)$$

A°= Ángulo del codo

D= Diámetro tubería

RC= Radio curvatura

4º. Pérdida en los cambios de sección.

Cuando la sección de un tubo cambia bruscamente, hay una pérdida de agua debida a los choques y remolinos que se producen en la vena líquida.

Si se trata de un ensanchamiento brusco, la pérdida de carga debida al aumento brusco de sección es :

$$h_4 = K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

Valores de K : $\begin{cases} \text{Ens. brusco} = 1 \\ \text{Ens. gradual} = \text{sen } \Omega / 2 \\ (\Omega = \text{ángulo con el eje}) \end{cases}$

en la que V_2 es la velocidad en la sección mayor y V_1 en la menor.

Si se produce un estrechamiento brusco, la pérdida de carga debida a la disminución brusca de sección es:

$$h_4 = n \frac{V_2^2}{2g}$$

en la que n es un coeficiente práctico y V_2 la velocidad en la sección estrecha.

El valor de n depende de la relación A_2 / A_1 en la que A_2 es el área de la sección estrecha y A_1 la de la sección más ancha.

Los valores de n, según CREAGER valen:

$A_2/A_1 =$	0,10	0,30	0,50	0,70	0,90	1
n =	0,38	0,32	0,24	0,15	0,04	0

5°. Pérdidas de carga en las llaves.

Son debidas a las aperturas parciales, por expansión de la vena líquida.

La pérdida de carga es :

$$h_5 = K \frac{V^2}{2g}$$

en donde V es la velocidad del agua en el tubo y K un coeficiente que depende del grado de apertura y del tipo de válvula.

Así en válvulas rectangulares, para relación de apertura igual a 0,1;

K = 193; mientras que cuando está abierta a la mitad (relación = 0,5)

K = 4 y cuando la válvula está abierta K = 0.

6º. Pérdida de carga en las bifurcaciones.

Cuando éstas existen, la pérdida de carga consta de dos sumandos, uno por creación de velocidad

$$\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

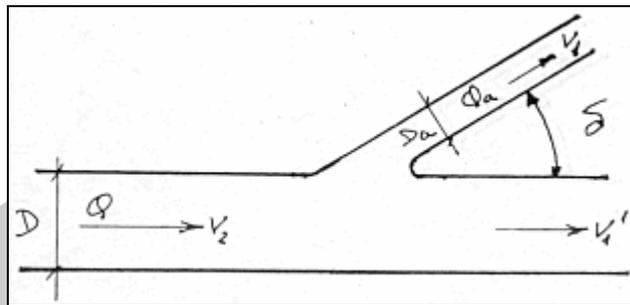


FIGURA 5

y otro referente a la contracción que depende de la forma bifurcación:

$$K \frac{V_1^2}{2g}$$

relativo al caudal Q_a que se desvía, variando los valores de K entre 0,30 y 0,88 en función del caudal desviado, del ángulo de la bifurcación y del diámetro de ésta.

	Qa/Q= 0,3			Qa/Q= 0,5			Qa/Q= 0,7		
σ	90°	60°	45°	90°	60°	45°	90°	60°	45°
Da/D	1	0,61	0,58	1	0,79	0,75	1	1	1
K	0,72	0,59	0,35	0,75	0,54	0,32	0,88	0,52	0,30

Para la rama que sigue la misma dirección $K = 0,1$.

La pérdida total será :

$$h_b = K \frac{V_1^2}{2g} + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

por cada rama de la bifurcación.

Mediante ensayos en modelos reducidos se puede llegar a obtener el valor de K , que en casos

difíciles como es el de bifurcaciones en ángulo recto K se sitúa en el orden de 0,75.

7º. Pérdida de carga en el desagüe.

Al abandonar el agua el tubo conserva una velocidad residual igual al caudal dividido por la sección extrema de dicho tubo. Esta velocidad determina una cierta altura de carga completamente perdida igual a

$$h_7 = \frac{V^2}{2g}$$

siendo V dicha velocidad.

12. Golpe de ariete

El llamado "**golpe de ariete**" es la sobrepresión que se produce en una conducción forzada al cerrar el paso del agua en un tiempo T.

La altura correspondiente a esta sobrepresión responde la fórmula:

$$H = \frac{2 \times L \times V}{g \times T}$$

en la que:

H = sobrepresión en m.c.a.

L = longitud de la tubería en metros.

V = velocidad del agua en m/s.

g = aceleración de la gravedad (9,8 m/s²)

T = tiempo de cierre en segundos.

Esta sobrepresión habrá que sumarla a la presión útil, es decir, a la carga hidrostática de la tubería. Como puede apreciarse en la fórmula anterior cuanto más grande sea el tiempo T de cierre, más disminuirá la sobrepresión, de aquí la importancia de hacer los cierres en el mayor tiempo posible, consiguiendo así la disminución del valor de H.

También existe el golpe de ariete "**negativo**" producido por la apertura rápida de la conducción forzada. Este golpe es aún más peligroso que el positivo, ya que se produce una depresión que puede ocasionar el aplastamiento de la tubería.

13. Chimeneas de equilibrio

Para evitar los golpes de ariete, tanto positivos como negativos, en la conducción se construyen las llamadas "**chimeneas de equilibrio**", que contienen en su interior una masa de agua que actúa como colchón amortiguador de los posibles golpes de ariete que llegan a producirse ante cierres o aperturas demasiado rápidos de la conducción.

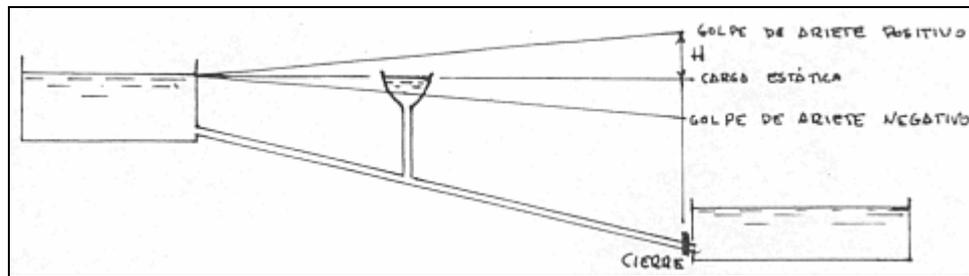


FIGURA 6

14. Trazado de canales

Para poder proyectar un canal tenemos que conocer la cota geográfica del origen y del final. Conocidos estos dos puntos, claro está que la solución en línea recta es la que daría menos desarrollo y menos pérdida de salto, pero esto casi nunca es posible por el aumento de coste que significa el movimiento de tierras y las obras de fábrica que habría que realizar para salvar los accidentes del terreno. Por ello hay que elegir una solución de más desarrollo que la línea recta, atendiendo a las siguientes consideraciones:

- Estudiar la solución más económica tanto de construcción como de explotación.
- La pendiente del canal es de diezmilésimas (cm/km). Si con la pendiente del trazado sobra desnivel lo aprovecharemos formando saltos.
- Hay que evitar cruzar terrenos permeables y corredizos para evitar fugas y deslizamientos en el canal.
- Debe procurarse llevar el canal en desmonte al menos en la parte inferior de su perfil.
- La velocidad del agua en el canal debe ser tal que no produzca erosiones en el fondo ni en los cajeros de aquel.

Se suelen considerar como velocidades máximas las siguientes:

- Canales sin revestir sobre arena 0,4 m/s.
- Canales sin revestir sobre arcilla 0,6 m/s.
- Canales sin revestir sobre roca 2,0 m/s.
- Canales revestidos de hormigón 4,0 m/s.

Para calcular la velocidad del agua en el canal hay diversidad de fórmulas (Bazín, Manning, etc.). Todas ellas responden a la forma genérica (llamada de Chezy):

$$V = CR^m i^n$$

en la que:

V = Velocidad media en m/s

C = Un coeficiente que varía según los autores; así Bazín da :

$$C = \frac{87 \times R^{1/2}}{R^{1/2} + Y}$$

siendo Y un coeficiente de rugosidad en función de la naturaleza de las paredes $0,06 \leq Y \leq 1,75$ solíéndose tomar $Y = 1,3$ en condiciones normales.

R =Radio hidráulico (sección de desagüe/perímetro mojado)

i =Pendiente superficial

m y n = exponentes que varían según los autores (Bazín:m = n =1/2)

Dada la importancia que tiene el radio hidráulico en la velocidad del agua, hay que tenerlo muy presente a la hora de proyectar la sección transversal del canal.

Hay que tender a buscar secciones con el mayor radio hidráulico posible, es decir contorno mínimo para igual área.

La sección ideal, teóricamente desde el punto de vista hidráulico, para un canal es la semicircular, pero esto no es aplicable a la práctica por las dificultades que presenta la sujeción del terreno y el hormigonado del revestimiento.

Si se adopta el perfil rectangular, el de contorno mínimo será el rectángulo de doble base que altura; y si se adopta el perfil trapezoidal sin taludes quebrados, el contorno mínimo corresponde al del semiexágono regular, es decir, las paredes formarán un ángulo de 60° con la horizontal del fondo, lo que corresponde a un talud (base/altura) de 0,57.

Ampliando la escala de valores del coeficiente de rugosidad γ , indicada anteriormente, a continuación se indica una serie de valores según la fórmula a utilizar. Así BAZIN aplica los siguientes valores según las paredes del canal:

Con paredes muy lisas (cemento bruñido)	0,06
Con paredes lisas (ladrillo, sillería)	0,16
Con paredes poco lisas (mampostería)	0,46
Con paredes en tierra muy regulares o revestidas de piedra	0,85
Con paredes en condiciones corrientes	1,30
Con paredes con resistencias excepcionales (hierbas, cantos, fondo pedregoso)	1,75

Si utilizamos la fórmula de KUTTER (ahora la i representa la pendiente superficial del canal) los valores que da este autor al coeficiente b son los siguientes:

Canales con paredes de cemento lisas y sección semicircular	0,12
Canales con paredes de cemento lisas y sección rectangular	0,15
Canales con paredes de tablas cepilladas y sección rectangular	0,20
Canales con paredes de tablas sin cepillar o de fábrica lisa	0,26
Canales con paredes de fábrica ordinaria	0,34
Canales con paredes de mampostería concertada	0,45
Canales con paredes de mampostería ordinaria	0,55



Canales con paredes de mampostería ordinaria con fondo fangoso	0,75
Canales con paredes de mampostería vieja	1,00
Pequeños canales en roca y canales regulares en tierra sin plantas acuáticas	1,25 a 1,50
Canales en tierra con gravas y plantas acuáticas en el fondo, arroyos y ríos con cauce de tierras en sección trapecial	1,75 a 2,00
Canales en tierra mal conservados y ríos con lecho de grava, en sección trapecial	2,50

A semejanza de los valores anteriormente relacionados, todos los autores de fórmulas de pérdidas de carga (HAZEN & WILLIAMS, STRICKLER, etc.) que ya se vieron en el apartado 11, tienen sus propias escalas de valores para el coeficiente de rozamiento, con valores similares a los descritos anteriormente.

Hay que tener en cuenta que en las susodichas fórmulas el parámetro i se refiere a la pendiente superficial del canal, que siempre es menor que la pendiente de fondo.

Pendiente superficial: las pendientes adoptadas en los canales varían, según las circunstancias, entre 0,00005 y 0,005.

Considerando una velocidad media límite, vemos que ésta se puede obtener variando inversamente el radio hidráulico y la pendiente (fórmula genérica: $v = CR^m i^n$); es decir, que la misma velocidad puede obtenerse con un radio hidráulico grande y pequeña pendiente o viceversa.

En saltos de gran caudal y escasa altura, nos conviene perder la menor altura posible, por ello la pendiente será escasa y el radio hidráulico grande. En cambio, en saltos de poco caudal y gran altura, no importa perder algo de ésta y en cambio, para reducir el coste de las obras, se disminuye la sección mojada y se aumenta la superficie. En resumen, para saltos de poca altura y gran caudal las pendientes oscilan entre 0,00005 y 0,0004; y para saltos de poco caudal y gran altura se llega a pendientes de 0,005.

Pendiente de fondo: hay que tener en cuenta, a la hora de determinar esta pendiente que no se produzcan erosiones ni sedimentos. Muchas veces conviene concentrar éstos en depósitos de sedimentación, en los que la pendiente es muy escasa para que la velocidad sea muy pequeña, aumentando la sección mojada.

A título de ejemplo, a continuación indicamos las dos pendientes en tres saltos:

Salto de Lechwerk

pendiente superficial	0,00015
pendiente de fondo	0,0004

Salto de Champ

pendiente superficial	casi nula
pendiente de fondo	0,001

Salto de Sequeiros

pendiente superficial	0,00006
pendiente de fondo	0,002

15. Resalto hidráulico

15.1. Energía total y crítica.

Supongamos una sección transversal de una corriente de agua, de forma regular o irregular. Para un caudal constante Q que pasa por dicha sección, el calado h y la velocidad v variarán en función de la pendiente i de la corriente (Fig. 7).

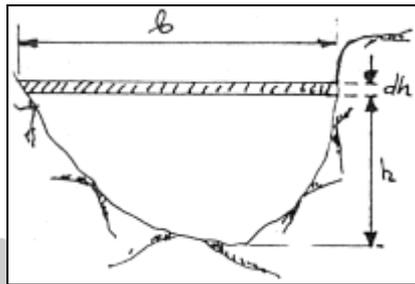


FIGURA 7 (ESTUDIO DEL RESALTO HID.)

Si aplicamos el teorema de Bernoulli, tomando como plano de comparación el que pasa por el fondo, y llamamos E a la energía total, tendremos:

$$E = h + \frac{v^2}{2g} = E_1 + E_2$$

Vamos a representar las curvas $E_1 = h$, de energía potencial, y $E_2 = v^2/2g$ de energía cinética (Fig. 8), tomando el eje horizontal para las h y el vertical para las E .

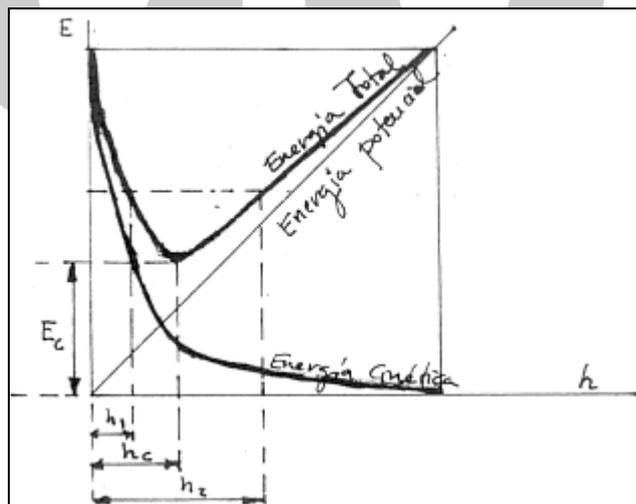


FIGURA 8 (ENERGÍA DE UNA CORRIENTE DE AGUA EN FUNCIÓN DEL CALADO)

La primera curva, es una recta a 45°, y la segunda, como :

$$v = Q/S; \quad E_2 = Q^2/(2gS^2)$$

y como el valor de la sección siempre es $S = h \cdot K$, tenemos:

$$E_2 = Q^2 / (2g \cdot K^2 \cdot h^2)$$

que es una curva asintótica al eje de las h ($E = 0$; $h = \square$) y al eje de las E ($h = 0$; $E = \square$). Sumando gráficamente ambas curvas, obtenemos la curva de energía total, que es asintótica al eje de las E y a la curva de la energía potencial (bisectriz de los ejes).

Esta curva de energía total tiene un mínimo que vamos a encontrar:

$$E = h + Q^2 / (2gS^2) = h + [(Q^2 \cdot S^{-2}) / (2g)]$$

derivando

$$dE/dh = 1 + (Q^2/2g) \cdot (-2) \cdot S^{-3} \cdot (dS/dh)$$

pero como $dS/dh = b$, tendremos:

$$dE/dh = 1 - [(Q^2 b) / (gS^3)]$$

igualando a cero para obtener la condición de mínimo:

$$1 - [(Q^2 b) / (gS^3)] = 0$$

$$1 = [(Q^2 b) / (gS^3)]; \quad S^3/b = Q^2/g; \quad Q = S (gS/b)^{1/2}$$

sustituyendo este valor en la función de E :

$$E = h + [(gS^3) / (2gbS^2)]; \quad E = h + (S/2b)$$

que para el caso particular de un canal de sección rectangular, se reduce a:

$$E = h + [(hb) / (2b)]; \quad E = h + h/2; \quad E = 3/2 \cdot h$$

Se llama **caudal crítico** al que discurre por la sección con **energía mínima o crítica**, y a la cota de agua se llama **altura crítica**.

Este mínimo de la curva separa dos regímenes: el **turbulento o rápido**, o de cotas pequeñas; y el **tranquilo o laminar**, de cotas o calados grandes.

En consecuencia, vemos que con la misma energía total son posibles los dos regímenes, y también, por el allanamiento de la curva de energía total en las cercanías del **régimen crítico**, se puede apreciar la inestabilidad de este régimen.

15.2. Resalto hidráulico.

Cuando se pasa del régimen tranquilo al turbulento, convirtiendo energía potencial en cinética, no es posible que ocurra un impacto, y la unión de ambos regímenes se verifica por medio de curvas, efectuándose todos los cambios de velocidad de acuerdo con el teorema de Bernoulli.

Si el cambio se produce del régimen turbulento al tranquilo o laminar, la velocidad se reduce transformándose en energía potencial, y ocurre, salvo que se tomen precauciones especiales, un choque interno con pérdida de energía que se manifiesta por una elevación brusca de la superficie del agua, acompañada de remolinos con efervescencia en dicha pendiente. A este fenómeno, que absorbe, debido al choque producido, parte de la energía cinética, se le denomina **resalto hidráulico**.

Este fenómeno ha sido estudiado por distinguidos hidráulicos, y según las distintas experiencias, se ha llegado a la conclusión de que la producción del resalto hidráulico es el medio más eficaz, de todos los existentes, para la absorción de la energía cinética.

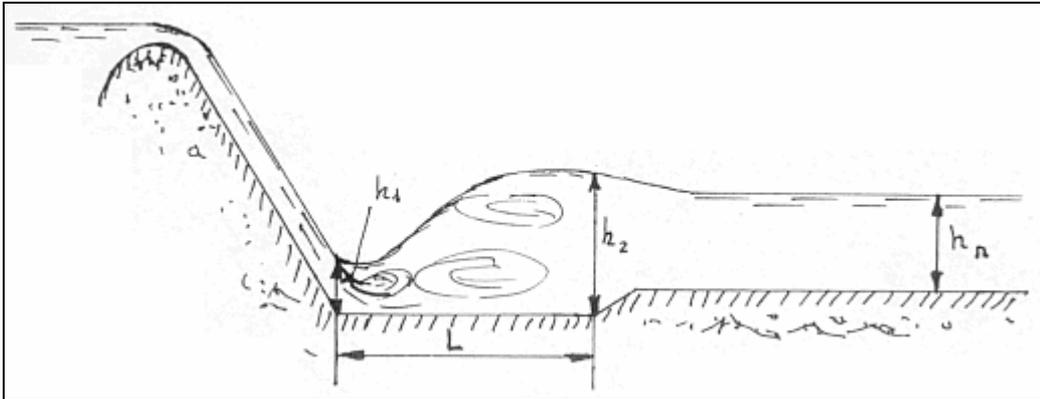


FIGURA 9

Los calados h_1 y h_2 , anterior y posterior al fenómeno, respectivamente, reciben el nombre de **calados conjugados**.

Las fórmulas prácticas aproximadas, que se utilizan para determinar dichos calados conjugados son:

$$\text{MERRIMAN: } h_2 = 0,45 \cdot q \cdot (h_1)^{-1/2}$$

$$\text{SAPRANEZ: } h_2 = 0,435 \cdot q \cdot (h_1)^{-1/2}$$

$$\text{CIVIL ENGINEERING: } h_2 = 0,575 \cdot q \cdot (h_1)^{-1/2} - 0,8 h_1$$

siendo en todas ellas q el caudal por unidad de anchura en la superficie del canal ($Q = qb$).

En cuanto a la longitud L del resalto se establece en una distancia de 5 a 7 veces la h_2 , recomendándose que la sección del canal sea rectangular por ser ésta la que mejor crea el resalto.

Una vez que la masa de agua vuelve al régimen tranquilo, a una cierta distancia del resalto se observa que el calado necesario h_n para su circulación, es menor que el h_2 . Por ello, en la práctica y al objeto de aminorar erosiones en el fondo de la zona del resalto, se construye un escalón según se indica en la figura 9, dándole una altura igual a $h_2 - h_n$.