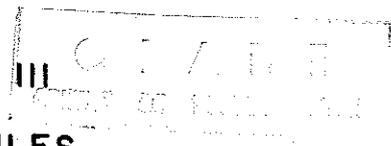


BO - 465  
(6838)

II CURSO LATINOAMERICANO DE DISEÑO DE  
PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS - PCH

MANUAL DE DISEÑO DE  
PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

VOLUMEN III  
OBRAS CIVILES



(VERSION PRELIMINAR)

Bucaramanga, Colombia  
Octubre de 1985



BID



DLADE  
549  
V.3

Acceso:  
0832

### VOLUMEN III OBRAS CIVILES

#### TEMAS:

- III.01 Diseño de Obras Civiles y Tubería de Presión.
- III.02 Empleo de gaviones en la construcción de Obras Civiles en P.C.H.
- III.03 Operación y Mantenimiento de Obras Civiles y Equipo Electromecánico en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

#### AUTOR:

- Ing. Marcelo Novillo Barreno
- Ing. Leoncio Galarza
- Ing. Guillermo Romero

#### III.01 DISEÑO DE OBRAS CIVILES Y TUBERIA DE PRESION

Marcelo Novillo Barreno

## INTRODUCCION

El presente documento trata de mostrar una metodología simple para el Diseño de Obras Civiles de una Pequeña Central Hidroeléctrica. Está basado fundamentalmente en el "Diseño Hidráulico" del Ingeniero ecuatoriano Sviatoslav Krochin, pues de varios textos consultados es el que mejor se acomoda al propósito anteriormente mencionado.

Se presenta la metodología a seguirse para el diseño de todas las partes constitutivas de un aprovechamiento hidroeléctrico, comenzando por las obras de captación, para luego seguir con el sistema de conducción, desarenador, tanque de presión, tubería de presión, casa de máquinas y estructura de descarga, sin descuidar otros elementos constitutivos de una obra hidráulica tales como los vertederos laterales y las compuertas de control.

La ejecución de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas tiene que considerar el uso de tecnologías no convencionales, materiales y mano de obra local, condiciones que cambian significativamente de una zona a otra de nuestros países; es por esta razón que en este trabajo se presentan los criterios básicos para el diseño de las obras civiles de una P.C.H. Particularmente en cada caso se tendrán que hacer las consideraciones necesarias para el mejor aprovechamiento de las condiciones que presente el lugar donde se espera construir la Pequeña Central Hidroeléctrica.

Marcelo Novillo Barreno

## 1. OBRAS DE CAPTACION

- 1.1 Generalidades
- 1.2 Consideraciones para el diseño de una bocatoma
- 1.3 Ubicación de la obra de toma
- 1.4 Obras de toma convencionales
  - 1.4.1 Tomas con azud fijo
    - 1.4.1.1 Diseño del azud de derivación
      - 1.4.1.1.1 Vertedero
      - 1.4.1.1.2 Coeficiente de descarga
      - 1.4.1.1.3 Disipación de energía
        - a) resalto hidráulico
        - b) tipos de resalto hidráulico
        - c) longitud del resalto
        - d) Cálculo de la altura del diente al final del zampeado
        - e) obras de protección aguas abajo del colchón.
        - f) profundidad de protección aguas abajo del colchón
        - g) longitud de la protección aguas abajo del colchón
    - 1.4.1.1.4 Estabilidad del azud
      - a) estabilidad al deslizamiento
      - b) estabilidad al volcamiento
      - c) estabilidad al esfuerzo soportante del suelo
  - 1.4.1.2 Reja de entrada
  - 1.4.1.3 Desripiador
  - 1.4.1.4 Transición
    - 1.4.1.4.1 Determinación del perfil en la solera
- 1.4.2 Tomas de rejilla de fondo
  - 1.4.2.1 Generalidades
  - 1.4.2.2 Procedimiento de cálculo de la toma de rejilla de fondo
    - 1.4.2.2.1 Azud
    - 1.4.2.2.2 Galería

## 2. SISTEMAS DE CONDUCCION

### 2.1 Canales abiertos

- 2.1.1 Generalidades
- 2.1.2 Energía en un canal abierto
- 2.1.3 Profundidad crítica o calado crítico
- 2.1.4 Diseño

- a) Datos
- b) Incógnitas
- c) Procedimiento

### 2.1.5. Diseño de canales en laderas

#### 2.1.5.1 Procedimiento de diseño

- a) Datos
- b) Metodología

### 2.2 Túneles

- 2.2.1 Generalidades
- 2.2.2 Diseño

#### 2.2.2.1 Túnel tipo baúl

- a) Datos
- b) Procedimiento de cálculo

#### 2.2.2.2 Túnel sección circular

- a) Datos
- b) Procedimiento de cálculo

## 3. VERTEDEROS LATERALES

## 4. COMPUERTAS

### 4.1 Diseño hidráulico de compuertas

- 4.1.1 Compuerta libre
- 4.1.2 Compuerta sumergida

### 4.2 Diseño estructural de las compuertas de madera

#### 4.2.1 Cálculo del espesor

### 4.3 Resistencia que hay que vencer para la elevación y descenso de las compuertas

### 4.4 Mecanismo de elevación

## 5. DESARENADORES

### 5.1 Generalidades

### 5.2 Tipos de desarenadores

#### 5.2.1 Desarenadores de lavado intermitente

- 5.2.1.1 Partes constitutivas
- 5.2.1.2 Diseño

- a) Principales criterios a considerarse
- b) Datos para el diseño
- c) Procedimiento de diseño

#### 5.2.2 Desarenadores de lavado continuo

## 6. TANQUE DE PRESION

- 6.1 Principales funciones
- 6.2 Elementos constitutivos
- 6.3 Diseño

#### 6.3.1 Cálculo del volumen

- a) Datos
- b) Procedimiento

#### 6.3.2 Altura mínima de agua sobre la tubería de presión

#### 6.3.3 Cálculo de la rejilla

## 7. TUBERIA DE PRESION

- 7.1 Generalidades
- 7.2 Número conveniente de tuberías
- 7.3 Diámetro de la tubería de presión

#### 7.3.1 Procedimiento de cálculo para determinar el diámetro más económico.

- a) Datos
- b) Pasos a seguirse

#### 7.4 Espesor de la tubería

#### 7.4.1 Espesor mínimo de la tubería para soportar presiones externas.

#### 7.4.2 Espesor mínimo de la tubería para soportar la flexión lateral.

#### 7.4.3 Espesor de la tubería para resistir a los esfuerzos de tensión originados por la presión interior.

- a) Reacciones transversales
- b) Reacciones longitudinales

## 7.5 Anclajes y apoyos

- 7.5.1 Cálculo de fuerzas
- 7.5.2 Apoyos intermedios
- 7.5.3 Diseño del anclaje

## 8. CASA DE MAQUINAS

- 8.1 Principales criterios a considerarse en el diseño de la casa de máquinas
- 8.2 Area de la casa de máquinas para una pequeña central hidroeléctrica

## 9. ESTRUCTURA DE DESCARGA

- 9.1 Definición
- 9.2 Diseño

## BIBLIOGRAFIA

## ANEXO

## GRAFICOS

## 1. OBRAS DE CAPTACION

### 1.1 GENERALIDADES:

Se denominan obras de toma u obras de captación a toda estructura hidráulica construida sobre el cauce de un río o canal con el fin de captar parcialmente el agua que acarrea.

Existen diferentes tipos de obras de captación, pero fundamentalmente se los puede agrupar en dos: por derivación directa y con almacenamiento.

#### Obras de embalsamiento:

Consisten en presas que cierran el cauce de un río formando un reservorio o embalse hacia aguas arriba de esta estructura, este reservorio permite regular el caudal del río, almacenándolo en épocas de creciente para ser utilizado durante la sequía. Las presas pueden ser de tierra, piedra u hormigón y trabajar a gravedad o como arco; en todo caso son obras muy costosas.

#### Obras de captación directa:

El agua se capta sin ningún almacenamiento, por lo tanto no son necesarias obras de regulación; para que esto sea posible, el caudal que está circulando por el río debe ser casi constante durante todo el año y mayor que el caudal de captación, asimismo el nivel del agua en el río debe permanecer aproximadamente constante. Este tipo de obra de toma no representa mayor costo.

### 1.2. CONSIDERACIONES PRINCIPALES PARA EL DISEÑO DE UNA BOCATOMA:

- Asegurar la derivación permanente del caudal de diseño.
- Captar el mínimo de sólidos y disponer de medios apropiados para su evacuación.
- Proveer de un sistema adecuado que permita el paso de las avenidas que tienen gran cantidad de sólidos y material flotante.
- Estar ubicada en un lugar que presente condiciones favorables desde el punto de vista de funcionamiento hidráulico y de facilidades de construcción.
- Presentar aguas abajo suficiente capacidad de transporte para evitar la sedimentación.

Para asegurar un buen funcionamiento y cumplir con las condiciones de diseño, en general las obras de toma deben tener un dique que cierre el cauce del río y que eleve el nivel del agua hasta una cota determinada. Cuando varía mucho la altura de agua en el río entre las épocas lluviosas y secas, la altura del dique debe ser baja y esto se compensa con compuertas que se colocan en su cresta. Este tipo de toma, con azud fijo o azud móvil (compuertas) se llama toma convencional por ser una solución generalmente utilizada. Existe otro tipo de toma que tiene la estructura de captación en el mismo cuerpo del azud y que se llama toma de rejilla de fondo o toma caucasiana o tirolesa.

### 1.3 UBICACION DE LA OBRA DE TOMA

Es conveniente ubicar la bocatoma en tramos rectilíneos del río, en este caso se puede localizar el eje de la misma formando un ángulo de 60 a 90 grados con la dirección de la corriente; pero en tramos en que el río forma ondulaciones se deben hacer varias consideraciones, así por ejemplo es conveniente ubicar la bocatoma en donde termina la concavidad (zona de barranco) y comienza la parte convexa (zona de playa). Si se ubica la obra de toma en el tramo convexo del cauce, se corre el riesgo de que durante las avenidas entren arena y piedras, mientras que después de aquellas se forma frente a la bocatoma un banco de arena que impide o hace difícil el paso del agua para la derivación. Por otro lado, si se ubica la obra de toma en el lado cóncavo (barranco) del río, durante la avenida los materiales flotantes grandes y las piedras impactan directamente contra las estructuras del azud de derivación y de la bocatoma, ocasionando fuertes erosiones que pueden constituir un peligro.

Para la ubicación de la obra de toma, a más del trazo del cauce, habrá que considerar las condiciones geológicas y topográficas del sitio, pues es necesario disponer de un terreno de condiciones geológicas aceptables y relativamente plano para situar el desripiador y la transición.

Se tendrá que pensar también en las facilidades de construcción, si bien las obras deben ser construídas durante la época de estiaje, de todos modos el agua que viene por el río es un estorbo y debe ser desviada; esto se hace por medio de ataguías o sea diques provisionales, el agua se desvía hacia un lado del cauce mientras se construye en el otro.

En todo caso, la ubicación de la obra de toma dependerá fundamentalmente de la cota necesaria para obtener la caída que permita instalar la potencia determinada por la demanda de la población a la que se quiere dotar de energía eléctrica. Es por esto que para definir el sitio de toma, generalmente se parte del sitio del tanque de presión, ubicado en un lugar apropiado para la producción de energía eléctrica y se traza la línea de conducción según consideraciones económicas y técnicas hasta encontrar su intersección con el río y establecer aproximadamente el sitio de las obras de toma. Para luego de tomar en cuenta las consideraciones anteriormente expuestas, definir el sitio más apropiado para su ubicación.

### 1.4. OBRAS DE TOMA CONVENCIONALES:

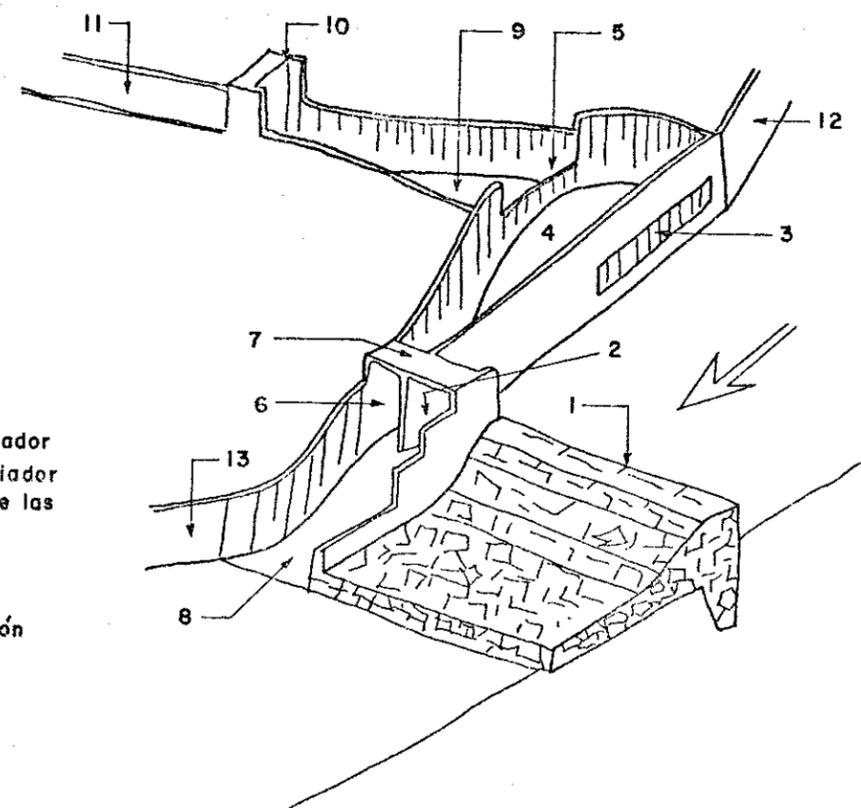
#### 1.4.1 TOMAS CON AZUD FIJO (\*)

Este tipo de obras se construyen generalmente en ríos de montaña, es decir en aquellos que tienen caudales relativamente pequeños, gradientes relativamente grandes y que corren por valles no muy amplios. Tal como se muestra en la figura siguiente se compone de varios elementos:

(\*) Tomado del Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochín, Quito-Ecuador, 1978.

### OBRA DE TOMA

1. Azud de derivación
2. Compuerta de limpia
3. Reja de entrada
4. Desripiador
5. Vertedero del desripiador
6. Compuerta del desripiador
7. Losa de operación de las compuertas
8. Canal de desfoque
9. Transición
10. Compuerta de admisión
11. Canal de conducción
12. Muro de ala
13. Muro de ala



— Un dique que cierre el cauce del río y obliga a que toda el agua que se encuentra por debajo de la cota de su cresta entre la conducción.

En tiempo de creciente el exceso de agua pasa por encima de este dique o sea que funciona como vertedero. Este tipo de dique vertedero se llama azud. Para evitar que en creciente entre excesiva agua a la conducción, entre ésta y la toma se dejan estructuras de regulación. Una de estas es la compuerta de admisión que permite interrumpir totalmente el servicio para el caso de reparación o inspección.

— Una reja de entrada que impide que pase hacia la conducción material sólido flotante demasiado grueso. Para esto el umbral de la reja se pone a cierta altura sobre el fondo del río y la separación entre barrotes normalmente no pasa de 20 cms. En vista de que a pesar de esto, parte del material sólido alcanza a pasar, al otro lado de la reja se deja una cámara llamada desripiador para detenerlo. El desripiador debe tener una compuerta hacia el río a través de la cual periódicamente se lava el material acumulado en el fondo.

— Una transición de entrada al canal. Se desea que la mayor parte del material grueso que llega al desripiador se deposite dentro de éste y no pase al canal. Por este motivo la conexión del desripiador se hace generalmente por medio de un vertedero cuyo ancho es bastante mayor que el del canal que sigue. Para evitar que haya pérdidas grandes de energía entre la salida del desripiador y el canal las dos estructuras se conectan por medio de una transición.

- Un zampeado y un colchón de aguas al pie del azud. El agua que vierte por el azud en creciente, cae con gran energía que erosiona el cauce y puede socavar las obras causando su destrucción. El zampeado o el colchón sirve para disipar la energía de manera que el agua pase al cauce no revestido con velocidades lo suficientemente bajas para no producir erosiones.

El agua que filtra por debajo del azud ejerce una subpresión en el zampeado que podría romperlo. Para disminuir un poco esta subpresión como también para anclar mejor el azud, se construye aguas arriba un dentellón y debajo del zampeado muchas veces se dejan drenes con sus respectivos filtros.

- Una compuerta de purga que se ubica en un extremo del azud, al lado de la reja de entrada. Generalmente el río trae en creciente una gran cantidad de piedras que se acumulan aguas arriba del azud pudiendo llegar a tapan la reja de entrada con lo cual el caudal de captación se reduce considerablemente o puede ser totalmente interrumpido.

La compuerta se abre en las crecientes, cuando sobra agua y por lo tanto cumple una función adicional de aliviar el trabajo del azud y hasta cierto grado, regular el caudal captado.

- Escala de peces. Esto es una obra que frecuentemente se omite a pesar de tener mucha importancia en algunos ríos.

La pesca fluvial puede ser de bastante peso en la economía de la cuenca y es por lo tanto importante respetar y fomentar los criaderos y facilitar los desplazamientos de los peces en los ríos.

Toda presa representa un obstáculo al paso de los peces y es conveniente tomar medidas para rehabilitarlo.

Por lo general los pasos para los peces son pequeños depósitos escalonados que se construyen a un lado del azud. El agua baja de un escalón a otro con poca velocidad a través de escotaduras que sirven al mismo tiempo para que por ellas puedan saltar los peces. Todas las aristas deben ser redondeadas. Las dimensiones y otras características se tratan en obras especializadas.

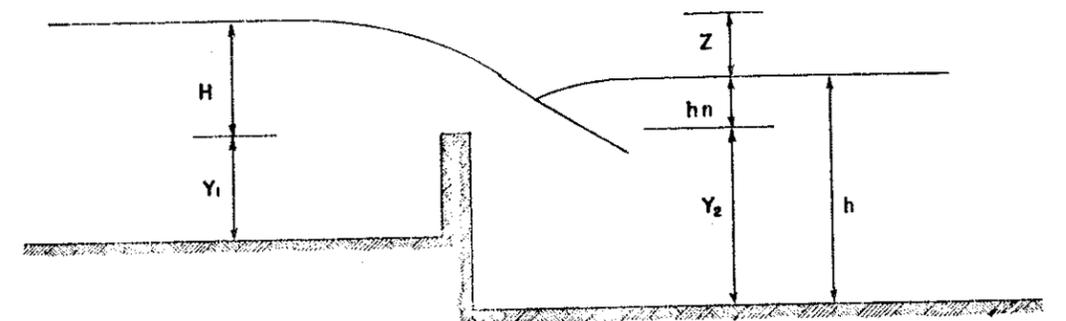
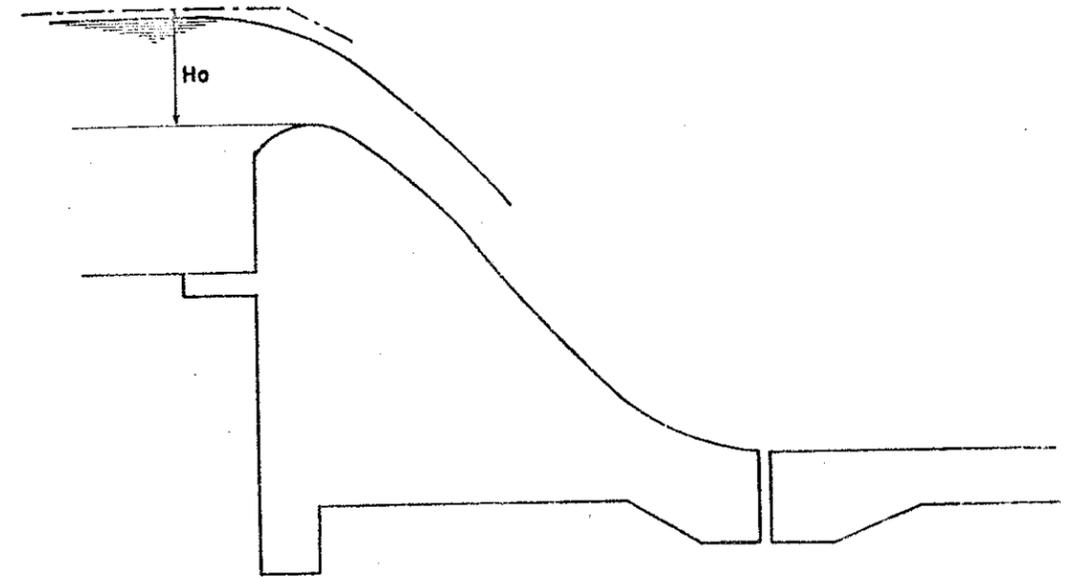
#### 1.4.1.1 Diseño del azud de derivación

##### 1.4.1.1.1. Vertedero:

El azud de derivación tiene una sección transversal trapezoidal, lo que ayuda a su estabilidad. Y con el fin de reducir la presión sobre el cimacio (parte superior del paramento) se adopta un perfil tal que esté sometido a una presión casi nula en todos sus puntos; esto es lo que ha tratado de conseguir Creager con el perfil que lleva su nombre.

La fórmula general para calcular el caudal que pasa sobre el vertedero es:

$$Q = M b H_o^{3/2}$$



en la que:

$Q$  = descarga

$M$  = coeficiente de descarga (variable)

$b$  = longitud efectiva de la cresta

$H_o$  = carga de agua total sobre la cresta, incluyendo la carga correspondiente a la velocidad de llegada.

El perfil del azud es posible calcular a base de la tabla No. 1\*, la misma que ha sido calculada para  $H_o = 1$  m., si  $H_o$  es diferente, las abscisas y ordenadas deben ser multiplicadas por  $H_o$ .

\* Tabla No. 1 ver en el anexo.

#### 1.4.1.1.2. Coeficiente de descarga:

El coeficiente de descarga para el perfil creager es igual a 2.21, pero este valor varía de acuerdo a diferentes factores tales como: la profundidad de llegada, la relación de la forma real de la cresta a la de la lámina ideal, el talud del paramento aguas arriba, interferencias aguas abajo y el tirante o profundidad de la corriente aguas abajo.

Para el caso de un vertedero libre de cresta delgada, el valor del coeficiente puede ser calculado con la siguiente fórmula:

$$M_o = \left[ 0,407 + \frac{0,045}{H + Y_1} \right] \left[ 1 + 0,285 \left( \frac{H}{H + Y_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g}$$

Siendo  $Y_1$  = elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba.

Se da al coeficiente el subíndice "0" porque la velocidad de aproximación está incluida en el mismo y no es necesario considerarla en la carga  $H$ .

El valor del coeficiente  $M = 2.21$  es válido para el paramento vertical y para un caudal que pasa por un carga  $H_{od}$  que se ha utilizado para el diseño. Cuando el valor de  $H_o$  es diferente, el coeficiente  $M$  debe ser también corregido y los valores de corrección según Ofizorov para el paramento vertical están dados en la tabla No. 2 del anexo.

Asimismo el valor del coeficiente  $M = 2.21$  es válido solamente cuando la descarga es libre. En el caso de sumergirse el azud, el coeficiente  $M$  debe ser multiplicado por un factor de corrección  $S$  cuyos valores están dados en la tabla No. 3 del anexo.

#### 1.4.1.1.3. Disipación de Energía

##### a) Resalto hidráulico:

Cuando se interrumpe un río con una estructura como un azud, se crea una diferencia de energía aguas arriba y abajo de la misma que actúa sobre el material del cauce erosionándolo y pudiendo poner en peligro las obras. Debe por lo tanto protegerse el

cauce disipando la energía antes de que llegue a la zona no protegida. La protección en el pie depende de algunos factores tales como la altura del nivel de agua con respecto al lecho del río, del caudal, de las condiciones hidráulicas del río, del tipo de material que hay en el cauce y de los materiales disponibles en la zona. La disipación de energía lo hacemos con el resalto hidráulico, pues cuando éste se produce hay una gran disipación de la misma.

$$T_o = d_{con} + \frac{V_{con}^2}{2g} + hf$$

$$T_o = T + \frac{V^2}{2g}$$

$$hf = \sum k \left( \frac{V^2_{con}}{2g} \right) = \text{pérdidas}$$

$$T_o = d_{con} + \frac{V^2_{con}}{2g} (1 + \sum k)$$

$$V_{con} = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum k}} \sqrt{2g(T_o - d_{con})}$$

$$V_{con} = k \sqrt{2g(T_o - d_{con})}$$

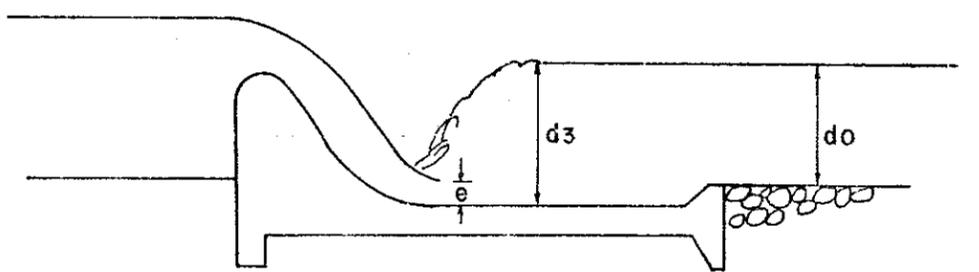
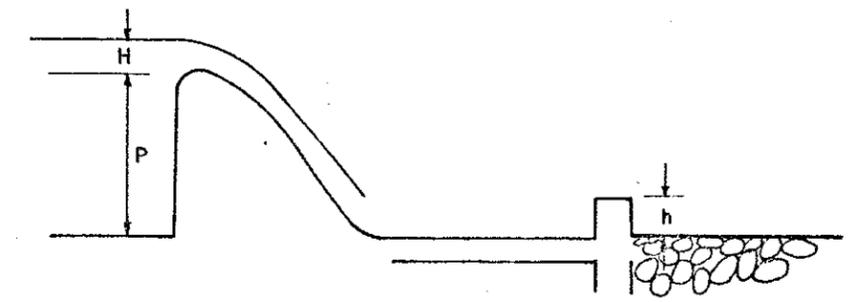
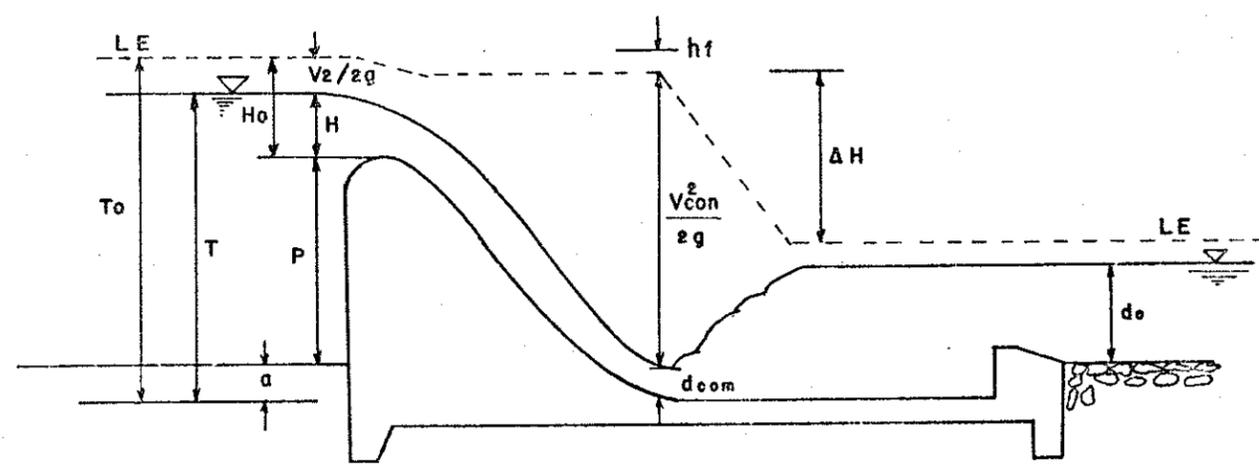
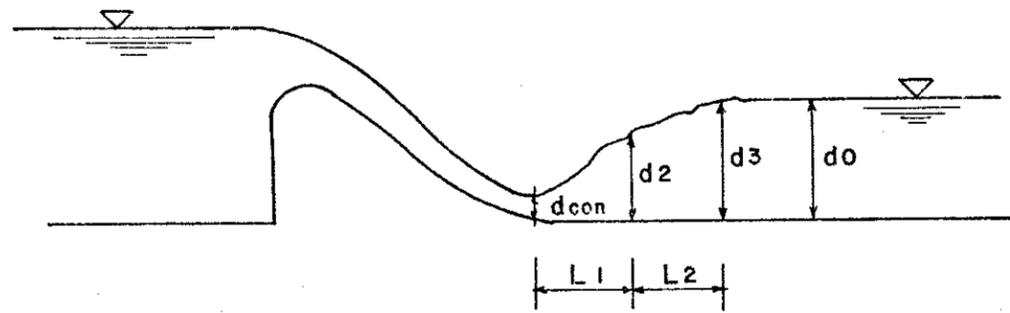
$$\frac{Q}{d_{con} \times b} = k \sqrt{2g(T_o - d_{con})}$$

esta ecuación se resuelve por aproximaciones sucesivas.

El valor del coeficiente  $K$  de pérdidas puede tomarse:

$K = 0.95 - 0.85$  cuando el azud tiene compuertas.

$K = 1.0 - 0.90$  cuando el azud no tiene compuertas.



PENDIENTE MAXIMA 10%

**b) Tipos de resalto hidráulico:**

Las alturas  $d_2, d_3$  se llaman calados conjugados del resalto.

Los casos que se pueden presentar son:

- Caso 1:  $d_2 > d_{con}$ , entonces  $d_3 > d_0$ ; el resalto es rechazado y esta condición no es recomendable pues habría que proteger  $L_1 + L_2$
- Caso 2:  $d_2 = d_{con}$ , entonces  $d_3 = d_0$ ; el resalto se forma al pie del vertedero y se necesita revestir solamente  $L_2$
- Caso 3:  $d_2 < d_{con}$ , entonces  $d_3 < d_0$ ; el resalto se sumerge y se protegerá el tramo  $L_2$ , este tipo de resalto es el más económico en todo diseño.

Los calados conjugados se pueden calcular con las siguientes fórmulas:

$$d_3 = \frac{d_2}{2} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{g d_2^3}} \right]$$

$$d_2 = \frac{d_3}{2} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{g d_3^3}} \right]$$

en las que  $q$  es el caudal unitario =  $Q/b$ ,

$g$  es el valor de la gravedad =  $9.81 \text{ m/scg}^2$

Si se tiene el primer caso en que  $d_3 > d_0$  hacemos lo siguiente para sumergir el resalto:

Profundizamos el zampeado (delantal al pie del azud) una altura  $e$  lo suficiente para que  $d_3 < d_0 + e$ , esto quiere decir que  $Kd_3 = d_0 + e$  siendo  $K$  un coeficiente de seguridad que toma valor entre 1.1 y 1.2. El valor de  $e$  o profundidad del colchón de agua que se forma al pie del azud se puede calcular con la fórmula:

$$e = Kd_3 - d_0$$

Otra forma de conseguir la sumersión del resalto es disponiendo el zampeado del azud en contrapendiente.

**c) Longitud del resalto:**

Para que el resalto alcance a formarse, necesita una cierta longitud que es la que debe darse al zampeado. Existen varias fórmulas experimentales utilizadas para determinar esta longitud, entre las cuales tenemos la siguiente:

$$L_2 = 2.5 (1.9 d_3 - d_2)$$

**d) Cálculo de la altura del diente al final del zampeado:**

$$h = 0.08 H^{2/3} P$$

**e) Obras de protección aguas abajo del colchón:**

Existe la siguiente expresión dada por el Bureau of Reclamation:

$$Dm \geq \frac{1.4}{\Delta} \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

$$\Delta = \frac{\partial \text{sol} - \partial w}{\partial w}$$

$Dm$  = diámetro medio del material con el que se debe proteger el cauce.

$V$  = velocidad en condiciones uniformes aguas abajo.

$\partial \text{sol}$  = peso específico del material.

$\partial w$  = peso específico del agua.

Existe también la siguiente especificación según el peso:

$$G \geq 0.5 \partial \text{sol} Dm^3$$

**f) Profundidad de protección aguas abajo del colchón:**

Depende del tipo de material que se tienen en el lecho.

$$ds = (1.75 \text{ a } 2.25) h$$

$$ds = d_0 + da$$

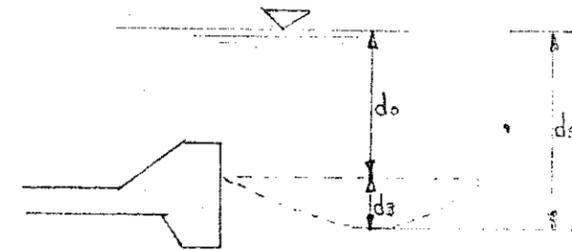
$$h = 1.34 \left[ \frac{q^2}{F_B} \right]^{1/3}$$

$$F_B = 1.76 \sqrt{dm}$$

$dm$  = diámetro medio de las partículas existentes en el lecho del río.

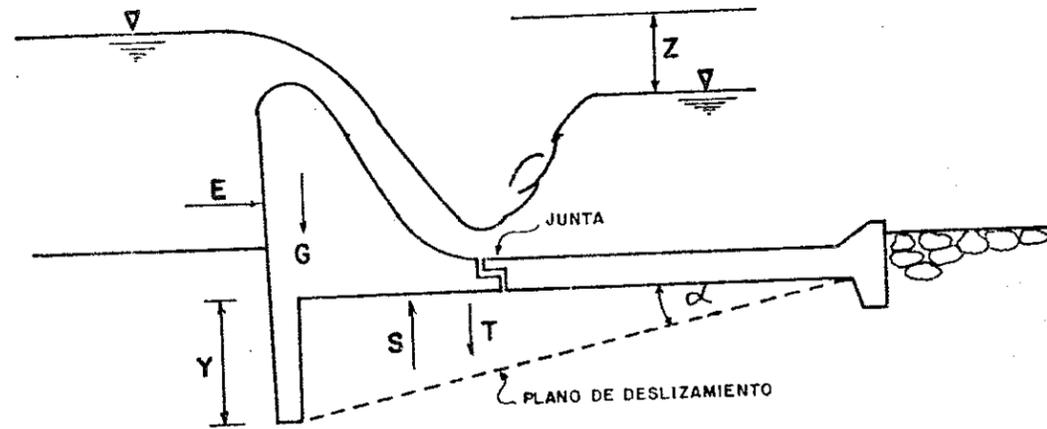
**g) Longitud de la protección aguas abajo del colchón:**

$$L = (1.5 \text{ a } 2.0) ds$$



#### 1.4.1.1.4. Estabilidad del Azud:

- E = empuje hidrostático
- G = peso del azud hasta la junta
- S = subpresión, es debida al flujo del agua bajo el azud, a mayor diferencia de nivel (Z) hay mayor subpresión, si es mayor el recorrido de las líneas de corriente, el valor S será menor.
- T = es el peso de la tierra por encima del plano de deslizamiento.



#### a) Estabilidad al Deslizamiento

— fuerzas que se oponen al deslizamiento:

$$G \text{ sen } \alpha + T \text{ sen } \alpha + f \Sigma N$$

f = coeficiente de fricción

N = fuerzas normales

$$\Sigma N = G \text{ cos } \alpha + T \text{ cos } \alpha + E \text{ sen } \alpha - S \text{ cos } \alpha$$

$$G \text{ sen } \alpha + T \text{ sen } \alpha + f (G \text{ cos } \alpha + T \text{ cos } \alpha + E \text{ sen } \alpha - S \text{ cos } \alpha)$$

— fuerzas a favor del deslizamiento:

$$S \text{ sen } \alpha + E \text{ cos } \alpha$$

El equilibrio de estas fuerzas nos da el factor de deslizamiento:

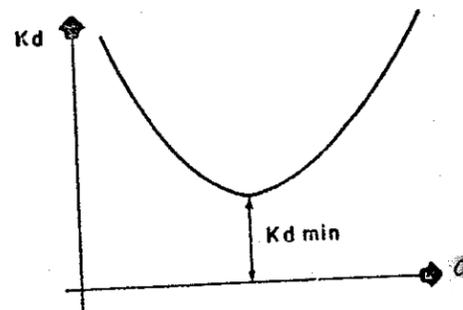
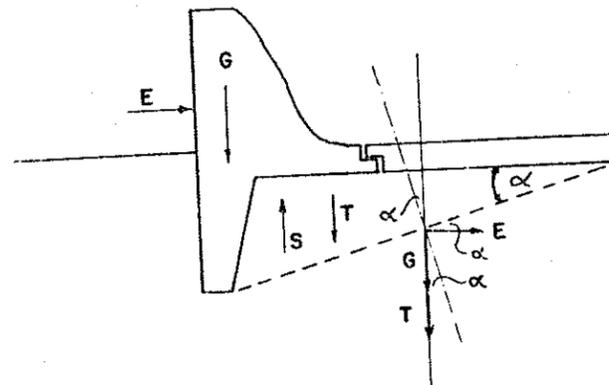
$$K_d (E \text{ cos } \alpha + S \text{ sen } \alpha) = G \text{ sen } \alpha + T \text{ sen } \alpha + f \Sigma N$$

$$K_d = \frac{G \text{ sen } \alpha + T \text{ sen } \alpha + f \Sigma N}{E \text{ cos } \alpha + S \text{ sen } \alpha} \geq 1.2$$

El análisis se hace considerando lo siguiente:

Coeficiente f del hormigón sobre suelo húmedo:

- con roca: 0.6 a 0.7
- con grava: 0.5 a 0.6
- con arena: 0.4 a 0.5



- con limo: 0.3 a 0.4
- con arcilla: 0.2 a 0.3

**b) Estabilidad al volcamiento:**

Existe un coeficiente  $K_v$ , llamado coeficiente de estabilidad al volcamiento:

$$K_v = \frac{\text{Momento de las fuerzas que soportan el empuje}}{\text{Momento de las fuerzas que ayudan al empuje}}$$

$$K_v = 1.3 \text{ a } 1.5$$

ambas fuerzas con respecto a un punto de giro.

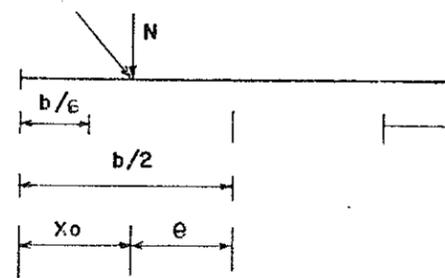
**c) Estabilidad al esfuerzo soportante del suelo:**

$$a = \frac{N}{bd} \left( 1 \mp \frac{6e}{b} \right)$$

$e$  = excentricidad

$$e = \frac{b}{2} - X_o$$

$$X_o = \frac{\sum M \text{ con relación al centro de giro}}{\sum F_v}$$



$$e = \frac{b}{2} - X_o$$

**1.4.1.2. Reja de Entrada:**

En la orilla de la conducción se tendrá que disponer de una rejilla para la captación del agua. El umbral del orificio debe estar a una altura no menor de 60 a 80 cm. del fondo. El dintel debe llegar hasta una altura superior a la de mayor creciente. Los barrotes deben ser lo suficientemente fuertes para resistir el impacto de troncos y otro material flotante grueso que ocasionalmente es traído por las crecientes. Los barrotes deben estar al ras o sobresalir un poco de la cara del muro para facilitar su limpieza del material flotante que a veces tiende a tapar la reja.

La reja debe estar a una cierta distancia aguas arriba del azud a fin de que durante la construcción quede espacio para una ataguía.

El diseño de la reja de entrada sigue los siguientes pasos:

- Se calcula el ancho libre  $b$  necesario para la reja, mediante la siguiente fórmula:

$$Q = S M b H^{3/2}$$

Los valores de  $S$  y  $M$  se calculan mediante las fórmulas expuestas en el capítulo 1.4.1.1.2.

- Se impone una separación entre barrotes  $e$  y un ancho  $t$  de los mismos.
- Se calcula el número de espacios

$$n = \frac{b}{e}$$

- Se determina el número de barrotes  $N = n - 1$

- Se calcula el ancho total de la reja

$$B = b + Nt$$

- Se determina el ángulo de inclinación  $\alpha$  de la reja con relación a la dirección del río.

$$\alpha = \arccos (V_r / V_e)$$

siendo  $V_r$  la velocidad media en el río y  $V_e$  la velocidad de entrada al canal.

**1.4.1.3. DESRIPIADOR:**

Es una cámara que está detrás de la reja de entrada y que sirve para detener las piedras que alcanzan a pasar entre los barrotes y que no deben entrar al canal. Para esto es necesario que la velocidad en el desripiador sea relativamente baja y el paso hacia el canal deba hacerse por medio de un vertedero sumergido.

Otra forma de eliminar estas piedras es disponiendo frente a la bocatoma una pequeña cámara que funciona como depósito de sedimentación. El murete de concreto que limita el depósito de sedimentación debe tener una longitud suficiente para que la velocidad del agua que rebosa sobre él no sea mayor de 0.3 m/s. El Diseño del desripiador sigue los siguientes pasos:

- Se calcula el ancho  $b$  del vertedero de salida, con la fórmula de vertederos sumergidos  $Q = S M b H^{3/2}$  (capítulo 1.4.1.2.)

- Se calcula el ancho  $a$  del desripiador considerando que éste debe ser igual por lo menos a la longitud del resalto que se forma a la salida del primer vertedero (reja de entrada).

$$\text{longitud del resalto } L = a = 2.5 (1.9 d_2 - d_1)$$

También se comprueba que el ancho del desripiador sea aproximadamente igual a la longitud de una transición, se la estudia en el siguiente subcapítulo.

- Se calcula el canal de desfogue (ver obras de conducción), considerar que éste debe tener una gradiente suficiente para conseguir una velocidad de lavado alta y que sea capaz de arrastrar todas las piedras. En todo caso la gradiente del río debe ser superior a la del canal de desfogue.

- Se calcula la compuerta de desfogue (ver capítulo de diseño de compuertas), se debe comprobar que en el primer instante en que la compuerta se abra, tenga una capacidad mayor que el caudal captado para que el desripiador pueda vaciarse hasta el calado que se tiene en el canal de conducción.

#### 1.4.1.4. Transición:

Es una estructura cuya sección va cambiando en forma gradual para conseguir que la pérdida de carga sea mínima.

Del desripiador sale el caudal captado por un vertedero de ancho  $b_1$  y pasa a un canal de ancho  $b_2$ , estas dos secciones son unidas mediante una transición cuya mínima longitud  $L$  está dada por:

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \operatorname{tg} 12,5^\circ}$$

Siendo  $12,5^\circ$  el ángulo que el Bureau of Reclamation recomienda como máximo entre el eje del canal y una línea que une los lados de la transición a la entrada y a la salida. La transición tendrá la forma de dos arcos de círculo tangentes a la entrada y a la salida. El radio de curvatura es igual a:

$$R = \frac{L}{2 \operatorname{sen} 2\alpha}$$

Los anchos están dados por:

para la 1a. mitad:

$$0.5(b - b_2) = L \operatorname{tg} \alpha - (R - \sqrt{R^2 - X^2})$$

para la 2a. mitad:

$$0.5(b - b_2) = R - \sqrt{R^2 - (L - X)^2}$$

en donde  $b_2$  es el ancho menor de la transición y  $X$  la distancia desde el principio de la misma.

#### 1.4.1.4.1. Determinación del perfil en la solera:

Se recomienda tomar un perfil suave tal como el de una parábola que vierte alrededor del punto medio de la transición y se encuentra dada por la ecuación:

1a. mitad

$$\Delta Y = \frac{2 \Delta Z}{L^2} X^2$$

2a. mitad

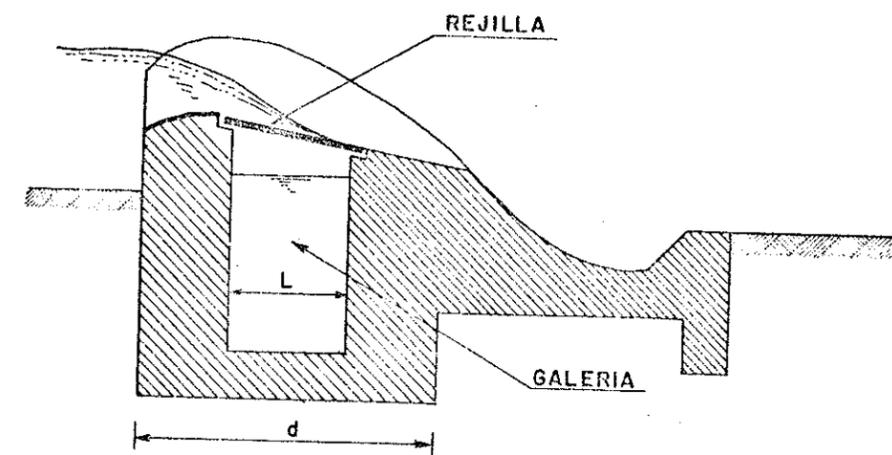
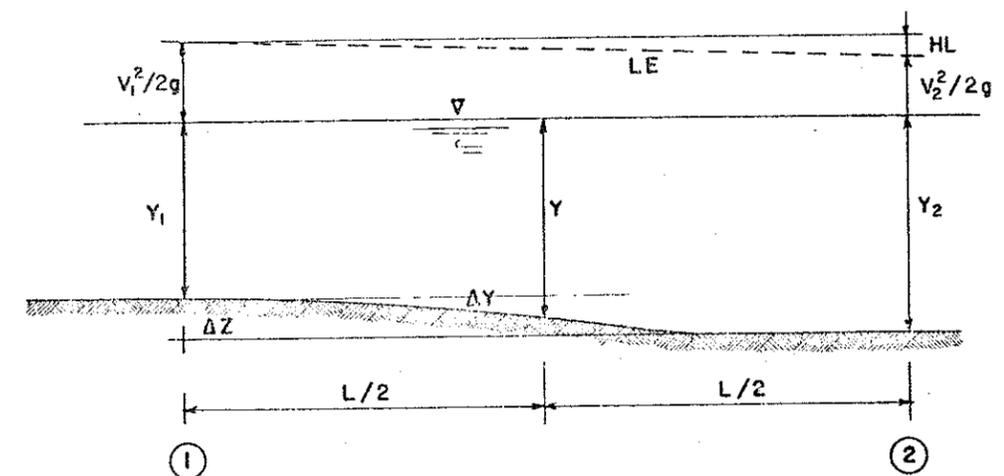
$$\Delta Y = \Delta Z - \frac{2 \Delta Z}{L^2} (X - L)^2$$

Para calcular  $\Delta Z$  aplicamos la ley de la energía entre (1) y (2).

$$\Delta Z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + HL; HL = C_1 \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$\Delta Z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + C_1 \frac{V_2^2}{2g} - C_1 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\Delta Z + Y_1 + (1 + C_1) \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + (1 + C_1) \frac{V_2^2}{2g}$$



SECCION TRANSVERSAL DEL AZUD

## 1.4.2. TOMAS DE REJILLA DE FONDO

\* (Diseño hidráulico Sviatoslav Krochin)

### 1.4.2.1. GENERALIDADES:

Las tomas de rejilla de fondo consisten en una rejilla fina de fondo ubicada horizontalmente, o con pequeña inclinación, sobre una galería hecha en el cuerpo del azud y que conecta con el canal.

La presa que cierra el río se compone por lo tanto de tres partes:

- Un tramo en la orilla opuesta del canal que se compone de un azud macizo sobre el cual vierte el agua en creciente. Este azud debe tener un perfil hidrodinámico que normalmente se diseña con las coordenadas de Creager.
- Un tramo central con la rejilla y,
- Un tramo hueco que tiene en su interior la galería que conduce el agua desde la rejilla al canal. La galería está tapada con una losa de hormigón armado y que en su parte superior sigue el mismo perfil que el azud macizo.

A continuación de la presa se construye un zampeado cuyas dimensiones dependen de la altura de ésta y del caudal de creciente.

Como la rejilla es la parte más baja de la presa que cierra, cualquiera que sea el caudal, el agua debe pasar forzosamente sobre ella. Debido a esto la rejilla puede estar a cualquier altura sobre el fondo de manera que la altura del azud puede llegar a hacerse cero, aunque normalmente oscila entre 20 ó 50 cms.

Esto permite que las piedras pasen fácilmente por encima del azud con lo cual se suprime la costosa compuerta de purga. La baja del azud permite a su vez disminuir la longitud del zampeado. Estas dos economías hacen que el costo de una toma de rejilla de fondo o caucasiana llegue a ser bastante menor que el de una toma convencional.

La desventaja principal de este sistema es la facilidad con que se tapa la rejilla especialmente si el río trae material flotante menudo como hojas y hierbas.

En vista de que una gran cantidad de arenas y piedras pequeñas entran por la rejilla, es imprescindible, construir un desrapiador eficiente a continuación de la toma.

Para que el desrapiador tenga una salida al río con una longitud dentro de límites económicos, éste debe tener una gradiente de por lo menos 3 o/o. O sea que este tipo de toma solamente es práctico en los torrentes o ríos de montaña y no se lo ha utilizado para caudales mayores de 10 m<sup>3</sup>/s.

La rejilla se hace de barras de hierro de sección rectangular (pletina) o trapezoidal con la base mayor hacia arriba, colocadas paralelamente a la dirección del río. No se aconsejan los barrotes redondos, pues se obstruyen más rápidamente con arena y piedra fina y son más difíciles de limpiar.

Una desventaja de las pletinas es su posibilidad de deformarse o ceder en el sentido horizontal. Para evitar esto se usan a veces barras en forma de T. A veces también en vez de barrotes se usan planchas perforadas con orificios redondos. Estas disposiciones obligan a aumentar considerablemente las dimensiones de las rejillas.

También a veces se han usado rejillas dobles, una gruesa encima y una fina debajo.

En los bordes, las barras, están sujetas a un marco de hierro y a veces la mitad de las barras pueden girar para facilitar la limpieza.

La sección de las barras se escoge en función de su longitud y en base de consideraciones mecánicas es decir para que puedan resistir sin doblarse el peso de piedras grandes.

La rejilla tiene una inclinación con la horizontal entre 0° y 20° para facilitar el paso de las piedras, pero según Bouvard se podría llegar a 30° o hasta 40°.

### 1.4.2.2. PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE LA TOMA DE REJILLA DE FONDO

#### 1.4.2.2.1. Azud:

Datos:

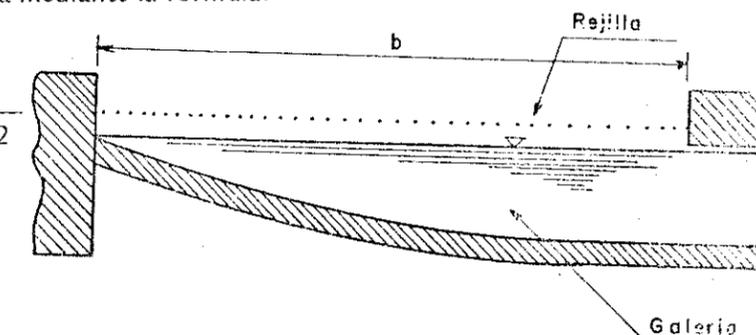
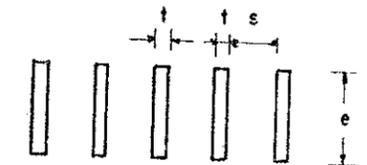
- ancho del río
- caudal de captación Q (m<sup>3</sup>/s)
- porcentaje f de la superficie que queda obstruída por las arenas y grava que se incrustan entre las rejas y que se toma de 15 - 30 o/o.
- espaciamiento entre barrotes S varía entre 2 y 6 cms.
- inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal, i (o/o)
- ancho de los barrotes t

Pasos a seguirse:

- Calcular el ancho necesario b de la rejilla mediante la fórmula:

$$b = \frac{0.313 Q}{(C K)^{3/2} L^{3/2}}$$

el valor de:  $\frac{0.313}{(C K)^{3/2}}$



se encuentra en la tabla No. 4 del anexo.

Se impone un valor L de longitud de rejilla, tal que permita aprovechar la longitud de las pletinas comerciales.

- Determinar el alto de la cresta del azud a los lados de la rejilla, para esto, la carga de entrada H<sub>0</sub> se calcula mediante la fórmula:

$$Q = 2.55 c K b L \sqrt{H_0}$$

K es un coeficiente que reduce el área total en área efectiva disponible para el paso del agua, y está dado por:

$$K = (1 - f) \frac{S}{S + t}$$

c es un coeficiente de contracción que varía en función de la disposición de los hierros de la rejilla; entonces depende de la inclinación A de la rejilla con la horizontal y está dado por:

$$C = C_0 - 0.325 i$$

$$i = \text{tg } A$$

$$C_0 = 0.6 \text{ para } e/s > 4$$

$$C_0 = 0.5 \text{ para } e/s < 4$$

#### 1.4.2.2.2. Galería:

Datos:

- caudal de captación Q (m<sup>3</sup>/s)
- longitud de la rejilla L
- ancho de la rejilla

Pasos a seguirse:

- dividir la longitud total b de la galería en partes iguales
- determinar el caudal Q<sub>x</sub> en cada parte de la galería mediante esta fórmula:

$$Q_x = \frac{Q}{b} X$$

siendo X la distancia desde el comienzo de la galería

- calcular la velocidad al final de la galería V<sub>f</sub>

$$V_f = 3 \sqrt{gS}$$

- asumir una velocidad inicial V<sub>0</sub> = 1 m/s
- determinar la velocidad en cada punto

$$V_x = \frac{V_f - V_0}{b} X + V_0$$

- Calcular el área A = Q/V

- Determinar el calado de agua d para cada punto de la galería

$$d = A/L$$

- Calcular el valor del perímetro mojado P

$$P = L + 2d$$

- determinar el radio hidráulico R

$$R = \frac{A}{P}$$

- calcular la gradiente hidráulica I mediante la fórmula:

$$I = \frac{V^2}{C^2 R}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

n = coeficiente de rugosidad = 0.025 - 0.035

- calcular las pérdidas del nivel hf

$$hf = XI$$

- realizar el sumatorio de pérdidas Σ hf

- calcular la relación V<sup>2</sup>/2g que es la carga de velocidad

- en cada parte X del azud sumar los valores correspondientes a calado, pérdidas y carga de velocidad:

$$d + \Sigma hf + V^2/2g$$

El perfil del fondo se establece restando de un plano de referencia cada uno de los valores obtenidos en la suma anterior.

## 2. SISTEMAS DE CONDUCCION:

### 2.1. CANALES ABIERTOS

#### 2.1.1. Generalidades:

Los datos que generalmente se conocen son: el caudal  $Q$  que se desea conducir, la pendiente  $J$ , y el coeficiente de rugosidad  $n$  que depende del tipo de revestimiento que se escoja. (Tabla No. 5 del anexo). La velocidad con la que se conduce el agua es 0.7 - 2 m/seg., lo ideal es conducir el mayor caudal con la menor sección (sección hidráulicamente óptima).

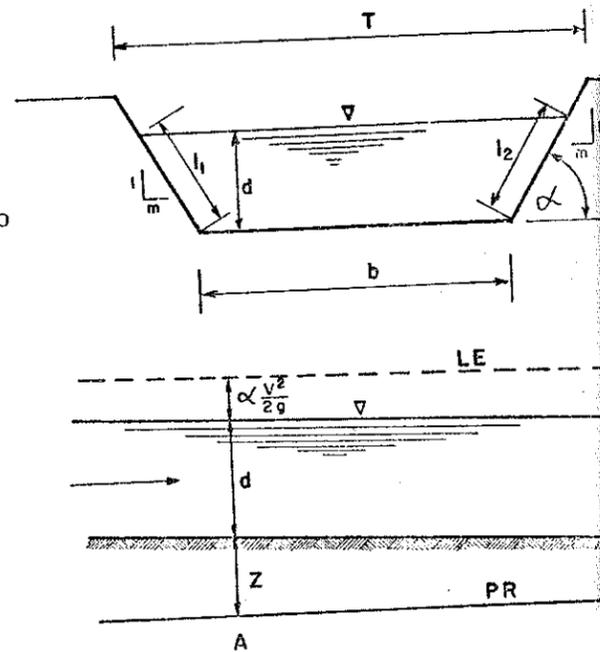
#### ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LA SECCION TRANSVERSAL DE UN CANAL:

$m = \cotg \alpha =$  talud de las paredes (ver tabla No. 6)

$d =$  profundidad del agua o calado

$P =$  perímetro mojado ( $l_1 + l_2 + b$ )

$R =$  radio hidráulico =  $\frac{\text{área mojada}}{\text{perímetro mojado}}$



#### 2.1.2. ENERGIA DE UN CANAL ABIERTO:

LE = línea de energía

PR = plano de referencia

— Energía cinética o carga de velocidad

$$\propto \frac{v^2}{2g}$$

$\alpha$  es un factor de distribución de velocidades y varía de 1.1 a 1.2 y para el caso de velocidad media  $\alpha = 1$ .

- Energía o carga de presión, está determinada por el valor de  $d$
- Energía de elevación o posición, puede estar referida a cualquier nivel.
- La energía total sobre A es:

$$H = \frac{v^2}{2g} + d + z$$

— La energía sobre el fondo del canal es:

$$H = d + \frac{v^2}{2g} \quad \text{y se denomina energía específica.}$$

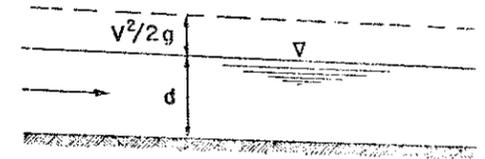
#### 2.1.3. PROFUNDIDAD CRITICA O CALADO CRITICO ( $d_c$ ):

$$H = d + \frac{v^2}{2g}, \quad Q = A V, \quad V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{bd}$$

$$H = d + \frac{Q^2}{2g b^2 d^2}$$

$$\frac{Q}{b} = q \text{ caudal unitario}$$

$$H = d + \frac{q^2}{2g d^2}$$



El calado crítico  $d_c$  es aquella profundidad de flujo donde el caudal es transportado con la mínima energía.

Si el flujo se transporta con un calado mayor a  $d_c$ , el régimen se denomina subcrítico o fluvial.

Si el flujo se transporta con un calado menor a  $d_c$ , el régimen se denomina supercrítico o torrencial.

Por lo tanto en el régimen subcrítico la velocidad es pequeña y en el supercrítico la velocidad es mayor. Para determinar cuál es el régimen que gobierna primero se calcula  $d_c$  con la siguiente fórmula:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$



2.2. TUNELES:

2.2.2.1. GENERALIDADES:

Tiene que servir en la conducción con el máximo caudal y con la menor sección, además de resistir presiones. La sección circular es hidráulicamente la sección óptima. Las secciones más comunmente usadas son:

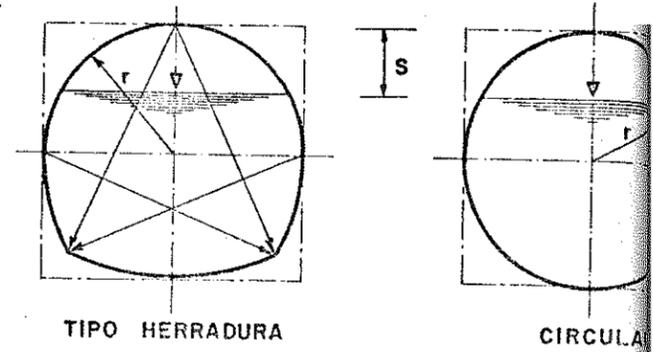
TIPO BAUL      TIPO HERRADURA      CIRCULAR

S = altura de seguridad o franco  $\approx 0.30 r \geq 0.40$  m.

En cualquier caso las alturas mínimas serían:

- 1.80 m en sección tipo baúl
- 2.00 m en sección tipo herradura
- 2.20 m en sección circular.

El ancho no debería ser menor a 1.40 m.

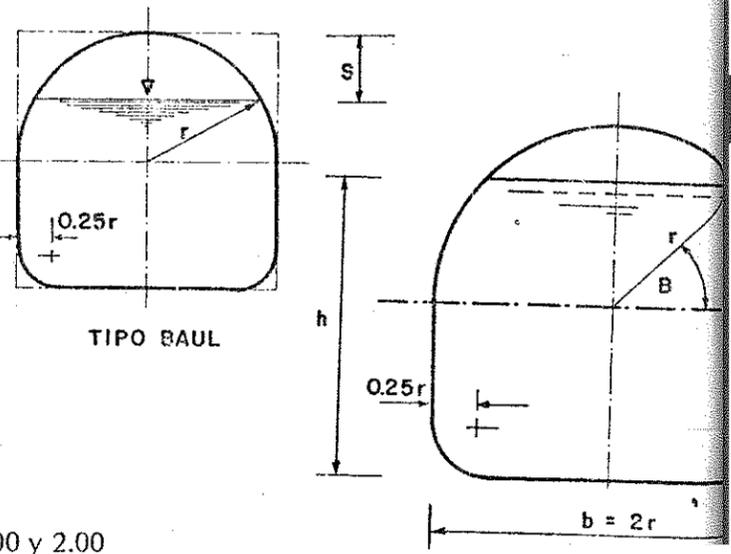


2.2.2. DISEÑO DE TUNELES:

2.2.2.1. Túnel Tipo baúl:

a) Datos:

- caudal a conducirse Q
- gradiente
- coeficiente de rugosidad :



b) Procedimiento de cálculo:

- determinar el valor
- $$Kq = \frac{Q}{i^{1/2}}$$
- asumir un valor h/r entre 1.00 y 2.00
  - utilizar la tabla No. 9 del anexo en la que con el valor de la relación h/r determinar el valor de  $Kq n/r^{8/3}$
  - sirviéndonos de esta última expresión, determinar el valor r.
  - calcular la altura de seguridad s, la que debe ser  $\geq 0.40$  m, si esto no ocurre se tendrá que asumir otro valor h/r.

- determinar el ancho del túnel  $b = 2r$

2.2.2.2. Túnel sección circular:

a) Datos:

- caudal a conducirse Q
- gradiente
- coeficiente de rugosidad n

b) Procedimiento de cálculo:

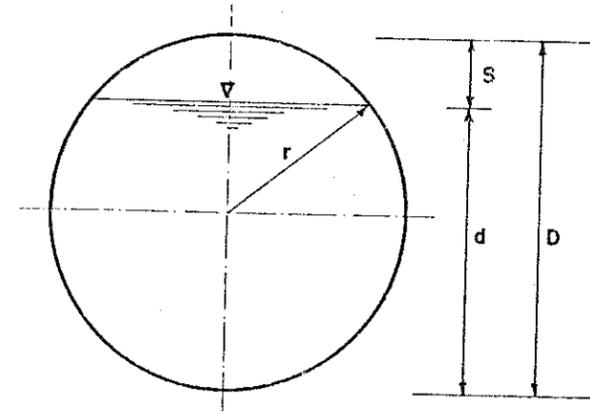
- imponerse un valor d / D
- utilizar la tabla No. 10 del anexo, en la que con el valor de la relación d / D se determinan los valores de:

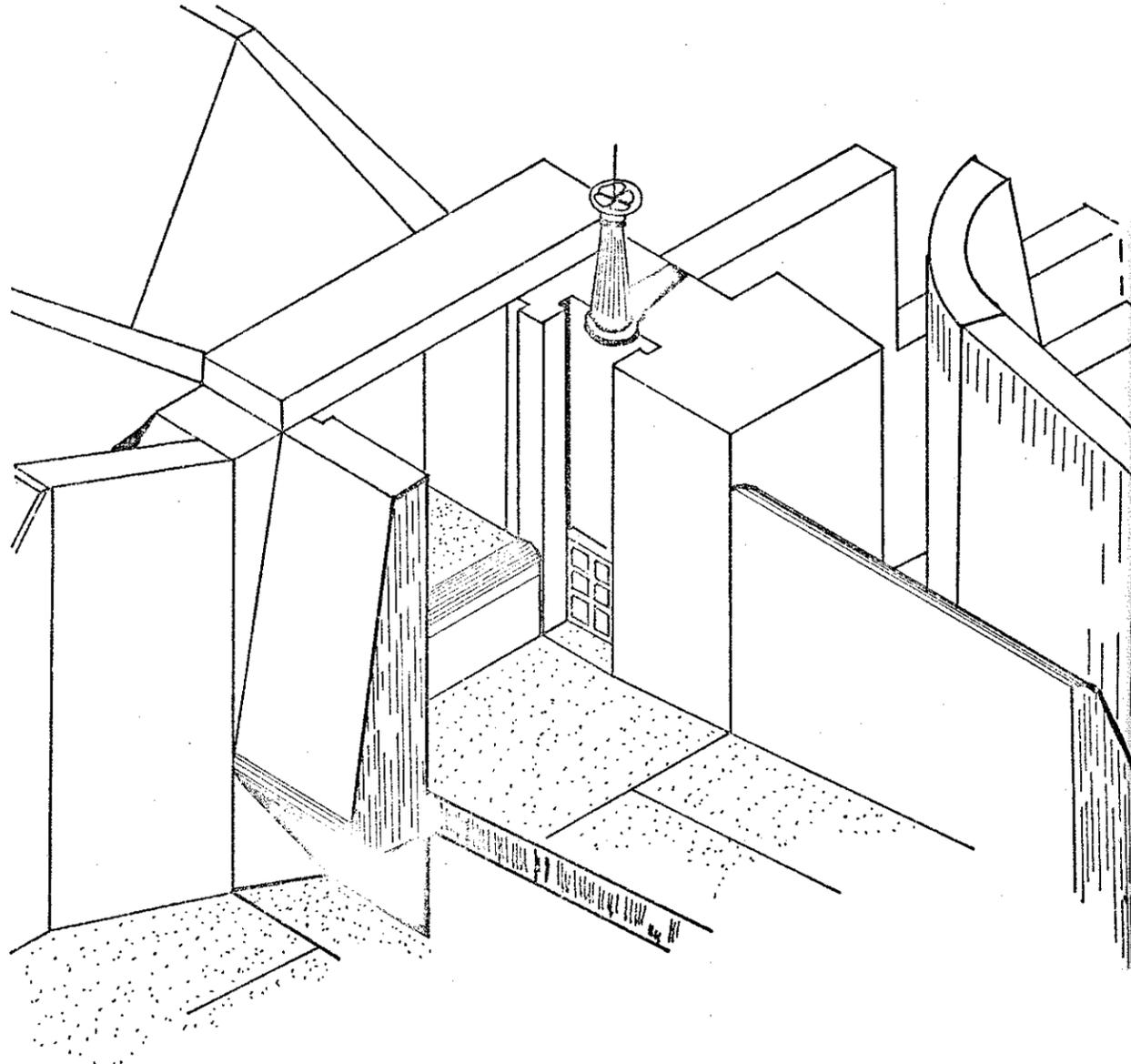
$$\frac{Qn}{D^{2.67} 0.5}$$

y de  $A / D^2$

- de las expresiones anteriores deducir el valor del diámetro D
- de la relación d / D obtener el valor de d.

En el diseño de túneles considerar que la velocidad oscila entre 1.5 y 2.5 m/s para caudales constantes. En los túneles a presión las velocidades generalmente varían de 2.5 m/s a 4.5 m/s.





3. VERTEDEROS LATERALES.

$$Q = c M b H_2^{3/2}$$

$$c = 0.4 \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K}$$

$$K = H_1 / H_2$$

Los valores de c en función de K se representan en el gráfico No. 1 del anexo.

4. COMPUERTAS.

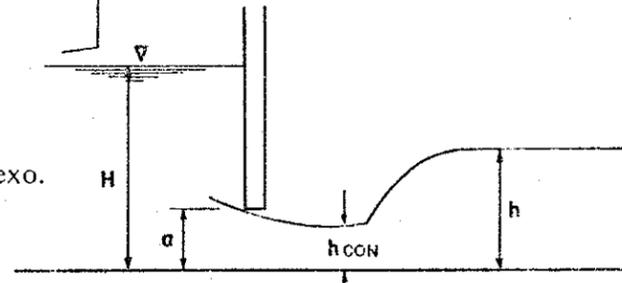
4.1. Diseño hidráulico de compuertas:

4.1.1. Compuerta libre

$$Q = K e a b \sqrt{2g \left[ H + \frac{v^2}{2g} - e a \right]}$$

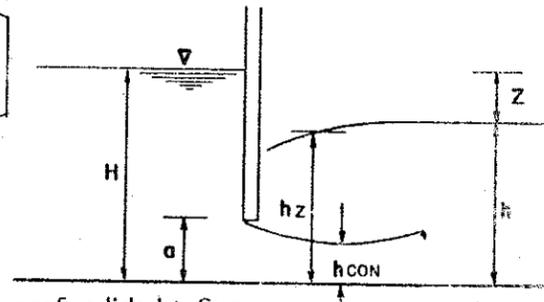
$$K = 0.95 - 0.97$$

$$e = f a / H \text{ tabla No. 11 del anexo.}$$



4.1.2. Compuerta sumergida:

$$Q = K e a b \sqrt{2g \left[ H + \frac{v^2}{2g} - h z \right]}$$

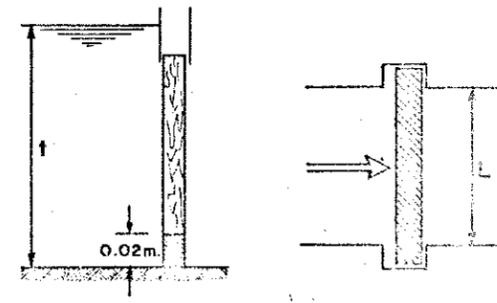


4.2. Diseño estructural de las compuertas de madera:

4.2.1. Cálculo del Espesor:

Consideramos una zona de tablero de 0.01 m. de altura a la profundidad t. Suponemos la presión del agua uniformemente repartida sobre esta zona; es decir, que el trapecio de carga se convierta en rectángulo. La luz de la compuerta es L. La presión total sobre dicha zona será:

$$P = L \times 0.01 \times t \times 1000 = 10 \times L \times t$$



Si suponemos que dicha zona forma una viga apoyada en sus extremos con carga total uniformemente repartida, P; el momento flector máximo será:

$$M = \frac{PL}{8}$$

Pero:

$$M = \frac{R \times l}{C}$$

y en el rectángulo de la zona considerada:

$$\frac{l}{C} = \frac{1}{6} \times 0.01 \times e^2$$

siendo el espesor

y R, tratándose de madera, será 600.000 kg/m<sup>2</sup>. Sustituyendo, tendremos:

$$\frac{10 \times L \times t \times L}{8} = \frac{1}{6} \times 0.01 \times e^2 \times 600.000$$

o sea

$$e^2 = \frac{10 \times L^2 \times t \times 6}{8 \times 0.01 \times 600.000} = \frac{L^2 \times t}{800}$$

$$e = \frac{L}{20} \sqrt{\frac{t}{2}}$$

\* Saltos y Presas de Embalse de Gómez Navarro.

#### 4.3. Resistencia que hay que vencer para la elevación y descenso de las compuertas: Compuertas deslizantes.

La resistencia en este caso comprende dos términos: uno, corresponde al rozamiento en virtud de la presión hidráulica a que está sometida la compuerta; otro, en el caso de elevación, debido al propio peso de ella. Este último término para el descenso se convierte en fuerza favorable.

Si llamamos:

F, la fuerza necesaria en toneladas para equilibrar las resistencias en el ascenso, y F' en el descenso.

A, la superficie de la compuerta, en metros cuadrados, expuesta a presión hidráulica.

H, la carga de agua sobre el centro de la compuerta, en metros;

K, el coeficiente de rozamiento estático.

W, el peso propio de la compuerta, en toneladas.

Se verificará:

$$F = H \times A \times K + W$$

$$F' = H \times A \times K - W$$

#### 4.4. Mecanismo de elevación:

Consiste en un husillo unido al tablero que penetra en una tuerca fija al puente, de modo que está sujeta solo a un movimiento de rotación impuesto por los brazos que lleva, y se determina así el ascenso o descenso del husillo y tablero.

#### 5. DESARENADORES:

\* Diseño Hidráulico Sviatoslav Krochin.

##### 5.1. Generalidades:

Cualquier tipo de toma siempre deja penetrar alguna cantidad de materiales sólidos que producen perjuicios grandes, pues se van sedimentando en el fondo del canal y con el tiempo van reduciendo su capacidad; y tratándose de canales que sirven a centrales hidroeléctricas, parte de caudal sólido llega hasta las turbinas, desgastándolas. Todo esto se evita construyendo los desarenadores en los que se deposita el material fino debido a una reducción de velocidad.

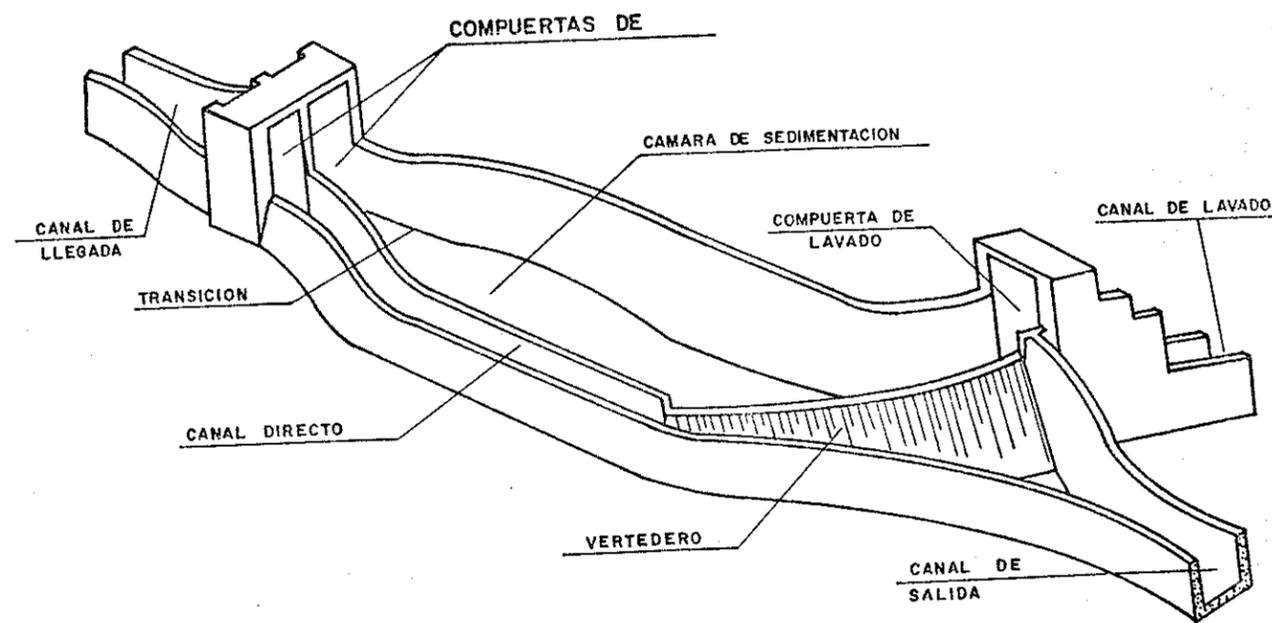
##### 5.2. Tipos de desarenadores:

Existen dos tipos de desarenadores: de lavado intermitente y de lavado continuo; esta clasificación está en función de que los sedimentos se laven periódicamente o en forma continua.

##### 5.2.1. Desarenadores de Lavado Intermitente:

##### 5.2.1.1. Partes constitutivas:

— Transición de entrada que es un tramo que une el canal con el desarenador, y en la que se consigue una buena distribución de velocidades.



- Cámara de sedimentación, que tiene una sección mayor que la del canal y por consiguiente menor velocidad, produciendo la sedimentación del material sólido.
- Compuerta de lavado que sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo.
- Canal directo que permite no interrumpir el servicio mientras se lava el desarenador.

#### 5.2.1.2. Diseño:

##### a) Principales Criterios a Considerarse:

- la transición de entrada debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de  $12^{\circ} 30'$
- la velocidad del agua en la cámara de sedimentación varía entre 0.1 y 0.4 m/seg.
- la profundidad media varía entre 1.5 y 4 m.
- la pendiente transversal generalmente varía de 1:5 a 1:8
- la pendiente longitudinal del canal central de la cámara varía entre 2 y 6 o/o
- el diámetro máximo del grano debe estar dentro del rango de 0.15 a 0.40 m.m.
- la capacidad de desarenación debe ser más de 1.5 a 2 veces la capacidad teórica.
- los tiempos de sedimentación varían de acuerdo con el tamaño del grano.
- es necesario hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegurar una adecuada capacidad del desarenador y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencia.
- para un lavado rápido y eficaz se debe dar al agua una salida con velocidad de 3 - 5 m/seg.

##### b) Datos para el Diseño:

- caudal de diseño Q
- tamaño de las partículas que deben depositarse O (mm)
- datos geométricos del canal de llegada (ancho, calado, inclinación de taludes).

##### c) Procedimiento de Diseño:

- adaptar una velocidad V del agua en el desarenador (0.1 - 0.4 m/seg).
- calcular la sección transversal con la siguiente fórmula:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{\text{caudal}}{\text{velocidad}}$$

## 5.2.2 Desarenadores de Lavado Continuo

— adoptar una relación de:

$$\frac{\text{ancho (b)}}{\text{alto (d)}} = 1.5 - 2$$

— determinar el calado d con la siguiente fórmula:

$$A = b d + m d^2 \text{ (sección trapezoidal)}$$

— determinar el ancho b con la relación anterior b/d

— calcular la longitud activa del desarenador mediante la fórmula:

$$L = \frac{R d V}{W}$$

en la que R es un coeficiente que varía de 1.2 a 1.5, y W es la velocidad de sedimentación que se determina en función del diámetro  $\phi$  de las partículas, mediante la tabla No. 12 del anexo.

### 5.2.2. Desarenadores de Lavado Continuo.

Este tipo de desarenadores se usa cuando se tiene un caudal Q mayor que el caudal de diseño  $Q_d$ , ya que parte del caudal Q está siendo utilizado para realizar el lavado.

El colector debe tener una capacidad suficiente para retener todos los sedimentos.

Las velocidades en la cámara son diferentes  $V_1 > V_2$ ,  $V_1$  es mayor pues corresponde al caudal Q.

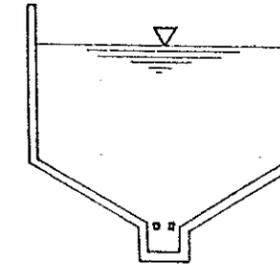
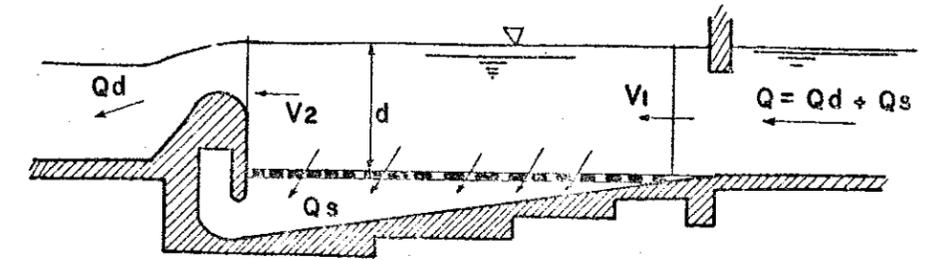
Para calcular la longitud aplicar la fórmula de Dufour:

$$L = \frac{d}{W + V} \left[ \frac{V_1 + V_2}{2} \right]$$

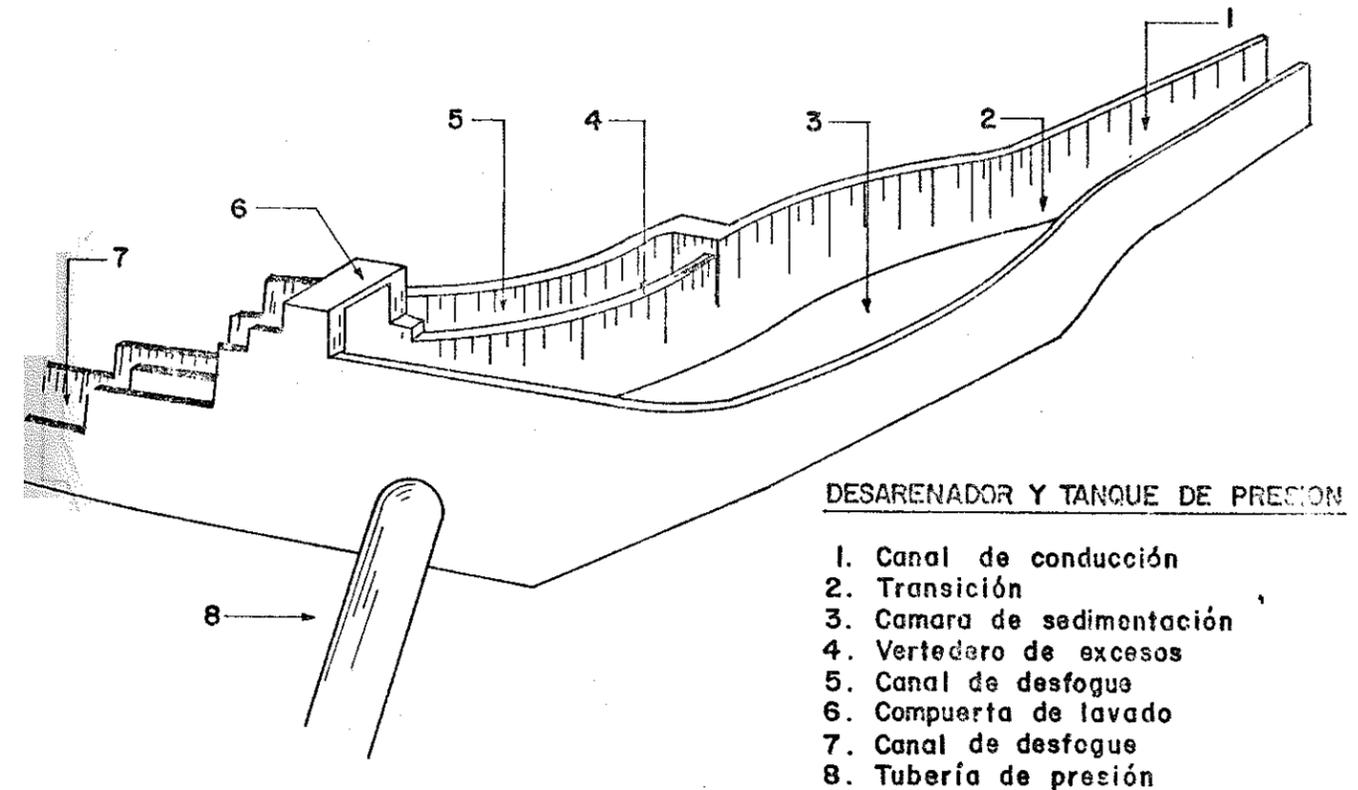
V = velocidad en el colector

$$= \frac{Q_s}{L b m}$$

$Q_s$  = caudal para la limpieza

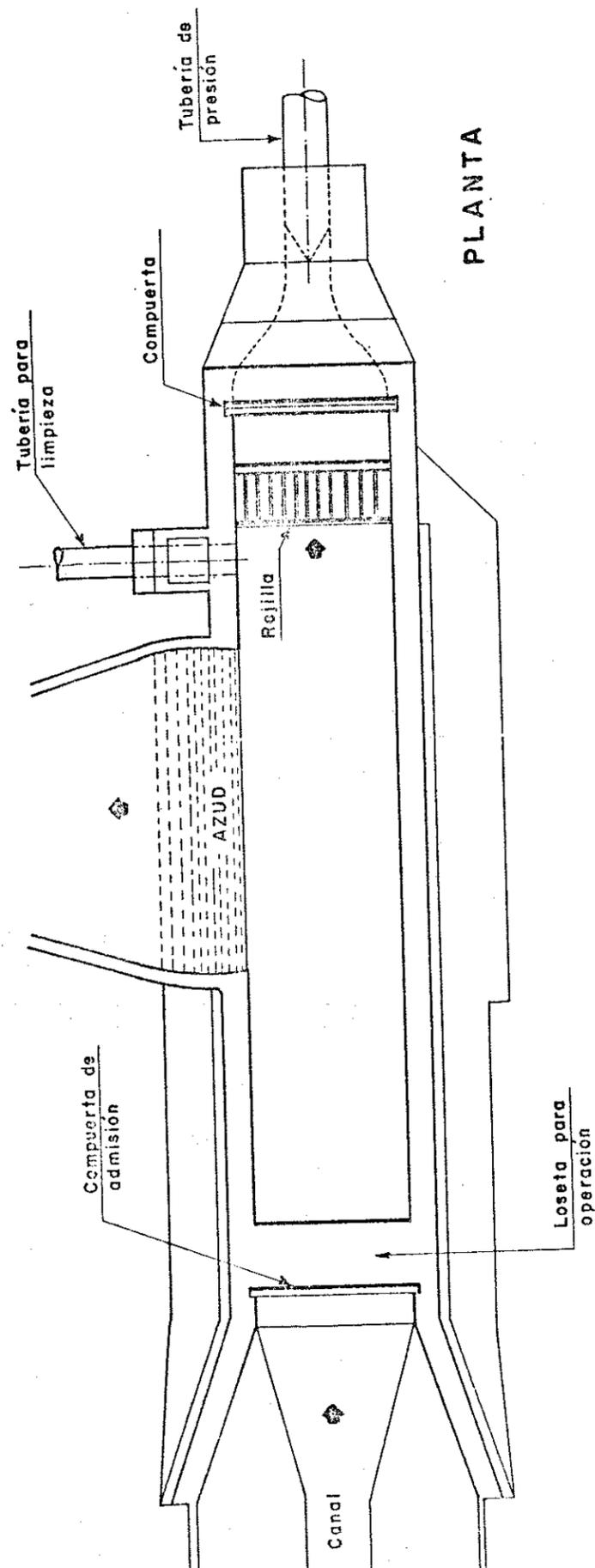


## 6.2. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS :

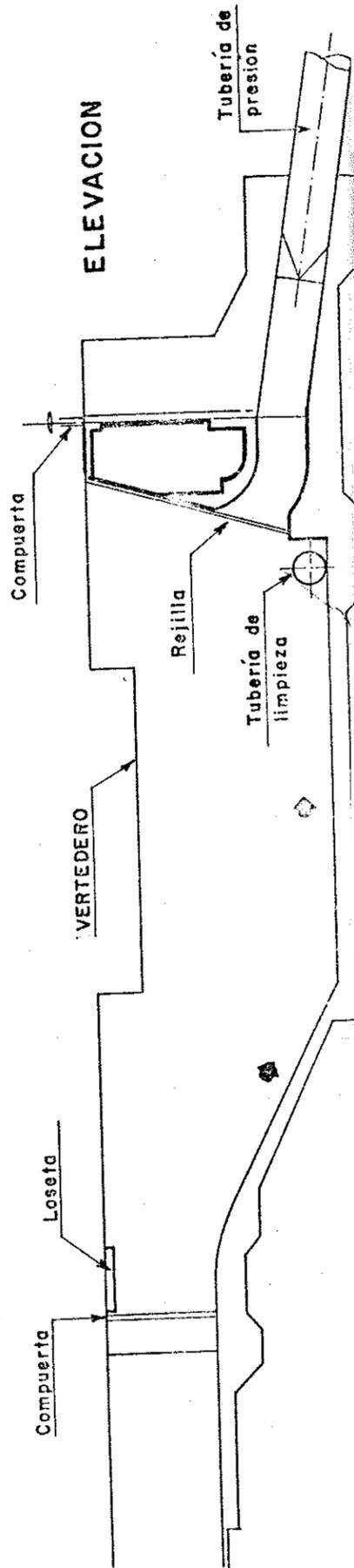


### DESARENADOR Y TANQUE DE PRESION

1. Canal de conducción
2. Transición
3. Cámara de sedimentación
4. Vertedero de excesos
5. Canal de desfogues
6. Compuerta de lavado
7. Canal de desfogues
8. Tubería de presión



**TANQUE DE PRESION**



## 6. TANQUE DE PRESION:

### 6.1. PRINCIPALES FUNCIONES:

- permitir la conexión entre sistema de conducción y tubería de presión.
- producir la sedimentación y eliminación de materiales sólidos que vienen por el canal.
- impedir la entrada en la tubería de presión de materiales sólidos de arrastre y flotantes.
- desalojar el exceso de agua en las horas en las que la cantidad de agua consumida por las turbinas es inferior al caudal de diseño.
- crear un volumen de reserva de agua que permita satisfacer las necesidades de las turbinas durante los aumentos bruscos de demanda.
- mantener sobre la tubería una altura de agua suficiente para evitar la entrada de aire a la misma.

### 6.2. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS:

#### DESARENADOR Y TANQUE DE PRESION

1. Canal de conducción
2. Transición
3. Cámara de sedimentación
4. Vertedero de excesos
5. Canal de desfogue
6. Compuerta de lavado
7. Canal de desfogue
8. Tubería de presión.

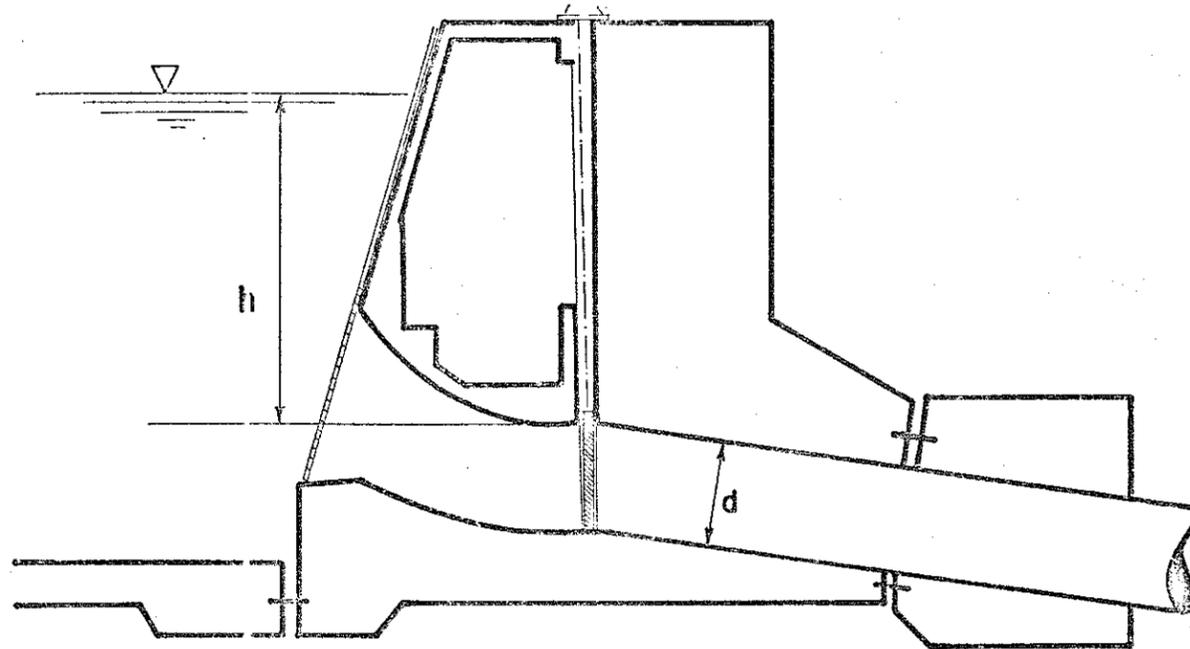
### 6.3. DISEÑO DEL TANQUE DE PRESION

#### 6.3.1. CALCULO DEL VOLUMEN:

a) Datos:

características del canal o túnel de conducción:

- . coeficiente de rugosidad ( $n$ )
- . pendiente ( $i$ )
- . dimensiones ( $d$  ó  $b$ )
- . caudal conducido ( $Q$ )



- b) Procedimiento de cálculo:
- determinar la sección A del túnel o canal de conducción
  - calcular la velocidad  $V_0$  del agua en la conducción  $V_0 = Q/A$
  - calcular el volumen del tanque de presión mediante la siguiente fórmula:

$$M = \frac{0.693 A V_0^2}{ig}$$

### 6.3.2. ALTURA MINIMA DE AGUA SOBRE LA TUBERIA DE PRESION:

El costo de la estructura del tanque de presión se incrementa con el incremento de la profundidad a la que está colocada la salida de la tubería de presión, por esta razón para una máxima economía ésta debería estar lo más alta posible. Pero por otro lado, esta situación es un poco peligrosa debido a que se puede formar remolinos que permiten la entrada de aire a la tubería ocasionando problemas en la misma y afectando la eficiencia de las turbinas. El problema entonces consiste en establecer qué altura bajo el nivel del agua debe quedar la parte superior de la tubería considerando el aspecto económico y evitando la zona en que se producen remolinos para lograr una buena eficiencia hidráulica.

La mínima altura de agua sobre la tubería de presión se puede calcular con las siguientes fórmulas:

$$h = 0.543 V d^{1/2} \text{ para salida frontal del flujo}$$

$$h = 0.724 V d^{1/2} \text{ para salida lateral del flujo}$$

en la que V es la velocidad en la tubería de presión y d el diámetro de la misma.

La velocidad V se calcula mediante la siguiente fórmula:

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

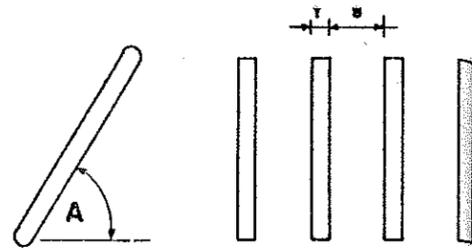
### 6.3.3. CALCULO DE LA REJILLA:

\* Diseño Hidráulico Sviatoslav Krochin

Para evitar la entrada de materiales flotantes en la tubería, entre ésta y el tanque de presión se instalan rejillas finas.

La pérdida de carga que se produce en las rejillas se calcula generalmente con la fórmula de Kirschmer, según la cual:

$$hf = B \left(\frac{t}{s}\right)^{4/3} \frac{V^2}{2g} \sin A$$



siendo:

t = grueso del barrote

s = separación entre barros, depende del tipo de turbina

V = velocidad de aproximación. Este valor se toma generalmente entre 0.5 y 1.2 m/s aunque en obras grandes se admite hasta 2.5 m/s.

B = coeficiente que varía según la forma de la sección transversal del barrote. Para pletinas comunes de sección rectangular, B = 2.42

Si se redondean las esquinas de la parte frontal de las pletinas este valor baja a 1.83

A = inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal, para facilitar la limpieza.

A = 50 - 55° para limpieza a mano

A = 70 - 76° para limpieza mecánica

Esta fórmula es válida si la rejilla está colocada perpendicularmente a la dirección del flujo.

## 7. TUBERIA DE PRESION.

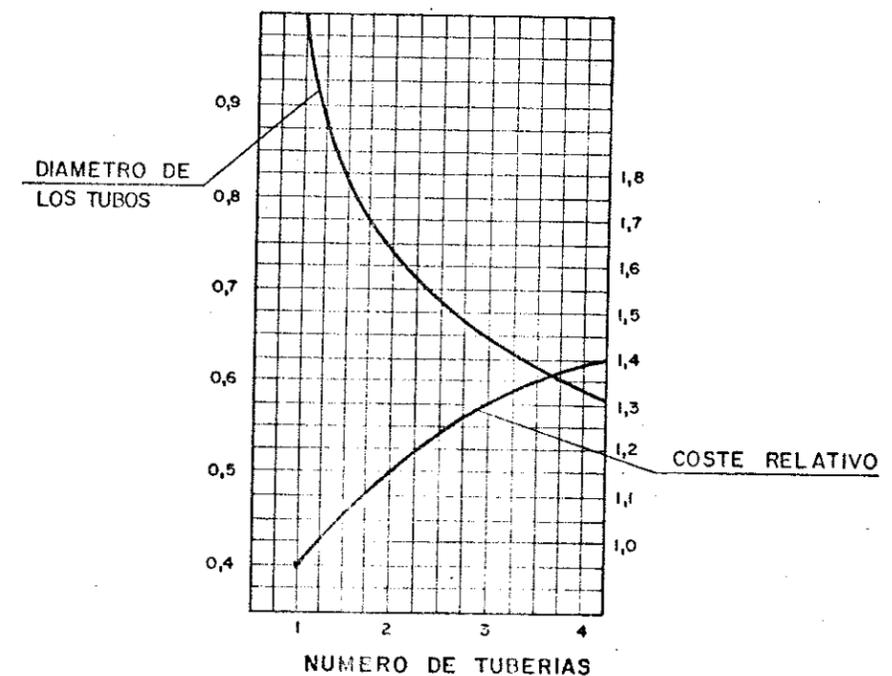
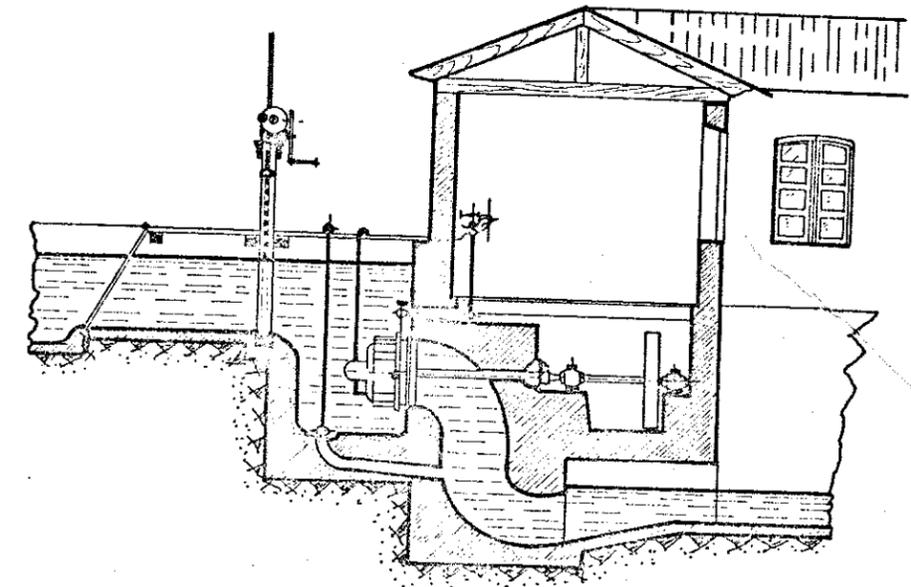
### 7.1. Generalidades:

Cuando la altura del salto es muy pequeña, se puede hacer llegar directamente al distribuidor de la turbina el agua procedente del canal, utilizando las turbinas de cámara abierta la misma que hace las veces de cámara de presión. Cuando los saltos son mayores las turbinas son de cámara cerrada (en forma de espiral) a la que afluye el agua que es conducida por las tuberías forzadas o tuberías de presión, las mismas que son generalmente de acero, pero para pequeñas presiones pueden hacerse de hormigón, madera, PVC, asbesto, cemento o cualquier otro material apropiado.

### 7.2. Número Conveniente de tuberías.

Según el número de grupos instalados y de acuerdo a la necesidad de mantenerlos independientes, se escoge el número de tuberías a instalarse. A igualdad de caudal y de pérdida de carga, una sola tubería pesa y cuesta mucho menos que varias tuberías, por lo cual desde el punto de vista económico existe la conveniencia de reducir al mínimo el número de ellas. La figura abajo muestra un diagrama que indica el diámetro de las tuberías necesario en función del número de las mismas y esto para igual caudal y pérdida de carga.

\* Centrales Hidroeléctricas de Zoppetti.



### 7.3. Diámetro de la Tubería de Presión.

El diámetro de las tuberías forzadas puede ser constante o decreciente, desde arriba a abajo. Para determinar el diámetro conveniente es necesario considerar previamente que toda la tubería tiene un diámetro único, para después estudiar las soluciones con diámetro variable.

Cuando se trata de tuberías para saltos de poca altura, en las cuales el espesor es casi constante en toda la longitud, resulta prácticamente que la mejor solución es la de diámetro constante. En las tuberías de saltos de regular y de gran altura, conviene construir los tubos con diámetro decreciente de arriba a abajo por sucesivos tramos.

La determinación del diámetro de la tubería es un problema económico que depende de dos valores: velocidad del agua y pérdida de carga. La velocidad del agua en las tuberías, para el caudal máximo, resulta en la práctica comprendida entre 4 y 6 m/seg.

El diámetro de máxima conveniencia de una conducción forzada es el que hace mínima la suma de la anualidad que comprende el interés del capital necesario a la adquisición de la tubería y a su amortización, y el valor de la energía equivalente a las pérdidas de carga que se producen en la tubería. Mientras mayor es el diámetro, menores son las pérdidas hidráulicas en la tubería y mayor es la potencia que se puede obtener del salto.

Para evidenciar la dependencia entre el diámetro de la conducción y la suma del costo de la tubería y la energía perdida, conviene trazar las curvas correspondientes a estos conceptos en función del diámetro, cuya suma de ordenadas dará una curva que pasa por un mínimo correspondiente al diámetro más económico.

— Las anualidades de amortización se pueden calcular con la siguiente fórmula:

$$a = \frac{Cr (1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1}$$

en la que:

C = costo inicial

r = interés

n = número de años en que se paga la deuda.

— La pérdida de carga se puede calcular con la fórmula de Darcy.

$$hf = \beta \frac{Q^2 L}{D^{1.5}}$$

o con la fórmula de Manning

$$hf = 10.34 \frac{n^2 Q^2 L}{D^{5.33}}$$

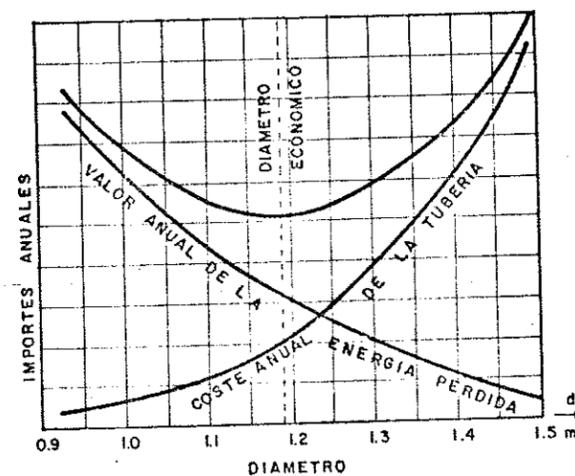


DIAGRAMA PARA OBTENER EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA

en las que:

Q = caudal en m<sup>3</sup>/seg

L = longitud de la tubería en metros

D = diámetro de la tubería en metros

n = coeficiente de rugosidad, depende del material

$\beta$  = 0.0020 para tuberías soldadas

0.0025 para tuberías roblonadas.

Para un diseño preliminar se puede calcular el diámetro de las tuberías mediante las siguientes fórmulas:

$$D = \sqrt[7]{0.0052 Q^3} \quad \text{para alturas de caída } H < 100 \text{ m}$$

$$D = \sqrt[7]{\frac{5.2 Q^3}{H}} \quad \text{para alturas de caída } H > 100 \text{ m}$$

siendo  $H = h + h_1$

h = altura de caída bruta

$h_1 = 0.15 L V / T$  = sobre presión debida al golpe de ariete

L = longitud de la tubería en metros

V = velocidad del agua en m/s

T = tiempo de cierre de la válvula de la turbina en segundos

La fórmula es válida para

$$T > \frac{L}{500}$$

#### 7.3.1. Procedimiento de cálculo para determinar el diámetro más económico:

a) Datos:

— caudal de diseño Q (m<sup>3</sup>/s)

- carga bruta H (m)
- Longitud de la tubería L (m)
- coeficiente de rugosidad n

b) Pasos a seguirse:

- imponerse un diámetro
- calcular la sección transversal de la tubería

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

- determinar la velocidad

$$V = \frac{Q}{A}$$

- calcular las pérdidas por fricción hf

$$hf = 10.34 \frac{n^2 Q^2 L}{D^{5.33}}$$

- calcular la producción anual de energía A, de la siguiente manera:

$$\bar{A} = N \times f \times C$$

N = número de horas que trabaja la central durante todo el año

f = factor de carga

c = costo del Kw - hora

- determinar el valor de la energía que se pierde anualmente por fricción

$$P = \bar{A} \times 9.81 \times \xi \times Q \times hf$$

Siendo  $\xi$  = eficiencia

- calcular el espesor de la tubería e mediante la siguiente fórmula:

$$e = \frac{1.25 p D}{2 \sigma} + e_0 = \frac{1.25 \times W \times H \times D}{2 \sigma} + e_0$$

siendo:

W = peso específico del agua 1 Ton/m<sup>3</sup>

$\sigma$  = esfuerzo de trabajo del material del tubo (en acero 1.200 Kg/cm<sup>2</sup>)

e<sub>0</sub> = 3 - 5 mm.

- determinar el volumen por metro de longitud de tubería

$$V = \pi e D$$

- determinar el peso por metro de longitud de tubería

$$G = V \times \partial$$

$\partial$  = peso específico del material

(en el caso del acero  $\partial = 7.8 \text{ ton/m}^3$ )

- calcular el costo inicial por metro de longitud de tubería

$$\bar{C} = G \times \text{costo del material en peso}$$

- determinar el costo inicial total de la tubería

$$C = \bar{C} \times L$$

- calcular el valor de la anualidad de amortización

$$a = \frac{cr (1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1}$$

- sumar el valor correspondiente a energía perdida anualmente por fricción y el valor de la anualidad de amortización.

- el menor valor de esta última suma será el diámetro más económico.

#### 7.4. Espesores de la Tubería:

Desde el punto de vista de la determinación de los espesores de las paredes de la tubería interesan:

- 1) Los esfuerzos de tensión debidos a presiones externas o depresión interior. Esfuerzos accidentales debidos a fuerzas externas.
- 2) Los esfuerzos de flexión lateral cuando se inicia el llenado de la tubería.
- 3) Los esfuerzos de tensión, debidos a la presión interior; tanto transversales como longitudinales.

Además, se tienen esfuerzos de flexión longitudinal cuando la tubería no tiene apoyo continuo; esfuerzos longitudinales debidos a diferencias de temperatura; esfuerzos en los codos, etc. Todos éstos, se estudiarán más adelante al tratar de los bloques de anclaje y apoyos.

##### 7.4.1. Espesor mínimo de la tubería para soportar presiones externas:

Una presión exterior puede ser ejercida por enterramientos, pesos de transporte, esfuerzos accidentales, y al presentarse depresión interior en la tubería, por acción de la presión atmosférica. El espesor de la chapa de la tubería es función de la altura, o sea que en la parte superior donde la carga es mínima, los espesores son pequeños; pero debido a motivos de construcción, transportación y montaje se hace necesario cierto espesor mínimo límite dado por la práctica así:

Para diámetros de hasta 0.80 m	e = 0.005 m
Para diámetros de 0.80 m - 1.50 m	e = 0.006 m.
Para diámetros de 1.50 - 2.00 m	e = 0.007 m.

En tuberías de más de dos metros de diámetro, generalmente se colocan anillos de refuerzo.

El espesor necesario para contrarrestar la presión de hundimiento se puede calcular con la fórmula de Rudolf Mayer.

$$e = d \sqrt{\frac{\xi P}{2 E}}$$

e = espesor de la tubería

d = diámetro interior del tubo

$\xi$  = coeficiente de seguridad

P = presión específica exterior actuando sobre la proyección plana de la tubería.

E = módulo de elasticidad del material del tubo.

Al apisonar estáticamente la tierra alrededor de una tubería instalada dentro de una zanja, esta tierra apisonada tiene un efecto de rozamiento, de tal suerte que, en este caso, se puede prescindir de un factor de seguridad insertando  $\xi = 1$ . Lo contrario sucede en una tubería instalada al aire, en la cual, si ocurriera un vacío absoluto debería calcularse con  $\xi = 4$ . Prácticamente no puede producirse un vacío absoluto y el trabajar con  $\xi = 2$  da una conveniente seguridad.

$$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ para el acero}$$

$$p = 1.036 \text{ kg/cm}^2 \text{ (presión atmosférica)}$$

##### 7.4.2. Espesor mínimo de la tubería para soportar la flexión lateral:

Al iniciarse el llenado, por la tubería circula el agua sin ocupar toda su sección transversal; en este estado las presiones existentes en los distintos puntos de la circunferencia del tubo son diferentes (en la parte superior donde hay aire es menor la presión) y la tubería tiende a ovalarse o achatarse y ese es precisamente el fenómeno de la flexión lateral. Poco a poco va llenándose cada vez más el tubo de agua hasta que la circulación es a presión total y entonces desaparece el fenómeno citado.

La manera de disminuir la flexión lateral es dando una forma adecuada a los apoyos o sea una mayor circunferencia de contacto de éstos con la tubería.

Existen fórmulas para calcular el momento debido a la flexión lateral en función del ángulo correspondiente al arco que forma la línea de contacto del apoyo con la tubería, pudiendo así obtenerse los siguientes valores de B, para tuberías de acero normal ST - 37.

Diámetros	Valores de B
Hasta 3 mts	120°
De 3 - 4 m	180°
De 4 - 5 m	210°

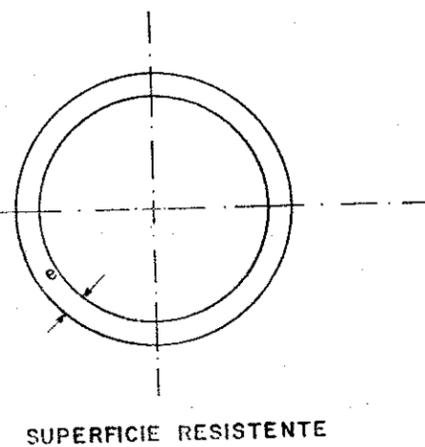
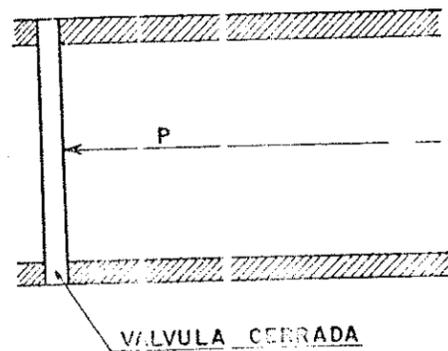
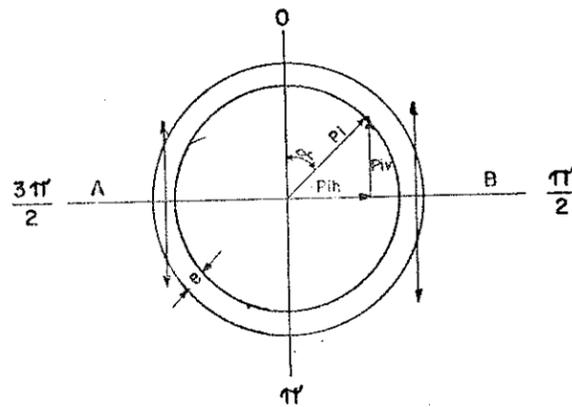
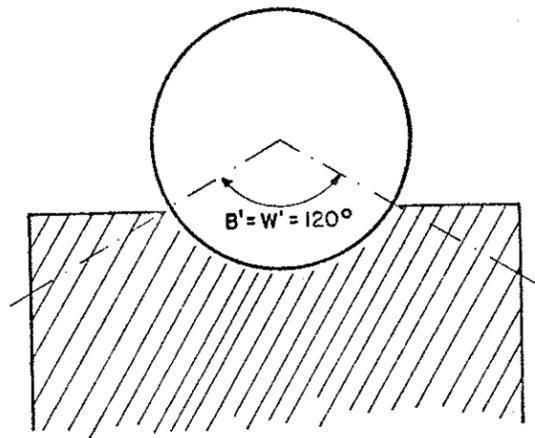
Como se puede ver, el peligro de la flexión lateral existe con los diámetros muy grandes, lo normal es tener B = 120°. Además la tubería que interesa en P.C.H. generalmente tiene un diámetro pequeño.

Por otro lado la experiencia y el cálculo han demostrado que un tubo apto para resistir el vacío interno, resiste perfectamente también la flexión lateral y por tanto basta comprobar que la tubería resiste a la presión exterior.

##### 7.4.3. Espesor de la tubería para resistir a los esfuerzos de tensión originados por la presión interior:

Desarrollo de la fórmula de cálculo, tomando en cuenta:

- a) Las relaciones moleculares transversales del material; y,



b) Las reacciones moleculares longitudinales.

a) Reacciones transversales:

La siguiente deducción se hará bajo las consideraciones de que la relación  $e/D$  es muy pequeña, o sea que las tensiones se reparten uniformemente en todo el grueso de la pared del tubo.

Considerando una longitud unitaria de tubo y llamando:

$D$  = diámetro interior de la tubería

$e$  = espesor de la pared

$p_i$  = presión unitaria interior

$p_a$  = presión unitaria exterior

$\sigma$  = carga práctica de trabajo del material

A B es un plano horizontal que pasa por el centro del círculo. La parte del tubo sobre el plano A B está en equilibrio bajo la acción de las fuerzas a ella aplicadas y las reacciones que en A y B ejerce la otra parte interior y que serán en virtud de la simetría, normales a la sección A B. Cada reacción vale:

$$R = e \times L \times \sigma$$

como:

$$L = 1$$

$$R = e \sigma$$

Las fuerzas interiores actúan radialmente, pudiendo descomponerse en dos, una horizontal y otra vertical.

Componente horizontal:

$$\begin{aligned}
 P_{ih} &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p_i r d\alpha \sin \alpha = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p_i D/2 d\alpha \sin \alpha \\
 &= \frac{p_i D}{2} \left( -\cos \right) \frac{\pi/2}{\pi/2} = \frac{p_i D}{2} \left( -\cos \frac{\pi/2} - \cos \left( -\frac{\pi/2} \right) \right) \\
 &= \frac{p_i D}{2} (-1 - 1) = 0
 \end{aligned}$$

Componente vertical:

$$P_{iv} = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} p_i d \alpha \cos \alpha = \frac{p_i D}{2} (\sin \alpha) \Big|_{-\pi/2}^{\pi/2}$$

$$= \frac{p_i D}{2} (1 - (-1)) = \frac{2 p_i D}{2} = p_i D$$

Como se ve, las componentes horizontales se anulan e interesa solamente la resultante vertical que es normal al plano AB, e igual a la presión total que se tendría si la presión unitaria interior actuara normalmente sobre una superficie rectangular plana, proyección de la tubería, o sea:

$$P = p_i \times S = p_i \times D \times L$$

como:

$$L = 1$$

$$P = p_i D \text{ (Kgr)}$$

De modo semejante la resultante de las presiones exteriores será también normal a AB, e igual a:

$$P_{ext} = p_a (D + 2e) \times L$$

$$= p_a (D + 2e)$$

$$p_a = \text{presión unitaria exterior (presión atmosférica)}$$

La resultante de las fuerzas interiores y la de las exteriores tienen la misma dirección, pero, sentido contrario, pudiendo sumarlas vectorialmente obteniéndose:

$$2e \sigma' = p_i D - p_a (D + 2e)$$

$$2e \ll D, \text{ pudiéndose despreciar } ( + 2e) \text{ del segundo miembro y}$$

$$2e \sigma' = D (p_i - p_a) = Dp$$

$$p = \text{presión manométrica}$$

$$2e \sigma' = Dp$$

$$e = \frac{Dp}{2\sigma'}$$

## b) Reacciones longitudinales:

Una tubería tendrá de hecho una llave u órgano de control para cierres y aperturas. Al cerrar este depósito, sobre su pared actuará una presión, y considerando el caso extremo de cierre total esa presión es:

$$p = p \frac{\pi D^2}{4} \text{ (presión de tensión longitudinal)}$$

$$p = p_i - p_a$$

El valor de esta presión longitudinal debe ser contrarrestado por la resistencia de la chapa del tubo o sea por las reacciones longitudinales que se originan en su sección transversal.

$$\text{Reacción} = e \pi D \sigma'$$

igualando acción y reacción.

$$e \pi D \sigma' = \pi \frac{p D^2}{4 \sigma}$$

$$e = \frac{p D}{4 \sigma}$$

Se requiere pues un espesor igual a la mitad del necesario para vencer el esfuerzo transversal por presión interior. Es suficiente, por lo tanto calcular el espesor de la tubería para resistir los esfuerzos transversales y de hecho se está garantizando la seguridad contra los esfuerzos longitudinales.

\* Saltos de Agua y Presas de Embalse de Gómez Navarro.

## 7.5. ANCLAJES Y APOYOS: (\*)

### 7.5.1. Cálculo de Fuerzas:

Los anclajes son bloques de hormigón que impiden el movimiento de la tubería. Pueden ser del tipo abierto cuando la tubería está descubierta y sujeta al bloque por medio de piezas especiales de acero o del tipo macizo cuando el hormigón cubre totalmente a la tubería y ésta está embebida dentro del bloque.

Para establecer las dimensiones de un bloque de anclaje deben calcularse primero todas las fuerzas que le son transmitidas por la tubería.

Estas fuerzas por el lado de aguas arriba del anclaje son las siguientes:

1) La componente del peso propio de la tubería normal al eje de la misma:

$$F_1 = (G_T - G_W) \cos a L$$

siendo:

$G_T$  = el peso de la tubería

$G_W$  = el peso del agua

$a$  = el ángulo de la tubería con la horizontal

Como longitud del tramo se toma la mitad de la distancia del apoyo inmediato superior hasta el centro del anclaje.

\* Tomado del Diseño Hidráulico de Sviatoslov Krochin

2) La componente del peso propio de la tubería paralela al eje de la misma y que tiende a producir su deslizamiento hacia el anclaje.

$$F_2 = G_T \sin a L$$

Como longitud se toma el tramo comprendido desde la junta de dilatación hasta el anclaje.

3) Rozamiento en los apoyos que actúa hacia el anclaje (+) produciendo un esfuerzo de compresión en la tubería cuando aumenta la temperatura y produciendo un esfuerzo de tracción (-) cuando disminuye la misma.

$$F_3 = f (G_T + G_W) \cos a$$

Los valores del coeficiente de rozamiento  $f$  se dan en la tabla No. 11 del anexo.

4) Una fuerza paralela al eje, debido al rozamiento en el prensa estopas, positiva cuando aumenta la temperatura.

Las variaciones de longitud de la tubería se absorbe en las piezas de dilatación que están diseñadas con un prensa-estopas en el que hay que superar el rozamiento entre la empaquetadura y el tubo liso. El coeficiente de rozamiento  $f_1$  se toma entre 0.25 y 0.30.

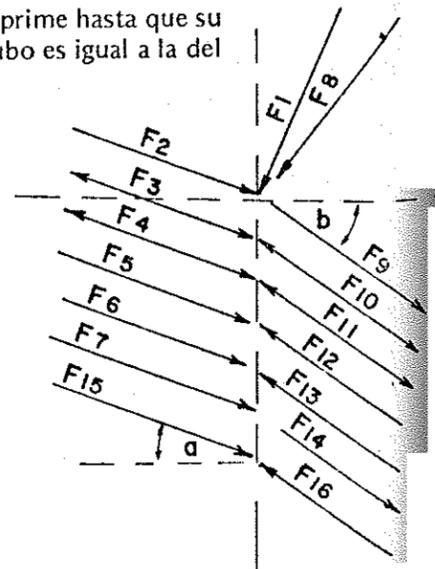
Se admite que al empezar el servicio, la empaquetadura se comprime hasta que su ancho se reduce de  $b$  a  $0.9 b$  y que la presión entre ellas y el tubo es igual a la del agua.

La fuerza es igual a:

$$F_4 = \mp 0.9 f_1 \pi b D_1 H$$

Prácticamente se puede tomar:

$$D_1 = D + 2t$$



siendo  $D$  el diámetro interior de la tubería y  $t$  el grueso de la pared de tubería.

5) Una fuerza axial en la junta de dilatación dirigida hacia el anclaje y debida a la pequeña diferencia de sección.

$$F_5 = 0.25 \pi (D_1^2 - D^2) H$$

$H$  = carga de agua que existe en la junta.

6) La presión del agua en dirección del eje, dirigida hacia el anclaje.

$$F_6 = 0.25 \pi D^2 H \cdot 1.25$$

$H$  = carga de agua en el anclaje.

El factor de 1.25 se pone para incluir una posible sobrepresión por golpe de ariete.

7) La fuerza de arrastre del agua en dirección del movimiento de la misma.

$$F_7 = 0.25 \pi D^2 hf$$

siendo  $hf$  la pérdida de carga por rozamiento hidráulico que se produce en el tramo considerado.

Además del lado hacia aguas abajo del anclaje se tiene fuerzas análogas que son:

$$F_8 - F_9 - F_{10} - F_{11} - F_{12} - F_{13} - F_{14}$$

Además de las fuerzas consideradas, actúa la fuerza centrífuga producida por el cambio de dirección en el codo. La dirección de esta fuerza coincide con la bisectriz del ángulo formado por las normales a la tubería.

Por facilidad del cálculo es conveniente reemplazar esta fuerza por dos iguales, coaxiales con la tubería y dirigidas hacia el anclaje, cuyo valor es:

$$F_{15} = F_{16} = \frac{QV}{g}$$

La dirección y sentido de las fuerzas se muestra en la figura siguiente:

### 7.5.2. Apoyos Intermedios:

Los apoyos son bloques de hormigón que permiten que la tubería se deslice sobre ellos, cuando cambia de longitud debido a variaciones térmicas.

Las únicas fuerzas que actúan son las equivalentes a  $F_1$  y  $F_3$

La tubería apoyada sobre bloques de hormigón trabaja como viga continua. Si llamamos  $L$  a la luz entre apoyos, el momento de flexión producido es:

$$M = \frac{1}{12} (G_T + G_W) L \cos B$$

El momento resistente es igual aproximadamente a:

$$M_T = \frac{\pi t D^2}{4}$$

y el esfuerzo máximo en la dirección del eje es:

$$S = \frac{M}{M_r} = \frac{(G_T + G_W) L \cos B}{9,42 t D^2}$$

ecuación de la que se puede encontrar la distancia máxima entre apoyos. El esfuerzo admisible de tracción para tuberías de acero se toma generalmente entre 900 kg/cm<sup>2</sup> y 600 kg/cm<sup>2</sup>. Generalmente la distancia L entre apoyos varía entre 6 y 12 metros.

### 7.5.3 Diseño del Anclaje:

Una vez calculadas todas las fuerzas que actúan sobre un anclaje se obtiene las resultantes de todas las fuerzas en sentido horizontal  $F_H$  y en sentido vertical  $F_V$ .

Las dimensiones (L x b x y) del bloque de anclaje se establecen en función de estas dos fuerzas más el peso propio G del bloque.

Las condiciones de estabilidad que deben ser satisfechas son las siguientes:

- 1) Las fuerzas de fricción entre el bloque y el suelo, deben ser superiores que el empuje horizontal  $F_H$ .

$$F_H < f (G + F_V)$$

- 2) La resultante de todas las fuerzas debe pasar dentro del tercio medio de la base.

$$\frac{M}{F_V} > \frac{b}{3}$$

- 3) La presión transmitida por el bloque al suelo debe ser menor que la capacidad portante S de éste.

$$\frac{G + F_V}{b l} < S$$

## 8. CASA DE MAQUINAS:

### 8.1. PRINCIPALES CRITERIOS A CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE LA CASA DE MAQUINAS:

- dimensiones de los equipos electromecánicos.
- zona o región del país en la que se construirá la P.C.H.; se tendrá que pensar en las características del lugar tales como el clima, para proyectar la casa de máquinas de acuerdo a estas condiciones.
- materiales de construcción disponibles en el lugar.
- facilidades de acceso.
- simplicidad de la construcción, mínimo uso de estructuras de acero o concreto armado.
- ubicación de la casa de máquinas en relación al río, investigando la elevación de la creciente máxima y el comportamiento del río en relación a su cauce, pues el río puede cambiar su cauce erosionando sus orillas.
- para la fundación de la casa de máquinas hay que considerar entre otros factores el esfuerzo admisible del suelo y los materiales existentes en la zona.
- la fundación de los equipos tendrá que complementar su diseño de acuerdo a datos de los fabricantes y cuando éstos proporcionen sus esquemas. En ocasiones el diseño final deberá hacerse durante la construcción y después de recibir un esquema definitivo de las máquinas que están suministrando, ya que se necesita a un anclaje sólido para evitar vibraciones o rupturas durante la operación.
- los planos de construcción deberán contener todos los detalles posibles, para que un albañil o maestro de obra pueda fácilmente interpretarlos.
- proveer vivienda para el operador.
- considerar la necesidad de colocar un sistema de izaje para montaje y mantenimiento de los equipos.

### 8.2. AREA DE LA CASA DE MAQUINAS PARA UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA:

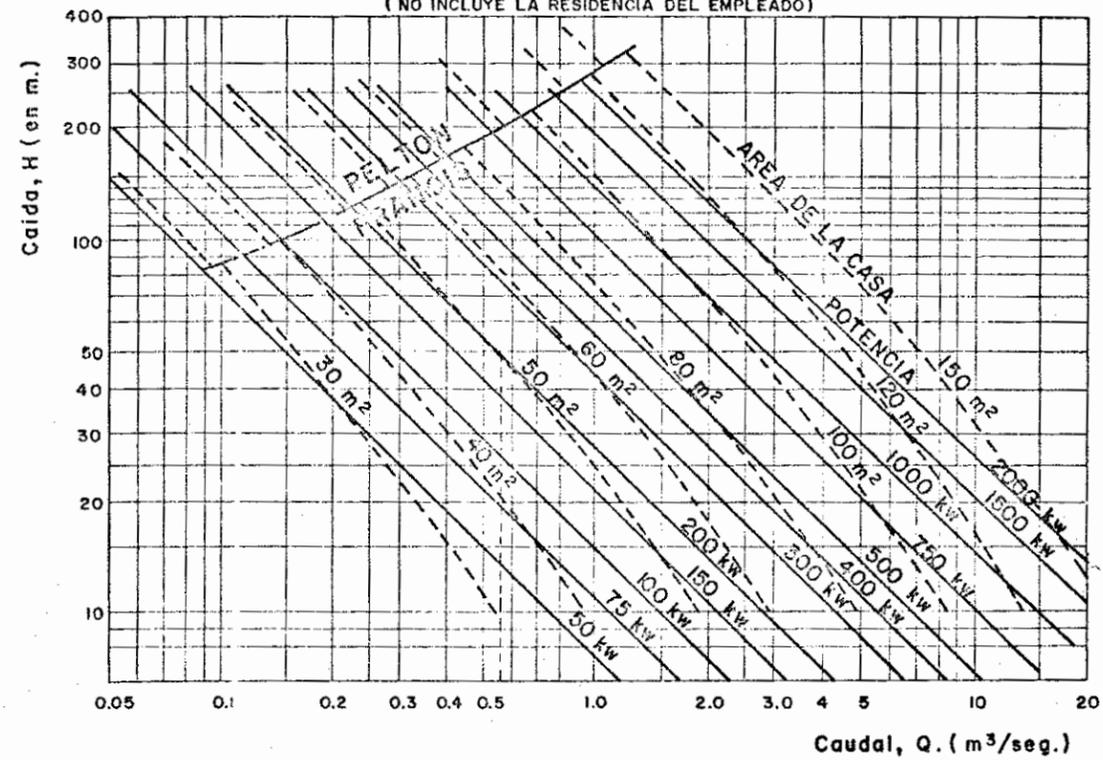
A continuación se presenta la siguiente figura obtenida de la "Guía para la elaboración de proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas destinadas a la electrificación rural del Perú" por el Ing. Tsuguo Nozaki, la misma que puede ser utilizada para determinar el área necesaria para la casa de máquinas de una pequeña central hidroeléctrica, sirviéndose de los datos de caudal y caída.

En el anexo se presentan además los gráficos No. 2, 3, 4, 5 que muestran diseños standard de casas de máquinas para centrales de 60 a 600 kw.

**AREA NECESARIA PARA LA CASA DE  
MAQUINAS DE UNA CENTRAL HIDRAULICA**

**En función de Q. y H.**

**(NO INCLUYE LA RESIDENCIA DEL EMPLEADO)**



**Ejemplo:** Para  $Q = 0.55 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y  $H = 50 \text{ m.}$

Buscar la intersección de las Líneas de  $Q = 0.55$  y de  $H = 50$ ,  
Lo que dá como área de la casa de máquinas,  $50 \text{ m}^2$  y  
 $200 \text{ KW}$  de potencia.

**9. ESTRUCTURA DE DESCARGA:**

**9.1. DEFINICION:**

Es la estructura que permite el flujo del agua desde la salida de la turbina hasta el río o cauce natural donde se pueda descargar sin ocasionar problemas de ninguna clase.

**9.2. DISEÑO:**

El diseño hidráulico de la estructura de descarga seguirá los pasos establecidos en el capítulo 2.1.4. correspondiente a diseño de canales. En todo caso es fundamental considerar que no se provoque erosión en la salida disponiendo un elemento de amortiguación.

En cuanto a diseño estructural se deberán considerar los principios de diseño que aseguren su estabilidad y resistencia.

## BIBLIOGRAFIA

- **DISEÑO HIDRAULICO**  
Sviatoslav Krochin, Quito - Ecuador, 1978
- **GUIA PARA LA ELABORACION DE PROYECTOS DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDRO-ELECTRICAS DESTINADAS A LA ELECTRIFICACION RURAL DEL PERU**  
Tsuguo Nozaki, Lima - Perú, 1980
- **CENTRALES HIDROELECTRICAS**  
Gaudencio Zoppetti, Barcelona - España, 1979
- **SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE**  
José L. Gómez Navarro, Madrid - España, 1964
- **DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS**  
Bureau of Reclamation, USA, 1965
- **TUBERIAS A PRESION**  
Werner Herz Muller - CIDIAT, Mérida - Venezuela, 1975
- **ELEMENTOS DE HIDRAULICA GENERAL Y APLICADA**  
Rubio San Juan, Barcelona - España, 1944
- **TRATADO DE HIDRAULICA APLICADA**  
Herbert Addison, Barcelona - España, 1954
- **HIDRAULICA DE CANALES**  
Julian Aguirre Pe - CIDIAT, Mérida - Venezuela, 1974
- **MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES**  
Comisión Federal de Electricidad - Instituto de Investigaciones Eléctricas,  
México - México, 1980
- **WELDED STEEL PENSTOCKS - DESIGN AND CONSTRUCTION**  
Bureau of Reclamation - USA P. J. Bier
- **HIDRAULICA**  
Samuel Trueba Coronel
- **DISEÑO DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA**  
Marcelo Novillo, Quito - Ecuador, 1970

A N E X O

TABLA No. 1

COORDENADAS DE PERFIL CREAGER - OFIZE ROFF PARA Ho = 1

X	Ordenada inferior de la lámina	Ordenada del azud	Ordenada Superior de la lámina
0	0,126	0,126	— 0,831
0,1	0,036	0,036	— 0,803
0,2	0,007	0,007	— 0,772
0,3	0,000	0,000	— 0,740
0,4	0,007	0,006	— 0,702
0,5	0,027	0,025	— 0,655
0,6	0,063	0,060	— 0,620
0,7	0,103	0,095	— 0,560
0,8	0,153	0,147	— 0,511
0,9	0,206	0,198	— 0,450
1,0	0,267	0,256	— 0,380
1,1	0,355	0,322	— 0,290
1,2	0,410	0,393	— 0,219
1,3	0,497	0,477	— 0,100
1,4	0,591	0,565	— 0,030
1,5	0,693	0,662	+ 0,090
1,6	0,800	0,764	+ 0,200
1,7	0,916	0,873	+ 0,305
1,8	1,041	0,987	+ 0,405
1,9	1,172	1,108	+ 0,540
2,0	1,310	1,235	0,693
2,1	1,456	1,369	0,793
2,2	1,609	1,508	0,975
2,3	1,769	1,654	1,140
2,4	1,936	1,804	1,310
2,5	2,111	1,960	1,500
2,6	2,293	2,122	1,686
2,7	2,482	2,289	1,880
2,8	2,679	2,463	2,120
2,9	2,883	2,640	2,390
3,0	3,094	2,824	2,500
3,1	3,313	3,013	2,70
3,2	3,539	3,207	2,92
3,3	3,772	3,405	3,16
3,4	4,013	3,609	3,40
3,5	4,261	3,818	3,66
3,6	4,516	4,031	3,88
3,7	4,779	4,249	4,15
3,8	5,049	4,471	4,40
3,9	5,326	4,699	4,65
4,0	5,610	4,930	5,00
4,5	7,150	6,460	6,54

TABLA No. 2

Ho / Hod	Corrección
0,2	0,842
0,4	0,842
0,6	0,940
0,8	0,973
1,0	1,000
1,2	1,024
1,4	1,045
1,6	1,064
1,8	1,082
2,0	1,099

TABLA No. 3

VALORES DEL COEFICIENTE DE SUMERSIONES PARA VERTEDEROS DE PERFIL HIDRODINAMICO

$\frac{h_n}{H}$	s	$\frac{h_n}{H}$	s	$\frac{h_n}{H}$	s	$\frac{h_n}{H}$	s
0,40	0,990	0,66	0,930	0,80	0,790	0,94	0,449
0,45	0,986	0,68	0,921	0,82	0,756	0,95	0,412
0,50	0,980	0,70	0,906	0,84	0,719	0,96	0,369
0,55	0,970	0,72	0,889	0,85	0,699	0,97	0,318
0,60	0,960	0,74	0,869	0,86	0,677	0,98	0,254
0,62	0,955	0,75	0,858	0,88	0,629	0,99	0,138
0,63	0,950	0,76	0,846	0,90	0,575	1,00	0,000
0,65	0,940	0,78	0,820	0,92	0,515		

TABLA No. 7 - 1

Valores de  $K' - Q_{nd}^{-8/3} J^{-1/2}$

TABLA No. 4

s f	10 o/o	15 o/o	20 o/o	25 o/o	30 o/o
1,5	2,675	2,925	3,194	3,517	3,913
2	2,301	2,484	2,722	3,010	3,330
2,5	2,073	2,252	2,484	2,722	3,010
3	1,920	2,087	2,301	2,524	2,820
3,5	1,820	1,994	2,174	2,408	2,675
4	1,768	1,909	2,101	2,301	2,566
4,5	1,701	1,563	2,032	2,236	2,484
5	1,605	1,799	1,981	2,474	2,408
5,5	1,613	1,768	1,932	2,444	2,371
6	1,589	1,739	1,909	2,101	2,319

TABLA

TABLA No. 5

Material del Cauce	Mín.	Med.	Máx.
Roca áspera	—	0,040	0,045
Roca igualadas las asperezas	0,	0,020	0,033
Canales grandes en buen estado	0,020	0,0225	0,025
Canales grandes en estado regular	0,023	0,025	0,027
Canales grandes en mal estado	0,025	0,0275	0,030
Canales malos semi-derrumbados	0,028	0,030	0,033
Canal irregular con vegetación	0,033	0,035	0,040
Madera cepillada	0,010	0,013	0,014
Madera sin cepillar	0,012	0,015	0,018
Hormigón sin alisado con buen encofrado	0,013	0,014	0,015
Hormigón con huellas de tablas	0,015	0,016	0,018
Hormigón alisado	0,011	0,012	0,013
Mampostería, piedra	0,017	0,0225	0,030
Gabiones	0,025	0,027	0,032
Ladrillo enlucido	0,012	0,015	0,017

TABLA No. 6

Material	Valores de m	
	bajo agua	sobre agua
Arenas finas	3,0 - 3,5	2,5
Suelos limo-arenosos	2,0 - 2,5	2,0
Suelos limo-arcillosos	1,5 - 2,0	1,5
Arenas gruesas y gravas	1,0 - 1,5	1,0
Arcillas comunes y loes	1,0 - 1,5	1,0
Arcillas compactas	1,0 - 1,25	0,5 - 1,00

d/B	m = 0	m = 0,25	m = 0,5	m = 0,75	m = 1	m = 1,5	m = 2
0.01	98.689	99.060	99.359	99.600	99.799	100.120	100.384
0.15	65.366	65.736	66.034	66.275	66.475	66.798	67.066
0.02	48.710	49.077	49.375	49.616	49.816	50.142	50.415
0.025	38.720	39.086	39.382	39.624	39.825	40.143	40.429
0.03	32.063	32.427	32.723	32.964	33.166	33.497	33.776
0.035	27.311	27.674	27.969	28.210	28.412	28.745	29.027
0.04	23.750	24.110	24.405	24.646	24.848	25.183	25.468
0.045	20.981	21.340	21.634	21.875	22.078	22.415	22.703
0.05	18.769	19.126	19.419	19.660	19.863	20.202	20.492
0.06	15.5	15.8	16.1	16.4	16.6	16.9	17.2
0.07	13.09	13.44	13.7	14.0	14.2	14.5	14.8
0.08	11.32	11.67	11.93	12.20	12.40	12.75	13.06
9.09	9.95	10.29	10.58	10.82	11.03	11.38	11.68
0.10	8.86	9.19	9.52	9.72	9.93	10.28	10.59
0.11	7.97	8.30	8.59	8.82	9.03	9.38	9.70
0.12	7.22	7.50	7.84	8.08	8.28	8.64	8.96
0.13	6.60	6.93	7.21	7.44	7.65	8.01	8.33
0.14	6.06	6.39	6.67	6.90	7.11	7.47	7.79
0.15	5.60	5.92	6.20	6.44	6.65	7.01	7.33
0.16	5.20	5.32	5.79	6.03	6.24	6.60	6.93
0.17	4.84	5.16	5.44	5.67	5.88	6.25	6.58
0.18	4.53	4.85	5.12	5.36	5.57	5.93	6.26
0.19	4.23	4.56	4.83	5.07	5.28	5.65	5.98
0.20	4.00	4.31	4.58	4.82	5.03	5.39	5.72
0.21	3.77	4.08	4.35	4.59	4.80	5.16	5.49
0.22	3.57	3.87	4.15	4.37	4.59	4.95	5.29
0.23	3.93	3.68	3.95	4.19	4.39	4.76	5.10
0.24	3.21	3.51	3.78	4.01	4.22	4.59	4.93
0.25	3.06	3.35	3.62	3.86	4.06	4.43	4.76
0.26	2.91	3.21	3.47	3.71	3.92	4.29	4.62
0.27	2.78	3.08	3.34	3.57	3.78	4.15	4.49
0.28	2.66	2.95	3.21	3.45	3.65	4.02	4.36
0.29	2.54	2.83	3.10	3.33	3.53	3.91	4.25
0.30	2.44	2.75	2.99	3.22	3.43	3.80	4.14
0.31	2.38	2.62	2.89	3.12	3.32	3.69	4.04
0.32	2.25	2.53	2.79	3.02	3.23	3.60	3.94
0.33	2.16	2.45	2.71	2.93	3.14	3.51	3.86
0.34	2.08	2.36	2.62	2.85	3.06	3.43	3.77
0.35	2.01	2.29	2.54	2.77	2.98	3.35	3.69
0.36	1.94	2.21	2.47	2.70	2.91	3.28	3.62
0.37	1.87	2.15	2.40	2.62	2.83	3.20	3.55
0.38	1.81	2.08	2.34	2.56	2.77	3.14	3.48
0.39	1.72	2.02	2.27	2.50	2.71	3.08	3.42
0.40	1.68	1.97	2.21	2.44	2.64	3.02	3.30

d/B	m = 0	m = 0,25	m = 0,5	m = 0,75	m = 1	m = 1,5	m = 2
0.41	1.64	1.91	2.15	2.38	2.59	2.96	3.30
0.42	1.59	1.86	2.11	2.33	2.54	2.91	3.25
0.43	1.54	1.80	2.05	2.27	2.48	2.85	3.20
0.44	1.49	1.76	2.01	2.23	2.44	2.81	3.15
0.45	1.45	1.72	1.96	2.18	2.39	2.76	3.10
0.46	1.41	1.67	1.92	2.14	2.34	2.72	3.06
0.47	1.37	1.63	1.87	2.10	2.30	2.67	3.02
0.48	1.331	1.59	1.83	2.06	2.26	2.63	2.98
0.49	1.294	1.55	1.80	2.02	2.22	2.59	2.94
0.50	1.260	1.52	1.76	1.98	2.19	2.56	2.90
0.52	1.196	1.45	1.69	1.91	2.11	2.49	2.83
0.54	1.137	1.39	1.63	1.84	2.05	2.42	2.77
0.56	1.082	1.331	1.57	1.79	1.99	2.36	2.71
0.58	1.032	1.279	1.51	1.73	1.93	2.31	2.65
0.60	0.985	1.203	1.46	1.68	1.88	2.25	2.60
0.62	0.942	1.184	1.42	1.64	1.84	2.21	2.55
0.64	0.902	1.142	1.37	1.59	1.79	2.16	2.50
0.66	0.865	1.102	1.332	1.55	1.75	2.12	2.46
0.68	0.830	1.065	1.294	1.51	1.71	2.08	2.42
0.70	0.797	1.030	1.257	1.47	1.67	2.04	2.39
0.72	0.767	0.997	1.224	1.43	1.64	2.01	2.35
0.74	0.738	0.967	1.191	1.40	1.60	1.97	2.32
0.76	0.711	0.937	1.161	1.37	1.57	1.94	2.29
0.78	0.685	0.911	1.133	1.345	1.54	1.91	2.25
0.80	0.661	0.885	1.105	1.315	1.51	1.88	2.23
0.82	0.639	0.860	1.079	1.289	1.49	1.86	2.20
0.84	0.617	0.838	1.055	1.269	1.46	1.83	2.17
0.86	0.597	0.815	1.032	1.240	1.44	1.80	2.15
0.88	0.577	0.794	1.010	1.218	1.41	1.78	2.13
0.90	0.559	0.776	0.989	1.196	1.39	1.76	2.11
0.92	0.542	0.755	0.970	1.176	1.37	1.74	2.09
0.94	0.526	0.737	0.951	1.156	1.35	1.72	2.07
0.96	0.510	0.720	0.940	1.137	1.333	1.70	2.05
0.98	0.495	0.704	0.916	1.119	1.315	1.68	2.03
1.00	0.481	0.688	0.898	1.102	1.298	1.66	2.01
1.05	0.448	0.652	0.860	1.063	1.259	1.62	1.97
1.10	0.419	0.619	0.825	1.026	1.220	1.59	1.93
1.15	0.392	0.590	0.793	0.994	1.186	1.55	1.90
1.20	0.369	0.563	0.765	0.964	1.156	1.52	1.86
1.25	0.347	0.538	0.739	0.937	1.128	1.49	1.84
1.30	0.328	0.516	0.715	0.911	1.102	1.47	1.81
1.35	0.310	0.495	0.692	0.888	1.079	1.44	1.78
1.40	0.293	0.476	0.672	0.867	1.057	1.42	1.76
1.45	0.279	0.459	0.653	0.847	1.036	1.40	1.74

d/B	m = 0	m = 0,25	m = 0,5	m = 0,75	m = 1	m = 1,5	m = 2
1.50	0.264	0.443	0.635	0.829	1.018	1.38	1.72
1.55	0.252	0.428	0.619	0.812	1.000	1.36	1.70
1.60	0.240	0.414	0.604	0.795	0.983	1.343	1.69
1.65	0.229	0.401	0.590	0.781	0.968	1.327	1.67
1.70	0.219	0.389	0.576	0.767	0.953	1.312	1.66
1.75	0.210	0.378	0.564	0.753	0.940	1.298	1.64
1.80	0.201	0.367	0.552	0.741	0.927	1.284	1.63
1.85	0.192	0.357	0.541	0.729	0.915	1.272	1.62
1.90	0.185	0.348	0.530	0.718	0.903	1.260	1.60
1.95	0.178	0.339	0.520	0.707	0.892	1.249	1.59
2.00	0.171	0.330	0.511	0.697	0.882	1.238	1.58
2.10	0.159	0.316	0.494	0.679	0.863	1.219	1.56
2.20	0.148	0.302	0.479	0.662	0.845	1.201	1.54
2.30	0.138	0.289	0.464	0.647	0.830	1.184	1.53
2.40	0.1291	0.278	0.451	0.633	0.816	1.169	1.51
2.50	0.1211	0.268	0.439	0.621	0.802	1.156	1.50
2.60	0.1139	0.258	0.429	0.609	0.790	1.143	1.49
2.70	0.1075	0.250	0.419	0.598	0.779	1.131	1.47
2.80	0.1015	0.242	0.410	0.588	0.769	1.121	1.46
2.90	0.0960	0.234	0.401	0.579	0.759	1.110	1.45
3.00	0.0911	0.227	0.394	0.571	0.750	1.101	1.44
3.10	0.0865	0.221	0.386	0.563	0.741	1.092	1.433
3.20	0.0823	0.215	0.379	0.555	0.734	1.084	1.43
3.30	0.0784	0.210	0.372	0.548	0.726	1.076	1.416
3.40	0.0748	0.205	0.367	0.542	0.718	1.069	1.41
3.50	0.0714	0.200	0.361	0.536	0.713	1.062	1.402
3.60	0.0683	0.196	0.356	0.530	0.707	1.056	1.39
3.80	0.0627	0.188	0.346	0.519	0.695	1.044	1.38
4.00	0.578	0.180	0.337	0.509	0.686	1.034	1.37
4.50	0.0479	0.165	0.319	0.489	0.664	1.011	1.35
5.00	0.0404	0.153	0.305	0.474	0.647	0.993	1.332

Valores de  $K = Q n B^{-8/3} J^{-1/2}$

d/b	m = 0	m = 0.25	m = 0.5	m = 0.75	m = 1	m = 1.5	m = 2	d/b	m = 0	m = 0.25	m = 0.5	m = 0.75	m = 1	m = 1.5	m = 2
0.01	0.000458	0.000460	0.000461	0.000462	0.000463	0.000465	0.000466	0.40	0.146	0.171	0.192	0.212	0.229	0.262	0.291
0.015	0.000895	0.000900	0.000904	0.000907	0.000910	0.000914	0.000918	0.41	0.151	0.177	0.200	0.221	0.240	0.275	0.306
0.02	0.00144	0.00145	0.00146	0.00146	0.00147	0.00148	0.00149	0.42	0.157	0.183	0.208	0.230	0.251	0.288	0.322
0.025	0.00207	0.00209	0.00210	0.00212	0.00213	0.00215	0.00216	0.43	0.162	0.190	0.216	0.240	0.262	0.301	0.337
0.03	0.00279	0.00282	0.00284	0.00286	0.00288	0.00291	0.00293	0.44	0.168	0.197	0.225	0.250	0.273	0.314	0.353
0.035	0.00358	0.00363	0.00367	0.00370	0.00372	0.00377	0.00380	0.45	0.172	0.204	0.233	0.260	0.284	0.328	0.369
0.04	0.00444	0.00451	0.00457	0.00461	0.00465	0.00471	0.00477	0.46	0.177	0.211	0.242	0.270	0.296	0.343	0.386
0.045	0.00538	0.00547	0.00554	0.00560	0.00566	0.00574	0.00582	0.47	0.182	0.217	0.250	0.281	0.308	0.357	0.404
0.05	0.00637	0.00649	0.00659	0.00667	0.00674	0.00685	0.00695	0.48	0.188	0.224	0.259	0.291	0.320	0.372	0.421
0.06	0.00855	0.00875	0.00888	0.00902	0.00915	0.00929	0.00949	0.49	0.193	0.232	0.268	0.302	0.332	0.387	0.439
0.07	0.0109	0.0112	0.0114	0.0116	0.0118	0.0121	0.0123	0.50	0.199	0.240	0.277	0.312	0.345	0.403	0.457
0.08	0.0135	0.0139	0.0142	0.0145	0.0147	0.0151	0.0155	0.52	0.209	0.254	0.296	0.334	0.369	0.435	0.495
0.09	0.0162	0.0168	0.0172	0.0176	0.0180	0.0185	0.0190	0.54	0.220	0.268	0.315	0.357	0.397	0.468	0.535
0.10	0.0190	0.0198	0.0205	0.0209	0.0214	0.0221	0.0228	0.56	0.231	0.283	0.334	0.381	0.425	0.503	0.576
0.11	0.0221	0.0230	0.0238	0.0245	0.0251	0.0260	0.0269	0.58	0.242	0.299	0.354	0.405	0.453	0.540	0.620
0.12	0.0253	0.0264	0.0275	0.0283	0.0290	0.0303	0.0314	0.60	0.252	0.315	0.375	0.430	0.483	0.577	0.665
0.13	0.0286	0.0300	0.0312	0.0323	0.0332	0.0347	0.0361	0.62	0.263	0.331	0.396	0.456	0.513	0.617	0.71
0.14	0.0320	0.0337	0.0353	0.0365	0.0376	0.0395	0.0412	0.64	0.275	0.347	0.417	0.483	0.544	0.657	0.76
0.15	0.0355	0.0376	0.0394	0.0409	0.0422	0.0446	0.0466	0.66	0.285	0.364	0.439	0.511	0.577	0.70	0.81
0.16	0.0392	0.0417	0.0437	0.0455	0.0470	0.0498	0.0522	0.68	0.297	0.381	0.462	0.539	0.611	0.74	0.87
0.17	0.0429	0.0458	0.0483	0.0503	0.0522	0.0554	0.0583	0.70	0.308	0.398	0.486	0.567	0.645	0.79	0.92
0.18	0.0468	0.0501	0.0529	0.0553	0.0575	0.0612	0.0647	0.72	0.319	0.415	0.509	0.597	0.680	0.83	0.98
0.19	0.0507	0.0544	0.0577	0.0606	0.0606	0.0673	0.0713	0.74	0.330	0.433	0.534	0.627	0.72	0.88	1.04
0.20	0.0547	0.0589	0.0627	0.0659	0.0686	0.0740	0.0781	0.76	0.342	0.451	0.559	0.660	0.75	0.94	1.10
0.21	0.0588	0.0635	0.0680	0.0713	0.0747	0.0808	0.0855	0.78	0.353	0.470	0.584	0.693	0.79	0.99	1.16
0.22	0.0629	0.0680	0.0734	0.0774	0.0808	0.0875	0.0935	0.80	0.365	0.488	0.610	0.73	0.83	1.04	1.23
0.23	0.0671	0.0734	0.0787	0.0835	0.0875	0.0949	0.102	0.82	0.376	0.507	0.636	0.76	0.87	1.10	1.30
0.24	0.0713	0.0781	0.0841	0.0895	0.0935	0.102	0.110	0.84	0.388	0.526	0.663	0.79	0.92	1.15	1.37
0.25	0.0760	0.0835	0.0895	0.0956	0.101	0.110	0.118	0.86	0.399	0.545	0.693	0.83	0.96	1.20	1.44
0.26	0.0801	0.0882	0.0956	0.102	0.108	0.118	0.127	0.88	0.411	0.565	0.72	0.87	1.00	1.26	1.51
0.27	0.0848	0.0935	0.102	0.109	0.115	0.127	0.137	0.90	0.422	0.585	0.75	0.90	1.05	1.33	1.59
0.28	0.0895	0.0989	0.108	0.116	0.122	0.135	0.146	0.92	0.434	0.605	0.78	0.94	1.10	1.39	1.67
0.29	0.0935	0.104	0.114	0.122	0.130	0.144	0.156	0.94	0.446	0.625	0.81	0.98	1.15	1.46	1.75
0.30	0.0983	0.110	0.120	0.130	0.138	0.153	0.167	0.96	0.458	0.646	0.84	1.02	1.20	1.53	1.84
0.31	0.103	0.116	0.127	0.137	0.146	0.163	0.178	0.98	0.469	0.667	0.87	1.06	1.25	1.60	1.92
0.32	0.108	0.121	0.134	0.145	0.155	0.172	0.189	1.00	0.480	0.687	0.90	1.10	1.30	1.66	2.01
0.33	0.112	0.127	0.141	0.153	0.164	0.182	0.201	1.05	0.511	0.74	0.98	1.21	1.43	1.85	2.24
0.34	0.117	0.133	0.147	0.160	0.172	0.193	0.212	1.10	0.540	0.80	1.06	1.33	1.57	2.05	2.49
0.35	0.122	0.139	0.155	0.169	0.181	0.204	0.225	1.15	0.570	0.86	1.15	1.45	1.72	2.25	2.75
0.36	0.128	0.145	0.162	0.177	0.190	0.215	0.238	1.20	0.600	0.92	1.24	1.57	1.88	2.47	3.03
0.37	0.132	0.151	0.169	0.185	0.200	0.226	0.251	1.25	0.630	0.98	1.34	1.70	2.05	2.71	3.33
0.38	0.137	0.157	0.177	0.194	0.209	0.238	0.264	1.30	0.660	1.04	1.44	1.84	2.22	2.95	3.65
0.39	0.141	0.164	0.184	0.203	0.219	0.250	0.277	1.35	0.690	1.10	1.54	1.98	2.40	3.20	3.98
								1.40	0.72	1.17	1.65	2.13	2.59	3.49	4.33
								1.45	0.75	1.24	1.76	2.28	2.79	3.77	4.70

d/b	m = 0	m = 0.25	m = 0.5	m = 0.75	m = 1	m = 1.5	m = 2
1.50	0.78	1.31	1.87	2.44	3.00	4.06	5.08
1.55	0.81	1.38	1.99	2.61	3.22	4.37	5.48
1.60	0.84	1.45	2.11	2.79	3.45	4.70	5.92
1.65	0.87	1.53	2.24	2.97	3.68	5.04	6.34
1.70	0.90	1.60	2.37	3.16	3.92	5.40	6.80
1.75	0.93	1.68	2.51	3.35	4.18	5.77	7.30
1.80	0.96	1.76	2.64	3.55	4.44	6.15	7.81
1.85	0.99	1.84	2.78	3.76	4.72	6.56	8.34
1.90	1.05	2.01	3.09	4.20	5.30	7.45	9.42
2.00	1.08	2.10	3.25	4.43	5.60	7.88	10.0
2.10	1.15	2.28	3.57	4.91	6.24	8.82	11.3
2.20	1.21	2.47	3.92	5.42	6.91	9.83	12.6
2.30	1.27	2.67	4.28	5.96	7.60	10.9	14.0
2.40	1.33	2.87	4.66	6.54	8.41	12.0	15.5
2.50	1.39	3.08	5.06	7.14	9.22	13.3	17.2
2.60	1.45	3.30	5.48	7.81	10.1	14.6	19.0
2.70	1.52	3.53	5.92	8.48	11.0	16.0	20.8
2.80	1.58	3.76	6.39	9.15	12.0	17.4	22.7
2.90	1.64	4.00	6.86	9.89	13.0	19.0	24.8
3.00	1.70	4.26	7.40	10.7	14.1	20.6	27.0
3.10	1.768	4.52	7.887	11.50	15.15	22.32	29.27
3.20	1.83	4.79	8.41	12.3	16.3	24.1	31.7
3.30	1.892	5.0674	8.998	13.23	17.53	25.98	34.19
3.40	1.95	5.36	9.56	14.1	18.8	27.9	36.7
3.50	2.017	5.650	10.2	15.12	20.13	30.00	39.59
3.60	2.08	5.96	10.8	16.2	21.5	32.2	42.4
3.80	2.21	6.60	12.2	18.3	24.4	36.7	48.7
4.00	2.33	7.27	13.6	20.5	27.7	41.7	55.3
4.50	2.64	9.09	17.6	27.0	36.7	55.8	74.7
5.00	2.95	11.2	22.3	34.7	47.3	72.7	97.6

TABLA No. 8

VALORES DE - f -

$\alpha^0$	Grad. o/o	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50
4	6,993	0,0350	0,0356	0,0362	0,0369	0,0376	0,0383	0,0391
5	8,749	0,0437	0,0447	0,0457	0,0479	0,0479	0,0491	0,0594
6	10,510	0,0526	0,0540	0,0555	0,0570	0,0587	0,0605	0,0624
7	12,278	0,0614	0,0633	0,0654	0,0676	0,0700	0,0725	0,0753
8	14,054	0,0703	0,0728	0,0756	0,0786	0,0818	0,0852	0,0890
9	15,838	0,0792	0,0825	0,0860	0,0899	0,0941	0,0987	0,1040
10	17,633	0,0882	0,0922	0,0967	0,1016	0,1070	0,1131	0,1200
11	19,438	0,0972	0,1022	0,1077	0,1140	0,1206	0,1284	0,1372
12	21,256	0,1063	0,1122	0,1190	0,1260	0,1350	0,1447	0,1560
13	23,087	0,1154	0,1225	0,1305	0,1400	0,1500	0,1623	0,1770
14	24,933	0,1247	0,1329	0,1425	0,1530	0,1660	0,1811	0,1990
15	26,795	0,1340	0,1436	0,1547	0,1680	0,1830	0,2014	0,2240
16	28,675	0,1434	0,1544	0,1674	0,1830	0,2010	0,2235	0,2520
17	30,573	0,1528	0,1683	0,1804	0,1980	0,2200	0,2474	0,2820
18	32,492	0,1625	0,1768	0,1940	0,2150	0,2410	0,2736	0,3170
19	34,433	0,1722	0,1883	0,2080	0,2320	0,2630	0,3023	0,3560
20	36,397	0,1820	0,2020	0,2225	0,2500	0,2860	0,3340	0,4010
21	38,386	0,1919	0,2123	0,2375	0,2700	0,3120	0,3690	0,4520
22	40,403	0,2020	0,2247	0,2532	0,2900	0,3390	0,3920	0,5130
23	42,447	0,2122	0,2374	0,2694	0,3110	0,3690	0,4520	0,5840
24	44,523	0,2226	0,2505	0,2864	0,3310	0,4010	0,5020	0,6700
25	46,631	0,2332	0,2639	0,3041	0,3590	0,4370	0,5590	0,7760
26	48,773	0,2439	0,2777	0,3225	0,3850	0,4760	0,6250	0,9090
27	50,953	0,2548	0,2920	0,3420	0,4120	0,5190	0,7020	1,0810
28	53,171	0,2659	0,3066	0,3622	0,4420	0,5680	0,7930	1,3130
29	55,431	0,2772	0,3218	0,3830	0,4740	0,6220	0,9030	1,6450
30	57,735	0,2887	0,3374	0,4060	0,5090	0,6830	1,0370	2,1540
31	60,086	0,3004	0,3535	0,4290	0,5470	0,7530	1,2070	3,0430
32	62,487	0,3124	0,3703	0,4540	0,5880	0,8330	1,4270	4,9850
33	64,941	0,3247	0,3876	0,4810	0,6330	0,9260	1,7250	12,5310
34	67,451	0,3372	0,4056	0,5090	0,6830	1,0360	2,1500	
35	70,021	0,3501	0,4244	0,5390	0,7370	1,1680	2,8070	
36	72,654	0,3633	0,4438	0,5710	0,7980	1,3280	3,9560	
37	75,355	0,3768	0,4643	0,6050	0,8670	1,5290	6,4940	
38	78,129	0,3907	0,4855	0,6410	0,9440	1,7860	16,7220	
39	80,978	0,4049	0,5077	0,6800	1,0310	2,1290		
40	83,910	0,4195	0,5309	0,7230	1,1320	2,6070		
41	86,929	0,4346	0,5553	0,7690	1,2490	3,3250		
42	90,040	0,4502	0,5809	0,8190	1,3870	4,5210		
43	93,252	0,4662	0,6079	0,8740	1,5510	6,9060		
44	96,569	0,4829	0,6365	0,9340	1,7510	14,0850		
45	100,000	0,5000	0,6666	1,0000	2,0000			
46	103,550	0,5178	0,6985	1,0074	2,3180			
47	107,240	0,5362	0,7326	1,1560	2,7390			
48	111,060	0,5553	0,7687	1,2490	3,3240			
49	115,040	0,5752	0,8074	1,3540	4,1940			
50	119,180	0,5959	0,8487	1,4720	5,6110			

TABLA No. 9

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE TUNELES TIPO  
BAUL PARA DISTINTOS CALADOS

h/r	A/r <sup>2</sup>	P/r	R/r	kq <sub>n</sub> /r <sup>8/3</sup>
2,00	3,5439	6,9266	0,5116	2,269
1,99	3,5421	6,6435	0,5331	2,329
1,98	3,5387	6,5260	0,5422	2,353
1,97	3,5342	6,4355	0,5491	2,370
1,96	3,5290	6,3590	0,5549	2,383
1,95	3,5230	6,2915	0,5600	2,394
1,94	3,5165	6,2302	0,5644	2,402
1,93	3,5094	6,1737	0,5684	2,408
1,92	3,5018	6,1213	0,5720	2,413
1,91	3,4937	6,0716	0,5754	2,417
1,90	3,4853	6,0246	0,5784	2,419
1,89	3,4763	5,9797	0,5814	2,420
1,88	3,4669	5,9367	0,5840	2,421
1,87	3,4573	5,8953	0,5865	2,421
1,86	3,4473	5,8555	0,5887	2,420
1,85	3,4368	5,8170	0,5908	2,418
1,84	3,4261	5,7795	0,5928	2,416
1,83	3,4153	5,7435	0,5946	2,414
1,82	3,4039	5,7080	0,5963	2,410
1,81	3,3924	5,6736	0,5979	2,406
1,80	3,3804	5,6393	0,5994	2,405
1,70	3,2485	5,3362	0,6088	2,330
1,60	3,0967	5,0784	0,6105	2,236
1,50	2,9298	4,8326	0,6063	2,100
1,40	2,7513	4,6084	0,5970	1,952
1,30	2,5640	4,3918	0,5834	1,781
1,20	2,3705	4,1881	0,5650	1,620
1,10	2,1728	3,9857	0,5452	1,453
1,00	1,9728	3,7854	0,5213	1,280

TABLA No. 10

SECCIONES CIRCULARES PARCIALMENTE LLENAS

d/D	Para sección llena $A/D^2 = 0.7854$ $AR^{2/3} = 0.3117$										Valores de $Q_n / D^{2.67} j^{0.5} = AR^{2/3} / D^{2.87}$ Y de $A/D^2$		D = Diámetro d = calado	
	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,08	0,09		
0.0	0,00000	0,00005	0,00020	0,00051	0,00092	0,00151	0,00221	0,00306	0,00404	0,00516				
	0,0000	0,0013	0,0037	0,0069	0,0105	0,0147	0,0192	0,0242	0,0294	0,0360				
0.1	0,00647	0,00799	0,00949	0,01123	0,01311	0,01617	0,01736	0,01957	0,02205	0,02457				
	0,0409	0,0470	0,0534	0,0600	0,0668	0,0739	0,0811	0,0885	0,0961	0,1039				
0.2	0,02736	0,03013	0,03304	0,03610	0,03944	0,04275	0,04622	0,04979	0,05528	0,05706				
	0,1118	0,1199	0,1281	0,1365	0,1449	0,1535	0,1623	0,1711	0,1800	0,1890				
0.3	0,06107	0,06614	0,06908	0,07338	0,07755	0,0818	0,08649	0,09096	0,09554	0,10020				
	0,1982	0,2074	0,2167	0,2260	0,2355	0,2450	0,2546	0,2642	0,2739	0,2836				
0.4	0,10496	0,10982	0,11476	0,11980	0,12457	0,12978	0,13470	0,14007	0,14513	0,15067				
	0,2954	0,3032	0,3130	0,3229	0,3328	0,3428	0,3627	0,3627	0,3727	0,3827				
0.5	0,1660	0,1612	0,1666	0,1719	0,1773	0,1828	0,1883	0,1930	0,1966	0,2038				
	0,395	0,403	0,415	0,423	0,433	0,445	0,453	0,462	0,472	0,482				
0.6	0,2096	0,2149	0,2202	0,2251	0,2305	0,2355	0,2410	0,2460	0,2510	0,2661				
	0,492	0,502	0,512	0,521	0,531	0,540	0,550	0,559	0,569	0,576				
0.7	0,2607	0,2669	0,2705	0,2752	0,2795	0,2845	0,2881	0,2928	0,2970	0,3011				
	0,567	0,596	0,605	0,614	0,623	0,632	0,640	0,649	0,657	0,666				
0.8	0,3047	0,3079	0,3115	0,3151	0,3185	0,3212	0,3243	0,3263	0,3287	0,3300				
	0,674	0,681	0,689	0,697	0,704	0,712	0,7120	0,725	0,732	0,730				
0.9	0,3324	0,3331	0,3343	0,3349	0,3348	0,3347	0,3340	0,3326	0,3299	0,3250				
	0,745	0,750	0,756	0,761	0,766	0,771	0,775	0,779	0,782	0,784				

TABLA No. 11

a — H	e
0,00	0,611
0,10	0,615
0,15	0,618
0,20	0,620
0,25	0,622
0,30	0,625
0,35	0,628
0,40	0,630
0,45	0,638
0,50	0,645
0,55	0,650
0,60	0,660
0,65	0,675
0,70	0,690
0,75	0,705
0,80	0,720
0,85	0,745
0,90	0,780
0,95	0,835
1,00	1,000

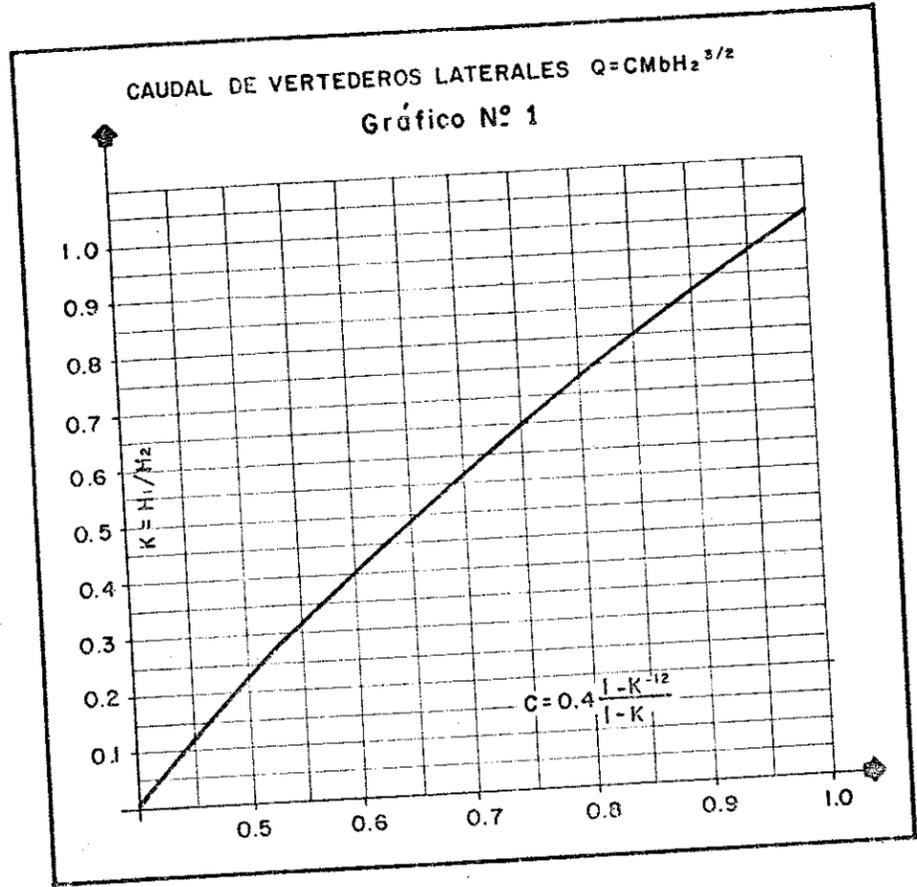
TABLA No. 12

VELOCIDADES I E SEDIMENTACION

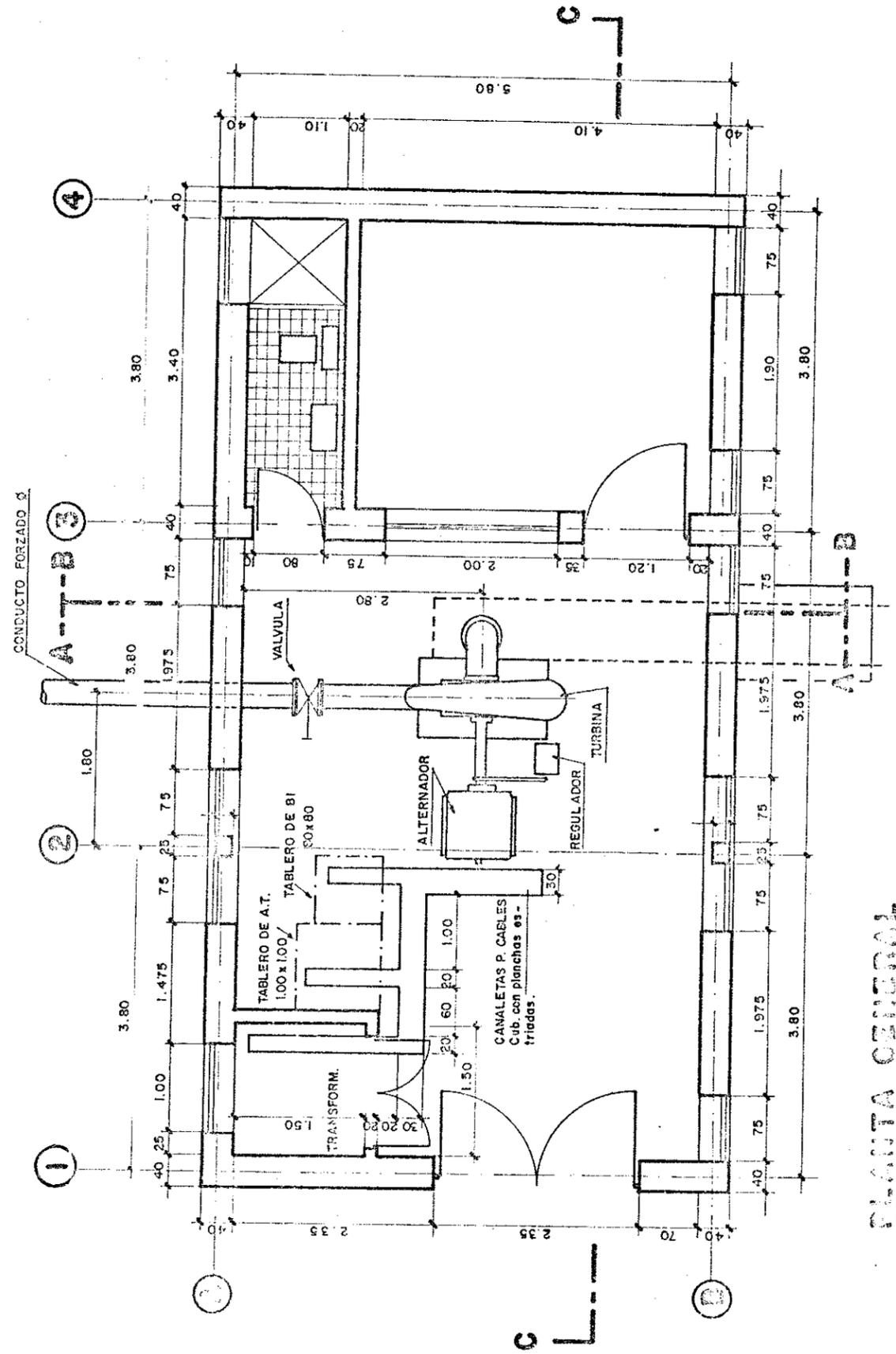
d en mm.	W en cm/s
0,05	0,178
0,10	0,692
0,15	1,560
0,20	2,160
0,25	2,700
0,30	3,240
0,35	3,780
0,40	4,320
0,45	4,860
0,50	5,400
0,55	5,940
0,60	6,480
0,70	7,320
0,80	8,070
1,00	9,440
2,00	15,290
3,00	19,250
5,00	24,900

TABLA No. 13

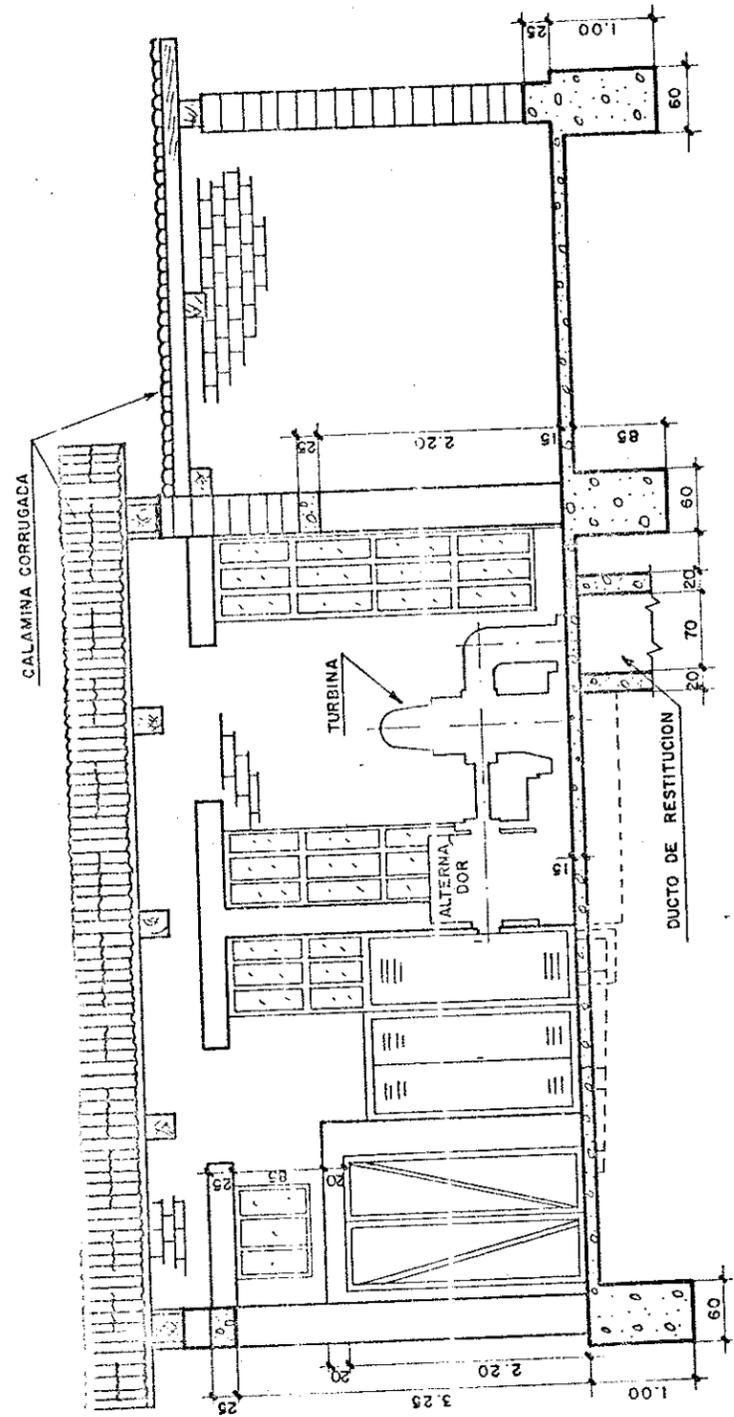
Acero sobre hormigón con capa intermedia de cartón asfaltado.	0,40
Acero sobre hormigón o mampostería de piedra	0,45 - 0,50
Acero sobre acero	0,30 - 0,50
Acero sobre acero con lubricante de grafito	0,20
Acero sobre acero con lubricante sólido	0,12 - 0,10
Apoyos con cojinetes de rodillos o soportes basculantes.	0,05 - 0,10



STANDARD DE LA CASA DE MAQUINA PARA 60KW ~ 200 KW



PLANTA GENERAL



**CORTE C - C**

Grafico. Nº. 3

**III.02 EMPLEO DE GAVIONES EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS**

Leoncio Galarza

# EMPLEO DE GAVIONES EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

## I. INTRODUCCION

Cuando hablamos de Centrales hidroeléctricas de modesta potencia 1/ es muy común escuchar opiniones sobre su elevado costo relativo de instalación. En realidad, se trata de una apreciación no muy exacta y muchas de las veces deriva de la "extrapolación" de experiencias en centrales de gran capacidad.

¿Qué significa esta "extrapolación"? Simple y llanamente que pretendemos dar a la central modesta las seguridades que exigen obras mayores de alto costo de inversión. Resultado: complicamos y encarecemos las obras.

Muchas de las veces la solución a un problema ingenieril, especialmente cuando se tratan de obras modestas, la encontramos mirando alrededor del sitio donde pensamos emplazarlas, madera, piedra, tierra, fácilmente obtenibles en el sitio, pueden ser los materiales de construcción que empleados con sentido común pueden servirnos para dar la forma final a una estructura.

1/ Entendiendo como tales, las microcentrales de hasta 50 kw, las minicentrales con potencia entre 50 y 500 kw y las pequeñas centrales hidroeléctricas con potencia entre 500 y 5000 kw.

Entre los materiales de construcción de fácil manejo y bajo costo tenemos a los gaviones. Consisten estos en paralelepípedos rectangulares conformados con malla de alambre (canastas) que son armados en el sitio y rellenos con material pétreo.

Ninguna de las operaciones de construcción de obras de hormigón requiere una tecnología especial. Así:

### --TRANSPORTE

El transporte de las mallas se lo hace en medios normalmente usados para este fin: el cajón de un camión, una parrilla en el mismo, etc. Las canastas se transportan sin amarrarse, por lo que, siendo planas en este estado, no ocupan mayor espacio.

El material pétreo puede ser acarreado con vehículo, carretilla, etc., según la distancia a la que se encuentre la fuente del material.

### --ARMADO DE LAS CANASTAS

Es una simple operación de costura de las aristas de la canasta utilizando alambre galvanizado.

### --RELLENO DE LAS CANASTAS

Es un trabajo de colocación manual del material pétreo que no presenta ninguna complicación constructiva.

Esta facilidad en la construcción unida a propiedades de resistencia y deformabilidad hacen del gavión un material digno de ser considerado especialmente en aquellos casos en los que buscamos solución de bajo costo.

1. INTRODUCCION
  2. OBRAS EN LAS QUE SE EMPLEAN GAVIONES
    - 2.1 Obras de encauzamiento y defensa fluvial
    - 2.2 Azudes
    - 2.3 Obras Auxiliares
  3. TECNICAS DE CONSTRUCCION
    - 3.1 Materiales
    - 3.2 Armado y relleno de las canastas
    - 3.3 Detalles Constructivos
  4. CONCLUSIONES
  5. REFERENCIAS
- ANEXO

## 2. OBRAS EN LAS QUE SE EMPLEAN GAVIONES

### 2.1 OBRAS DE ENCAUZAMIENTO Y DEFENSA FLUVIAL

Las principales obras de encauzamiento y defensa fluvial son:

- Muros longitudinales
- Revestimiento de las orillas
- Espolones

La ubicación, el trazado y las dimensiones de las obras dependen del efecto que se quiera conseguir y en esta memoria no profundizaremos este aspecto limitándonos a las obras cuyo objeto consta en el título del presente acápite solamente como obras de complementación de un aprovechamiento hidroeléctrico.

Muchas de las veces artificialmente se crean tramos rectilíneos en un cauce curvo alterando notablemente el equilibrio alcanzado por el río y poniendo por lo tanto en peligro la funcionalidad de la obra. Tal es el caso de las obras de defensa en el río Ambi (Ecuador) en las que se cometieron algunos errores que llevaron a la destrucción parcial de la obra (Véase figura 2.1). En primer lugar al rectificar el cauce no se tomó en cuenta que la corriente concentraba su velocidad en el tramo rectilíneo artificialmente creado. Un segundo problema no menos significativo consistió en no dar una protección adecuada contra la erosión al pie del muro que fue socavado y colapsó. Por fin, un tercer error de menores consecuencias consistió en darle un revestimiento rígido de hormigón al muro en gaviones que es una obra flexible.

A las obras longitudinales se les da una doble finalidad: la de defensa contra la erosión y muro soportante especialmente en terrenos reptantes.

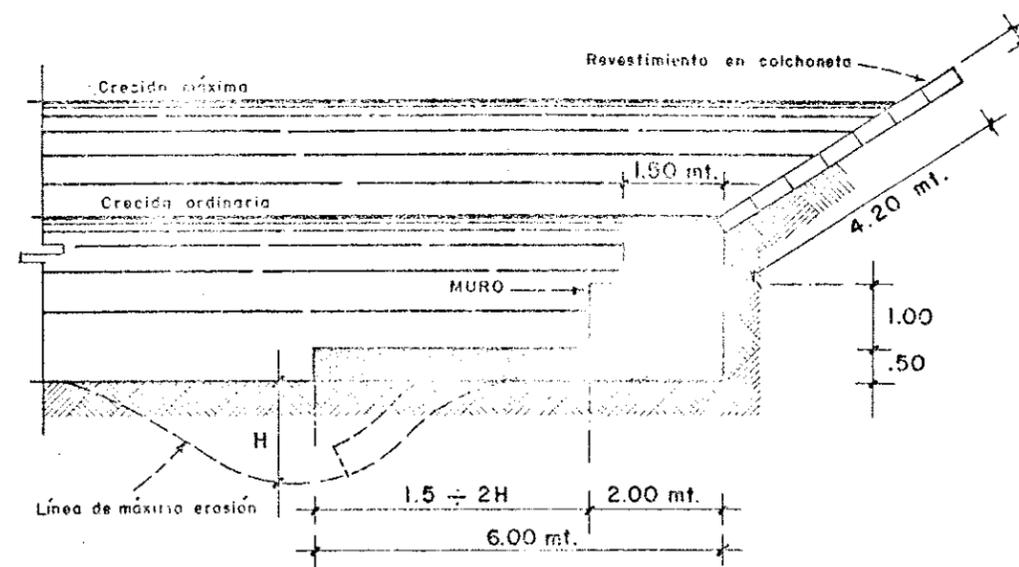
En el Capítulo 3 se mencionan estos aspectos un poco más en detalle. Allí mismo se muestra la figura 3.1. con un muro longitudinal de defensa fluvial.

El revestimiento de las orillas es un simple recubrimiento del talud con gaviones de menor espesor (0.25 - 0.50 m). La figura 2.2. muestra un tipo combinado de protección con un muro en la parte inferior hasta el nivel de crecidas ordinarias y revestimiento en la parte superior hasta el nivel de crecidas extraordinarias. El delantal de solera es un elemento indispensable cuando se espera erosión del pie del muro; de ahí que, en terrenos blandos es obligatoria su adopción para la seguridad de la obra.

### 2.2. AZUDES

Con gaviones se pueden construir los siguientes tipos de azudes:

- de perfil vertical
- de perfil escalonado
- de perfil con talud
- de perfil hidrodinámico



OBRA DE ENCAUZAMIENTO COMBINADA

Figura Nº 2.2

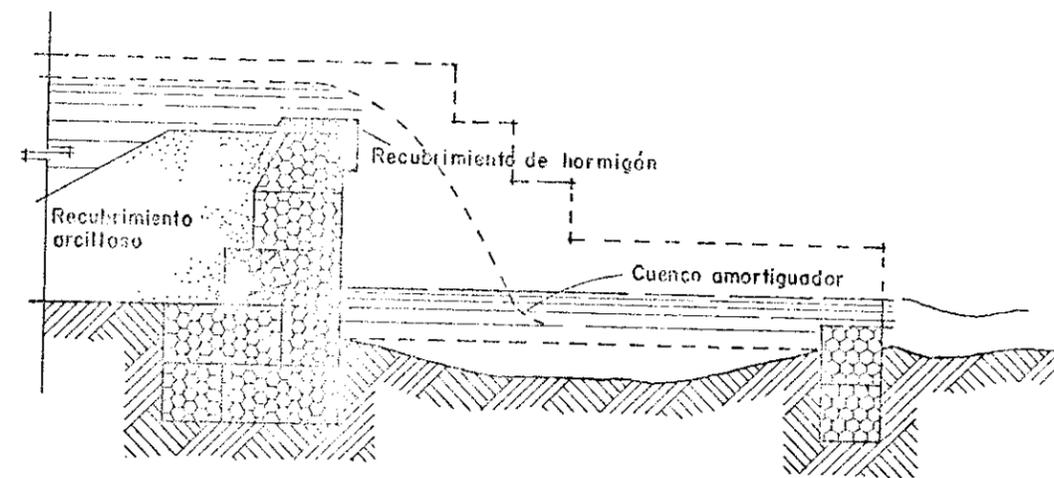
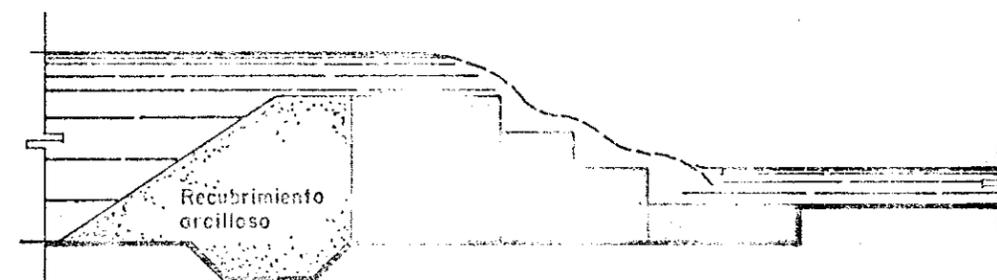


Figura. 2.3 Azud Vertical



AZUD DE PERFIL ESCALONADO

Figura Nº 2.4

— De perfil Vertical

La principal ventaja de este tipo de azud es que no se necesita proteger la malla sino solo en el cimacio.

Es aconsejable en ríos de montaña donde se espera tránsito de piedras y troncos durante las crecidas. Debido al salto de agua que se produce es necesaria una adecuada protección del pie aguas abajo del azud (fig. 2.3.)

— De perfil escalonado

La principal ventaja es que por la configuración del perfil se divide la energía del salto en algunos escalones. El impacto en la base es una parte de la energía total que llegaría desde un azud vertical.

En cambio es necesario proteger las caras horizontales del impacto del material arrastrado por el río. De ahí que de esperarse abundantes y frecuentes descargas con material de considerables dimensiones no es recomendable este tipo de azud. (fig. 2.4.)

— De perfil con talud

La ventaja consiste principalmente en que se acompaña la lámina vertiente eliminando los problemas de los tipos de azudes anteriormente examinados.

Sin embargo la energía residual a disiparse al pie del azud es mayor que en el perfil escalonado (fig. 2.5.).

— De perfil hidrodinámico

Este es un azud que se comporta hidráulicamente mejor que los anteriores. Sin embargo, implica resolver algunos problemas de diseño lo cual lo hace más caro que los otros tipos. Su adopción deberá ser debidamente justificada (fig. 2.6.).

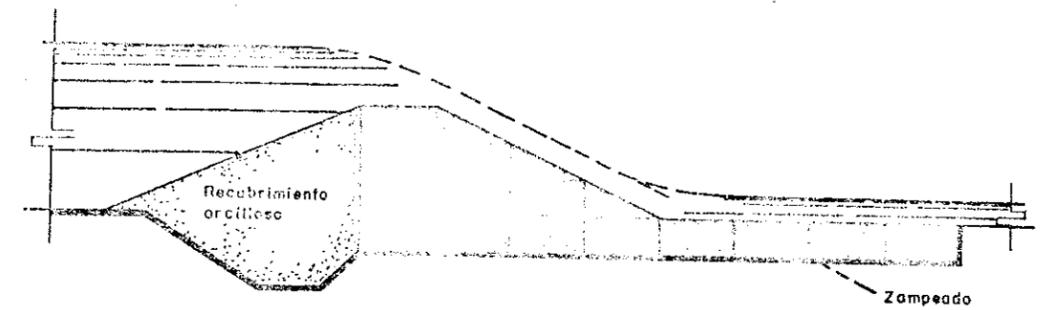
### CRITERIOS DE DISEÑO

Para mantener los caudales bajos en el centro del azud, la parte central del mismo se la diseña con una depresión (fig. 2.7a.). Igual efecto se puede lograr colocando las hiladas de gaviones de tal modo que vayan levantadas al llegar a las orillas (fig. 2.7b.).

La caída del agua desde el cimacio del azud puede producir erosión en el pie del mismo. En este caso es necesario proteger la estructura contra la socavación. La protección del cauce puede hacerse de dos maneras:

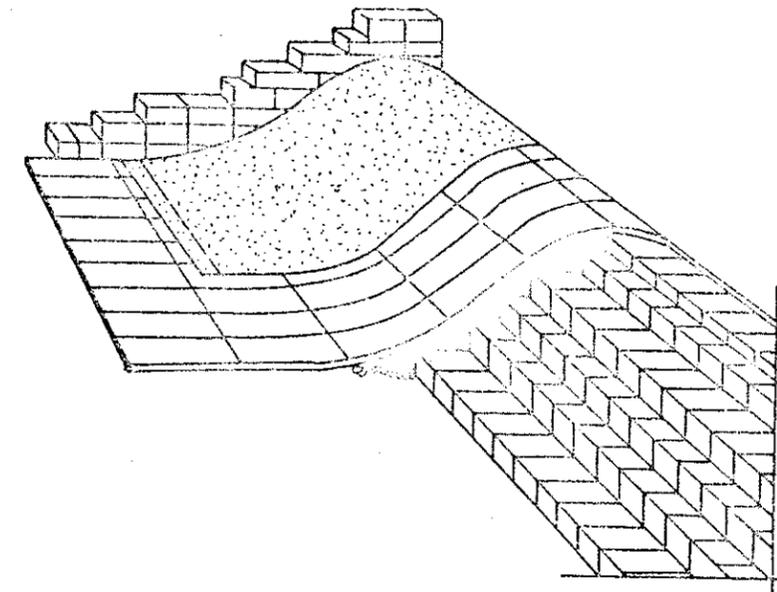
- Creación de un cuerpo amortiguador
- Protección con zampeado.

Una pequeña brida en gaviones puede servir para crear un cuenco amortiguador. En este caso el lecho del río puede o no ser revestido dependiendo de las condiciones del terreno que conforma el cauce. En la figura 2.3. se ve una protección con cuenco amortiguador sin revestimiento de lecho.



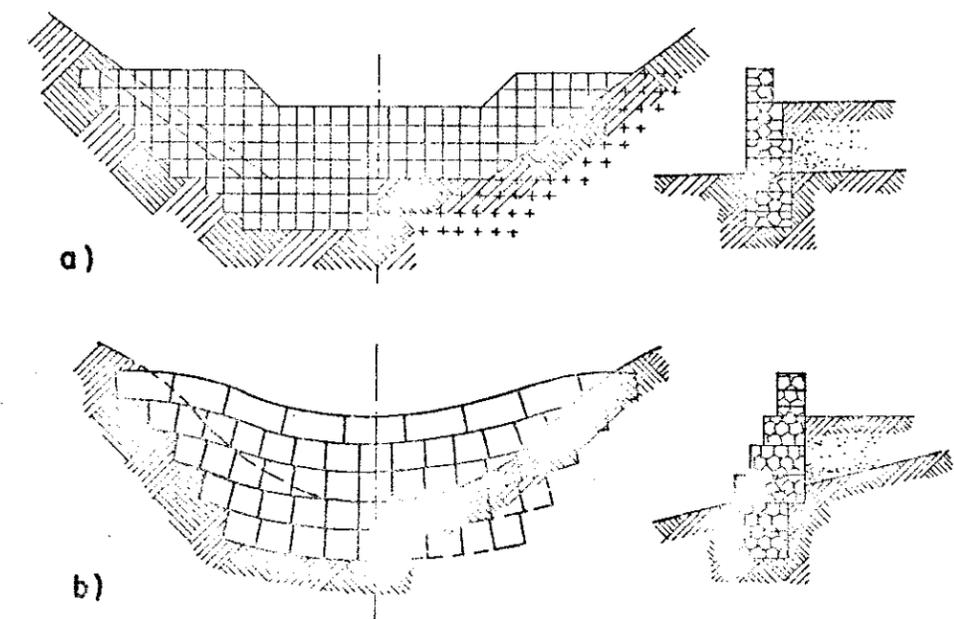
AZUD DE PERFIL CON TALUD

Figura Nº 2.5



AZUD CON PERFIL HIDRODINAMICO

Figura Nº 2.6



FORMACION DEL VANO-VERTEDERO EN EL AZUD

En el caso de protección zampeado la longitud necesaria puede determinarse por la fórmula:

$$L = K (2H + h) \quad \text{donde}$$

L, H y h elementos geométricos indicados en la figura 2.8.

K factor que depende de la naturaleza del suelo en el cauce y que puede ser adoptado según la tabla siguiente:

MATERIAL DE LECHO	FACTOR K
Arcilla dura y material resistente	1.00
Arcilla suave	1.50
Grava media	1.75
Grava fina	2.00
Arena gruesa	2.50
Arena media	3.00
Arena fina	3.50
Arena muy fina con limos	4.00
Grava gruesa con bolones	1.50

Aguas arriba y delante del azud, con fines de impermeabilizar la estructura, se coloca material arcilloso formando una especie de rampa.

La protección lateral aguas arriba consiste en un muro en gaviones o revestimiento longitudinal de las orillas con colchonetas en gaviones en una distancia de 2 a 4 metros o en los límites de la rampa arcillosa.

La carga de agua que puede establecerse antes del azud tiende a forzar el flujo debajo y a los costados del azud. Siendo los gaviones permeables el peligro de falla por subpresión está excluido.

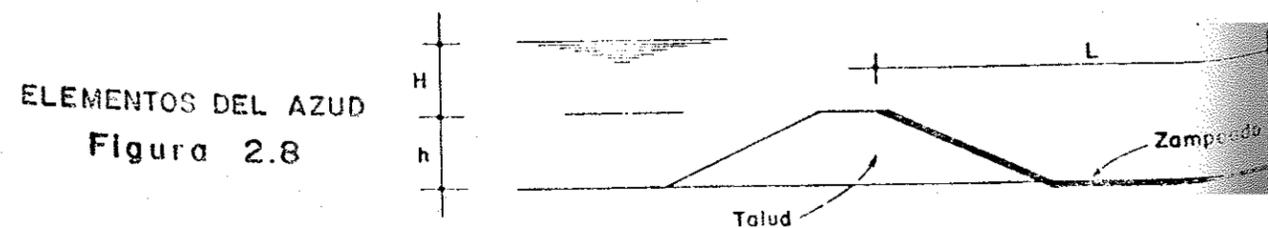
Sin embargo, es necesario tomar precauciones para asegurarse de que el material de fondo y de las orillas no será arrastrado por sifonamiento.

Las medidas a tomarse pueden consistir en un tablestacado de madera, una zanja rellena de material arcilloso o un amembrana de material incorruptible, ésta última es preferible que sea de material filtrante a fin de que anule el efecto de subpresión que podría surgir.

Para proteger la malla de los golpes del material de arrastre se puede colocar madera debidamente fijada a la malla o una loseta de hormigón con juntas. (Véase fig. 2.3.).

### 2.3. OBRAS AUXILIARES

Es amplio el campo de aplicación de los gaviones en obras auxiliares de ahí que haremos una simple numeración de las posibilidades, recomendando eso sí, que se observen todas las normas indicadas para la ejecución de los trabajos.



Los gaviones pueden ser utilizados en rápidas con modestos caudales, en canales donde el revestimiento no necesita ser impermeable pero sí defender los taludes del canal, en muros de contención para proteger edificios, carreteras, etc.

### 3. TECNICAS DE CONSTRUCCION

En las páginas siguientes se da una serie de recomendaciones y normas para una correcta ejecución de las obras en gaviones.

La necesidad de conocerlas deriva del hecho de que una estructura en gaviones no es un tipo cualquiera de estructura a gravedad sino una estructura muy particular con características funcionales suyas propias, las cuales deben ser consideradas al concebir la obra.

No se debe olvidar, que una de las ventajas principales de la obra en gaviones es su deformabilidad, propiedad ésta que deberá ser explotada en aquellas obras donde deformaciones más o menos considerables son inevitables. Igualmente se deberá tomar en cuenta la deformabilidad de la obra en gaviones para evitar soluciones que combinen en una misma obra elementos rígidos (hormigón o mortero de cemento) con otros deformables (gaviones). Es más, la ejecución de los trabajos en gaviones se adecuarán a las deformaciones que se esperan en determinada parte de las obras.

Para ilustrar lo dicho, analicemos un muro de defensa fluvial en gaviones, protegiendo una orilla con tendencia a la reptación. El muro constará de dos partes: una estructura maciza que servirá a la vez para proteger la orilla de la erosión del flujo y contraer la reptación del terreno en la ribera y un delantal que protegerá el muro de posibles socavaciones que podrían hacer fallar la obra. En el primer caso se trata de contrarrestar el empuje del material reptante y se dará al muro la solidez necesaria mediante un dimensionamiento robusto de su sección, la adopción de diafragmas y tirantes horizontales y oblicuos, disminución de los vacíos, etc.; en el segundo caso, las deformaciones son inevitables y se trata más bien de favorecerlas con espesores del delantal de menores dimensiones, relleno con piedras más pequeñas, mallas de alambre de menor abertura en las canastas, etc. (Véase fig. 3.1.).

#### 3.1. MATERIALES

Uno de los elementos que constituyen las obras en gaviones es la canasta, ésta consiste en una caja plana de alambres con mallas hexagonales de 5 x 7 cm. ó 6 x 8 cm. tejidas a doble torsión.

Las dimensiones de la canasta en un gavión normal son 1.0 x 1.0 x 2.0 m. En las llamadas colchonetas el espesor disminuye pudiendo tener 0.25, 0.30 ó 0.5 x 1.0 x 2.0 m.

En el gavión normal se acostumbra poner un diafragma del mismo material que divide la canasta en dos vanos. En las colchonetas se pone diafragmas cada 0.50 - 0.60 m.

La presencia de los diafragmas permite una mejor distribución del material pétreo dentro de la colchoneta. Este particular es muy importante especialmente cuando las colchonetas van colocadas sobre taludes, donde, por acción de la fuerza de gravedad, el

material pétreo, de no haber diafragmas, tendería a deslizarse hacia la parte inferior de la colchoneta.

A fin de garantizar la duración de la canasta el alambre usado en la fabricación de la colchoneta debe ser fuertemente galvanizado, aconsejándose un contenido mínimo de zinc como se indica en el cuadro siguiente:

**CONTENIDO MINIMO DEL REVESTIMIENTO DE ZINC EN FUNCION DEL DIAMETRO DEL ALAMBRE**

DIAMETRO NOMINAL mm	PESO MINIMO DE REVESTIMIENTO gr / m <sup>2</sup>
2.0	230
2.2	240
2.7	260
3.4	275

El material del relleno debe ser de dimensiones tales que se excluya su peso a través de la malla. Al mismo tiempo su graduación debe ser hecha de modo que se alcancen vacíos, no más que un 25 y 35 o/o.

Manteniendo dicho volumen entre los límites antes indicados se obtiene una flexibilidad apta a soportar deformaciones considerables de la obra sin que ésta pierda sus propiedades de resistencia.

El material de relleno debe ser resistente, de peso específico alto. No son recomendables las margas friables, roca arcillosa, u otras fácilmente alterables en presencia de agua.

Las colchonetas de gaviones como cualquier otro revestimiento ligero no están diseñados para soportar empujes del terreno. Por esta razón deben reposar sobre planos de pendiente adecuada. El máximo talud admitido es de 1.5/1 prefiriéndose taludes de 2/1 por facilidad de ejecución de los trabajos y por motivos de estabilidad.

**3.2. ARMADO Y RELLENO DE LAS CANASTAS**

Las canastas se arman entre si cuando aún están vacías. El amarrado se realiza con alambre del mismo tipo del empleado en el gavión pero de diámetro ligeramente menor. (Véase Anexo y fig. 3.2.).

La colocación del material pétreo se efectúa manualmente o utilizando medios mecánicos de modo que se consiga el menor volumen de vacíos.

En el Anexo A se dan especificaciones tipo que servirán para utilizar correctamente los gaviones.

El Anexo B es una guía práctica para recortar gaviones y darles diferente forma según los requerimientos de la obra.

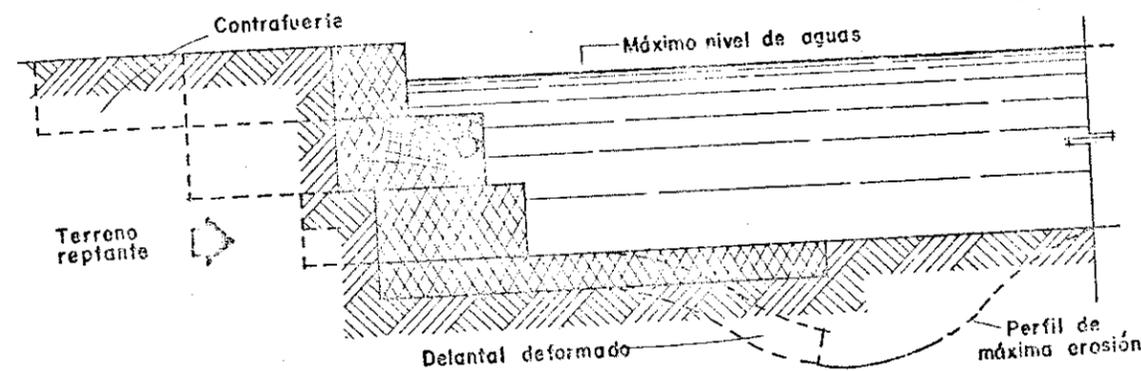
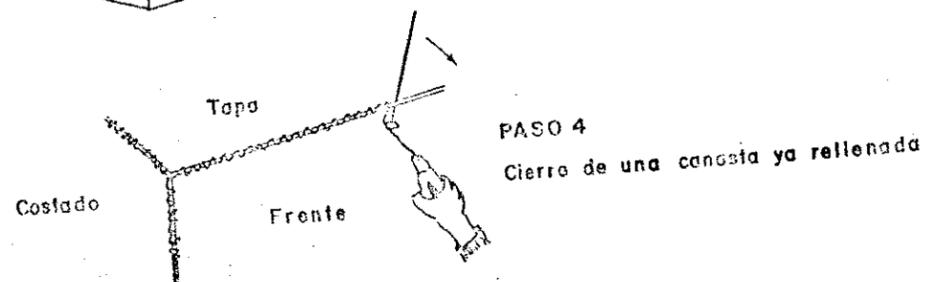
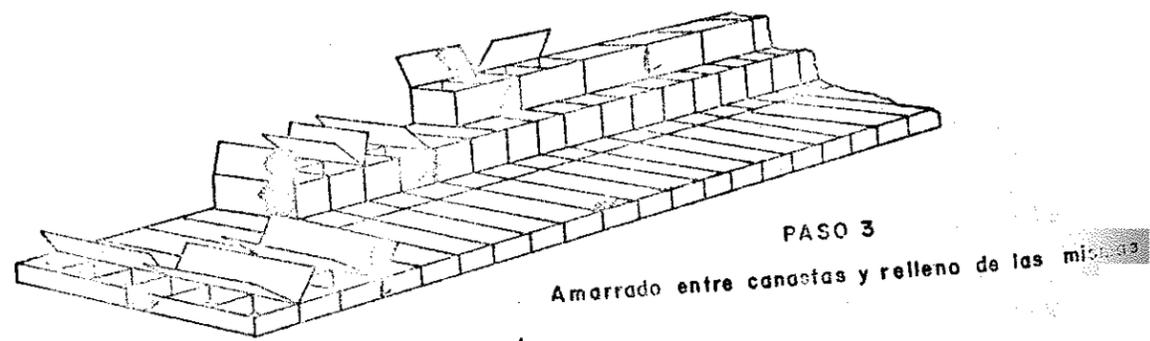
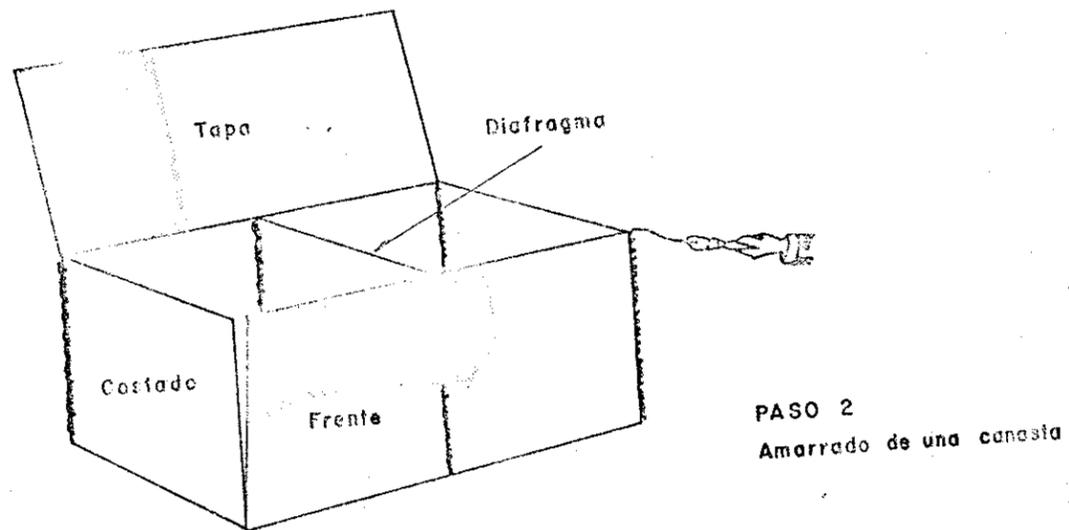
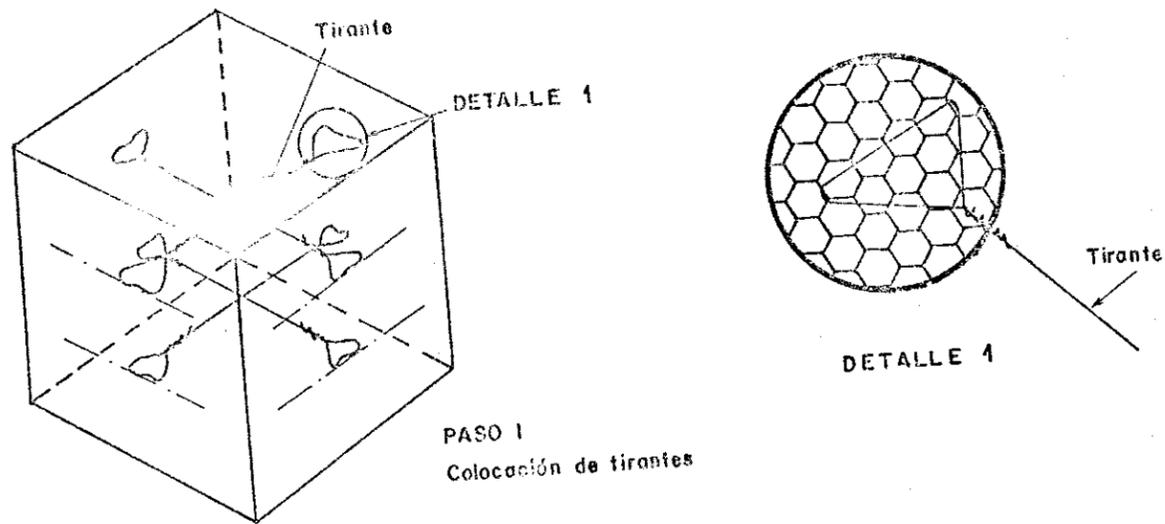


Figura. 3.1 Muro Longitudinal de defensa fluvial



#### 4. CONCLUSIONES

En estas pocas páginas hemos resumido lo más importante en cuanto al uso de gaviones. Creemos que es necesario un aporte personal de cada uno de nosotros para que a través de realizaciones como las que aquí se han propuesto podamos ofrecer experiencias válidas en este campo.

#### 5. REFERENCIAS

Maccaferri Reno Matress. London 12/76

Opere di sistemazione idraulica nelle aste torrentizie e fluviali.  
Opere trasversali. Officine Maccaferri 1958.

Lanzoni A. las obras en gaviones para la adecuación fluvial y el revestimiento de presas en tierra y enrocado 1er. Congreso Ecuatoriano de Hidráulica - Quito, octubre 1.977.

Galarza L. Algunos aspectos sobre el diseño de presas. Uso de membranas y gaviones. Guayaquil 1980.

**ANEXO A**

**ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LOS TRABAJOS EN GAVIONES**

**1. MALLA DE ALAMBRE PARA GAVIONES**

**a. MALLA**

La malla estará constituida por un reticulado hexagonal en la cual se forman las juntas retorciendo cada par de alambres por tres medias vueltas. El tamaño de la malla debe conformarse a las especificaciones dadas por la fábrica.

De todos modos no deberán superar las siguientes medidas:

8 x 10 cm. en los gaviones standard

6 x 8 cm. en las colchonetas

**b. ALAMBRE**

Todo el alambre utilizado en la fabricación de la malla y en las operaciones de alambrado durante la construcción será alambre de acero suave (B.S.S. No. 1052/1942, o ASTM correspondiente) y tendrá una resistencia promedio a la tracción de 40 kg/mm<sup>2</sup>.

El diámetro mínimo del alambre utilizado en la fabricación de la malla será:

3.0 mm en los gaviones standard

2.2 mm en las colchonetas

Juntamente con los gaviones y colchonetas se proporcionarán alambre de atado y tirantes, en cantidad suficiente para realizar las operaciones de alambrado. El diámetro del alambre de atar y tirantes debe ser:

2.4 mm en los gaviones standard

2.0 mm en las colchonetas

**c. GALVANIZACION**

Todo el alambre utilizado en la fabricación de las colchonetas y en las operaciones de alambrado durante la construcción será galvanizado según las Normas ASTM A-123 o B.S.S. 443/1969 "Revestimiento Galvanizado para Alambre" es decir, que el peso máximo del revestimiento de zinc será conforme con las cifras que se consignan en el Cuadro a continuación:

**DIAMETRO NOMINAL DE ALAMBRE**

**PESO MINIMO DEL REVESTIMIENTO  
GRAMOS / m<sup>2</sup>**

2.0 mm	240
2.2 mm	240
2.4 mm	260
2.7 mm	260
3.0 mm	275
3.4 mm	275
3.9 mm	290

La adherencia del revestimiento de zinc al alambre será tal que al envolver el alambre seis veces alrededor de una varilla 4 veces mayor que el diámetro del alambre, éste no se escame o quiebre a un punto tal que se pueda remover el zinc simplemente fro-tando con los dedos.

Para la realización de estas pruebas, el Ingeniero procederá a la extracción de muestras a ser analizadas en un laboratorio adecuado. Las muestras deberán ser analiza-das dentro de las 48 horas subsiguientes a la extracción.

Las muestras que deberán medir por lo menos 40 cm serán extraídas ya sea de los gaviones, cortando algún alambre de la red (por lo menos un alambre cada 50 pedazos o fracción de 50), o del alambre cosido (por lo menos una muestra cada 5 madejas o fracción de 5).

Dichas muestras estarán divididas en dos elementos de 20 cm. de largo cada uno, y sobre el primer elemento se determinará con un análisis apropiado, la cantidad de zinc por cada metro cuadrado de superficie galvanizada, que deberá resultar igual o superior a los cuantitativos indicados en el cuadro anterior.

Por otra parte, se admite una tolerancia menor, en relación con los valores indica-dos, que no supere el 10 o/o. Si por el contrario dos o más muestras de las diez extraí-das presentan una reducción mayor del 10 o/o toda la partida de gaviones será descarta-da o usada según ordene el Ingeniero, con la debida cautela.

Las pruebas concentración del galvanizado se realizará sobre la otra mitad de las muestras, mediante inmersión en una solución de CuSO<sub>4</sub> en la medida de 36 gr. por ca-da 100 gras. de agua destilada.

El galvanizado deberá resistir a las siguientes inmersiones sin que aparezcan vesti-gios de cobre:

Diámetro nominal	Número de Inmersiones	
	Alambre extraído de los gaviones	Alambre extraído de las madejas
2.4 mm y menos	2	3
2.7 mm y más	3	4

Con respecto a los criterios de aceptación de la partida o de su eventual descalificación valen los mismos criterios indicados para la prueba precedente.

Para ensayos suplementarios que no estén específicamente indicados aquí, se remite a las normas ASTM, en especial a las A-116, A-90, B-6 o normas similares.

#### d. TERMINACIONES

Todos los bordes de la malla, incluyendo los bastidores o bordes de los paneles, terminales, diafragmas y bolsillos, serán terminados mecánicamente en modo tal de impedir que se deshaga la malla. El alambre utilizado para las terminaciones tendrá un diámetro mayor que el alambre utilizado para la formación de la malla, así:

#### MALLA

Ø 2.2 mm.  
Ø 2.7 mm.  
Ø 3.0 mm.

#### TERMINACION DE LOS BORDES

Ø 2.7 mm.  
Ø 3.4 mm.  
Ø 3.9 mm.

#### e. TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia de + 2.5 o/o en los diámetros de todos los alambres mencionados en las cláusulas anteriores.

## 2. TRABAJOS EN GAVIONES

### 2.1. ALCANCE DE LOS TRABAJOS

Los trabajos incluidos en este Capítulo comprenden el suministro de todos los materiales, equipos y mano de obra necesarios para ejecutar las obras en gaviones de acuerdo con los Planos y/o con las instrucciones del Ingeniero.

### 2.2. MATERIALES

#### a. MALLA

La malla para gaviones standard y colchonetas deberá estar en conformidad con las especificaciones del Capítulo 1., del presente documento.

#### b. MATERIAL DE RELLENO

Las canastas de gaviones serán rellenas con material filtrante grueso: grava, cantos rodados o material de cantera de calidad idónea. El material de relleno será superior a la dimensión máxima de la malla y en todo caso no mayor de dos veces dicha dimensión para los gaviones standard o una y media veces para las colchonetas.

### 2.3. PUESTA EN OBRA

Los gaviones standard se deberán poner en obra siguiendo las alineaciones y empleando los tipos indicados en los Planos y/u ordenados por el Ingeniero. Las aristas serán cosidas firmemente utilizando alambre de la calidad y calibre indicado en el Capítulo 1. inciso b.), de estas Especificaciones. Todos los bordes de los gaviones que es-

tén en contacto con la red metálica de otro gavión serán ligados firmemente a dicha red con alambre de las características arriba indicadas. Estas costuras se harán antes de efectuar el relleno, de manera que las aristas de los gaviones contiguos queden firmemente unidos, las costuras serán ejecutadas en modo continuo pasando el alambre por todos los huecos de las mallas con doble vuelta pasando una malla. Los gaviones standard 2 x 1 x 1 m. y 3 x 1 x 1 m. serán reforzados internamente con tirantes de alambre apropiado cuyo número será de 4 o 6 por metro cúbico de gavión. Los gaviones standard 2 x 1 x 0.5 m. no necesitarán tirantes internos. Los elementos de las colchonetas serán puestos en obras siguiendo las alineaciones, dimensiones y taludes indicados en los planos y/u ordenados por el Ingeniero.

Las aristas del gavión y los bordes en contacto con la red de otro gavión serán cosidas firmemente utilizando alambre del tipo y diámetro indicado en el Capítulo 1. inciso b.), de las presentes Especificaciones.

Los gaviones standard y las colchonetas serán rellenas con cantos rodados, material de cantera o grava de las dimensiones indicadas utilizando medios mecánicos: palas cargadoras, cintas transportadoras u otros, requiriéndose una adecuación manual adicional para obtener el menor volumen posible de huecos.

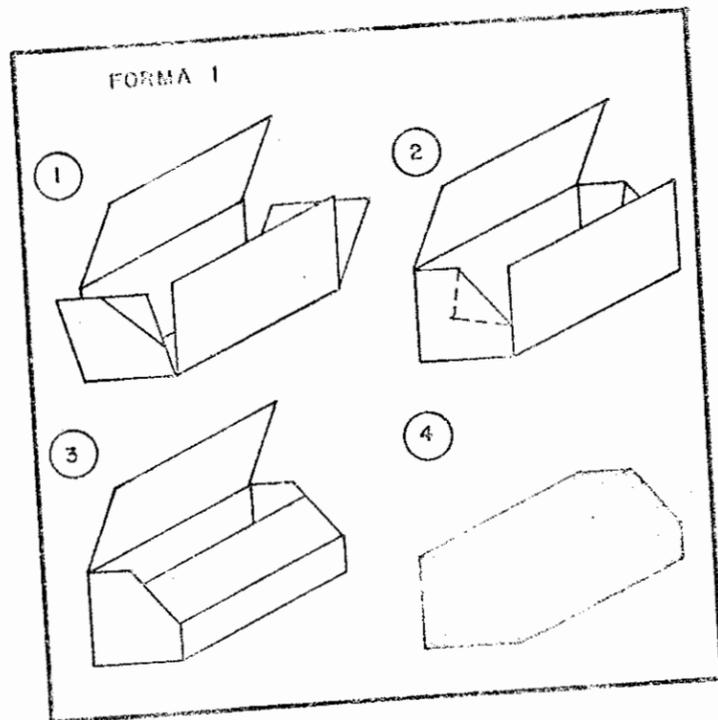


Figura. 1

FORMA I  
Arista doblada. Aparece una quinta cara longitudinal.

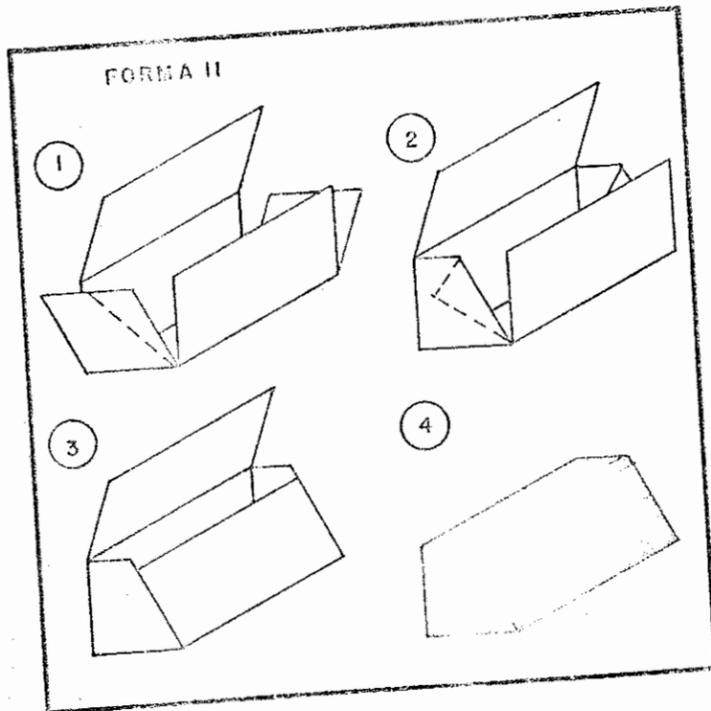


Figura. 2

FORMA II  
Arista doblado desde la arista longitudinal inferior.

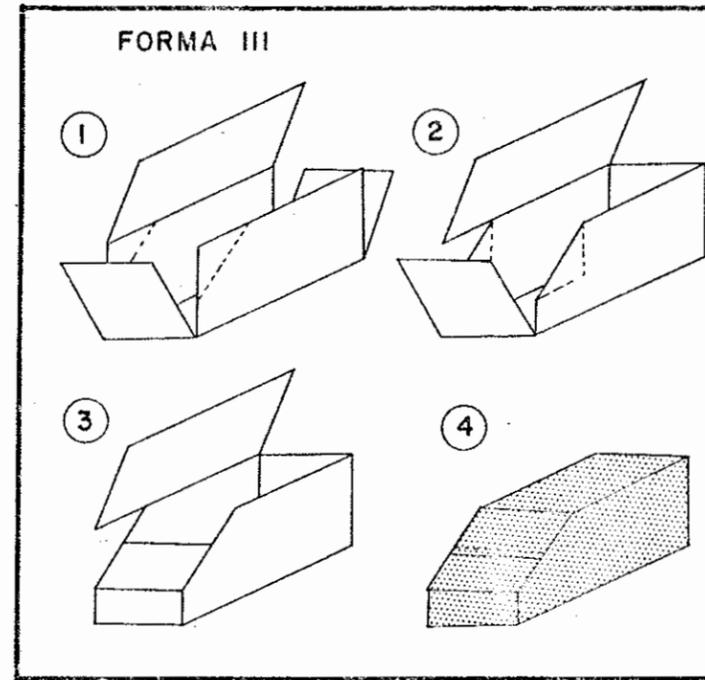


Figura Nº 3

FORMA III  
Arista lateral doblada

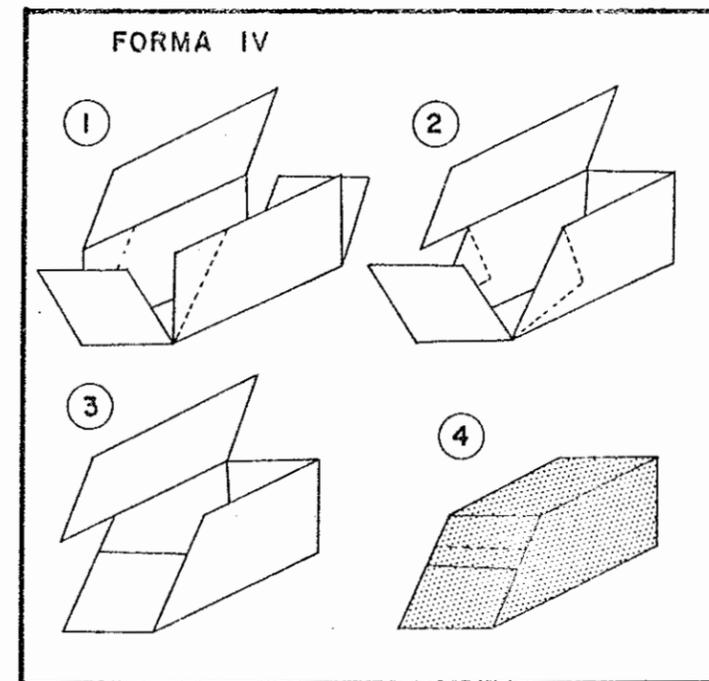
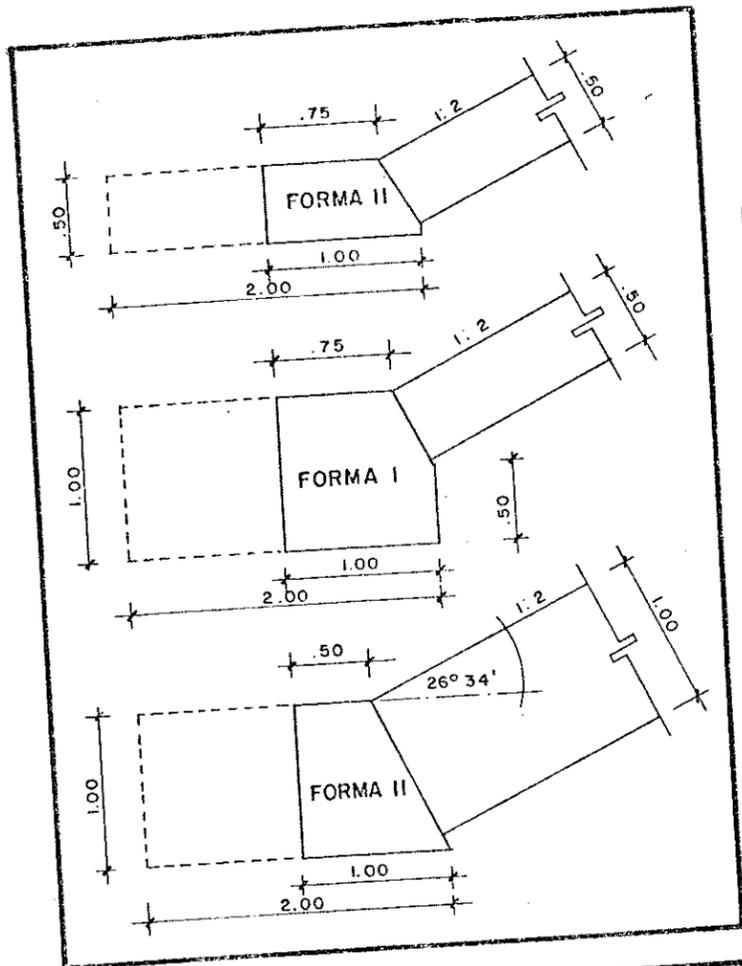
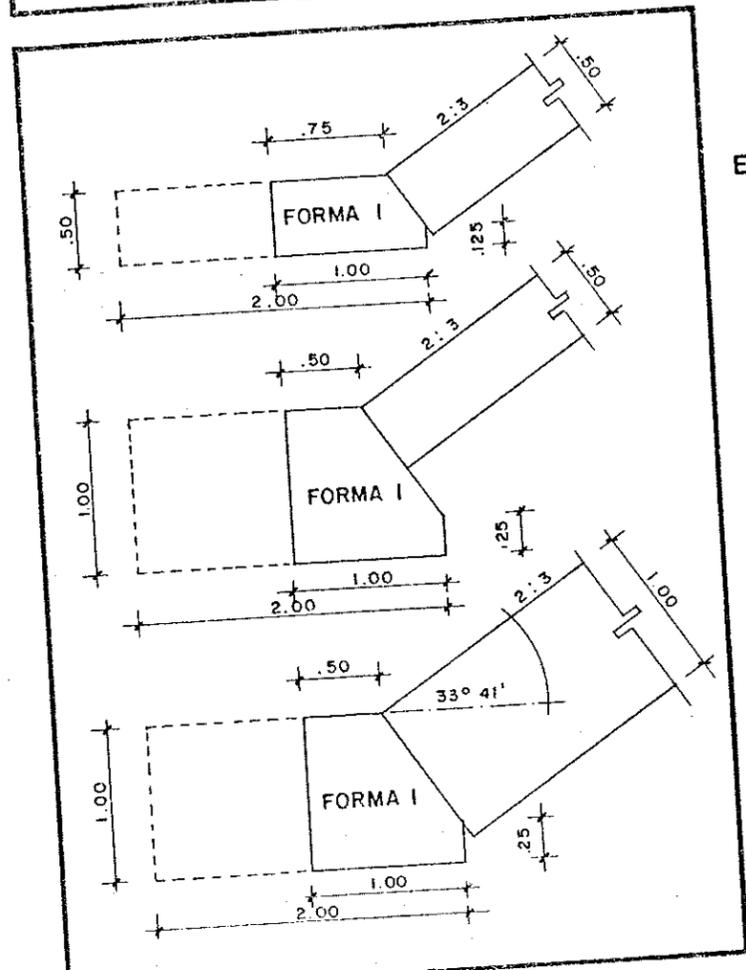


Figura Nº 4

FORMA IV  
Arista lateral doblada desde la arista inferior.



Ejemplo de talud 1:2  
 Figura N° 5



Ejemplo de talud 2:3  
 Figura N° 6

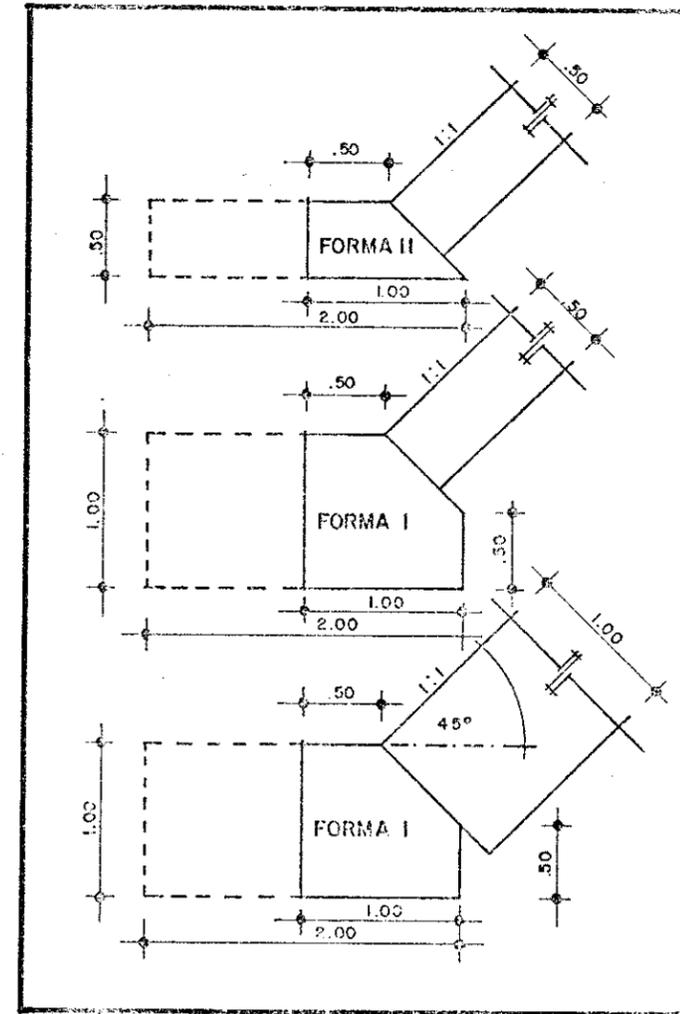
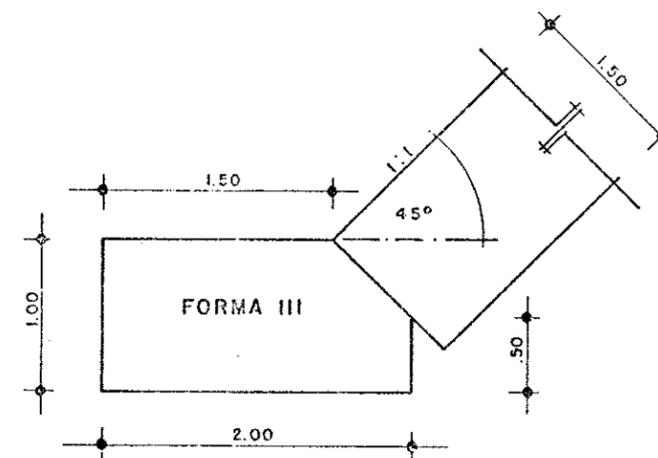


Figura. 7  
 Ejemplo de talud 1:1



La forma I, puesto el gavión longitudinalmente se transforma en forma III, igualmente la forma II se transforma en forma IV.  
 Ejemplo: El último caso de la 7, poniendo longitudinalmente el gavión

**III.03 OPERACION Y MANTENIMIENTO DE OBRAS CIVILES Y EQUIPO  
HIDROMECANICO EN PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS**

**Guillermo Romero Saenz**

1. Introducción
2. Importancia de los trabajos de operación y mantenimiento
3. Desarrollo de las tareas
  - 3.1 Obras de regulación y captación
  - 3.2 Obras de decantación, conducción, cámara de carga y demásías
  - 3.3 Tubería de presión y casa de máquinas
4. Conclusiones y Recomendaciones
5. Trabajos de investigación a nivel de explotación de centrales realizados por ELECTROPERU.

## OPERACION Y MANTENIMIENTO DE OBRAS CIVILES Y EQUIPO HIDROMECHANICO EN PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

### 1.0 INTRODUCCION

El presente trabajo pretende dar una orientación general de las acciones que deben ser tomadas durante la explotación de una pequeña central, con la finalidad de aprovechar al máximo la capacidad instalada de las instalaciones, de manera de posibilitar un suministro de energía suficiente y oportuno en forma continua. El enfoque que a continuación se expone se refiere principalmente a los trabajos de operación y mantenimiento de las obras civiles y equipo hidromecánico, que si bien parecen desempeñar un rol secundario dentro de la explotación de las centrales hidroeléctricas en relación a los mismos trabajos para la parte del equipamiento electromecánico, puede deducirse del análisis, que se trata en realidad de una sistemática programación de actividades durante la vida útil de una central que requiere de un planeamiento integrado de los diferentes problemas que se presentan, a fin de minimizar el costo de estos trabajos. La experiencia que se ha adquirido en los proyectos existentes de mediana y gran capacidad debe ser capitalizada y aprovechada en la minimización de estos costos para las pequeñas centrales.

### 2.0 IMPORTANCIA DE LOS TRABAJOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Es conocido para el caso de los proyectos hidroeléctricos que las mayores inversiones son realizadas durante la ejecución de la obra. Si bien los costos de operación y mantenimiento pueden ser estimados como en sólo un 3 a 8 o/o del costo de inversión de la obra, los mismos adquieren significativa importancia por el hecho que si los trabajos correspondientes no son atendidos adecuada y oportunamente, pueden dar lugar a una paralización del suministro con caracteres de situaciones críticas en sistemas aislados que no cuentan con reserva de generación o que en todo caso representan consumo de combustible, que medida económicamente significa un beneficio menor que se deja de percibir por cada día de parada de una central hidroeléctrica.

Se puede entonces deducir que la explotación óptima de una pequeña central hidroeléctrica está estrechamente relacionada con los adecuados trabajos de operación y mantenimiento que deben ser ejecutados durante la operación de la obra y que en todo caso deben ser previstos y analizados durante la fase de estudios de cada proyecto.

### 3.0 DESARROLLO DE LAS TAREAS

A continuación se describe brevemente los problemas que generalmente se presentan durante la explotación de la central en cada una de las obras componentes de un pequeño proyecto hidroeléctrico y las tareas que se ejecutan, las mismas que preferentemente deben ser realizadas por personal capacitado:

#### 3.1 OBRAS DE REGULACION Y CAPTACION

Normalmente en nuestro país las pequeñas hidroeléctricas son proyectadas sin obras de regulación, es decir que utilizan caudales firmes de estiaje. Esto se justifica por la gran cantidad de alternativas, la posibilidad de seleccionar las que mejores recursos hídricos disponen y de lograr esquemas más económicos. Los proyectos que incluyen una regulación generalmente se ubican en las cabeceras de las cuencas y utilizan lagunas

o vasos naturales. Las obras constan de pequeños diques y/o vertederos de cierre. Problemas de operación en este tipo de obras están referidos principalmente a lograr una mejor utilización de los limitados volúmenes regulados, para lo cual se requiere como mínimo la programación y control de niveles de la laguna.

Las obras de captación en las pequeñas centrales por su ubicación, pueden delimitarse en dos tipos de acuerdo a las características del río:

- Obras de captación ubicada en las cabeceras y parte media de la cuenca, con fuerte pendiente por encima del 4 o/o, con gran variabilidad de caudales y arrastre considerable de sólidos con materiales de tamaño medio y grande que producen fuertes desgastes. La estructura de captación típica que se adapta a estas características es la Bocatoma Sumergida (conocida también como Caucasiense o Tirolés. Ver Lámina No. 1). Se puede afirmar que la mayoría de bocatomas para centrales hidroeléctricas se ubican en esta zona.
- Obras de captación ubicadas en la parte media y baja de las cuencas. En esta zona la destrucción por erosión de las bocatomas debido al arrastre de sólidos de fondo, es menor. Sin embargo, son más frecuentes los problemas de deposición o embarcamiento del material de fondo delante de las estructuras. La Bocatoma Standard que se muestra en la Lámina No. 2 es la estructura tipo que mejor se adapta a estas características.

En general, la implementación de una bocatoma en un río ocasiona inevitablemente alteraciones en las condiciones naturales del escurrimiento ya que la obra de derivación peralta al río aguas arriba de la toma, produciendo una disminución de velocidades en el cauce y ocasionando por lo tanto una tendencia al depósito de partículas.

En los dos tipos de bocatomas antes descritos son frecuentes los problemas de erosión y/o arenamiento de las estructuras principales.

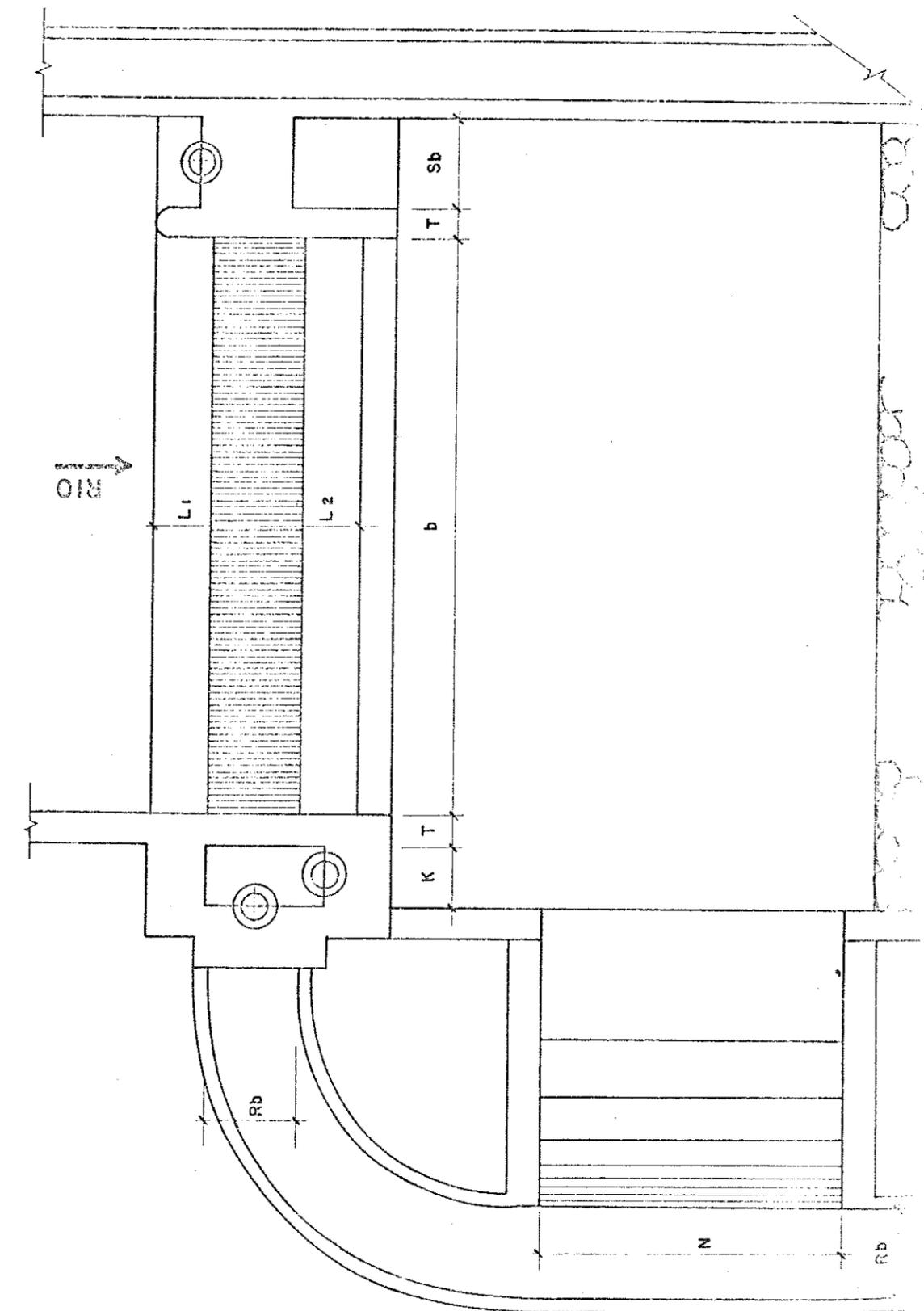
Durante la operación de las centrales deben realizarse observaciones continuas del estado de las obras de captación, analizar su comportamiento durante los períodos de avenidas, y tomar las medidas correctivas oportunamente durante los períodos de estiaje, de manera de evitar en lo posible paradas de la central.

Las siguientes tareas son realizadas de acuerdo al problema que se presente en estas estructuras:

- Reparación de los barrajes, crestas de vertederos y soleras de los pozos de disipación.
- Limpieza mecánica de la zona de captación, incluyendo las rejillas.
- Reposición de las guías de las compuertas y mantenimiento de las mismas.

Si bien estos aspectos de operación deben ser analizados durante la fase de Estudios de un proyecto hidroeléctrico, debe tenerse en cuenta que la escasa información básica generalmente disponible para las pequeñas centrales trae como consecuencia que muchos de los problemas deban ser resueltos durante la etapa de explotación.

LAMINA Nº 2  
1 de 2  
BOCATOMA SUMERGIDA STANDARD



BOCATOMA SUMERGIDA STANDARD

LÁMINA Nº 1  
C. de 2

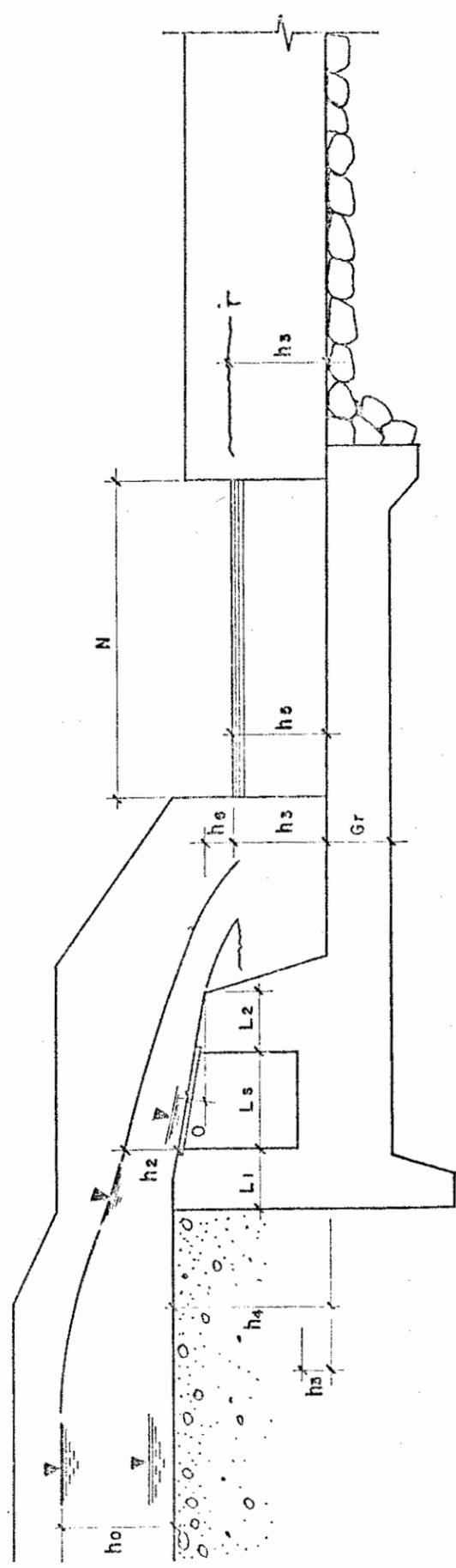
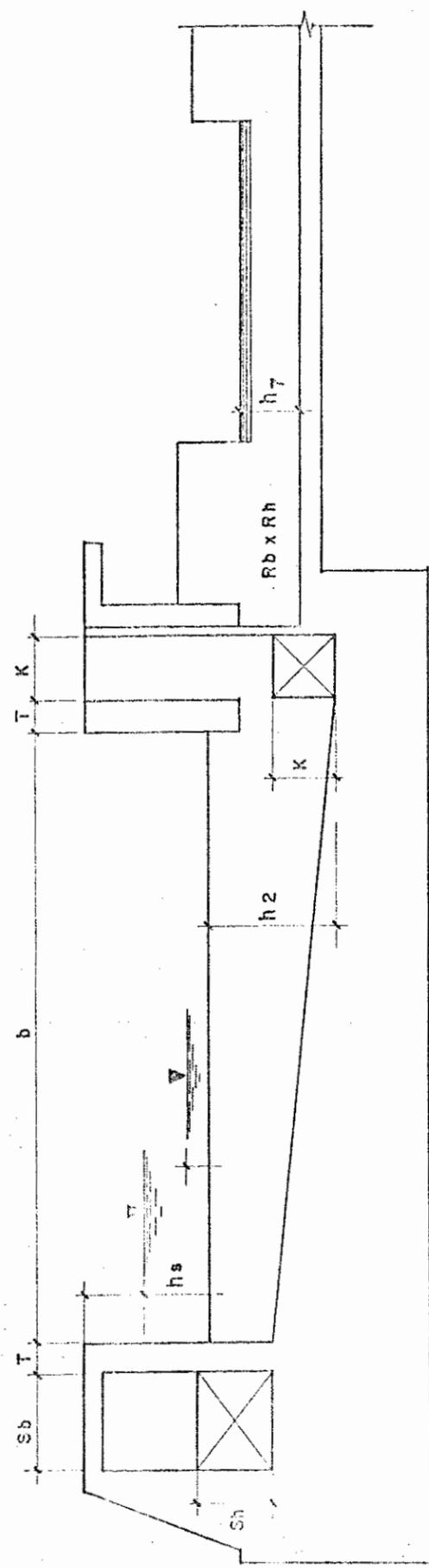
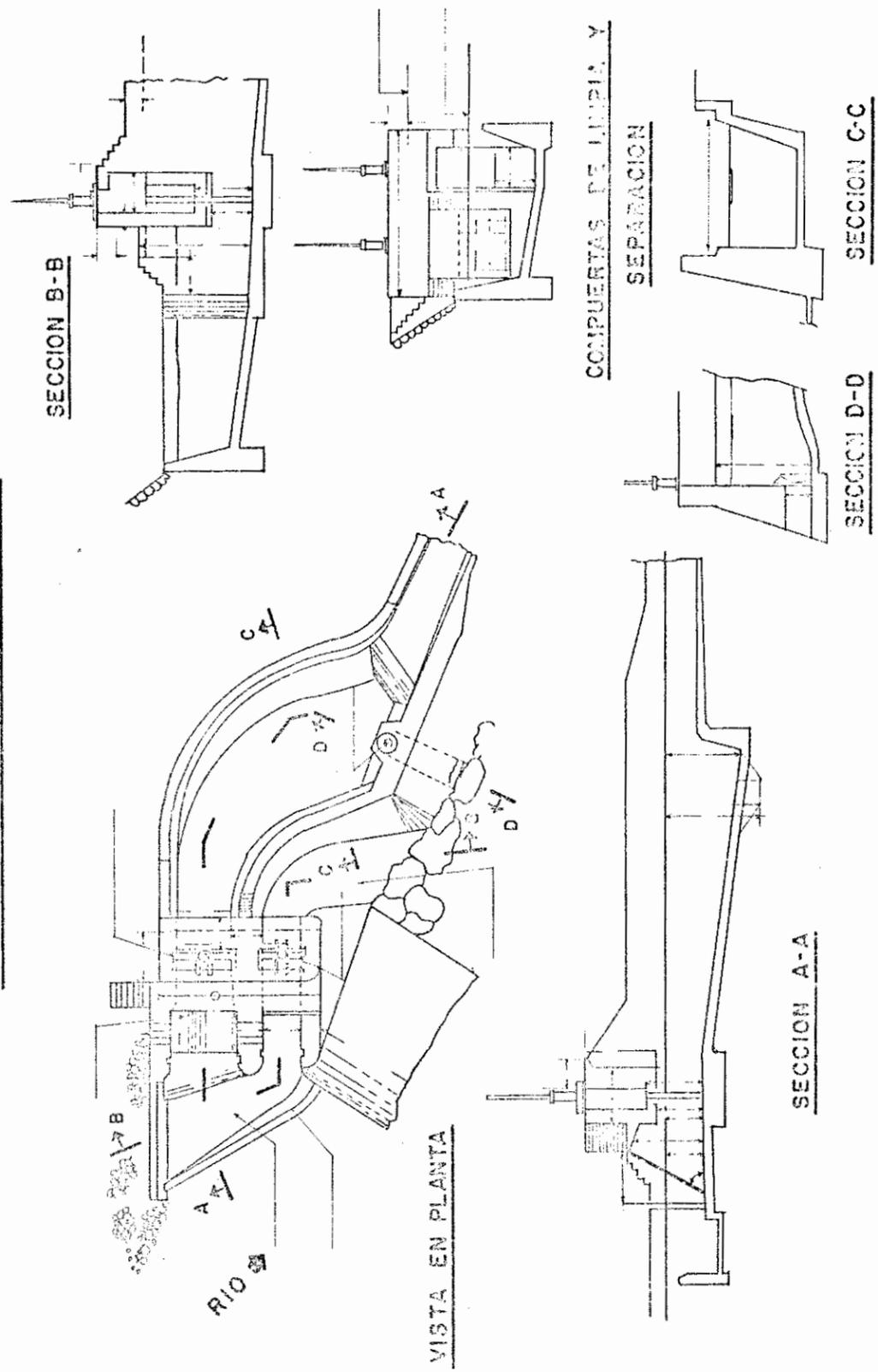


Lámina Nº 2

PLANO DE BOCATOMA STANDARD



### 3.2 OBRAS DE DECANTACION, CONDUCCION, CAMARA DE CARGA Y DEMASIAS

Los problemas más comunes que requieren de trabajos de mantenimiento y reparaciones según el caso son:

- Limpieza periódica de las estructuras de decantación (desarenadores), la misma que puede ser a través del sistema de purga o en forma mecánica, dependiendo su frecuencia de la eficiencia de la estructura y de la calidad de los sedimentos en suspensión. La operación adecuada del desarenador puede ser crítica para casos de ríos que transportan sólidos en suspensión con partículas de escorias o sílice que por su alta dureza y angulosidad afectan la operación de las turbinas, produciendo fuertes desgastes que aumentan la frecuencia de las reparaciones y elevan los costos de operación y mantenimiento considerablemente.
- Limpieza y acondicionamiento del canal de conducción, necesaria a causa de los sedimentos depositados por deslizamientos de laderas o por crecimiento de vegetación. Asimismo, son comunes los casos en que son derivados parte del caudal a lo largo del canal para usos de riego, lo cual debe ser controlado.
- Verificación de las condiciones de operación de la cámara de carga y, del comportamiento de las obras de demasía, donde generalmente se producen fenómenos de erosión regresiva, debido a que las descargas son entregadas en cauces secos inestables, con fuerte pendiente y sin la suficiente capacidad de conducción.

### 3.3 TUBERIA DE PRESION Y CASA DE MAQUINAS

En estas estructuras se requiere, además del servicio de mantenimiento y reparaciones del equipo electromecánico, de:

- Verificaciones de los asentamientos diferenciales en los anclajes y apoyos de la tubería de presión.
- Inspecciones para analizar el grado de corrosión debido a las condiciones climáticas en la tubería forzada.
- Verificar las condiciones de operación del canal de descarga y mantener protegido el cauce en su entrega al río.

Finalmente, se debe tener en cuenta los posibles efectos de los fenómenos geodinámicos en la cuenca involucrada, que se presentan con mayor frecuencia en época de avenidas originadas por fallas geológicas y/o sismos, y que si bien difícilmente pueden ser evitados, sí deben ser estudiados a fin de disminuir considerablemente los daños que puedan sufrir las instalaciones, especialmente las bocatomas y casa de máquinas.

### 4.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En relación a los trabajos de operación y mantenimiento se puede concluir que:

- Los mismos deben ser realizados periódicamente a fin de minimizar los costos correspondientes.
- La parada de una central a causa de un colpaso en la estructura de captación por ejemplo, puede ser más importante que una falla en el equipo electromecánico,

ya que este último puede ser restituido o reparado rápidamente en comparación al tiempo requerido para poner operativa una bocatoma destruída. La energía que se deja de generar en ese período representa un costo que justifica las inspecciones y medidas correctivas que deben ser tomadas en su oportunidad.

- Los costos para estos trabajos son variables, pudiéndose estimar que en nuestro medio están en el rango de 3 a 8 o/o del costo de inversión de la obra para pequeñas hidroeléctricas. Su incidencia queda reflejada por la mayor o menor complejidad de las estructuras y condiciones particulares de cada proyecto.

Se recomienda por lo tanto:

- Planificar racionalmente los trabajos de operación y mantenimiento teniendo en cuenta las características de cada proyecto.
- Capacitar a personal técnico para estos trabajos, promoviendo la importancia de los mismos.
- Aprovechar la experiencia de los proyectos existentes, a fin de mejorarlos y tender a minimizar los costos respectivos dentro del programa de pequeñas centrales hidroeléctricas.
- Continuar y ampliar los trabajos de investigación a nivel de operación y explotación de centrales hidroeléctricas que se vienen ejecutando en el país, a fin de afianzar metodologías para el adecuado manejo de las instalaciones.

### 5.0 TRABAJOS DE INVESTIGACION A NIVEL DE EXPLOTACION DE CENTRALES REALIZADAS POR ELECTROPERU

ELECTROPERU viene realizando actualmente trabajos de investigación a nivel de explotación en los siguientes proyectos hidroeléctricos:

C.H. Santiago Antúnez de Mayolo, sobre el río Mantaro, donde se realizan:

- Registro histórico y evaluación del transporte de sólidos en suspensión.
- Investigaciones en el Embalse de Tablachaca, a fin de establecer reglas de operación para la purga más eficiente de los sedimentos, con la máxima capacidad de conducción, utilizando el desarenador ubicado en el embalse.
- Registro y control de la instrumentación de la Presa de Tablachaca.
- Estudios para establecer reglas de operación de los embalses de Junín, Malpaso y Tablachaca.
- Trabajos de acondicionamiento y mantenimiento en la obra de restitución al río Colcabamba. Control de operación de los disipadores de energía.
- Estudios sobre la geodinámica de la cuenca del Mantaro y medidas de control.

C.H. Cañón del Pato, sobre el río Santa, donde se realiza el registro histórico y evaluación del transporte de sólidos en suspensión con fines de medir la eficiencia del desarenador y su incidencia en la erosión de las ruedas Pelton de la central.

Así mismo, se han tenido experiencias en la operación de las obras de demasía de la Central Hidroeléctrica de Aricota I, cuyo canal de fuerte pendiente colapsó en un tramo y fue restituido en 1976; y se han realizado trabajos de acondicionamiento y restitución de las soleras del barraje en la bocatoma de la Central Machupicchu.