

3. CONTROL DE CARCAVAS

Los métodos más usados para efectuar este control varían de acuerdo con el número, localización, tamaño y pendiente de las cárcavas, así como de la superficie, topografía, cubierta vegetal existente, condiciones de drenaje y tipo de suelo predominante en la cuenca de captación.

La finalidad que se persigue con el control de las cárcavas es, por ejemplo, si se trata de rellenarlas a fin de restituirlas al uso agrícola o si únicamente van a ser semirellenadas para favorecer el desarrollo de pastos y posteriormente ser usadas como desagües, o simplemente darles un tratamiento adecuado para estabilizarlas y así evitar su posterior crecimiento.

3.1 Etapas de control

En los trabajos a desarrollar para el control de las cárcavas, se distinguen dos etapas diferentes.

A. Cabeceo de las tormentas

La prevención y detención de la erosión remontante, para evitar el crecimiento de la cárcava hacia aguas arriba, se puede lograr, al desviar el escurrimiento superficial hacia otros desagües que de antemano han sido protegidos mediante el empleo de zanjas derivadoras, ver fig 3.1; otra forma sería el uso de estructuras específicas, lo más común de éstas es una rápida cuyo piso este debidamente protegido por un zampeado de piedra o de concreto reforzado, ver fig 3.2.

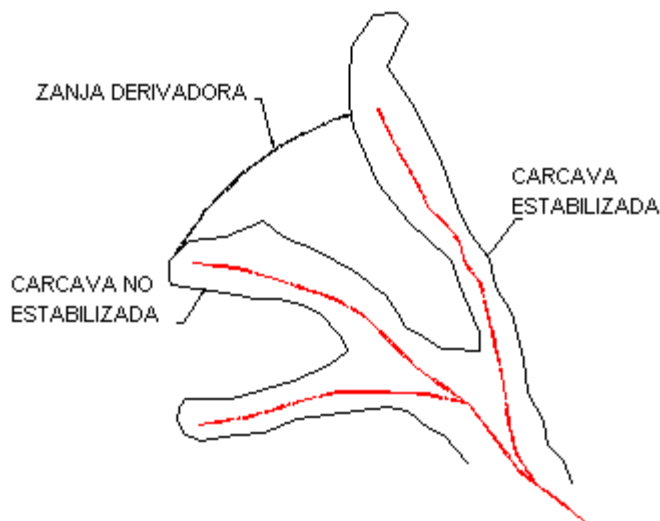
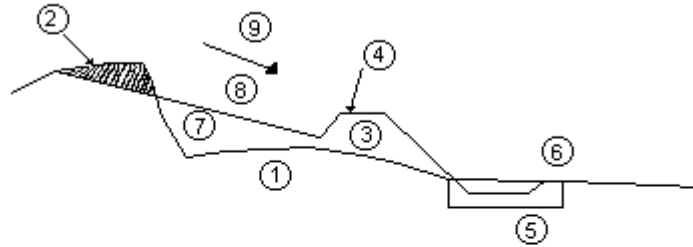


fig 3.1



- 1.- FONDO ORIGINAL DE LA CÁRCAVA
- 2.- AREA EXCAVADA EN LA PARED DEL TALUD
- 3.- VERTEDOR
- 4.- CRESTA DE LA ESTRUCTURA
- 5.- EXCAVACION DE LA PLATEA
- 6.- UMBRAL DEL DEFLECTOR
- 7.- RELLENO DE ROCA
- 8.- RAPIDA
- 9.- ESCURRIMIENTO

fig 3.2.

B. Disminución de la erosión de los taludes y del fondo de la cárcava

Con el uso de las presas de control de azolves, se logra estabilizar en forma casi total el fondo de las cárcavas y se reducen la velocidad del agua y el deterioro en los taludes de la cárcava tratada. La estabilización solo será total, cuando se desarrolle vegetación permanente que retenga al suelo en su sitio.

Las presas de control de azolves se construyen con diversos materiales, como son, por ejemplo, las de carácter temporal (presas de ramas, de malla de alambre, etc) ó permanente (presas de piedra acomodada, de gaviones, de mampostería, etc).

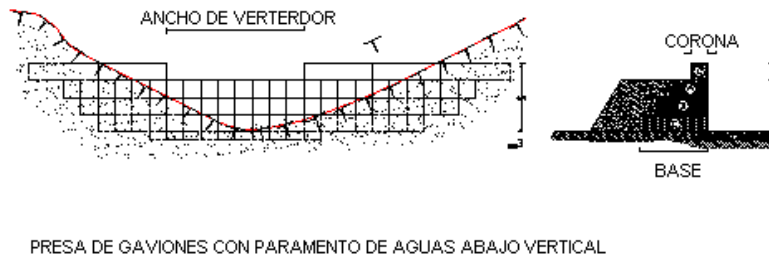
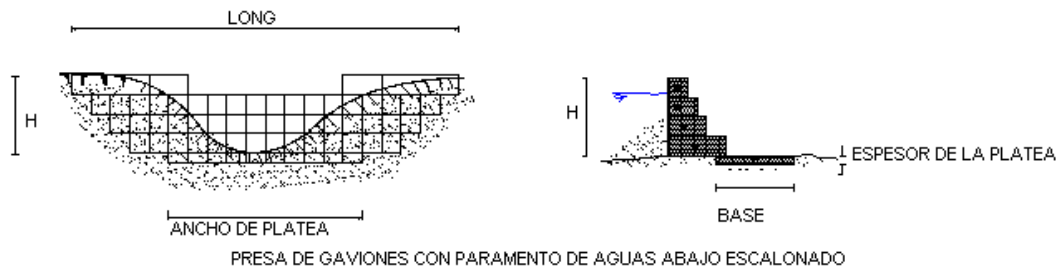
La vida útil de las presas de carácter temporal fluctúa entre dos y cinco años, aunque es posible que este tiempo sea suficiente para que se logre la estabilización de la cárcava mediante vegetación nativa. Las presas de carácter permanente pueden llegar a tener una duración hasta de 40 o 50 años.

3.2 Presas de gaviones

3.2.1 Funciones y tipos

Las presas de gaviones, se emplean para controlar la erosión en cárcavas de diferentes tamaños y como presas filtrantes para la regularización de corrientes; ellas se usan siempre y cuando se consideren los aspectos de estabilidad especificados para las construcciones de gran magnitud.

Las presas de gaviones se pueden clasificar en tres tipos fundamentales, en función de la conformación del paramento de aguas abajo: de pared vertical, de pared escalonada y de pared inclinada, de manera que la lámina vertiente del agua que pase sobre ellos quede adherida, ver figs 3.3 a 3.5.



figs 3.3 a 3.5.

En el de pared vertical solo la malla que forma la cresta esta expuesta a la abrasión y por tanto a ella se le debe dar una cierta protección, además al pie de la caída se puede desarrollar una gran socavación que puede ser más grande que la producida por los otros tipos. El de pendiente se recomienda usarlo cuando la altura de la presa varía entre 10 y 15 metros. Los de escalones inclinados presentan mejor estabilidad y disipan una poca de energía en cada escalón, esto último presenta una cierta ventaja ya que la profundidad de la socavación puede ser muy pequeña. Los tipos segundo y tercero no se recomienda usarlos sí la corriente transporta sedimentos muy pesados ya que estos pueden llegar a dañar la malla de cada uno de los escalones.

3.2.2 Criterio de diseño

En el diseño de presas de gaviones habrá que dimensionarlas geoméricamente (altura, espaciamento y empotramiento de la presa), hidráulicamente y estructuralmente (estabilidad al

volteamiento y deslizamiento horizontal, estabilidad del revestimiento del tanque amortiguador y el análisis de la cimentación)

3.2.2.1 Geométrica

3.2.2.1.1 Altura efectiva

La altura efectiva puede ser hasta de 5 m o más, sólo que para su diseño deben de considerarse los problemas inherentes a la estabilidad de la presa.

3.2.2.1.2 Espaciamiento

El espaciamiento entre dos presas consecutivas, ver fig 3.6, depende de la pendiente de los sedimentos depositados, de la altura efectiva de las mismas y de la finalidad que se persigue con el tratamiento de las cárcavas; es decir, si se desea retener mucho sedimento, se recomienda emplear presas relativamente altas, espaciadas a distancias más o menos grandes. Si el objetivo es el de estabilizar la pendiente de la cárcava, el espaciamiento y la altura de las presas deben ser menores.

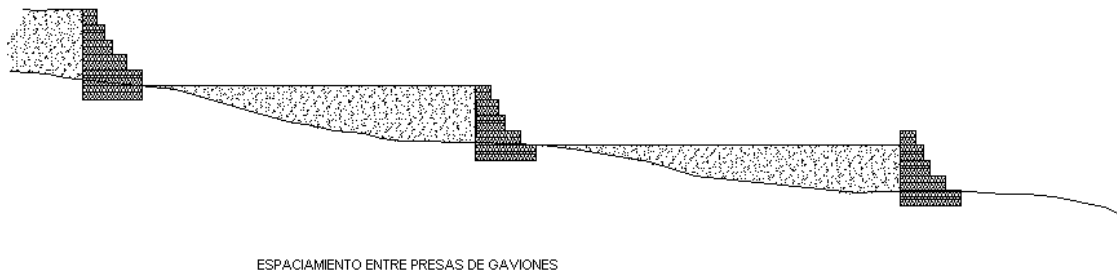


fig 3.6

Por regla general los sedimentos retenidos por la presa de control presentan una pendiente, la cual varía de acuerdo con el material sedimentado y la pendiente geométrica de la cárcava. Para arenas gruesas mezcladas con grava, la pendiente es del 2%, para sedimentos de textura media de 1% y para sedimentos finos limosos-arcillosos del 0.5%. De esta forma el espaciamiento entre presas sería igual a

$$E = (H / S_c - S_s) 100 \quad (3.1)$$

donde

E distancia entre dos presas consecutivas, en m

H altura efectiva de la presa, en m

S_c pendiente de la cárcava, en %

S_s pendiente estable del sedimento, varía entre 0.5 y 2%

De contar con información de la cárcava, gasto formativo y tamaño de los materiales es posible predecir el perfil de equilibrio del cauce de la cárcava, por ejemplo, con los criterios de Blench, Altunin y Maza-Cruickshank, ver inciso 2.3.2.

Es importante señalar que en la práctica, algunas veces no es necesario ajustarse rigurosamente al espaciamiento calculado, ya que cambiando ligeramente la separación, puede mejorarse la localización de las presas, encontrándose sitios más apropiados para su construcción.

3.2.2.1.3 Empotramiento de la presa

Uno de los aspectos que merece particular atención es el empotramiento de la presa, tanto en el fondo de la cárcava como en sus taludes. En el fondo, en aquellos casos cuando los escurrimientos que conduce son de importancia. En los taludes, para impedir que el agua franquee la estructura y se produzcan erosiones en los taludes de la cárcava.

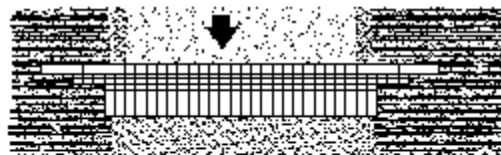
La profundidad de los taludes está en función de la posibilidad de derrumbamiento de la margen, siendo necesario por lo menos de un metro respecto a la línea ideal, ver fig 3.7. En algunos casos cuando el material que componen las márgenes es fácilmente erosionable, además de profundizar los empotramientos, es necesario construir protecciones marginales aguas arriba de la obra y muros que encaucen la caída de agua y eviten la socavación de la márgenes en la proximidad a la presa, ver fig 3.8.



fig 3.7



ELEVACION



PLANTA

PRESA FILTRANTE DE GAVIONES CON VERTEDOR RECTANGULAR

fig 3.8

La facilidad con que el agua pueda erosionar el lecho del cauce, determina la profundidad a que es conveniente cimentar la obra para evitar que la socavación se produzca, no siendo necesario alcanzar un estrato resistente a la compresión, ya que la flexibilidad de la estructura de gaviones admite que la obra pueda sufrir asentamientos provocados por la inestabilidad del terreno del apoyo.

3.2.2.2 Hidráulico

3.2.2.2.1 Vertedor alojado en la presa

En el desarrollo de los proyectos relacionados con presas construidas en cárcavas, uno de los principales problemas corresponden a la planeación y diseño del vertedor, los cuales tienen un efecto profundo en la economía y posibilidad física de un proyecto.

Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad del escurrimiento están influenciados, principalmente, por las condiciones físicas del suelo. Por lo tanto, el estudio hidrológico debe darle más atención a la cuenca misma. Para una cuenca grande, el efecto de almacenaje del cauce es importante, por lo cual deberá dársele más atención a las características del mismo.

Una cuenca pequeña, se puede definir como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto al cauce. Con esta definición, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde una pocas hectáreas hasta un límite que para propósitos prácticos Chow [4] considera de 250 km².

En cuencas pequeñas, los gastos máximos son causados principalmente, por lluvias de corta duración. Una parte de la precipitación se pierde a través del proceso de interceptación, evapotranspiración e infiltración. La parte restante que eventualmente llega a ser escurrimiento es conocida como la lluvia en exceso. La proporción de la lluvia en exceso a la precipitación total, depende de los factores climatológicos, así como de los factores fisiográficos tales como la condición de humedad del suelo, tipo de superficie del suelo y subsuelo y de la vegetación.

El escurrimiento de una cuenca puede considerarse compuesto por dos partes, un flujo base, el cual proviene del escurrimiento subterráneo y un escurrimiento directo, el cual es producido por la lluvia en exceso.

En la literatura especializada sobre el tema, para calcular el gasto máximo en cuencas pequeñas, el método de Chow permite evaluarlo para un determinado periodo de retorno, mientras que el de I-Pai-Wu sirve para calcular aparte del gasto máximo, su hidrograma correspondiente. En la ref 11 se presentan los métodos de Chow y de I-Pai-Wu, tales como fueron deducidos, analizando cuales son sus ventajas y limitaciones.

Los vertedores rectangulares de las presas de control se consideran como del tipo de cresta ancha y, por lo tanto su descarga, se calcula con

$$Q = C L H^{3/2} \quad (3.2)$$

donde

- Q gasto máximo, en m^3/S
- C coeficiente de descarga, en un $m^{1/2}/S$; para un vertedor de cresta ancha es igual a 1.45 para una relación $e/H = 10$
- L longitud del vertedor, en m
- e espesor del vertedor, en m
- H carga hidráulica, en m

Cuando el vertedor no es rectangular, es decir tiene forma trapezoidal o parabólica, ver fig 3.9, la relación entre el gasto y la carga hidráulica, se obtiene de la formación del estado crítico sobre el vertedor, la cual está dada por

$$Q = Ac \sqrt{g Ac / B} \quad (3.3)$$

donde

- A_c área hidráulica sobre el vertedor, en m^2
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- B ancho de la superficie libre del agua sobre el vertedor, en m



PRESA FILTRANTE DE GAVIONES CON VERTEDOR TRAPEZOIDAL

fig 3.9

Como práctica común, se da un borde libre a la capacidad del vertedor para prever las posibles obstrucciones debidas a materiales que pudiera arrastrar la corriente, como son, por ejemplo, troncos, ramas, etc.

En el caso de arrastre sólido, se emplea sobre la cresta vertedera algún tipo de revestimiento como es, por ejemplo, la madera o el concreto para que el escurrimiento no destruya la estructura del gavión.

3.2.2.2.2 Tanque amortiguador (platea)

Para proteger el fondo de la cárcava inmediatamente aguas abajo de la estructura contra los efectos erosivos producidos por la caída de agua que pasa a través del vertedor, se usa la "platea" que consiste en un revestimiento con piedra acomodada o con el material de que se construye la presa, para proteger el lecho de la cárcava e impedir que la fuerza del agua origine socavaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

Características generales del flujo.

Rand [10], usando de los datos experimentales de Bakhmeteff y Feodoroff [1] y Moore [9], y de sus propios resultados, propone que la geometría del flujo en las estructuras de caída se puede describir en función de un parámetro adimensional, denominado número de caída [3], el cual se define como

$$D = q^2 / g h_c^3 \quad (3.4)$$

las relaciones geométricas son las siguientes

$$L_d / h_c = 4.30 D_c^{0.27} \quad (3.5)$$

$$Y_p / h_c = 1.00 D_c^{0.22} \quad (3.6)$$

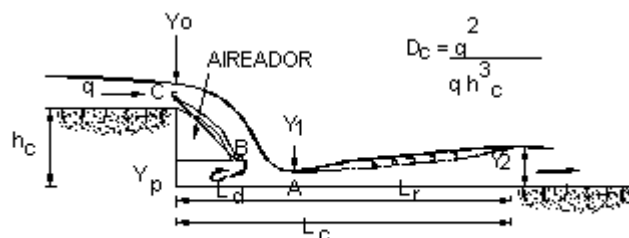
$$Y_1 / h_c = 0.54 D_c^{0.425} \quad (3.7)$$

$$Y_2 / h_c = 1.66 D_c^{0.27} \quad (3.5)$$

que son aplicables al caso particular de no erosión al pie de la estructura, ver fig 3.10

donde

- D_c número de caída, adimensional
- q gasto unitario, en $m^3/s/m$
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- h_c altura de caída de la presa o del salto, en m
- L_d longitud del foso al pie de la caída, en m
- Y_p tirante al pie de la estructura, en m
- Y_1 conjugado menor en la base de la caída
- Y_2 profundidad del remanso, en m



GOMETRÍA DE FLUJO EN LAS ESTRUCTURAS DE CAIDA

fig 3.10

La longitud del foso de disipación L_c es función de la trayectoria del chorro y de la longitud del resalto hidráulico libre $L_r = 6.9 (Y_2 - Y_1)$, así $L_c = L_d + L_r$.

Condiciones del flujo, en función del tirante aguas abajo.

Las condiciones del flujo en el foso, se clasifican de acuerdo al remanso aguas abajo Y_b en tres tipos diferentes, ver fig 3.11.

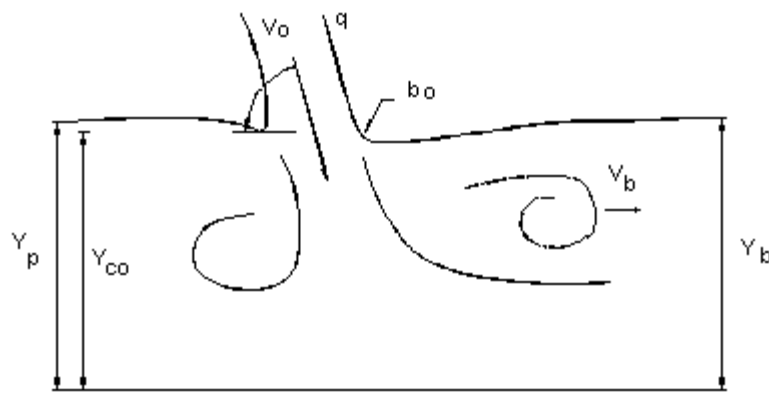
Tipo I $Y_b < Y_2$

En estas condiciones no se forma un verdadero colchón aguas abajo del punto de caída; sin embargo, aguas arriba de este punto se forma un colchón de agua de espesor Y_p , creado en la zona de caída del chorro de tirante Y_{co} .

Tipo II $Y_b > Y_2$

Se forma un resalto hidráulico ahogado, de esta forma aguas arriba y aguas abajo del punto de caída, se tienen verdaderos colchones de agua. Para obtener este tipo de flujo, se debe verificar que $Y_{co} / b_0 < 20$, donde b_0 es el espesor del chorro a la entrada del foso disipador, ver fig 3.11.

Tipo III $Y_{co} / b_0 > 20$



CONDICIONES DE FLUJO EN EL FOSO DISIPADOR EN FUNCION DE Y_b

fig 3.11

La inclinación de la superficie libre, aguas arriba y abajo del punto de caída, disminuye rápidamente, la diferencia Y_{co} y Y_b tiende a cero

En donde se presente un remanso natural o artificial, suelen garantizarse las condiciones de flujo tipo II o III.

Socavación

Con la estimación de la profundidad máxima de socavación que es función de la geometría de la estructura (de la caída, es decir, de la diferencia de niveles entre el nivel de aguas máximas y el nivel del remanso al pie de la estructura), del flujo (del gasto unitario, del tirante al pie de la estructura y el nivel del remanso) y del tipo de material (tratándose sí es o no cohesivo o suelo rocoso fracturado); es posible definir la construcción o no de la platea.

Un criterio para calcular la profundidad máxima de socavación es el propuesto por Schoklitsch, ver fig 3.12.

$$Y_s = 4.75 H_0^{0.2} q^{0.57} / D_{90}^{0.32} \quad (3.9)$$

donde

Y_s profundidad del cono de socavación, en m

H_0 distancia entre el nivel de aguas máximas y el nivel del remanso al pie de la estructura, en m

q gasto unitario, en $m^3/s/m$

D_{90} diámetro de la partícula por debajo del cual queda el 90% de la muestra de suelo en peso, en mm

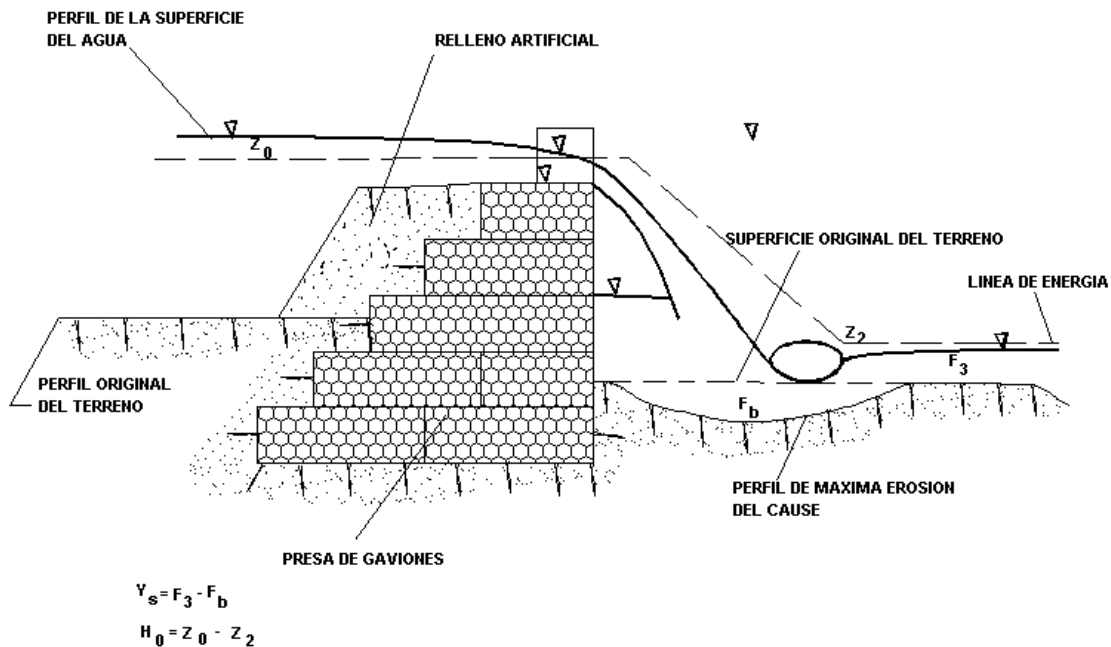


fig 3.12. Presa de gaviones de pared vertical , sin contrapresa

La profundidad de socavación Y_s se reduce conforme la profundidad del remanso Y_b aumenta, lo cual se logra colocando un contradique aguas abajo.

Otros criterios pueden ser consultados en la literatura especializada [2] y aplicados en función de la información disponible.

Cuando la socavación al pie de la estructura es considerable, que ponga en peligro la estabilidad de la misma, se reviste el tanque amortiguador, ver fig 3.13, que puede o no estar influenciado por el remanso del flujo de aguas abajo.

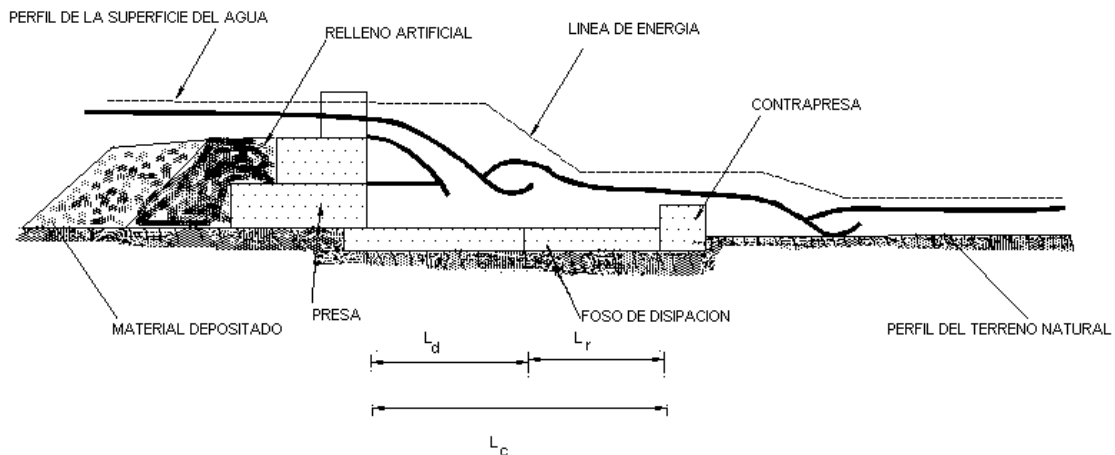


fig 3.13. Presa de gaviones de pared vertical , con contrapresa

Elevación del piso del tanque

Como el nivel de la superficie libre del agua, en el tanque amortiguador y en el cauce natural del río, inmediatamente después del tanque, deben ser iguales, la elevación del fondo del tanque será igual al umbral de la descarga más el tirante normal en el cauce (al no disponer de la curva de remanso de la cárcava) menos el conjugado mayor Y_2 . La altura del colchón estaría dada por

$$P = Y_2 - Y_b \quad (3. 10)$$

donde

P altura del colchón, en m

Y_2 conjugado mayor, en m

Y_b tirante normal o remanso del cauce, en m

El conjugado mayor Y_2 , para el caso particular de una sección prismática rectangular se determina a partir del conjugado menor con la ecuación siguiente

$$Y_2 / Y_1 = 1/2 [(1 + 8 Fr_1^2)^{0.5} - 1] \quad (3.11)$$

$$Fr_1 = V_1 / \sqrt{g Y_1} \quad (3.11a)$$

donde

Y_1 conjugado menor, en m

Fr_1 número de Froude, adimensional

V_1 velocidad del flujo asociada al conjugado menor, en m/s

Para conocer el tirante Y_1 , se establece la ecuación de la energía entre la cresta vertedera de la estructura (sección de control) y el pie de la misma.

$$h_c + Y_c + V_c^2 / 2g = Y_1 + V_1^2 / 2g + \Sigma h \quad (3.12)$$

$$Y_c = [q^2 / g]^{1/3}$$

donde

h_c altura de la presa

Y_c tirante crítico, en m

V_c velocidad crítica, en m/s

Σh pérdida de energía que, por lo general, se consideran despreciables, en m

3.2.2.3 Estabilidad de la presa

Las presas de gaviones pueden o no contar con un elemento impermeabilizante, constituido por un respaldo de un material compactado, que sirve para aumentar la longitud de paso de filtración de las presas. Cuando la presa no está constituida por el respaldo y los materiales que arrastre la cárcava son permeables, la presa trabaja como presa o dique filtrante; en caso contrario la presa permite almacenar agua para usos rurales múltiples.

Entre las fuerzas que de manera general actúan en la presa de gaviones, ver fig 3.14, sobresalen el peso propio, la presión hidrostática, la subpresión, el empuje de sedimento o azolve, las fuerzas sísmicas, el peso del agua sobre el paramento de aguas abajo, la presión negativa entre el manto de agua y el paramento de aguas abajo, el rozamiento del agua con el paramento de descarga, el choque de olas y cuerpos flotantes, la presión del hielo y del lirio acuático, la reacción del terreno, etc. A continuación se analizarán algunas de ellas, mientras que otras se describirán en el capítulo de muros de sostenimiento ó de retención y en este

mismo capítulo se tratará el análisis de estabilidad de la presa de gaviones por volteo, deslizamiento y esfuerzos transmitidos al terreno.

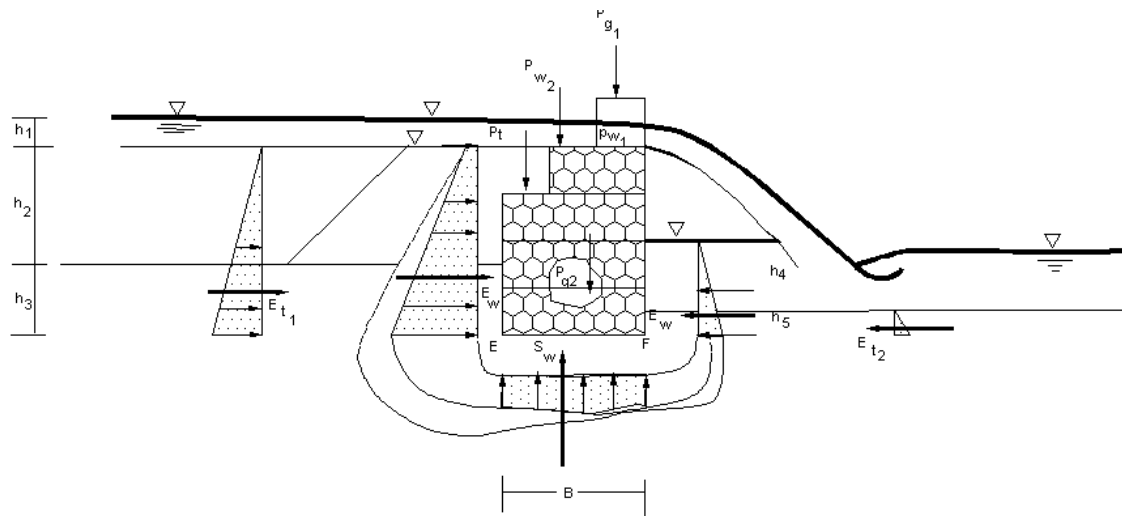
a. Presión hidrostática, aguas arriba

Se considerará la presión del agua que actúa sobre el paramento aguas arriba de la cortina.

Cuando el paramento de arriba no sea vertical el empuje del agua que obra normal a ese paramento se descompone para efectos de cálculo en un empuje horizontal y en un componente vertical que viene siendo igual al peso de la cuña de agua, cuando el talud es vertical se elimina este peso.

Si la condición de estabilidad es derramando con el gasto máximo de diseño, del diagrama de presiones se tiene que

$$E = 1/2 \gamma_w 2h_1 + h_2 + h_3 / 2 (h_2 + h_3) \tag{3.13}$$



FUERZAS ACTUANTES EN LA PRESA DE GAVIONES

fig 3.14

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial, es decir:

$$Y = h_2 + h_3 / 3 * 2(h_1 + h_2 + h_3) + h_1 / 2h_1 + h_2 + h_3 \tag{3.14}$$

donde

E_w empuje del agua, en kg/m

γ_w peso específico del agua turbia, en kgf/m^3 ; varía entre 1000 y 1100 kgf/m^3

h_1 alturas, ver fig 3.14, en m

Y punto de aplicación del empuje del agua, en m

b. Subpresión

Es una presión debida al agua de filtración que actúa en la cimentación de la cortina con sentido de abajo hacia arriba, y por lo tanto, desfavorable a la estabilidad de la cortina.

Para determinar su valor en la cimentación de la presa, se debe estudiar primeramente la longitud de paso de filtración y las medidas tendientes a disminuir el valor de la subpresión.

Sí se admite una distribución hidrostática de presión sobre las paredes aguas arriba y aguas abajo, la subpresión S_w es la resultante del diagrama trapecial de presiones, con valores extremos h_3 y h_5 .

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5) / 2 B \quad (3.15)$$

donde

S_w subpresión del agua, en kg/m

γ_w peso específico del agua turbia, en kgf/m^3

h_1 alturas, ver fig 3.14, en m

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial de la subpresión.

C. Presión hidrostática, aguas abajo

Para la condición de gasto máximo de diseño, del diagrama de presiones se obtiene que

$$E = \frac{1}{2} \gamma_w (h_4 + h_s) \quad (3.16)$$

donde

- E_w empuje del agua en kg/m
 γ_w peso específico del agua, en kg/m³
 h_1 alturas, ver fig 3.14, en m

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial.

Las filtraciones en una cortina dependen fundamentalmente de la carga hidráulica que las origina y de las características físicas de los materiales por donde el agua efectúa el recorrido de filtración. Cuando la velocidad del agua filtrada llega a ser suficiente como para lavar o arrastrar los materiales de la cimentación, se origina la tubificación, la cual produce asentamientos, disloques, etc, afectando la estabilidad de la estructura.

El volumen de filtración, se valúa a partir de la ley de Darcy

$$Q_f = k i A \quad (3.17)$$

donde

- Q gasto de filtración por la cimentación, en m³/s
 k coeficiente de permeabilidad para la cimentación
 y pendiente hidráulica, adimensional
 A área de la cimentación, en m²

Para aumentar la longitud de la filtración se emplean plateas y tapetes de arcilla compactada, así como membranas impermeables, ver fig 3. 14.

d. Peso del agua

El peso del agua sobre el paramento aguas arriba, cuando éste es inclinado o escalonado favorece a la estabilidad de la cortina y su valor esta dado por el peso de la cuña de agua, es decir será el volumen de la cuña multiplicado por el peso específico del agua, y estará aplicado

en el centro de gravedad de la figura, ver fig 3.14. Este peso se divide en dos, uno es sobre la cresta y el otro sobre los escalones.

e) Peso del suelo

El valor del peso del suelo sobre los escalones P_{t1} ver fig 3.14, se calcula multiplicando el volumen de la figura por el peso específico del suelo, este último está dado por

$$\gamma_m = \gamma_s (1 - n) + n \gamma_w \quad (3.17)$$

donde

γ_m peso específico del suelo saturado, en kgf/m^3

γ_s peso específico del suelo, en kgf/m^3

n porosidad del suelo, adimensional

f. Empuje activo del terreno

El empuje activo de tierras E_t que actúa tanto aguas arriba como aguas abajo, ver fig 3.14, vale

$$E_{t1} = \frac{1}{2} \gamma_m' (h_2 + h_3)^2 K_a \quad (3.18)$$

$$E_{t2} = \frac{1}{2} \gamma_m' (h_s)^2 K_a \quad (3.19)$$

$$\gamma_m' = (\gamma_s - \gamma_w) (1 - n) \lambda \quad (3.20)$$

$$\lambda = \text{Tan}^2 (45 - \phi / 2) \quad (3.21)$$

donde

γ_m' peso específico del suelo sumergido, en kgf/m^3

ϕ ángulo de fricción interna del suelo, en grados

K_a coeficiente activo de presión de tierras

Los empujes E_{t1} , y E_{t2} están localizados a $(h_2 + h_3) / 3$ y $h_s / 3$, respectivamente.

g. Peso de los gaviones

Esta fuerza corresponde al peso propio de la estructura formada por gaviones; ella se puede dividir en dos partes, una que corresponde al peso de los gaviones que están parcialmente sumergidos P_{g1} y la otra a los gaviones que están totalmente saturados P_{g2} , ver fig 3.14.

Debido a lo anterior para calcular cada uno de los pesos mencionados se tiene que usar dos pesos específicos que corresponde a las condiciones mencionadas, para el primer caso el peso específico γ_{g1} se calcula con ayuda del γ_s' del tamaño de las piedras y la fig 3.14b y el otro γ_{g2} con la ecuación siguiente

$$\gamma_{g2} = \gamma_s' (1 - n) + n \gamma_w \quad (3.22)$$

donde

γ_s' peso específico del material con que se llenan los gaviones, en kgf/m^3 .

En este caso, la porosidad del, material con el que se llena el gavión (n) vale aproximadamente 0.3.

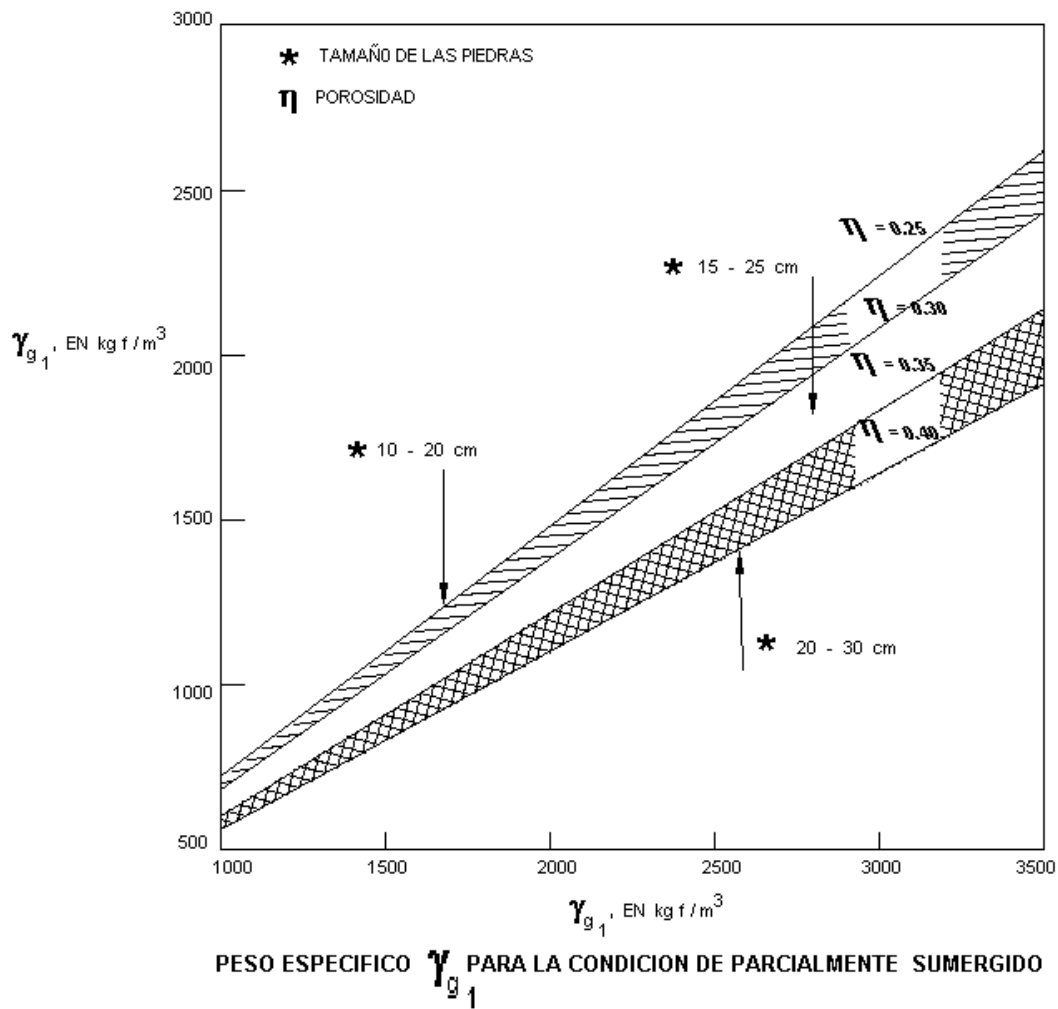


fig 3.14b

Estos dos pesos están actuando en el centro de gravedad de la figura geométrica definida por la estructura.

En la tabla siguiente se señalan los pesos específicos de los más usuales tipos de roca empleados para llenar los gaviones (refs 5, 11)

<i>Roca</i>	γ_s' , en kgf/m ³	<i>Roca</i>	γ_s' , en kgf/m ³
Basalto	2 900 ~ 3 000	Andesita	2700
Granito	2 600 - 2 700	Concreto partido	2400
Caliza dura	2 500 - 2 600	Ladrillo	2000
Arenisca	2 200 - 2 300	Toba	1700
Caliza porosa	2 200		

3.3 Recomendaciones de diseño

El vertedor alojado en la parte central de la presa de retención formada con gaviones, es construido a lo ancho del cauce con diversos propósitos, entre estos destacan el control de la erosión del suelo, para reducir los daños por inundación, para retener sedimento, dispositivos de medición, para recargar el agua subterránea y para elevar el nivel del agua aguas arriba de ellos; para este último caso ayudan a formar pequeños almacenamientos, tomas de estaciones de bombeo y canales de navegación. Estas estructuras ayudan a disminuir la pendiente hidráulica ya que reducen la socavación del fondo y provocan deposición del material.

Los vertedores hechos con gaviones presentan dos ventajas que son su flexibilidad y permeabilidad; la primera ayuda a que si se presenta socavación el gavión se acomoda a esa nueva condición y la segunda si la pared aguas arriba del gavión no es sellada permite el paso del agua esto reduce el volumen de agua que pasa sobre la cresta, por lo tanto solo se necesita dar una pequeña protección aguas abajo para prevenir la socavación al pie de la caída.

Para el diseño hidráulico de los vertedores alojados en la parte central de los muros de contención, se debe tomar en cuenta lo siguiente

a. En el diseño de la cresta para mantener el gasto máximo en el centro del río, la sección transversal puede ser rectangular, trapecial o en curva. En corrientes pequeñas la cresta puede ir de orilla a orilla o bien puede ser curva, esto último ocasionaría que se tendría mayor longitud de cresta. La malla de la cresta puede ser protegida usando madera, concreto o ángulo de hierro, de estos el concreto puede dañarse si la estructura del vertedor sufre asentamientos.

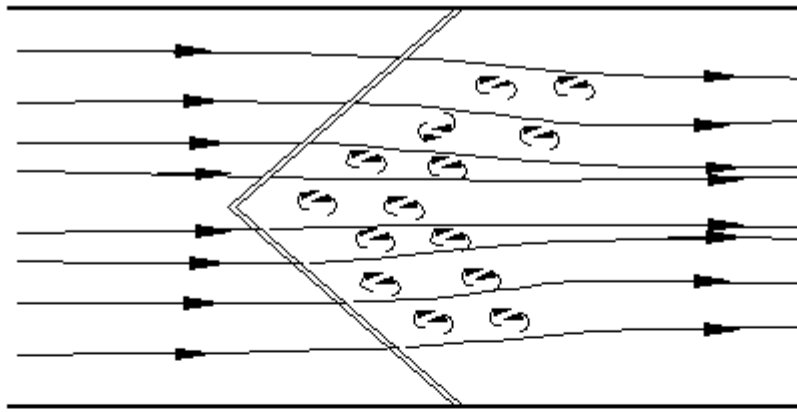
b. El diseño del foso de disipación y el control de la socavación aguas abajo de la estructura. El foso de disipación puede hacerse en forma natural, es decir dejando que las descargas lo formen de manera natural; para reducir la socavación se puede pensar en construir un estanque de agua usando para ello un vertedor secundario o colocando gaviones sobre el fondo del río o usando una platea de gaviones que este por abajo del nivel original del río. La cimentación de la presa debe ser más profunda que el valor de la máxima socavación esperada. Para el material de relleno de los gaviones que forman la platea se sugiere usar piedras de 20 a 30 cms y preferiblemente redondeadas; Se deben proteger los taludes adyacentes al vertedor, por ejemplo, con enrocamiento. Si las avenidas transportan material del fondo pesado se recomienda usar una doble capa de gaviones para proteger el fondo.

c. Control de la infiltración y prevención de la socavación. La infiltración a través de la cimentación del muro de retención debe ser lo más pequeña posible para prevenir que la estructura del vertedor llegue a ser socavada. La velocidad de la infiltración debe ser tal que las partículas más pequeñas de la cimentación no sean arrastradas muy lejos. La socavación de la estructura del vertedor puede ser evitada construyendo un muro impermeable bajo el vertedor y

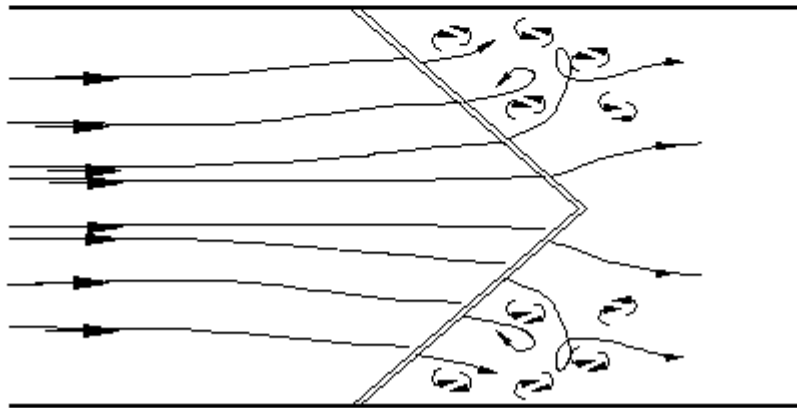
en los lados de la estructura; si por razones económicas y/o técnicas la construcción del muro es imposible o poco conveniente se puede recurrir a otros métodos de control como son, por ejemplo colocar grava o telas de material sintético (geotextil) por debajo de la estructura. En el diseño estructural de los vertedores se debe tener en cuenta lo siguiente

1. Estabilidad de la estructura contra el vuelco y el deslizamiento.
2. Estabilidad en el fondo del foso disipador contra la sustentación.
3. Las presiones actuantes sobre la estructura del vertedor y la cimentación. Para los gaviones llenados con piedras la masa de la malla es despreciable comparada con la del material de relleno. El empuje horizontal que actúa sobre la estructura esta compuesto por las fuerzas debidas a las presiones hidrostática y del suelo. Las fuerzas de sustentación ejercida sobre el vertedor, los escalones y la platea del foso disipador deben ser incluidas en el análisis.

La Universidad de Oregón ha estado ensayando vertedores cuya cresta, vista en planta, tiene una forma triangular, cuyo vértice esta orientado ya sea hacia aguas arriba o hacia aguas abajo, ver fig 3.14a, y para diferentes ángulos del vértice. De sus pruebas de laboratorio y campo ellos encontraron que cuando la cresta esta orientada hacia aguas arriba se presentaba socavación en el centro del canal, en cambio para la otra condición se tenía socavación a cada lado del canal y para este último caso había que darle protección a los lados del canal. La cresta orientada hacia aguas arriba producía una socavación mucho mayor que la que provoca un vertedor con cresta recta, ya que en este último caso el foso disipador no es profundo sino somero y cubre todo el ancho del canal.



VERTICE ORIENTADO AGUAS ARRIBA



VERTICE ORIENTADO AGUAS ABAJO

fig 3.14a Vertedor de gaviones con cresta triangular

Quando se presentan problemas de erosión a lo largo de un cauce se necesitan construir presas con vertedores o caídas de agua cuyo objetivo es que sirvan para disminuir las pendientes y provocar la sedimentación del material.

Sí se requiere de más de un vertedor el espaciamiento E entre ellas está dado por la ec 3.1 donde H es la carga de agua sobre el vertedor, en m; se recomienda que esta carga no debe ser mayor de 0.90 m; S_c la pendiente original del cauce, en porcentaje; S_s la pendiente del agua sobre el vertedor, en porcentaje.

Se aconseja que la cara aguas arriba del vertedor se proteja con un geotextil permeable, esta protección debe ser tan fina que evite el paso del material pero lo suficientemente permeable de manera que permita el paso del agua a través de ella; sí lo mencionado se cumple se logra que disminuya el asentamiento y con ello un posible daño a la estructura.

El vertedor de la presa se debe desplantar sobre una cimentación hecha con gaviones para evitar que la erosión lo socave.

Sí la presa se emplea para disminuir pendientes muy inclinadas se recomienda construir un estanque de agua, aguas abajo de ella, lo cual se logra construyendo una presa de menor altura. En este caso se deben proteger las orillas con gaviones para evitar la erosión lateral.

3.4 Aplicación

Para el control de la erosión de una cárcava se requiere de la construcción de una presa de gaviones de 4 m de altura, a partir del fondo del cauce y enterrada 1.0 m, en un cauce que arrastra arena gruesa mezclada con grava, su pendiente longitudinal es de 0.015, conduciendo un gasto de $20 \text{ m}^3/\text{s}$, el ancho de la cárcava es de 20 m, ver fig 3.15, y $n = 0.020$. Se propone usar un vertedor rectangular localizado en el centro de la presa, con una longitud de 7.0 m.

- A. Diseño hidráulico
- A.1 En la cárcava
- a. Flujo uniforme

En el cálculo del tirante para flujo uniforme, se utiliza la fórmula de Manning, ec 2.1, y la de continuidad $Q = VA$. De esta forma se tiene

$$Q n / S_f^{1/2} = A R_H^{2/3}$$

Al sustituir $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.020$, $S = S_f = 0.015$, en la ecuación anterior, el término de la izquierda es igual a 3.266, y con el término de la derecha, se obtiene, por aproximaciones sucesivas, considerando que la sección del cauce es rectangular con ancho $b = 20.0 \text{ m}$, un tirante para el flujo uniforme de 0.32 m y un área hidráulica de 6.4 m^2 . La velocidad del flujo V es de 3.125 m/s.

- b. Flujo crítico

De la ec 3.3, se obtiene el tirante para flujo crítico

$$Q^2 / g = A^3 / b$$

Al sustituir $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ en la ecuación anterior, el término de la izquierda es igual a 40.77, y el de la derecha, se obtiene por aproximaciones sucesivas, considerando que la sección del cauce es rectangular con ancho $b = 20.0 \text{ m}$, un tirante para el flujo crítico de 0.47 m; un área hidráulica de 9.34 m^2 . La velocidad crítica V_c es de 2.14 m/s.

El flujo en la cárcava está en régimen supercrítico, al ser la velocidad del flujo V de 3.125 m/s mayor que la velocidad crítica V_c de 2.14 m/s.

A.2 Del vertedor

a. Carga hidráulica

De la ec 3.2 se tiene que

$$H = (Q / C L)^{2/3}$$

Al considerar una longitud de cresta igual a 7.0 m, un gasto de 20 m³/s y un coeficiente de descarga de 1.45 se obtiene:

$$H = (20 / 1.45(7))^{2/3} = 1.57 \text{ m}$$

b. Bordo libre

Para fines constructivos, se puede considerar un libre bordo de 0.43 m, para poder así formar con gaviones de un metro la altura del vertedor de 2 m.

De colmarse la presa con material erosionado en la cuenca habrá que calcular el perfil hidráulico aguas arriba de la presa, aplicando el teorema de Bernoulli y de esta forma definir la sobreelevación de la presa, con el objeto de que el flujo se confine y su energía se disipe en el tanque.

A.3 Del tanque amortiguador

a. Características generales del flujo

En función del número de caída D_c , definido por la ec 3.4

$$D_c = q^2 / g h_c^3$$

$L = 7 \text{ m}$ (definido en el inciso 3. 4. A2), $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ (dato), $h_c = 4 \text{ m}$ (dato) y $q = Q/L$, se tiene

$$D_c = 20^2 / 9.81 (4)^3 = 0.013$$

La geometría del flujo en la estructura de caída L_d , Y_p , Y_1 y Y_2 , ecs 3.5a a 3.8 aplicables al caso particular de no erosión al pie de la estructura, ver fig 3.10, sería

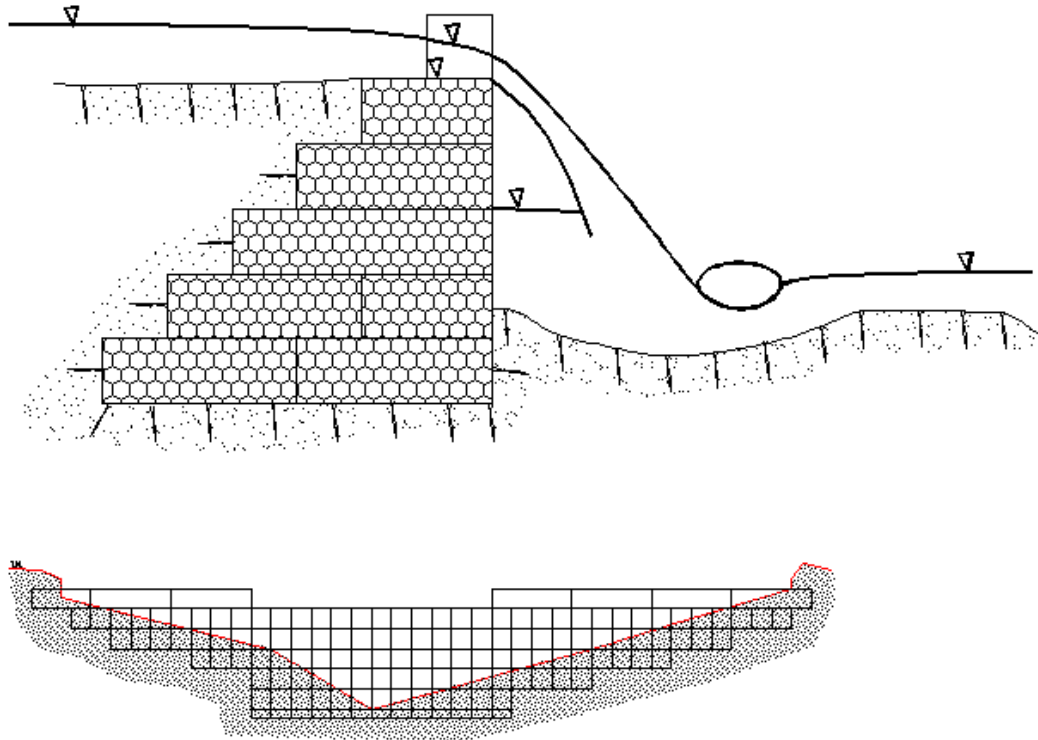
$$L_d = 4.30 h_c D_c^{0.27} = 4.30 (4) (0.013)^{0.27} = 5.325 \text{ m}$$

$$Y_p = 1.00 h_c D_c^{0.22} = 1.00 (4) (0.013)^{0.22} = 1.539 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0.54 h_c D_c^{0.425} = 0.54 (4) (0.013)^{0.425} = 0.341 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1.66 h_c D_c^{0.27} = 1.66 (4) (0.013)^{0.27} = 2.056 \text{ m}$$

En la fig 3.15 se muestran las características generales del flujo con tanque amortiguador sin revestir y sin contradique.



ESQUEMA DE PRESA CON TANQUE AMORTIGUADOR SIN REVESTIR Y SIN CONTRAPRESA

fig 3.15

b. Socavación, sin contradique y sin revestir

La profundidad máxima de socavación obtenida con el criterio de Schoklitsch, ver ec 3.9, está dada por

$$Y_s = 4.75 H_o^{0.2} q^{0.57} / D_{90}^{0.32}$$

$H = 4.0 + 1.57 - 0.32 = 5.25$ m (de la fig 3.15), $q = (20/7) = 2.8571$ m³/s/m (calculado), $D_{90} = 100$ mm (dato), sustituyendo

$$Y_s = 4.75 (5.25)^{0.2} (2.8571)^{0.57} / (100)^{0.32} = 2.758$$
 m

De acuerdo con el valor de Y_s obtenido la socavación es considerable, lo que hace necesario revestir el foso disipador de la energía, es decir construir un tanque amortiguador con un umbral en el extremo de aguas abajo para que se forme el remanso del flujo de aguas abajo.

C. Elevación del contradique

Al establecer el teorema de Bernoulli, ec 3.12, entre la cresta vertedera de la estructura (sección central) y al pie de la misma se tiene que

$$h_c + Y_c + V_c^2 / 2g = Y_1 + V_1^2 / 2g + \Sigma h \quad (3.12a)$$

Sobre la cresta del vertedor rectangular se presenta un tirante igual a

$$Y_c = \sqrt{(20)^2 / 9.81 (7)^2} = 0.941$$

$$V_c = 20 / (7) 0.941 = 3.038 \text{ m/s}$$

$$V_c^2 / 2g = 0.470 \text{ m}$$

$h_c = 4.0 \text{ m}$; al sustituir los valores anteriores se tiene que el lado izquierdo de la ecuación es igual a 5.411 m ; mientras que el término de la derecha para tener el mismo valor se cumple para $Y_1 = 0.098 \text{ m}$ y $V = 10.204 \text{ m/s}$, considerando ancho de 20.0 m a la sección del cauce.

El conjugado mayor Y_2 se determina a partir del conjugado menor, con la ec 3.11

$$Y_2 / Y_1 = 1/2 [(1 + 8 Fr_1^2)^{0.5} - 1] \quad (3.11)$$

$$Fr_1 = V_1 / \sqrt{g Y_1}$$

donde $V_1 = 10.407 \text{ m/s}$, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ y $Y_1 = 0.098 \text{ m}$, se obtiene $Fr = 10.407$; sustituyendo valores en la ec 3.11

$$Y_2 = 0.098 / 2 [(1 + 8 (10.407)^2)^{0.5} - 1]$$

La altura del colchón estaría dada por la ec 3.10, es decir $P = Y_2 - Y_b$, por tanto $P = 1.394 - 0.32 = 1.074$. Para no profundizar el tanque se colocará un contradique a la salida del mismo, que tendría una altura

sobre el terreno natural de $P = Y_2 - Y_c = 1.394 - 0.47 = 0.924 \text{ m}$, ver fig 3. 16.

d. Socavación, con contradique y sin revestir

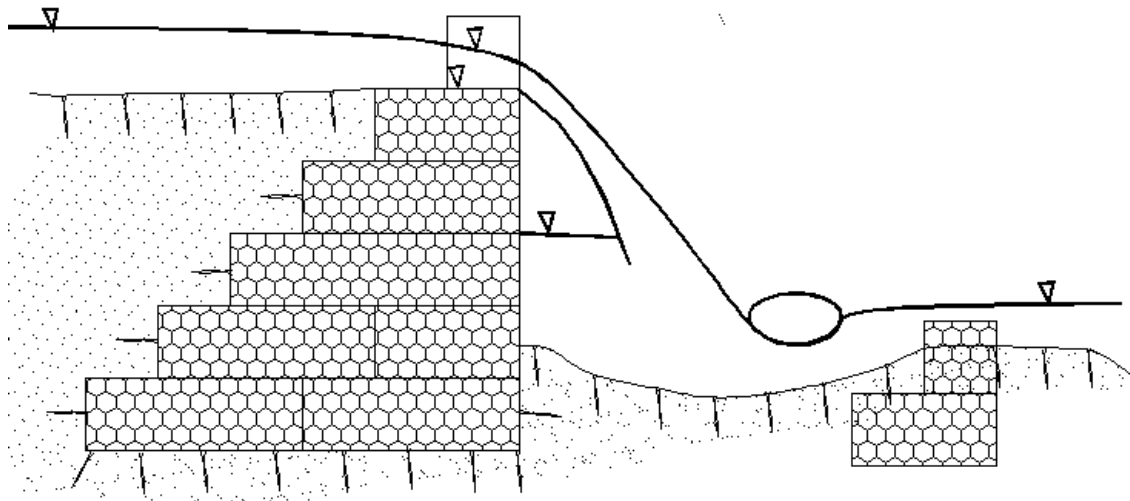


fig 3. 16 Esquema de presa , con tanque amortiguador y con contrapresa

Para $H_0 = 4.00 + 1.57 - 0.47 - 0.50 = 4.60$ m (ver fig 3. 16), $q = 2.8571 \text{ m}^3/\text{s/m}$ (calculado), $D_{90} = 100$ mm (dato); de la ec 3.9 se llega a que

$$Y_s = 4.75 (4.60)^{0.2} (2.8571)^{0.57} / (100)^{0.32} = 2.686 \text{ m}$$

La longitud del foso es función de la trayectoria del chorro $L_d = 5.325$ m (valor calculado) y de la longitud del resalto hidráulico $L_r = 6.9 (Y_2 - Y_1) = 6.9 (1.394 - 0.098) = 8.942$ m, es decir $L_c = L_d + L_r = 5.325 + 8.942$, por tanto $L_c = 14.267$ m, ver fig 3.16.

e. Tanque revestido

De no permitir que se produzca la socavación calculada, en el inciso anterior, de 2.686 m, se hace necesario revestirlo con los mismos gaviones, ver fig 3.17.

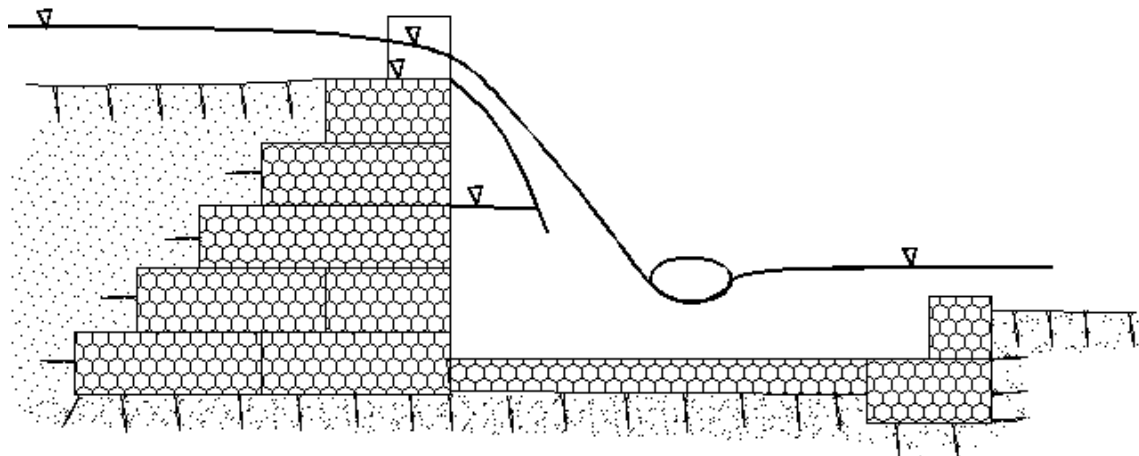


fig 3.17 Esquema de presa , con tanque amortiguador revestido

B. Diseño estructural

B.1 Fuerzas hidráulicas actuantes

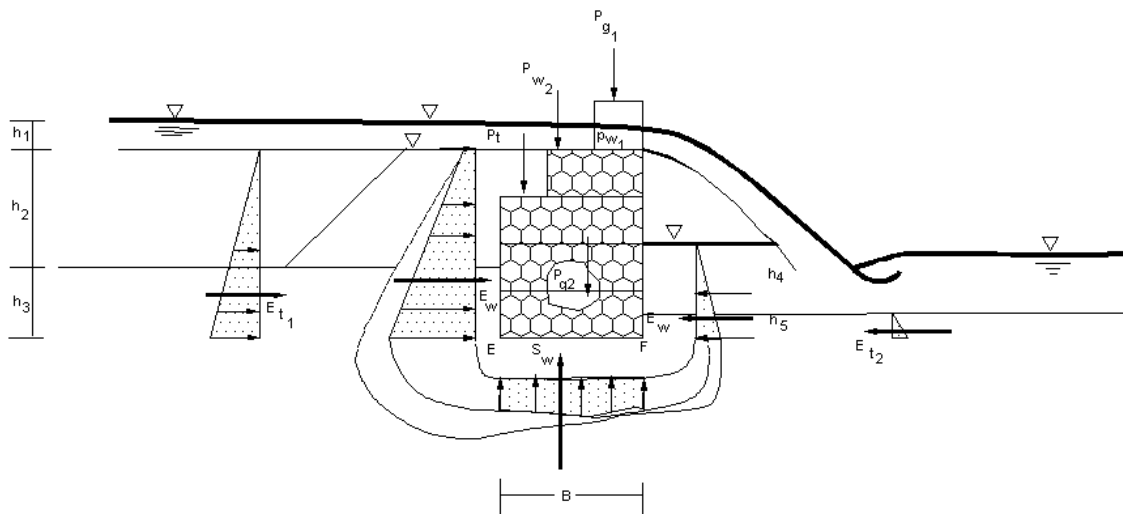


fig. 3.18 Fuerzas hidráulicas actuantes

a. Presión hidrostática, aguas arriba

Al derramar el gasto máximo de diseño del diagrama de presiones, ec 3. 13.

$$E = 1/2 \gamma_w (2h_1 + h_2 + h_3) / 2 (h_2 + h_3) \quad (3.13)$$

= 1000 Kg/m³ (para agua limpia); \$h_1\$ = 1.57 m; \$h_2\$ = 3.00 y \$h_3\$ = 2.00 m (ver fig. 3.18), sustituyendo valores, se obtiene

$$E = \frac{1}{2} 1000 (2(1.57) + 3.00 + 2.00) / 2 (3.00 + 2.00) = 20350 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza, de acuerdo con la ec 3.14

$$Y = h_2 + h_3 / 3 * 2(h_1 + h_2 + h_3) + h_1 / 2(h_1 + h_2 + h_3) \quad (3.14)$$

$$Y = (3.0 + 2.0) / 3 * (2(1.57 + 3.0 + 2.0) + 1.57 / 2(1.57 + 3.0 + 2.0)) = 3.012 \text{ m}$$

El valor de Y se mide por arriba del plano EF

b. Peso del agua sobre el vertedor

El peso del agua será igual al área del lugar geométrico, ver fig 3.18, multiplicada por el peso específico del agua γ_w , es decir

$$P_{w1} = 0.94 (4)1000 = 3\ 760 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza, de acuerdo a la fig 3.18, en el centroide del lugar geométrico que vale 2.00 m a partir del punto F.

c. Peso del agua sobre los escalones

El peso del agua será el área definida por el lugar geométrico, ver fig 3.18, multiplicada por el peso específico del agua γ_w , es decir

$$P_{w2} = 2(0.94)1000 = 1880 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza, de acuerdo a la fig 3.18, en el centroide del lugar geométrico que vale 5.00 m a partir del punto F.

d. Presión hidrostática, aguas abajo

Para la condición de gasto máximo de diseño, la presión hidrostática aguas abajo, se obtiene al aplicar la ec 3.16

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w (h_4 + h_5)^2$$

Como $\gamma_w = 1000 \text{ kgf/m}^3$ (dato), $h_4 = 1.539 \text{ m}$, $h_5 = 2.00 \text{ m}$ (ver fig 3.18), sustituyendo valores

$$E_w = \frac{1}{2} (1000) (3.539)^2 = 6262.26 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama de presiones $Y = \frac{h_4 + h_5}{3} = \frac{3.539}{3} = 1.18 \text{ m}$ por arriba del plano EF.

e. Subpresión del agua

El valor de la subpresión está dado por la ec 3.15

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5) / 2 B \quad (3.15)$$

para $\gamma_w = 1000 \text{ kgf/m}^3$, $h_1 = 1.57 \text{ m}$, $h_2 = 3.00 \text{ m}$, $h_3 = 2.00 \text{ m}$, $h_4 = 1.539 \text{ m}$ y $h_5 = 2.00 \text{ m}$, $B = 6.00 \text{ m}$, ver fig 3.18; se tiene que

$$S_w = \frac{1}{2} (1000)(1.57 + 3.00 + 2.00 + 1.539 + 2.00) 6.00 = 5\,054.5 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje, se localiza de acuerdo a la fig 3.18, en el centroide del diagrama trapecial de la presión, igual a 3.30 m del punto F.

B.2 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad de la presa de gaviones, se hace de una manera análoga a la que se describe en el capítulo cinco para el caso particular de los muros de retención, al tomar en cuenta a las fuerzas hidráulicas actuantes obtenidas en el inciso BI, al empuje activo del terreno, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa, y el peso de la estructura, ver fig 3.14.

3.5 Referencias

1. Bakhmeteff, A, and Feodoroff, V, "Discussion of energy loss at the base of the overall", by Moore, W, Transaction American Society of Civil Engineers,. Vol 108, pp 1364-1373, 1943.
2. Camargo, J, Franco, V y Guido, S. "Socavación al pie de la cubeta de lanzamiento. Formulación teórica", Proyecto 1318, Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1992.
3. Chow, V T, "Open Channel Hydraulics", McGraw Hill Book Company Inc, New York 1959.
4. Chow, V T, "Hydraulic determination of waterway areas for the design of drainage structures in small drainage basins", Bulletin No. 462, University of Illinois 1962.
5. Maccaferri Gabioes Do Brasil LTDA, "Diques Flexibles", 1981.
6. Gaviones Lemac, S. A., "Principales características y aplicaciones del gavión Lemac", México.
7. Klingeman, P et al, "Streambank erosion protection and channel scour manipulation using rockfill dikes and gabions", Water Resources Research Institute, Oregon State University, sep 1984.
8. Manual de Diseño de Obras Civiles, "Cap A.2.11 Hidráulica Fluvial", Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.
9. Moore, L, "Energy loss at the base of a free overall", Transaction American Society of Civil Engineers, vol 108, pp 1343-1360, 1943.

10. Rand, W, "Flow geometry at straight drop spillways", paper 791, Proceedings American Society of Civil Engineers, vol 81, pp 1-13, sep 1955,
11. Secretaría de Obras Públicas, "Gaviones metálicos", Departamento de Antioquía, Colombia.
12. Springall, R, "Drenaje de cuencas pequeñas", Publicación 143, Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1967.
13. Velasco, O, "Presas de derivación," Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural, SARH, nov 1976.