

## Capítulo 9

# Presas de hormigón a gravedad sin vertido incorporado (presas ciegas) cimentadas en roca

### 9.1. Clasificación de las presas de hormigón

Se distinguen los principales tipos de presas de hormigón: a gravedad, con contrafuertes y en arco.

La estabilidad de las presas a gravedad es posible asegurar gracias a las fuerzas de resistencia al corte, generalmente de considerable magnitud, debido al peso propio grande de la estructura. Las presas de hormigón a gravedad se construyen con frecuencia, en este sentido, con ellas compiten únicamente las presas de material del lugar. Las presas de hormigón a gravedad cimentadas en roca, con frecuencia, son más económicas que las presas de material del lugar, especialmente en los casos de altura grande cuando, por ejemplo, una presa de tierra con coeficientes de talud altos resulta ser de considerable volumen.

En este texto serán consideradas las presas de hormigón a gravedad cimentadas en roca, aun cuando en casos de alturas pequeñas pueden también ser construidas sobre suelo. En estos casos las presas de hormigón a gravedad generalmente son con vertido incorporado (presas vertedero).

Con el transcurso del tiempo, a medida del desarrollo de la teoría de diseño de presas, ha variado la forma del perfil de la sección transversal de las presas de hormigón a gravedad; inicialmente fue trapezoidal y,

en la actualidad es cercano al triangular. En la Figura 9.1 se muestra la presentación general de la sección transversal de una presa de hormigón a gravedad cimentada en roca.

Las presas de hormigón a gravedad pueden ser macizas y aligeradas (Figura 9.2), en tanto que las aligeradas pueden ser de juntas ensanchadas y con cavidades en su base.

Aparte de los principales tipos de las presas de hormigón a gravedad indicados, existen otros que se aplican en la práctica con poca frecuencia: ancladas al macizo rocoso y con paramento aguas abajo contraído (Figura 9.3), construidas en etapas y presas en cuyo interior el hormigón es reemplazado por piedra o arena.

En este curso, como se ha indicado serán consideradas exclusivamente las presas de hormigón a gravedad masivas.

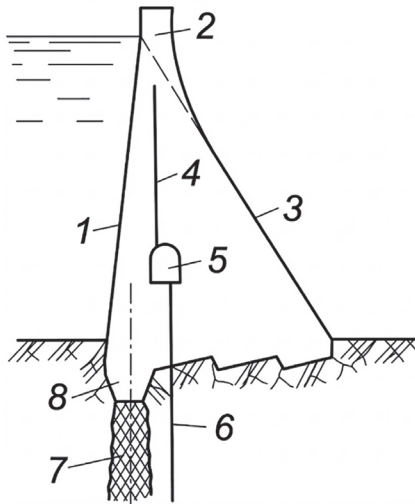


Figura 9.1. Presa ciega de hormigón a gravedad (tipo común).

1- paramentos aguas arriba y aguas abajo; 2- corona de la presa; 4- drenaje del cuerpo de la presa; 5- galería longitudinal; 6- drenaje del macizo de cimentación; 7- cortina de impermeabilización; 8- dentellón bajo el paramento aguas arriba.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

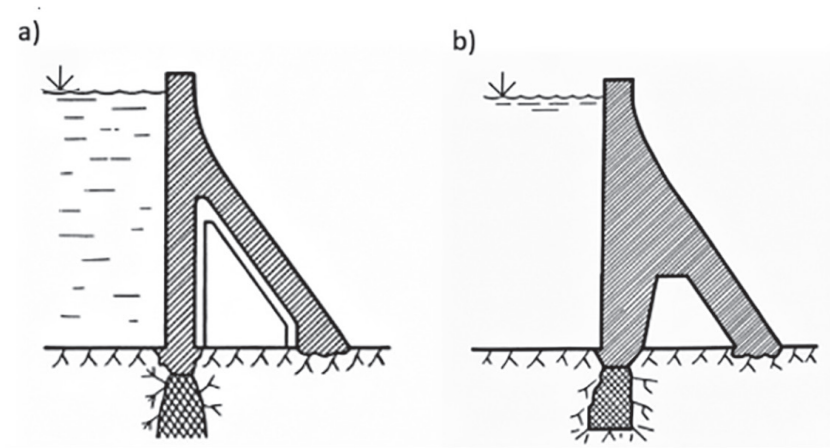


Figura 9.2. Presas aligeradas.

a- con juntas ensanchadas; b- con cavidad en la base.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

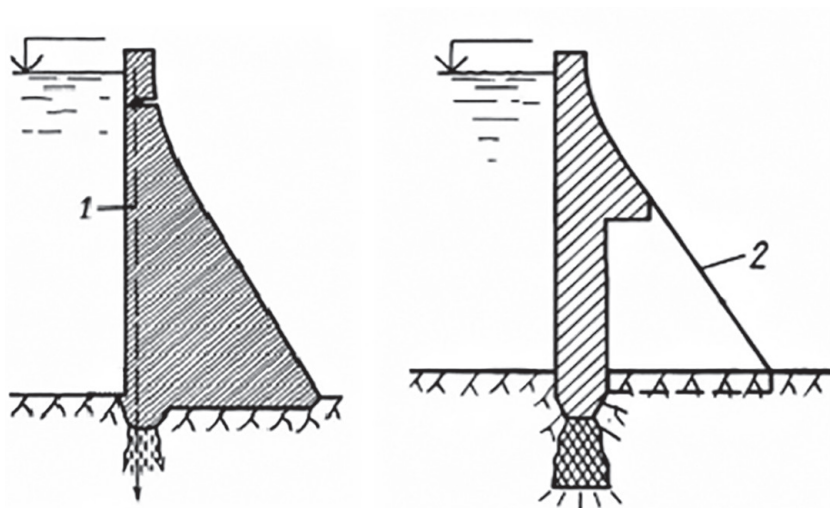


Figura 9.3. Tipos especiales de presas de hormigón a gravedad.

1- anclaje de acero; 2- contrafuerte.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

## 9.2. Consideraciones generales respecto a las fuerzas que actúan sobre una presa de hormigón a gravedad

Para el diseño de una presa de hormigón a gravedad son consideradas:

- La resistencia mecánica del material de la presa y del macizo de cimentación (o sea la capacidad del material de resistir a la ruptura debido a las fuerzas de tracción, como al aplastamiento por acción de las fuerzas compresión).
- La estabilidad al corte, tanto de la presa en general como de sus partes.

Por lo indicado, resulta necesario aclarar el estado tensional del cuerpo de la presa y de la base natural de cimentación, así como la magnitud de las fuerzas de reacción (reacciones de apoyo) que actúan sobre la presa e impiden la alteración de su estabilidad.

El estado tensional de la presa y del macizo de cimentación, así como las reacciones están condicionados por: las fuerzas externas que actúan sobre la presa y por las deformaciones volumétricas del material de la construcción; estas deformaciones se originan en las variaciones de temperatura del hormigón, así como en su asentamiento.

Las fuerzas externas que actúan sobre el hormigón pueden ser clasificadas de la siguiente manera:

- En función de su origen: peso propio, presión del agua (en particular la hidrostática, la de oleaje y de filtración), presión del hielo en las regiones con climáticas con temperaturas negativas, el empuje de suelos y sedimentos (acumulados junto a la presa), fuerzas inerciales y otras.
- Dependiendo del carácter de la acción de la fuerza sobre la construcción: fuerzas estáticas y dinámicas.
- Dependiendo de la duración y repetitividad de la acción de la fuerza sobre la construcción: fuerzas básicas (fuerzas externas

de acción permanente), fuerzas de acción temporal, fuerzas especiales (fuerzas considerables, pero poco frecuentes).

Para el análisis preliminar las fuerzas dinámicas con frecuencia son reemplazadas, sobre la base de un cálculo especial, por una determinada fuerza estática, es decir por una fuerza que no varía en el tiempo.

Al tomar en cuenta la duración y repetitividad de la acción de las fuerzas externas se distinguen escenarios de análisis con combinaciones de fuerzas básica y especiales (de repetitividad poco frecuente y duración corta). Para la combinación básica se asume un coeficiente de combinación de fuerzas  $n_c = 1$ , en tanto que, para una combinación especial, preliminarmente,  $n_c = 0,9$ .

En el análisis, para la fuerza externa considerada se determinan su valor, la línea y dirección de su acción. Con frecuencia se opera no con la fuerza sino con sus proyecciones horizontal y vertical.

Para los análisis se toma en cuenta el grado de aproximación en la determinación de las fuerzas (el grado de aproximación del análisis debe corresponder al grado de aproximación en la determinación de las fuerzas actuantes).

### **9.3. Principales fuerzas externas que actúan sobre una presa ciega a gravedad de hormigón**

#### ***9.3.1. Peso propio de las partes de la presa de hormigón***

Es determinado a partir de la geometría y del peso volumétrico del hormigón. En primera aproximación el peso volumétrico del hormigón se asume 23 a 24 kN/m<sup>3</sup>.

#### ***9.3.2. Presión hidrostática del agua***

Sobre la presa y sus elementos se determina con las ecuaciones usuales de la hidráulica. El peso específico del agua limpia puede asumir 10 kN/m<sup>3</sup>; en caso de que el agua contenga mucho sedimento en sus-

presión (por ejemplo, el fluido para los rellenos hidráulicos) entonces la magnitud del peso específico se aumenta, por ejemplo, hasta 11 kN/m<sup>3</sup>.

### 9.3.3. Presión de las olas por el viento (presión de oleaje)

Sobre la presa se determina por procedimiento especiales de la hidráulica de olas, depende fundamentalmente del alto de la ola  $h_{ola}$  que, a su vez, es calculado también a partir de los elementos de la hidráulica de olas, así como de otros factores. A continuación, se presenta un mecanismo simplificado para determinar la presión de oleaje sobre una pared vertical (o cercana a vertical), en caso de presencia de agua profunda.

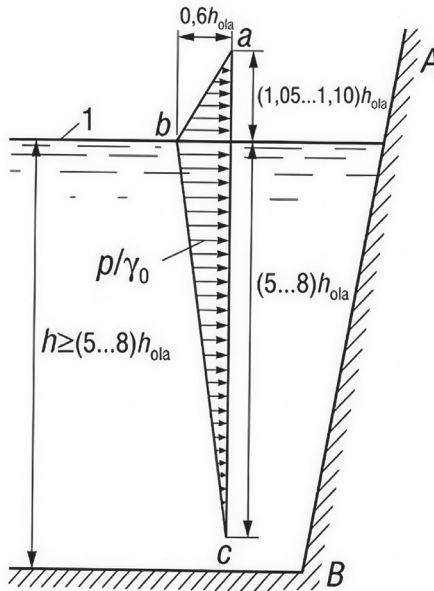


Figura 9.4. Diagrama aproximado de la presión de oleaje.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En el caso de agua profunda se considera que la profundidad  $h$  en el reservorio o embalse es mayor a la mitad de la longitud de ola  $\lambda$ ; se asume que la longitud de ola en un embalse es  $\lambda = (10 \text{ a } 15)h_{ola}$ ; es decir que, en presencia de agua profunda  $h \geq (5 \text{ a } 8)h_{ola}$ . De acuerdo al

referido mecanismo simplificado, el diagrama de la presión de las olas, es decir, de la presión adicional a la hidrostática, actuante sobre la pared AB (Figura 9.4), tiene la forma triangular *abc*, que fácilmente se construye una vez conocida la altura de la ola de diseño (según las dimensiones del triángulo en la Figura 9.4); se asume que esta presión es horizontal; las ordenadas horizontales de dicho diagrama cabe multiplicarlos por el peso específico del agua  $\gamma_o$ . Como se puede apreciar la presión de oleaje es mucho menor a la hidrostática por lo que en el análisis de presas con mucha frecuencia se desprecia salvo los casos cuando en la zona existen vientos de gran escala.

### 9.3.4. Presión de hielo

Que actúa sobre las construcciones en las regiones con temperaturas negativas en la estación invernal; puede ser estática y dinámica. En el caso de presas ciegas de hormigón generalmente se considera la presión estática. Esta presión se presenta como resultado de la dilatación del campo de la capa de hielo, por el incremento de su temperatura, como resultado del calentamiento del aire, debido a la radiación solar (Figura 9.5). La fuerza  $P_H$  es horizontal y está aplicada aproximadamente en el nivel del agua en el embalse.

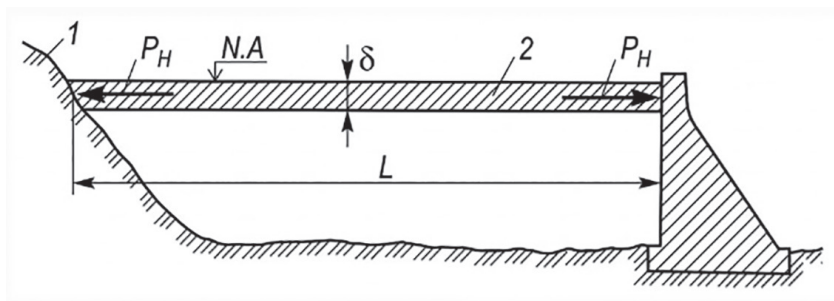


Figura 9.5. Esquema de la presión de hielo.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

La magnitud de la presión del hielo depende de varios factores, en particular del espesor de la capa de hielo  $\delta$ . Existen investigaciones

y propuestas teóricas especiales para analizar la presión del hielo. Para cálculos preliminares se puede asumir:  $P_H = 150$  a  $200$  kN por metro cuadrado de la sección del campo de hielo.

En caso de estaciones invernales relativamente adversas  $P_H$  150 a 200 kN/m<sup>2</sup>. El espesor de la capa de hielo  $\delta$  se determina a partir de la información y análisis hidrológicos.

### 9.3.5. Empuje de los sedimentos acumulados frente a la presa

Cuando los sedimentos son suficientemente gruesos se acumulan frente a la presa en forma de material saturado de agua. En este caso el empuje de los sedimentos sobre presa cabe determinar con las ecuaciones comúnmente aplicadas para los casos de muros de contención. En este caso el sedimento debe ser considerado con peso volumétrico de suelo sumergido.

En la Figura 9.6 se muestra el paramento inclinado  $AB$  de la presa y la capa de sedimentos acumulados junto a la presa con espesor  $h_s$ . Los componentes horizontal y vertical del empuje sobre la pared  $AB$  de los sedimentos acumulados y del agua están dados por los diagramas que veremos en adelante:

El componente horizontal de la *presión de sedimentos* está dado por el triángulo  $a_1 b_1 c_1$  con el lado  $b_1 c_1$  igual a:

$$b_1 c_1 = \gamma_{sum} h_s \xi_o \quad (9.0)$$

Donde:

$$\xi_o \approx \left[ \frac{\cos\left(\frac{\alpha+\varphi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\alpha-\varphi}{2}\right)} \right]^2 \quad (9.1)$$

En caso de pared vertical  $\alpha = 90^\circ$ , por tanto:

$$\xi_o = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9.2)$$

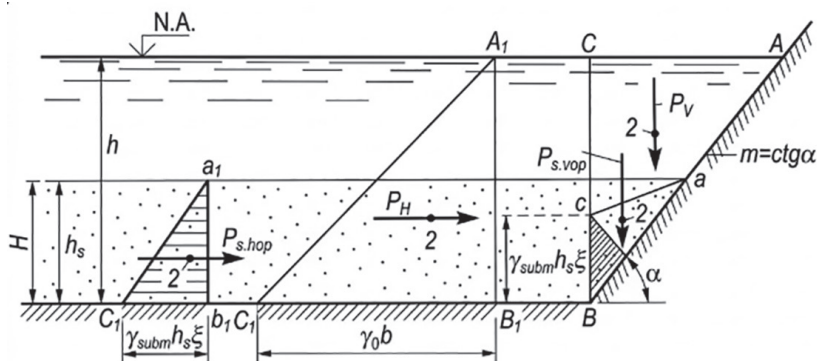


Figura 9.6. Empuje del sedimento grueso y presión del agua sobre la pared AB  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

El componente horizontal de la *presión del agua* con peso específico  $\gamma_0$  está dado por el triángulo  $A_1B_1C_1$ .

El componente vertical de la *presión del sedimento* está dado por el triángulo  $abc$  con el lado  $cB$  igual a (los esfuerzos tangenciales a lo largo de  $aB$  se desprecian):

$$cB \approx \gamma_{sum} h_s \xi_0 \quad (9.3)$$

El componente vertical de la *presión hidrostática* está dado por el triángulo de presión hidrostática  $ABC$ .

### 9.3.6. Fuerzas inerciales sísmicas

En caso de oscilación de la corteza terrestre se produce movimiento tanto de la obra civil como el agua y el sedimento que están en contacto con ella. Este movimiento es variable en el tiempo dando lugar a que la construcción, el agua y el sedimento adquieran aceleración que determina el surgimiento de fuerzas de inercia (proporcionales a la masa del cuerpo considerado y con dirección opuesta a la de la aceleración). Estas fuerzas de inercia aplicadas a la construcción, al agua y al sedimento cambian su magnitud y dirección en el tiempo.

9.3.6.1. Fuerzas inerciales sísmicas de la construcción

De acuerdo a la denominada teoría estática, la fuerza dinámica de inercia (variable en el tiempo) es reemplazada por una fuerza estática; para el efecto, se asume que dicha fuerza estática es horizontal con la dirección menos favorable y con línea de acción que pasa por el centro de gravedad de la construcción (en caso de que la aceleración sísmica se asume constante a lo largo de la altura de la construcción; debe verse la fuerza  $P_{sis}$  en la Figura 9.7).

La fuerza  $P_{sis}$  se determina con la ecuación aproximada:

$$P_{sis} = 1,5GK_s \tag{9.4}$$

Donde:

$G$ : peso de la construcción.

$K_s$ : coeficiente sísmico integral, cuya magnitud se determina en función de la sismicidad de cálculo de la zona de implantación de la construcción hidráulica.

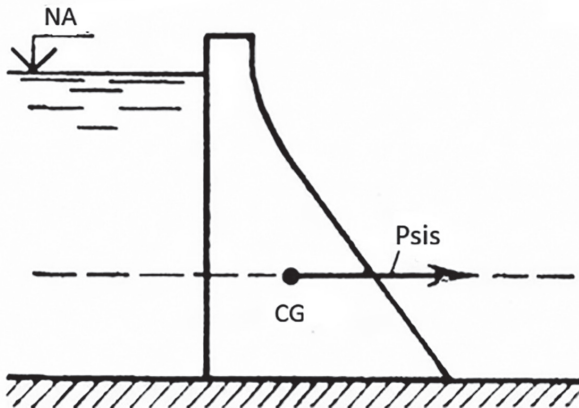


Figura 9.7. Fuerza inercial sísmica  $P_{sis}$ .

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

### 9.3.6.2. Presión sísmica del agua sobre la construcción

Debido a las fuerzas inerciales sísmicas anteriormente referidas, la presión del agua sobre la construcción aumenta: adicional a los triángulos 2 y 3 correspondientes a los componentes horizontal y vertical de la presión hidrostática actuante sobre la pared AB, se presenta un diagrama parabólico adicional 4 de la presión sísmica (Figura 9.8).

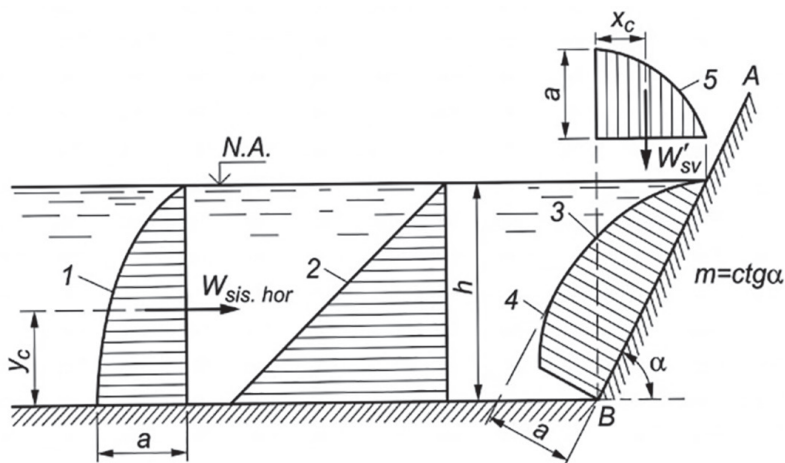


Figura 9.8. Presión sísmica del agua sobre una pared.

1 y 5- diagramas horizontal y vertical de la presión sísmica; 2 y 3- diagramas de presión hidrostática sin sismo; 4- diagrama sumatorio de la presión sísmica complementaria;

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

El diagrama 4 puede ser reemplazado por los diagramas 1 y 5, que expresan, respectivamente, las presiones sísmicas horizontal y vertical. Los diagramas 1 y 5 tienen forma parabólica y su ordenada  $aa$ , que determina la magnitud de estos diagramas, de acuerdo a información experimental resulta ser igual a:

$$a = 0,75K_{\text{sis}}\gamma_o h \sin^2 \alpha \quad (9.5)$$

Donde:

$\gamma_o$ : peso específico del agua.

$h$ : profundidad del agua.

$\alpha$ : ángulo de inclinación de la pared respecto a la horizontal.

A partir de la ecuación anterior pueden ser obtenidas las siguientes expresiones (los símbolos constan en las figuras):

$$(W_s)_h = 0,5K_{sis}\gamma_o h^2 \sin^2 \alpha \quad (9.6)$$

$$y_c = 0,425h \quad (9.7)$$

$$(W_s)_V = m(W_s)_h \quad (9.8)$$

$$X_c = my_c \quad (9.9)$$

Donde:

$m$ :  $\text{ctg } \alpha$ .

### 9.3.6.3. Efecto de la presión sísmica del suelo (sedimento) sobre la pared

En caso de presencia de sismo el valor de los empujes activo total ( $q_s$ ) y pasivo total ( $q'_s$ ) del suelo, actuantes sobre la pared son:

$$q_s \cong \left[ 1 + K_s \text{tg} \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right] p \quad (9.10)$$

o:

$$q_s = (1 + 2K_s \text{tg} \varphi) p \quad (9.11)$$

$$q'_s \cong \left[ 1 - K_s \text{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] p' \quad (9.12)$$

o:

$$q'_s = (1 - 2K_s \text{tg} \varphi) p' \quad (9.13)$$

Donde:

$p$  y  $p'$ : presión activa y pasiva sin sismo.

$\varphi$ : ángulo de fricción interna del suelo.

Es decir que en presencia de sismo la presión activa del suelo o del sedimento  $p$  aumenta en la magnitud:

$$\Delta p = K_s \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) p \quad (9.14)$$

o:

$$\Delta p = 2K_s \operatorname{tg} \varphi p \quad (9.15)$$

En tanto que la presión pasiva disminuye en la magnitud

$$\Delta p' = K_s \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) p' \quad (9.16)$$

o:

$$\Delta p' = 2K_s \operatorname{tg} \varphi p' \quad (9.17)$$

Cuando el periodo del sismo y el periodo de las oscilaciones propias de la construcción coinciden, surge el fenómeno de resonancia y la construcción colapsa.

## 9.4. Subpresión en el caso de presas a gravedad de hormigón

### 9.4.1. Filtración en el macizo de cimentación

Una roca en sí, es decir el material de la roca, es prácticamente impermeable; sin embargo, las rocas, especialmente en su superficie, frecuentemente son fisuradas. Las fisuras desde fracción de milímetro hasta espesores relativamente altos se forman en las rocas como consecuencia de los procesos geológicos relacionados con fracturas, desliza-

mientos, meteorización, así como las intervenciones con explosivos. El fisuramiento se extiende hasta profundidades de 10 a 20 metros y más.

Desde el punto de vista de la construcción de presas la filtración en la roca de cimentación tiene interés para:

- Aclarar la posibilidad de lixiviación de la roca de cimentación (erosión química).
- Determinar el caudal de filtración en la roca de cimentación, y en las márgenes o laderas (en caso de fisuras grandes el caudal puede ser alto).
- Determinar la presión del flujo de filtración desde abajo hacia arriba en la base de la presa, es decir para cuantificar la magnitud de la *subpresión*. Para el efecto se puede suponer que, por cuanto no es conocida la ley que rige la caída de la presión en las rocas fisuradas, entonces en primera aproximación es posible asumir que dicha caída a lo largo del flujo (a lo largo de la base de presa  $dc$ ) es lineal, es decir en forma de la línea  $ab$  (Figura 9.9):

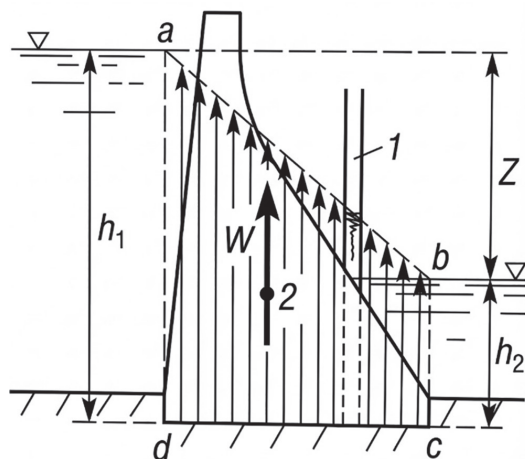


Figura 9.9. Diagrama aproximado de la subpresión.

1- piezómetro imaginario; 2- fuerza resultante del diagrama.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

No resulta difícil constatar que el diagrama aproximado *abcd*, construido de esta manera, implica una fuerza de subpresión  $W$  grande, con la particularidad que esta fuerza debe disminuir en gran medida la estabilidad de la presa de hormigón a gravedad considerada. Tomando en cuenta esta realidad, con el fin de abaratar el costo de la presa, se adoptan diferentes medidas constructivas para contrarrestar la subpresión.

#### **9.4.2. Filtración en el hormigón de la presa**

El hormigón es un medio poroso. Pueden ser considerados tres tipos de poros en el hormigón: poros en el agregado grueso, poros en la solución de cemento y poros entre la solución de cemento y el agregado grueso.

Si en lugar del hormigón se considera la construcción de hormigón, entonces cabe incluir además un cuarto tipo de poros: las diferentes fisuras, así como cavernas que, con frecuencia, se presentan en las construcciones de hormigón. Las fisuras pueden ser térmicas, de contracción plástica y de asentamiento plástico. En consecuencia, desde el punto de vista de la filtración al hormigón cabe considerar semejante a un suelo permeable. La experiencia demuestra que el hormigón es más permeable que, por ejemplo, la arcilla.

Para considerar las subpresión en las construcciones hidráulicas existen dos corrientes diferentes:

- Primera corriente (teoría de la fisura imaginaria), de acuerdo con la cual al hormigón condicionalmente se considera como un cuerpo absolutamente impermeable; en este marco se admite la posibilidad de apertura de una fisura, en uno u otro sitio de la construcción (a una u otra profundidad); en esta fisura ingresa el agua desde el tramo aguas arriba de la presa, ejerciendo subpresión en la base de la construcción ubicada sobre la fisura imaginaria. En correspondencia con lo indicado, han sido elaborados diferentes mecanismos para cuantificar la subpresión actuante en el interior de una presa de hormigón, en el marco de esta teoría.

- Segunda corriente, de acuerdo a la cual al hormigón se asume como medio permeable y se considera el efecto de las fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración, a semejanza de la filtración en suelos; está claro que en este caso no cabe considerar el efecto de los diagramas de presión hidrostática que actúan sobre la pared de la presa.

En la práctica la corriente con mayor aceptación y de aplicación universal es la de la fisura imaginaria.

#### 9.4.3. Modelo para calcular la subpresión actuante en la base de la presa

Con frecuencia bajo la presa se construye una cortina de impermeabilización 7 y drenaje vertical 6 (Figura 9.1). Gracias a la presencia de estos elementos la subpresión disminuye: en lugar del diagrama mostrado en la Figura 9.9 se obtiene el diagrama ABCDE (Figura 9.10), donde con la vertical 1-1 se identifica el eje o de la cortina o del drenaje vertical.

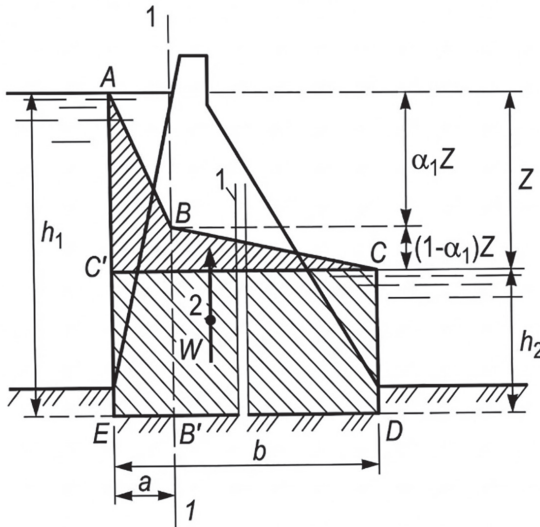


Figura 9.10. Diagrama de cálculo de la subpresión.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Este diagrama está limitado desde arriba por la línea quebrada  $ABC$  y desde abajo por la horizontal  $ED$  que coincide con la base de la presa.

La subpresión expresada por la parte del diagrama ubicada sobre la línea  $C'C$  (sobre el nivel de agua aguas abajo) se denomina *subpresión excedente*; la subpresión expresada por la parte rectangular  $CC'DE$  del diagrama, se denomina *subpresión de sumersión*; a la suma de la subpresión excedente y la subpresión de sumersión se denomina *subpresión total*.

La subpresión excedente es la parte de la subpresión total que representa la subpresión actuante en la base de la presa, adicional a la fuerza de Arquímedes, que corresponde al nivel de agua aguas abajo.

La dimensión  $a$  (Figura 9.10) determina la abscisa de ubicación de la vertical 1-1:

- En caso de presencia de la cortina 7 y ausencia del drenaje 6 (Figura 9.1)  $a = \delta$ , donde  $\delta$  es la distancia del punto  $E$  (Figura 9.10) hasta el eje de la cortina.
- En caso de presencia tanto de cortina 7 como de drenaje 6 (Figura 9.1)  $a = d$ , donde  $d$  es la distancia desde el punto  $E$ , hasta el eje del drenaje vertical (Figura 9.10).

La pérdida de carga en la longitud  $EB'$  (hasta la vertical 1-1) y  $B'D$  de la base de la presa, pueden ser expresadas, respectivamente, a través de  $\alpha_1 Z$  y  $(1 - \alpha_1)Z$ , donde  $Z$  es la diferencia de los niveles de agua, aguas arriba y aguas abajo;  $\alpha_1$ - coeficiente que cuantifica la pérdida de carga (la disminución de la subpresión excedente) originada sea por la cortina o por la cortina y el drenaje vertical.

Utilizando los símbolos identificados en el párrafo anterior, con facilidad se puede expresar la superficie del diagrama de subpresión  $ABCDE$  con la correspondiente ecuación geométrica; al multiplicar esta superficie por el peso específico del agua  $\gamma_o$ , se obtiene la magnitud bus-

cada de la subpresión, correspondiente a la unidad de longitud de la presa (esquema bidimensional).

$$W = h_2 b \gamma_o + 0,5Z[a + (1 - \alpha_1)b] \gamma_o \quad (9.18)$$

Donde,  $b$  es el ancho de la base de la sección transversal de la presa. El valor del coeficiente  $\alpha_1$ , en gran medida depende de la calidad de la roca de cimentación (de su fisuramiento). La práctica de diseño evidencia como aceptables los siguientes valores del coeficiente  $\alpha_1$ . En caso de contar únicamente con cortina de impermeabilización  $\alpha_1 = 0,5$ ; en caso de cortina y drenaje vertical  $\alpha_1 = 0,8$ .

#### ***9.4.4. Procedimiento práctico para determinar la subpresión en el cuerpo de la presa***

Se trata de la subpresión que actúa en la “junta” horizontal o “fisura imaginaria” considerada en cualquier nivel del cuerpo de la presa.

Sin suponer que el hormigón es absolutamente impermeable (hipótesis de la fisura imaginaria), es posible considerar la fisura horizontal  $AB$  (Figura 9.11), bajo el supuesto de que la presa cuenta con drenaje vertical constituido por tubos verticales perforados, el diagrama de la subpresión actuante sobre la parte superior (en relación a la fisura) de la presa tendrá una configuración espacial. De esta manera, la sección transversal estará limitada desde arriba: por la curva  $ab_1B$  en el corte 2-2 y por la curva  $ab_2B$  en el corte 3-3, ubicado entre dos drenes contiguos.

Es evidente que para el análisis cabe tomar un diagrama intermedio, limitado desde arriba por la línea  $abB$ .

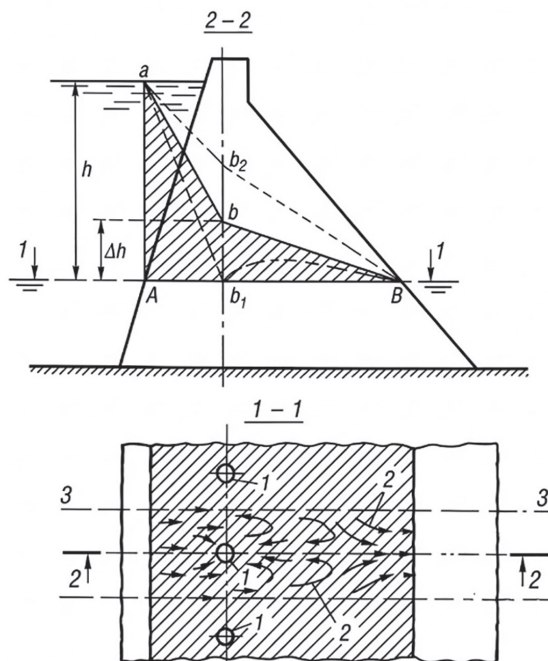


Figura 9.11. Diagrama de subpresión en el cuerpo de la presa.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Con estas premisas se puede asumir que el efecto del drenaje vertical en el cuerpo de la presa, desde el punto de vista de la magnitud de la subpresión, es semejante al efecto del drenaje vertical en la roca de cimentación; por esta razón se concluye que:

$$\Delta h = 0,2h \quad (9.19)$$

Donde  $h$  es la profundidad a la que se encuentra la fisura imaginaria considerada, bajo el nivel de agua aguas arriba.

### 9.4.5. Medidas constructivas para disminuir la subpresión en la base

#### 9.4.5.1. Presa con carpeta

Para la base de la presa se muestran dos líneas piezométricas: ab, sin carpeta; cb- con carpeta (Figura 9.12). En el caso de presas de hormigón se adopta con poca frecuencia.

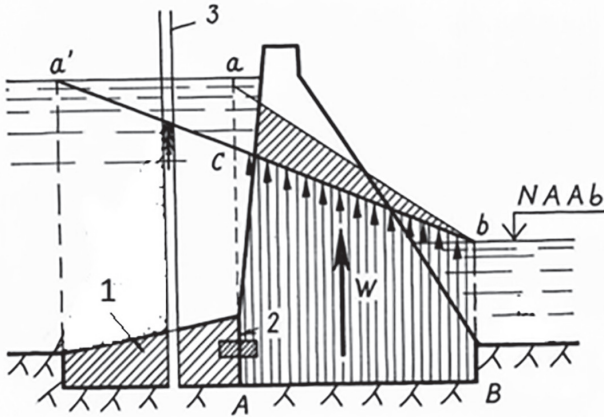


Figura 9.12. Esquema de presa con carpeta.

1-carpeta; 2-junta; 3- piezómetro.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

#### 9.4.5.2. Esquema con dentellón y cortina

Los criterios para determinar la profundidad y el espesor de la cortina fueron establecidos en el Capítulo 7, referido a las medidas ingenieriles para lograr la confiabilidad del macizo natural de cimentación.

La profundidad del dentellón generalmente se asume:

$$d_d = (0,05 \text{ a } 0,10) H_{PRESA} \quad (9.20)$$

### 9.4.5.3. Presa con drenaje vertical de la roca de cimentación

Este drenaje está constituido por una fila, paralela al eje de la presa, de tubos perforados (pozos) de aproximadamente 15 centímetros de diámetro, a una distancia de 3-4 metros entre ellos. Su profundidad aproximadamente es:

$$t_{dren} \approx 0,2H_{PRESA} \quad (9.21)$$

Es la medida más difundida, al igual que la cortina de impermeabilización. Siempre que se adopte drenaje vertical necesariamente se debe contar con la cortina de impermeabilización.

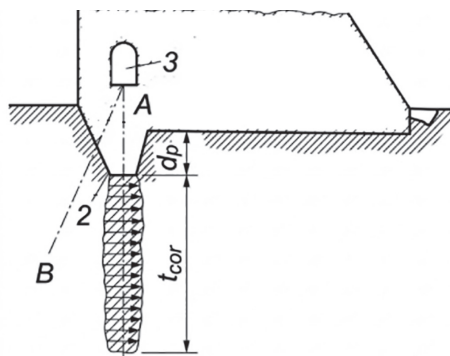


Figura 9.13. Presa con cortina de impermeabilización.

1- dentellón; 2- cortina.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

### 9.4.6. Disminución de la subpresión en el cuerpo de la presa

La medida más difundida es el drenaje vertical del paramento aguas arriba de la presa (Figura 9.13), mismo que está constituido por una fila de tubos verticales ubicada cerca del paramento aguas arriba.

Se considera que la distancia  $d$  desde la cara del paramento hasta el drenaje debe ser igual a:

$$d = (0,05 \text{ a } 0,07)h \tag{9.22}$$

Donde  $h$  es la profundidad desde el nivel aguas arriba a la que se encuentra la sección horizontal considerada. El valor mínimo es  $d_{min} = 2,0$  hasta 2,5 metros.

El diámetro de los drenes es de 0,15 hasta 0,30 metros y la distancia entre ellos es de 3 a 4 metros.

El agua desde los drenes desagua en las galerías horizontales ubicadas en el cuerpo de la presa y desde estas en la galería transversal de más bajo nivel desde la cual es evacuada hacia aguas abajo.

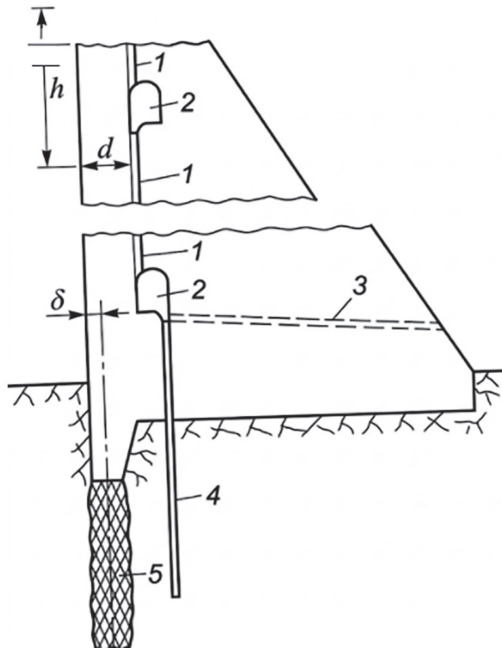


Figura 9.14. Presa de hormigón con cortina y drenaje vertical.

1- drenaje vertical de la presa; 2- galería longitudinal; 3- conducto que evacua el agua de la galería hacia aguas abajo; 4- drenaje vertical de la roca de cimentación; 5- cortina de impermeabilización.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

## 9.5. Criterios generales para el diseño de presas masivas a gravedad de hormigón

La presa de hormigón a gravedad constituye un muro de contención (en el presente caso sobre una base rocosa) que soporta la presión hidrostática desde aguas arriba. Los muros de contención deben satisfacer las siguientes condiciones:

- Estabilidad al deslizamiento en la base  $AB$  así como en cualquier otra junta horizontal  $A'B'$  trazada en el cuerpo del muro o en la roca de cimentación.
- Resistencia del material del muro y de la roca de cimentación.

En el hormigón y en la roca no deben formarse superficies de ruptura o deslizamiento.

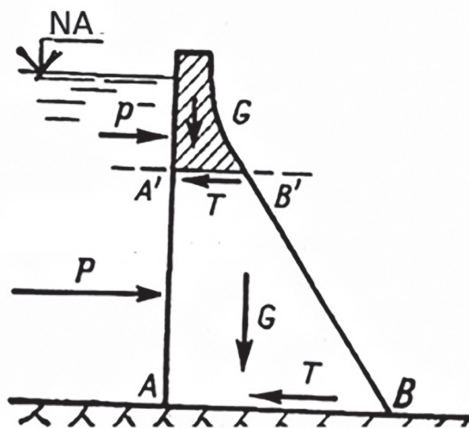


Figura 9.15. Esquema de la sección transversal de una presa a gravedad de hormigón cimentada en roca.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Las presas a gravedad, a diferencia del caso general de los muros de contención, tienen las siguientes dos particularidades:

- En el diseño de las presas a gravedad no se admite la presencia en el hormigón de esfuerzos de tracción; al mismo tiempo se puede demostrar que una presa diseñada bajo esta condición no puede volcarse. La condición de estabilidad al vuelco de una presa de hormigón a gravedad está automáticamente cumplida, razón por la que no es necesario verificar su estabilidad al vuelco.
- En presencia de una base natural de cimentación rocosa, no surgen superficies de falla al corte o deslizamiento en el interior de la roca, como se puede demostrar a partir de la ley de estado límite de Coulomb y como confirma la práctica.
- En concordancia con lo mencionado, en el diseño de una presa a gravedad de hormigón se requiere verificar: a) la estabilidad al corte de la presa o sus partes, en una u otra superficie horizontal (o algo inclinada), en particular en la superficie  $AB$  de cimentación; b) la resistencia del hormigón de la presa.

Tomando en cuenta lo indicado, se puede afirmar que la presa debe satisfacer cuatro condiciones que desarrollamos a continuación:

*Primero*, la presa debe ser estable al corte íntegramente y por partes, es decir que es necesario el cumplimiento de la relación:

$$n_c P \leq \frac{mT}{K_s} \quad (9.23)$$

Donde:

$n_c, m, K_s$ : coeficientes de combinación de fuerzas, de condiciones de operación y de seguridad.

$P$  y  $T$ : fuerzas, respectivamente, deslizando y resistente al corte.

*Segundo*, en la presa deben estar ausentes los esfuerzos de tracción, es decir que es necesario que se cumpla la relación:

$$\sigma_{min} \geq 0 \quad (9.24)$$

Donde:

$\sigma_{min}$ : esfuerzo normal mínimo en la sección horizontal de la presa (en una junta de construcción o en la superficie de cimentación).

Tercero, el esfuerzo normal principal máximo en el hormigón  $\sigma_{max}$  no debe superar el esfuerzo permisible a la compresión, de acuerdo a la condición:

$$n_c \sigma_{max} \leq \frac{mR_{cil}}{K_s} \quad (9.25)$$

Donde:

$R_{cil}$ : resistencia cilíndrica del hormigón.

Estas tres exigencias constituyen condiciones técnicas.

Cuarto, la sección transversal de la presa que satisface las tres condiciones técnicas debe además tener el menor valor del área  $A$ , es decir que es necesario que se cumpla la condición:

$$A = A_{min} \quad (9.26)$$

El perfil transversal de la presa formulado con la observancia de las cuatro condiciones anteriores y no modificado con elementos constructivos se denomina perfil teórico. Investigaciones específicas y la práctica de diseño han demostrado que el perfil teórico de una presa de hormigón a gravedad tiene la forma de un triángulo  $ABC$ , es decir que se trata de un *perfil teórico triangular*:

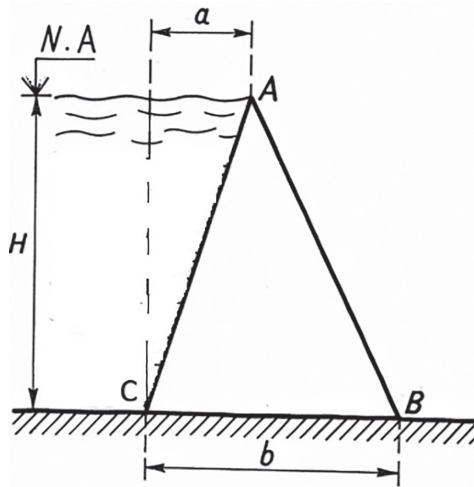


Figura 9.16. Perfil teórico triangular de una presa a gravedad de hormigón.  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Para el diseño del perfil transversal de la presa cabe considerar que está dado el alto de la presa  $H$  que es la distancia vertical desde el fondo del cauce en el sitio de presa hasta la cota del vértice del triángulo ubicada en el nivel normal de embalse (NNE). En el diseño del perfil teórico triangular cabe determinar únicamente dos parámetros: el ancho de la base  $b$  y el parámetro  $a$  que determina la ubicación del vértice superior del triángulo (punto A en la Figura 9.16).

Al resolver el problema para determinar las dimensiones  $b$  y  $a$  se pueden distinguir presas pequeñas, medianas y altas.

En el caso general de las presas de altura media y baja los parámetros  $b$  y  $a$  pueden ser determinados únicamente a partir de las dos primeras condiciones (ecuaciones 8.94 y 8.95). Para el efecto, considerando un coeficiente totalizado de seguridad como un coeficiente único de seguridad y planteando el problema para el estado límite se obtienen las dos condiciones:

$$\frac{T}{P} = \frac{n_c K_s}{m} = FSD_{PER} \quad (9.27)$$

$$\sigma_{min} = 0 \quad (9.28)$$

Cuando estas condiciones corresponden al estado límite, resulta que la cuarta condición (8.98) está también automáticamente cumplida. En cuanto a la tercera condición (8.97) es necesario tomar en cuenta que, para las presas pequeñas y de mediana altura, dicha condición también está automáticamente cumplida, puesto que en estos tipos de presas la resistencia del hormigón a la compresión es subutilizada. En cambio, para las presas altas es necesaria la consideración de las condiciones (8.97) y (8.98), hecho que introduce complicaciones para el diseño de dichas presas. Sin embargo, en el presente curso será considerado el diseño únicamente de las presas pequeñas y de mediana altura.

Para diseñar el perfil teórico triangular a partir de las dos condiciones establecidas, surge una pregunta sustancial: ¿en qué forma y en qué medida cabe considerar la subpresión que actúa en la presa? Para responder a esta pregunta se han formulado una serie de propuestas, de acuerdo a las que la subpresión se considera de por diferentes métodos.

Con frecuencia la subpresión se considera de acuerdo a los procedimientos establecidos anteriormente. El perfil teórico obtenido tomando en cuenta dicha subpresión es transformado en perfil constructivo, luego de añadir los elementos constructivos necesarios. El perfil constructivo obtenido es sometido finalmente a un análisis completo y detallado de estabilidad y resistencia.

Para determinar las dimensiones del perfil teórico se considera 1 metro de longitud de presa (para modelo bidimensional). La sección transversal analizada de la presa es la ubicada en el sitio de mayor altura. Complementariamente se consideran secciones transversales en otros sitios del perfil longitudinal, particularmente en las abscisas donde cambia la configuración topográfica de la ladera. En este marco, son considerados dos posibles escenarios de análisis: de construcción (cuando aún no hay agua en el embalse) y de operación.

En el *escenario de construcción*, representando la proyección horizontal del paramento aguas arriba como  $\xi b$  y del paramento aguas abajo como  $(1 - \xi)b$  aguas abajo (Figura 9.16), se obtienen para el perfil teórico triangular las dos condiciones límite mostradas en la Figura 9.17, que corresponden a los valores  $\xi = 0$  y  $\xi = 1$ .

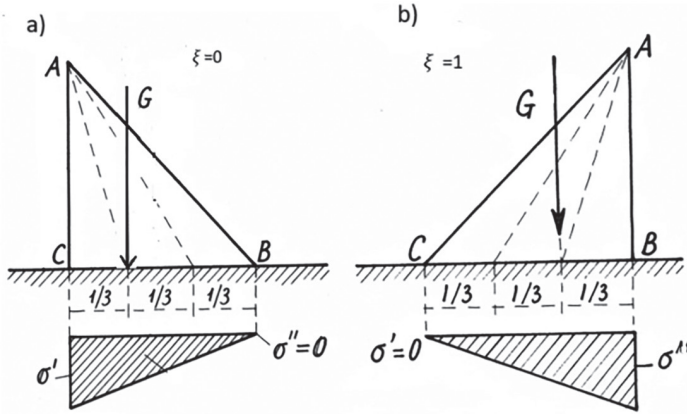


Figura 9.17. Periodo de construcción. Condiciones de estado límite del perfil teórico triangular. a)  $\xi = 0$ ; b)  $\xi = 1$ .

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

$$\xi = \frac{a}{b} \tag{9.29}$$

Donde:

$\xi$  -: es el parámetro que determina la ubicación del vértice superior A del perfil teórico que tiene alto  $H$ .

$b$ : ancho de la base.

$a$ : proyección horizontal del paramento aguas arriba.

En el escenario de construcción se obtienen los siguientes valores límites del parámetro  $\xi$  (Figura 9.17):

- $\xi = 0$ : en este caso es vertical el paramento aguas arriba del perfil triangular; el diagrama de los esfuerzos verticales para

la base de la presa tiene forma de triángulo rectángulo siendo los esfuerzos en los puntos extremos de la base de la presa  $\sigma' \neq 0$ ;  $\sigma'' = 0$ ; si se adopta  $\xi < 0$  se obtienen esfuerzos no permisibles de tracción en el punto B.

- $\xi = 1$ : paramento aguas abajo del perfil triangular es vertical, el diagrama de los esfuerzos verticales para la base de la presa tiene forma de triángulo rectángulo siendo los esfuerzos en los puntos extremos de la base:  $\sigma' = 0$ ;  $\sigma'' \neq 0$ ; si se adopta  $\xi > 1$  se obtienen esfuerzos no permisibles de tracción en el punto C.

Por consiguiente, el campo admisible de variación del parámetro  $\xi$  es:

$$0 \leq \xi \leq 1 \quad (9.30)$$

En el *escenario de operación*, en la Figura 9.18 se presenta el perfil teórico ABC, bajo la premisa de que se consideran únicamente las principales fuerzas que actúan en la presa:

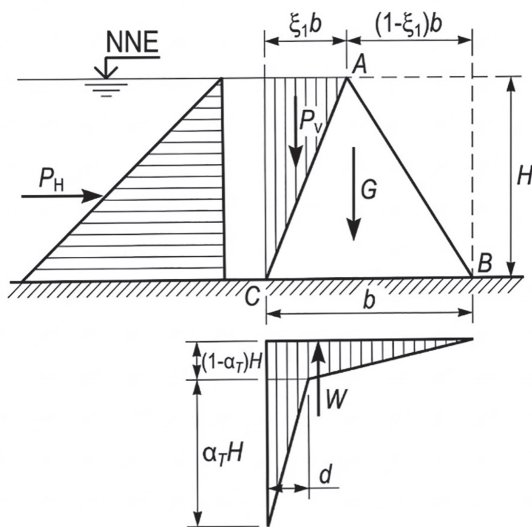


Figura 9.18. Perfil teórico triangular para escenario de operación.

H- altura de agua; b-base; G- peso propio;  $P_H$ - presión hidrostática.

Peso propio:

$$G = 0,5Hb\gamma_{\text{hormigón}} \quad (9.31)$$

Fuerza de presión hidrostática horizontal desde aguas arriba:

$$P_H = 0,5H^2\gamma_o \quad (9.32)$$

Fuerza de presión hidrostática vertical desde aguas arriba:

$$P_V = 0,5H\xi b\gamma_o \quad (9.33)$$

Subpresión: la subpresión que actúa en la base de la presa *CB* está dado por el diagrama de subpresión; el parámetro *d* determina la ubicación del eje de la cortina o del drenaje vertical.

$$W = 0,5H[d + (1 - \alpha_1)b]\gamma_o \quad (9.34)$$

Se asume el caso cuando en el tramo aguas abajo no hay agua. Adicionalmente se considera que en el contacto de la presa con la roca de cimentación está ausente la cohesión *c* y que en dicho contacto actúa únicamente la fuerza de fricción determinada por el coeficiente de fricción  $f = tg\varphi$ . Como se ha indicado, el alto del perfil teórico triangular *H* está dado. Es necesario calcular, partir de las condiciones técnico-económicas 9.27 y 9.28, el ancho de la base de la presa *b* y el parámetro  $\xi$ , que determina la ubicación del vértice *A*.

En concordancia con las condiciones indicadas, para el estado límite se tiene:

El *factor de seguridad* al deslizamiento del perfil teórico a lo largo de su base:

$$FSD = FSD_{PER} = \frac{n_c K_s}{m} \quad (9.35)$$

Donde:

$FSD$ : factor de seguridad al deslizamiento del perfil teórico.

$FSD_{PER}$ : factor permisible de seguridad al deslizamiento.

El *esfuerzo normal vertical*  $\sigma'$  en el punto C:

$$\sigma' = 0 \quad (9.36)$$

Para resolver el problema propuesto, cabe formular dos ecuaciones, a partir de la Figura 9.18. la primera es la ecuación de estabilidad expresada a través del factor de seguridad al deslizamiento:

$$FSD = \frac{(G+P_V-W)f}{P_H} \quad (9.37)$$

La ecuación de resistencia expresada a través del esfuerzo  $\sigma'$  en el punto C, obtenida a partir de la ecuación básica de la flexocompresión y de las expresiones anteriormente establecidas para determinar las fuerzas de gravedad, de presión hidrostática y de subpresión.

$$\sigma' = \left[ \frac{\gamma_{hormigón}}{\gamma_o} (1 - \xi) + \xi(2 - \xi) - \frac{H^2}{b^2} - \varepsilon_1 \right] H\gamma_o \quad (9.38)$$

Donde:

$$\varepsilon_1 = 1 - \left( \alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left( 1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.39)$$

Tomando en cuenta las condiciones de estado límite, las ecuaciones anteriores pueden ser expresadas de la siguiente manera:

$$\frac{(G+P_V-W)}{P_H} = FSD_{PER} \quad (9.40)$$

$$\left[ \frac{\gamma_{hormigón}}{\gamma_o} (1 - \xi) + \xi(2 - \xi) - \frac{H^2}{b^2} - \varepsilon_1 \right] H\gamma_o = 0 \quad (9.41)$$

Las ecuaciones 9.40 y 9.41 constituyen un sistema de dos ecuaciones: de estabilidad límite y de resistencia límite. Reemplazando valores y luego de transformaciones algébricas se obtienen las ecuaciones de *estabilidad límite* y *resistencia límite*, respectivamente:

$$\frac{b}{H} = \frac{FSD_{PER}}{\left[ \xi + \frac{\gamma_{horm}}{\gamma_o} - (1 - \alpha_1) - \frac{d}{b} \right] f} \tag{9.42}$$

$$\frac{b}{H} = \frac{1}{\sqrt{\frac{\gamma_{hormigón}}{\gamma_o} (1 - \xi) + \xi (2 - \xi) - \epsilon_1}} \tag{9.43}$$

Para resolver el sistema de ecuaciones obtenido es conveniente partir de condiciones concretas de diseño. Por ejemplo, considerar que la presa incluye cortina o cortina con drenaje.

En el caso de que la presa incluya cortina con drenaje vertical en el sistema de ecuaciones procede incluir:  $\alpha_1 = 0,8$ ;  $\frac{\gamma_{hormigón}}{\gamma_o} = 2,3$ ; de esta manera, resolviendo el sistema de ecuaciones (9.42 y 9.43) se obtiene:

$$\frac{b}{H} = \frac{2,1 + \xi - d/b}{\sqrt{2,3(1 - \xi) + \xi(2 - \xi) - 1 + (0,8 - d/b)(1 - d/b)}} = \frac{FSD_{PER}}{f} \tag{9.44}$$

Conocidos como datos de entrada el factor permisible de seguridad al deslizamiento y el coeficiente de fricción,  $FSD_{PER}$  y  $f$ , con ayuda de la ecuación anterior es posible determinar  $\xi$ ; una vez encontrada la incógnita  $\xi$ , el ancho de la base  $b$  del perfil teórico se determina a través de una de las dos ecuaciones del sistema.

El análisis de la ecuación (9.42) evidencia que las incógnitas  $\xi$  y  $b$  muy marginalmente dependen de la relación  $\frac{d}{b}$ ; por esta razón se puede asumir un valor razonablemente aplicable, por ejemplo,  $\frac{d}{b} = 1$ ; de esta manera la ecuación (9.44) llega a la siguiente presentación:

$$\xi = \frac{\left[ \sqrt{A(2A - 1,5)} - (2 - 0,15A) \right]}{(A + 1)} \tag{9.45}$$

Donde:

$$A = \left[ \frac{FSD_{PER}}{f} \right]^2 \quad (9.46)$$

A continuación, se determina el ancho de la base  $b$  con ayuda de la ecuación:

$$b = \frac{1}{2+\xi} H \frac{FSD_{PER}}{f} \quad (9.47)$$

## 9.6. Transformación del perfil teórico de la presa a gravedad de hormigón en constructivo

### 9.6.1. Elementos constructivos

Para obtener el perfil constructivo de una presa de hormigón a gravedad, el perfil teórico triangular formulado se complementa con: la corona de la presa, sobre la cual generalmente se implanta la vía que une las dos márgenes, además, la cota de la cresta de la corona de la presa se ubica sobre el nivel de agua del embalse (NNE y NFE) en la magnitud del borde libre adoptado; el elemento de cimentación incrustado en la roca y que en ocasiones incluye dentellones; las galerías longitudinales y transversales con diferente finalidad; la modificación del paramento aguas arriba de la presa, en ocasiones incrementando su coeficiente de talud —particularmente cuando ha sido obtenido vertical para el perfil teórico triangular y por consideraciones constructivas en ocasiones es modificado a inclinado— además, se incluyen las medidas o elementos constructivos adoptados para contrarrestar la filtración en la roca de cimentación y en la presa.



### 9.6.1.1. Corona de la presa y paramento aguas arriba

Generalmente el vértice superior del perfil teórico triangular (punto  $A$ ) se ubica en la cota del NNE. La corona de la presa en forma del elemento constructivo  $D$  se ejecuta como se muestra en la (Figura 9.19). La cota de la corona de la presa se define de idéntica manera que la corona de la presa de tierra, tomando en cuenta borde libre sobre los niveles NNE y NFE. El ancho de la corona  $b_o$  se define considerando su función; en caso de trazado vial a lo largo de la corona el ancho es el establecido en la normativa de diseño vial; cuando no está prevista una vía de transporte, normalmente el ancho mínimo es 3 m.

El peso  $G_o$  del elemento constructivo  $D$  en el caso de presas pequeñas puede alterar la distribución de esfuerzos obtenida para el perfil teórico, a tal punto que en dicho caso puede ser necesario modificar la configuración del paramento aguas arriba (incremento  $E$ ), para eliminar la presencia de esfuerzos de tracción, a partir de determinado nivel 1-1 hacia abajo (Figura 9.19); este hecho a su vez origina la necesidad de modificar la inclinación (coeficiente de talud) de todo el paramento a fin de eliminar los puntos de quiebre que podrían dar lugar a la concentración de esfuerzos.

### 9.6.1.2. Elemento de cimentación de la presa

Bajo la línea  $CD$  es necesario (Figura 9.19) incrementar el elemento constructivo de contacto de la presa con la roca que incluye:

- El dentellón al pie del paramento aguas arriba.
- La cortina de impermeabilización.
- El drenaje vertical, cuando se requiere.
- Un volumen de empotramiento en el macizo.
- En ocasiones, escalones en el contacto con la roca, a fin de incrementar la estabilidad (Figura 9.19 y Figura 9.20).

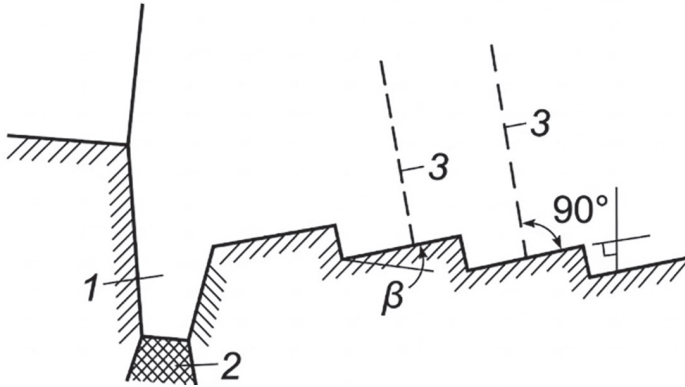


Figura 9.20. Escalones en el contacto de la presa con la roca.

1- Dentellón al pie del paramento aguas arriba; 2- cortina de impermeabilización.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

#### 9.6.1.3. Paramento aguas abajo

El paramento aguas abajo con frecuencia tiene coeficiente de talud  $m_2 = 0,7$  a  $0,8$ ; en todo caso su inclinación inicial es la del perfil teórico triangular y, finalmente, depende de las condiciones de estabilidad y resistencia.

#### 9.6.1.4. Galerías en el cuerpo de la presa

En el cuerpo de la presa se implantan galerías longitudinales en diferentes niveles; adicionalmente se implantan galerías transversales. Las galerías longitudinales cumplen las siguientes funciones:

- Recepción y conducción del agua de filtración.
- Monitoreo del hormigón de la presa.
- Área de trabajo para la cementación de la cortina de impermeabilización en caso de necesidad (la galería de más bajo nivel).
- Cementación del hormigón de la presa junto al paramento aguas arriba.
- Monitoreo y mantenimiento de los drenes en la roca y de la presa.

- Comunicación entre las dos márgenes e instalación de las líneas de contacto.
- Instalación de los sistemas de monitoreo.

Las galerías transversales sirven principalmente para evacuar el agua de filtración hacia el tramo aguas abajo y las de más bajo nivel para instalar la estación piezométrica que controla la subpresión.

Las galerías longitudinales se ubican cerca al paramento aguas arriba, como se ha indicado, a una distancia  $(0,05 \text{ a } 0,07) h$  ( $h$  es la profundidad a la que se encuentra la sección horizontal de la presa que coincide con la base de la galería); estas galerías se implantan cada 15 a 20 metros de altura. La dimensión mínima de las galerías es  $1,25 \times 2,0$  metros ( $b \times H$ ).

#### 9.6.1.5. *Drenaje en el cuerpo de la presa y de la roca de cimentación*

Como se ha anotado, para disminuir la subpresión se utiliza el drenaje vertical de la roca de cimentación y de la presa. Los drenes en la roca se instalan luego de construida la cortina.

#### 9.6.1.6. *Juntas permanentes de deformación*

Estas juntas en las presas de hormigón cimentadas en roca evitan la formación de fisuras de origen térmico. Las juntas de deformación planas y verticales dividen a la presa en bloques longitudinales de 10-20 metros de longitud. El espesor de las juntas es de 5-10 mm, para evitar el ingreso del agua a las juntas estas son selladas con ayuda de sellos de asfalto, placas metálicas, PVC.

#### 9.6.1.7. *Instalaciones de monitoreo*

La presa de hormigón es equipada con instrumentación especial de monitoreo que permite controlar los parámetros de funcionamiento y trabajo mecánico. Se mide la subpresión en la base de la presa y en su cuerpo, la magnitud de la apertura de las juntas y fisuras, los desplaza-

mientos horizontales, los caudales de filtración y la constitución química del agua de filtración.

Para controlar la subpresión se instala una estación de piezómetros constituida por tubos de 10-12 mm de diámetro incrustados en la roca de cimentación y que se contactan con manómetros instalados en la galería transversal de más bajo nivel.

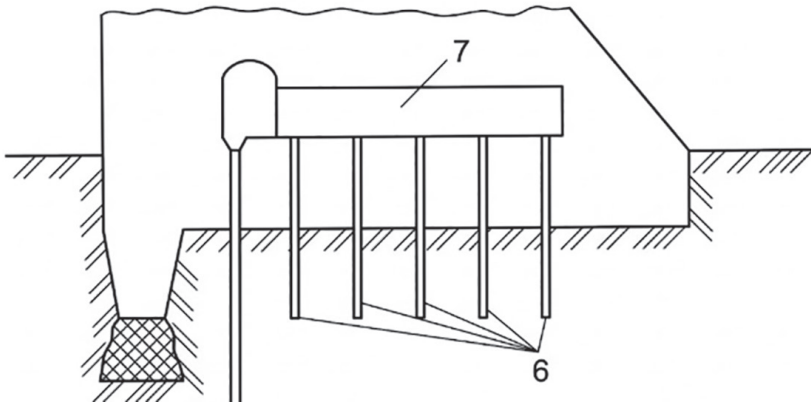


Figura 9.21. Estación piezométrica ubicada en el cuerpo de la presa.  
6- piezómetros; 7- galería transversal de más bajo nivel.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

### **9.6.2. Enlace de la presa a gravedad de hormigón con los estribos del sitio de presa**

En la siguiente figura se muestra el corte longitudinal en el eje de una presa de hormigón gravedad. Con frecuencia los taludes de los estribos del sitio de presa se configuran en forma de escalones *ab* horizontales o algo inclinados. El alto de los escalones puede ser diferente, sin embargo, debe ser compatible con el alto de los bloques de hormigonado. Como se aprecia de la figura, la cortina de impermeabilización se extiende en las laderas del sitio de presa en una longitud *L*.

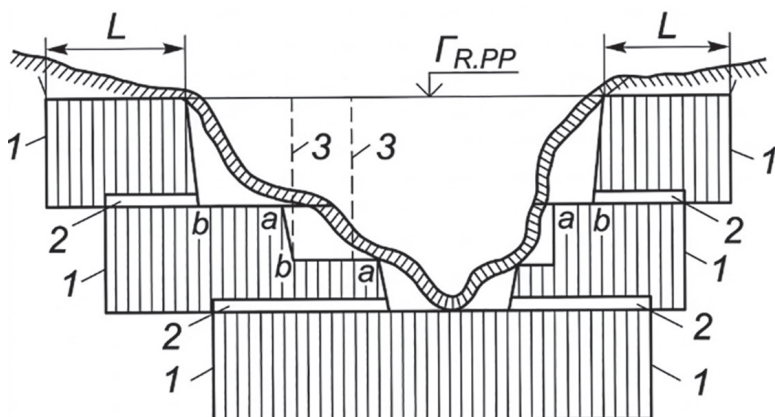


Figura 9.22. Corte longitudinal a lo largo del eje de la presa.

1- cortina de impermeabilización; 2- galerías de construcción; 3- sitios de ubicación de las juntas permanentes de deformación.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

## 9.7. Verificación de la estabilidad y resistencia del perfil constructivo de las presas a gravedad de hormigón

### 9.7.1. Criterios fundamentales para el análisis de la estabilidad y resistencia del perfil constructivo

El perfil constructivo de la presa diseñado a partir del perfil teórico triangular debe ser sometido a análisis para verificar la estabilidad y resistencia. Sobre la presa en el periodo de construcción y operación actúan fuerzas que cambian en el tiempo, cambian también las combinaciones de estas fuerzas.

De acuerdo a la mayoría de las normas vigentes para el diseño de presas, de la infinidad de posibles combinaciones de fuerzas actuantes sobre la presa en diferentes momentos del tiempo, para el análisis se seleccionan dos tipos de combinaciones: una *combinación básica*, obteni-

da como resultado de la acción de las fuerzas frecuentemente actuantes sobre la presa, con nivel normal de embalse, y otras *combinaciones especiales*, obtenidas como resultado de la acción adicional sobre la presa de fuerzas poco frecuentes o extraordinarias, incluidas las provenientes del nivel normal forzado de embalse. Para cada uno de estos dos tipos de combinaciones toman diferentes valores cada uno de los factores o coeficientes como, por ejemplo, de seguridad, de combinación de fuerzas, de condiciones de operaciones.

Para el análisis correspondiente a la combinación básica de fuerzas, en el caso de las presas ciegas de hormigón a gravedad, de pequeña y mediana altura, se consideran:

- Peso propio de la presa.
- Fuerza de presión hidrostática que corresponde, aguas arriba, al nivel normal de embalse, y aguas abajo al nivel no mayor a aquel que tiene una ocurrencia suficientemente alta.
- Subpresión correspondiente al nivel normal de embalse.
- Empuje de sedimentos acumulados frente a la presa.
- Presión de oleaje correspondiente a nivel normal de embalse.
- Fuerzas de origen térmico, para variaciones frecuentes de temperatura.

Para el análisis con combinaciones especiales de fuerzas se considera:

- Peso propio de la presa.
- Fuerza de presión hidrostática en el tramo aguas arriba, correspondiente al nivel forzado de embalse y en el tramo aguas abajo, al máximo nivel del agua.
- Subpresión con nivel forzado de embalse.
- Empuje de los sedimentos acumulados frente a la presa.
- Presión de oleaje para nivel forzado de embalse.
- Fuerzas inerciales sísmicas aplicadas al cuerpo de la presa, al agua del embalse y a los sedimentos.

- Fuerzas de origen térmico, debido a variaciones extraordinarias de la temperatura (en cada combinación especial se considera un caso especial independientemente: o nivel forzado de embalse o acción de una fuerza especial).

A las combinaciones especiales también pertenecen las combinaciones de fuerzas que tienen lugar durante la construcción (escenario de construcción) y durante las reparaciones (escenario de reparación).

Para el análisis mecánico de una presa de hormigón a gravedad, en el modelo bidimensional se considera 1 metro de su longitud. Siempre es sometido a análisis el perfil más alto de la presa; en algunos casos adicionalmente son analizados otros perfiles transversales característicos de la presa, dependiendo de las condiciones topográficas y geológico-geotécnicas. Para el análisis todas las fuerzas actuantes se descomponen en sus componentes horizontales y verticales. Las fuerzas pequeñas que actúan sobre la presa y tienen efecto despreciable no se consideran.

Para determinar el nivel de cálculo del agua en el tramo aguas abajo de la presa, cabe considerar lo siguiente. En la Figura 9.23 se presenta la sección transversal de una presa considerando el diagrama de subpresión en su base y la componente horizontal de la fuerza de presión hidrostática desde aguas abajo  $P_2$ . En caso de nivel normal de embalse el caudal evacuado desde aguas arriba y, por consiguiente, el nivel aguas abajo (NAAb), pueden ser cualesquiera. En caso de que se eleve el nivel aguas abajo, la superficie de la subpresión aumenta lo que disminuye la estabilidad de la presa, pero también crece la fuerza  $P_2$  lo que incrementa la estabilidad al deslizamiento.

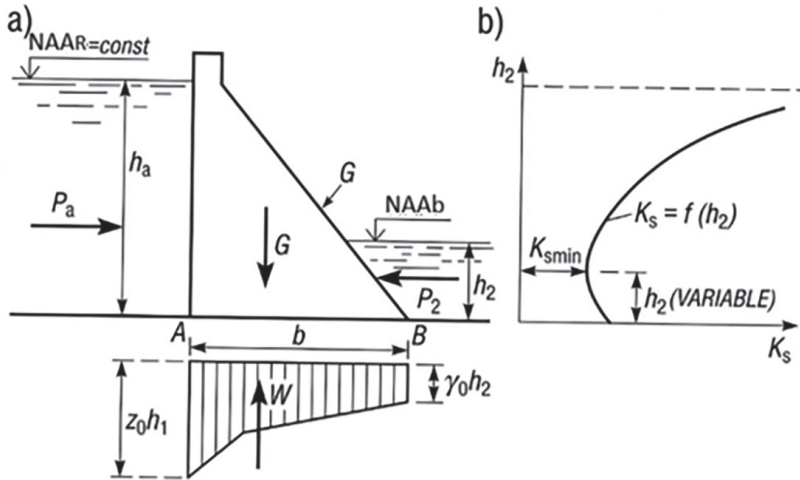


Figura 9.23. Determinación de la profundidad crítica  $h_2 = h_{2(CRIT)} = h_{2(MIN)}$ .  
 Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Cuando el nivel aguas abajo se iguala al nivel aguas arriba, la estabilidad de la presa está totalmente garantizada, aunque en este caso la fuerza de subpresión  $W$  alcanza su mayor valor. En caso de que el tramo aguas abajo esté seco, la fuerza de subpresión  $W$  tendrá su valor mínimo, pero en cambio la fuerza resistente  $P_2$  será igual a cero. En consecuencia, la curva  $K_s = FSD = f(h_2)$  debe tener un valor mínimo (figura anterior) que corresponde al nivel de cálculo del agua aguas abajo  $h_{2,CAL}$ .

**9.7.2. Análisis de estabilidad al deslizamiento de una presa de hormigón a gravedad**

La estabilidad de una presa al deslizamiento, en principio, puede ser superada en las superficies ubicadas en: el contacto de la presa con la roca  $A_1B_1$  (Figura 9.24), en el hormigón  $A'_2B'_2$  y  $A_2B_2$  y en la roca  $A_3B_3$ . Normalmente, la superficie de mayor riesgo es la de cimentación.

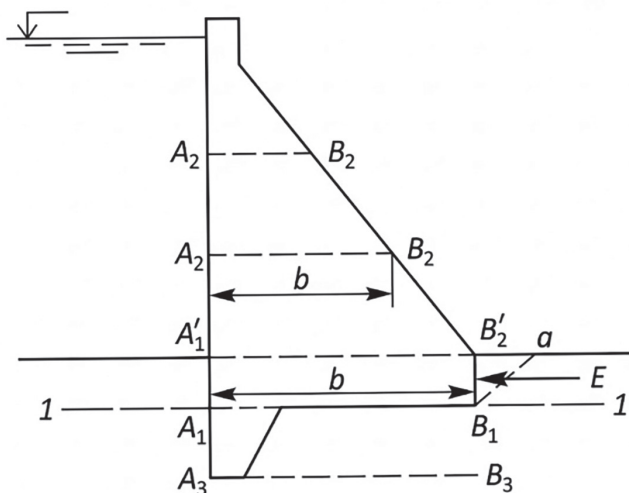


Figura 9.24. Análisis de estabilidad al deslizamiento.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Para verificar la estabilidad al deslizamiento deben ser consideradas todas estas superficies y para cada una de ellas se determina el coeficiente (factor) de seguridad al deslizamiento  $K_S = FSD$ :

$$FSD = \frac{fN + cb}{T} \quad (9.48)$$

Donde:

$f$  y  $c$ : coeficiente de fricción y fuerza específica de cohesión.

$N$ : suma de las proyecciones verticales de todas las fuerzas externas, actuantes en la parte de la presa ubicada sobre la superficie de deslizamiento considerada, incluida la subpresión.

$T$ : suma de las proyecciones de las fuerzas mencionadas arriba, paralelas a la superficie de deslizamiento.

$b$ : ancho de la sección considerada.

El factor de seguridad obtenido no debe ser menor al factor permisible ( $FSD_{PER}$ ), que, como se ha establecido, depende del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas considerada.

### 9.7.3. Análisis de resistencia de la presa a gravedad de hormigón

#### 9.7.3.1. Procedimiento

A fin facilitar el proceso de determinación de los esfuerzos en la presa, se aplicará el principio de la mecánica relativo a la independencia de acción de las fuerzas, para condiciones de deformación elástica. En este caso conviene determinar, por una parte, los esfuerzos originados exclusivamente en la subpresión y, otra parte, los originados en las restantes fuerzas que actúan sobre la presa para diferentes combinaciones y escenarios. A partir de los esfuerzos parciales obtenidos se determinan los esfuerzos sumatorios.

#### 9.7.3.2. Esfuerzos normales verticales $\sigma_y$ en las secciones horizontales del perfil transversal de la presa, originados exclusivamente en la subpresión

A continuación, se considera una presa, condicionalmente sin peso, que soporta la acción únicamente de la subpresión y se plantea como objetivo determinar los esfuerzos verticales  $\sigma_y$  originados exclusivamente por la subpresión que, para cada sección horizontal de la presa, se expresa a través del diagrama de subpresión. Los esfuerzos buscados son  $\sigma_w = \sigma_y$ , ( $\sigma_w'$  aguas arriba y  $\sigma_w''$  aguas abajo).

En la siguiente figura se muestra la parte superior de la sección transversal de la presa, limitada desde abajo por la superficie horizontal  $AB$ . En este caso se asume que en la superficie considerada actúa la subpresión que está dada por el diagrama limitado desde abajo por la línea quebrada  $abc$ .

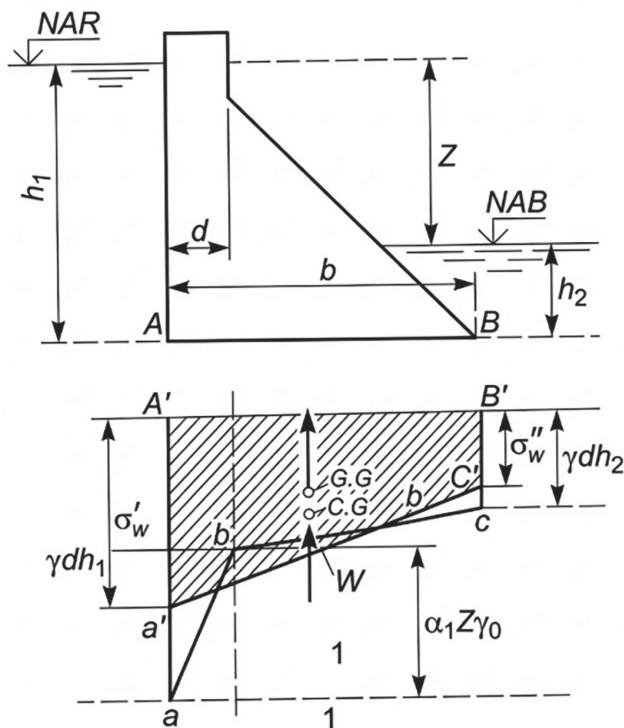


Figura 9.25. Diagrama de esfuerzos  $A'B'c'a'$  originados únicamente por la subpresión.  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Al aplicar la teoría de la flexocompresión y considerar al diagrama de subpresión  $A'B'cba$  como un diagrama de presiones de una *fuerza externa* (aplicada a la base de la presa  $AB$ ), esta sollicitación origina en dicha superficie horizontal  $AB$  la reacción, a través de los esfuerzos en forma del diagrama trapecial  $A'B'c'a'$  (*fuerza interna*).

Por principio, al considerar el trabajo de la estructura en zona elástica, el diagrama de esfuerzos  $A'B'c'a'$  debe tener la misma superficie que el diagrama de subpresión  $A'B'cba$ ; además, los centros de masa de los dos diagramas deben ubicarse en la misma vertical 1-1. A partir de las condiciones geométricas mencionadas del diagrama de subpresión,

conocido el diagrama  $A'B'cba$  fácilmente puede ser obtenido el trapecio equivalente  $A'B'c'a$ , es decir, el diagrama de los esfuerzos internos. Este trapecio también puede ser construido utilizando las ecuaciones convencionales de flexo compresión; de esta manera se determinan los esfuerzos en los puntos extremos  $A$  (esfuerzo  $\sigma'_w$ ) y  $B$  (esfuerzo  $\sigma''_w$ ).

El máximo esfuerzo de tracción en el punto  $A$ , originado exclusivamente por la subpresión está dado por el segmento  $\underline{A'a'}$ , más no por segmento  $\underline{A'a}$ .

$$A'a' = \sigma'_w = \left[ h_1 - Z \left( \alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left( 1 - \frac{d}{b} \right) \right] \gamma_o \quad (9.49)$$

Donde:

$$Z = h_1 - h_2$$

La ecuación anterior puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\sigma'_w = \varepsilon_1 h_1 \gamma_o \quad (9.50)$$

Donde:

$$\varepsilon_1 = 1 - \left( \frac{Z}{h_1} \right) \left( \alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left( 1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.51)$$

Cuando  $h_2 = 0$ , entonces:

$$\varepsilon_1 = 1 - \left( \alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left( 1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.52)$$

En lo que respecta al menor esfuerzo  $\sigma''_w$ , en este caso es de compresión:

$$\sigma''_w = \varepsilon_2 \gamma_o h_1 \quad (9.53)$$

Donde:

$$\varepsilon_2 = \frac{d}{b} \left( \alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.54)$$

#### 9.7.3.3. Estado tensional de la presa originado por las fuerzas externas

Ante todo, cabe comprender el estado tensional del perfil transversal obtenido de la presa. Para el efecto es necesario determinar:

- Los esfuerzos normales verticales  $\sigma_y$  en las superficies horizontales del perfil transversal de la presa.
- Otros esfuerzos en los paramentos aguas arriba y aguas abajo de la presa.
- Esfuerzos en el interior del perfil de la presa.

Los esfuerzos anotados deben ser determinados para todas las combinaciones de fuerzas y escenarios de cálculo, para el modelo bidimensional.

#### 9.7.3.4. Esfuerzos normales verticales $\sigma_y$ en las juntas horizontales de la sección transversal de la presa y en su base de cimentación

En este caso se procede por medio de cuatro pasos. En primer lugar, para el perfil considerado de la presa (Figura 9.26) se identifican una serie de juntas horizontales, en particular en los siguientes puntos:

- Niveles de inflexión o quiebre del perfil de la presa.
- Niveles en los que la presa ha sido debilitada por las galerías.
- Niveles en los que se aplican fuerzas puntuales (por ejemplo, presión de oleaje, presión de hielo).

En la parte superior de la presa, las juntas se ubican en mayor número, por cuanto en ese sector, inclusive las fuerzas relativamente pequeñas, influyen considerablemente en la distribución de esfuerzos:

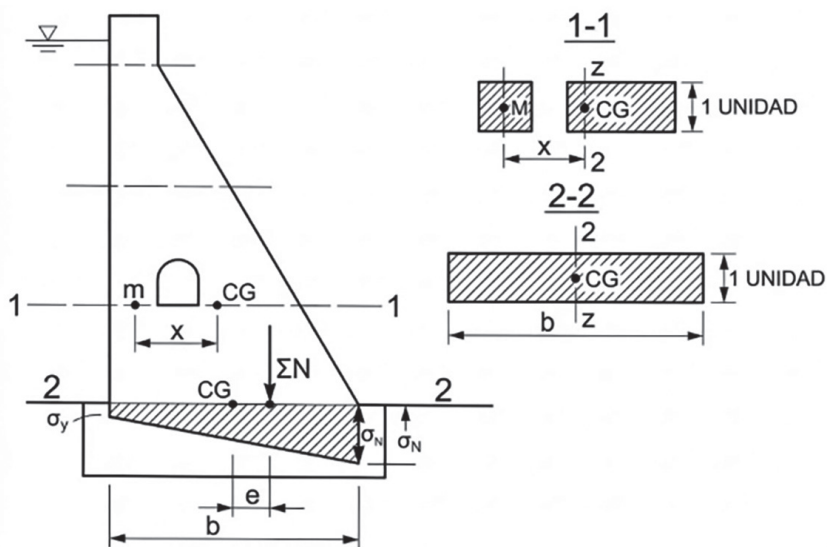


Figura 9.26. Determinación de los esfuerzos verticales.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En segundo lugar, para cada junta identificada se construye el diagrama de subpresión, así como el diagrama de los esfuerzos en el hormigón originados exclusivamente por la subpresión;

Como tercer paso, una vez determinadas las fuerzas que actúan sobre las partes de la presa limitadas por las juntas consideradas, se construye la curva de presión o esfuerzos la misma que no debe salir del tercio medio del perfil en estudio; esta construcción se realiza considerando la fuerza de subpresión que actúa en la sección o junta considerada; para el efecto se aplica el principio de independencia de acción de las fuerzas determinando, por una parte, los esfuerzos originados por todas las fuerzas menos la subpresión y, por otra parte, los esfuerzos originados exclusivamente por la subpresión para a continuación con la suma obtener los esfuerzos totales.

Finalmente, como parte del análisis, con ayuda de las ecuaciones conocidas de la flexocompresión se determinan los esfuerzos  $\sigma_y$  para todas las juntas horizontales identificadas.

9.7.3.5. Esfuerzos en el paramento aguas arriba de la presa sin considerar la subpresión

Considerando un esquema conceptual del perfil transversal de una presa de hormigón, en forma de un triángulo no saturado de agua y con el vértice superior ubicado en el nivel de aguas arriba (Figura 9.27). Se traza la sección horizontal  $a'a''$  y en los puntos  $a'$  y  $a''$  se ubican los prismas elementales  $a'b'c'$  y  $a''b''c''$  (un apóstrofo corresponde al paramento aguas arriba y doble apóstrofo al paramento aguas abajo). Como resultado del análisis previo son conocidos los esfuerzos verticales  $\sigma'_y$  y  $\sigma''_y$  en los puntos  $a'$  y  $a''$ . Todos los esfuerzos indicados en el gráfico en forma de vectores cabe considerarlos puntuales, es decir referidos a los puntos  $a'$  y  $a''$ .

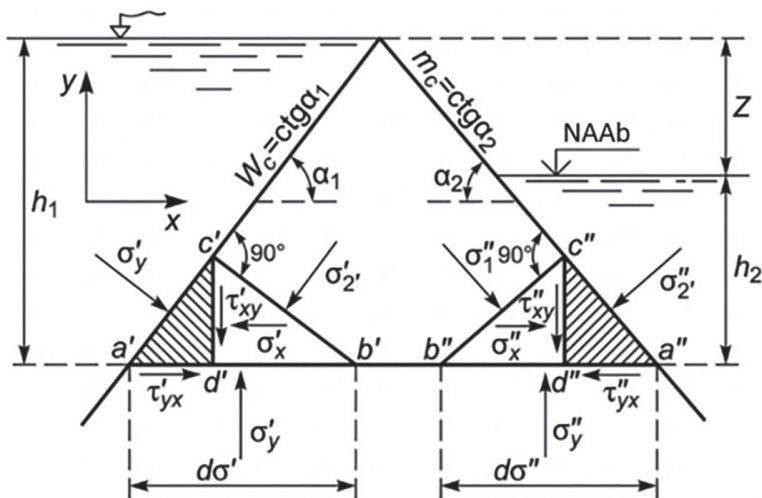


Figura 9.27. Determinación de los esfuerzos en los puntos  $a'$  y  $a''$  en las caras externas del perfil transversal de la presa.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Los paramentos de la presa soportan la presión hidrostática y por consiguiente en la superficie de contacto agua-hormigón no surgen esfuerzos tangenciales  $\tau$ ; esto significa que en cualquier punto de los paramentos la superficie elemental que coincida con la superficie del paramento es superficie principal y, por consiguiente, los esfuerzos normales aplicados a dichas superficies elementales son esfuerzos principales:

$$\sigma'_1 = \gamma_o h_1; \sigma''_2 = \gamma_o h_2 \quad (9.55)$$

En consecuencia, siempre son conocidos estos esfuerzos principales en los paramentos de la presa.

De lo indicado se desprende que el objetivo es, a partir de los valores conocidos de los esfuerzos  $\sigma'_y, \sigma''_y, \sigma'_1$  y  $\sigma''_2$ , determinar los restantes esfuerzos indicados en la figura:  $\tau'_{xy} = \tau''_{yx}; \tau''_{xy} = \tau''_{yx}; \sigma'_x, \sigma''_x, \sigma'_2, \sigma''_1$ .

Planteando para los puntos  $a'$  y  $a''$  las correspondientes ecuaciones de equilibrio de la estática y considerando que  $m_1 = ctg\alpha_1$  y  $m_2 = ctg\alpha_2$ , finalmente se obtienen las siguientes expresiones para determinar los diferentes esfuerzos sin considerar la subpresión:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \gamma_o h_1; & \sigma''_2 &= \gamma_o h_2 \\ \tau'_{xy} = \tau'_{yx} &= m_1(\gamma_o h_1 - \sigma'_y) & \tau''_{xy} = \tau''_{yx} &= -m_2(\gamma_o h_2 - \sigma''_y) \\ \sigma'_x &= (1 - m_1^2)\gamma_o h_1 + m_1^2\sigma'_y & \sigma''_x &= (1 - m_2^2)\gamma_o h_2 + m_2^2\sigma''_y \\ \sigma'_2 &= (1 + m_1^2)\sigma'_y - m_1^2\gamma_o h_1 & \sigma''_1 &= (1 + m_2^2)\sigma''_y - m_2^2\gamma_o h_2 \end{aligned} \quad (9.56)$$

Los signos corresponden a las direcciones de los vectores en la figura.

En las superficies elementales, inclinadas  $45^\circ$  respecto a las superficies principales, los esfuerzos tangenciales  $\tau$  adquieren su mayor valor  $\tau_{max}$ . Como se desprende de la teoría de mecánica de materiales:

$$\tau'_{max} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} \quad (9.57)$$

$$\tau''_{max} = \frac{\sigma''_1 - \sigma''_2}{2} \quad (9.58)$$

Como resultado del análisis de las expresiones obtenidas arriba, es posible llegar a las siguientes conclusiones:

Primero, el esfuerzo vertical  $\sigma'_y$  se encuentra dentro de los siguientes límites:

$$\sigma'_1 > \sigma'_y > \sigma'_2 \quad (9.59)$$

En consecuencia, si  $\sigma'_y$  constituye esfuerzo de compresión, significa que  $\sigma'_2$  podría ser esfuerzo de tracción. Por tanto, el hecho de que el esfuerzo vertical  $\sigma'_y$  sea de compresión no permite afirmar que en el punto  $a'$  no exista tracción.

Segundo, el esfuerzo vertical  $\sigma''_y$  se encuentra dentro de los siguientes límites:

$$\sigma''_1 > \sigma''_y > \sigma''_2 \quad (9.60)$$

En consecuencia, si el esfuerzo  $\sigma''_y$  es de compresión, no es posible que el esfuerzo  $\sigma''_1$  sea de tracción.

Tercero, al considerar la junta horizontal  $a'a''$  se observa que:

- El esfuerzo normal mínimo es  $\sigma'_2$  (el segundo esfuerzo principal se encuentra en el punto  $a'$ ).
- El esfuerzo normal máximo es  $\sigma''_1$  (el primer esfuerzo principal se encuentra en el punto  $a''$ ).

Por tanto, para verificar la resistencia en la junta  $a'a''$  cabe considerar los esfuerzos  $\sigma'_2$  y  $\sigma''_1$ .

### 9.7.3.6. Consideración de la subpresión

Para determinar los esfuerzos principales originados por la subpresión, se realiza un procedimiento semejante al seguido para las restantes fuerzas. Finalmente se suman los esfuerzos principales originados por la subpresión y por las restantes fuerzas, para obtener los esfuerzos principales totales que tienen la siguiente presentación:

$$\sigma'_2 = (1 + m_1^2)(\sigma'_y - \varepsilon_1 \gamma_o h_1) \quad (9.61)$$

$$\sigma''_1 = (1 + m_2^2)(\sigma''_y + \varepsilon_2 \gamma_o h_1) \quad (9.62)$$

Los coeficientes  $\varepsilon_1$  y  $\varepsilon_2$  se determinan con las ecuaciones anteriormente obtenidas.

$$\varepsilon_1 = 1 - \frac{z}{h_1} \left( \alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \left( 1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.63)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{d}{b} \left( \alpha_1 - \frac{d}{b} \right) \quad (9.64)$$

### 9.8.1. Verificación de la resistencia

La verificación de la resistencia del hormigón de la presa consiste en constatar el cumplimiento de las siguientes condiciones, tanto para combinación básica de fuerzas como para combinaciones especiales:

$$\sigma'_2 \geq 0 \quad (9.65)$$

$$n_c \sigma''_1 \leq \frac{m_{CT} R_{CIL}}{K_s} \quad (9.66)$$

Donde:

$n_c$ : coeficiente de combinación de fuerzas.

$m_{CT}$ : coeficiente de condiciones de trabajo.

$K_s$ : factor de seguridad para resistencia.

$R_{CIL}$ : resistencia del hormigón a la compresión.

$m_{CT}$ : 0,9 para combinación básica de fuerzas.

$m_{CT}$ : 1 para combinación especial de fuerzas sin sismo.

$m_{CT}$ : 1,15 para combinación especial con sismo.

$n_c$ : 1,0 para combinación básica de fuerzas.

$n_c$ : 0,9 para combinación especial.

Tabla 9.1  
Resistencias referenciales del hormigón (MPa).

Marca	150	200	250	300
$R_{CIL}$ , MPa	11,5	14,5	17,5	21

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

Tabla 9.2  
Factor de seguridad para resistencia  $K_s$ .

Combinación de fuerzas	Nivel de importancia de la presa		
	I	II	III
Básica	2,4	2,2	2,1
Especial	2,0	1,7	1,7

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.