

Comparación de tipos de presas

La elección del tipo general de presa más adecuada a cada caso está íntimamente relacionado con las condiciones geológicas del lugar de ubicación. Condiciones topográficas, con miras siempre de economía, marcan aquel lugar: ensanche del terreno hacia aguas arriba del lugar de ubicación, para que el vaso tenga suficiente capacidad; estrechamiento del valle, para que la presa, por su longitud, resulte económica; fácil derivación de las aguas, para conseguir una segura y barata construcción; acceso sin grandes dificultades, o de sencilla construcción, tanto durante los trabajos de construcción como durante la explotación; buena y económica ubicación de los aliviaderos; facilidad de ubicación de la colonia obrera y de los medios auxiliares de trabajo, etc., etc. Son condiciones geológicas: una buena cimentación, un vaso impermeable y materiales de construcción aprovechables no muy distantes.

Los numerosos inconvenientes surgidos durante la explotación de las presas de tierra han sido causa de que a estas clases de presas se las mirara durante algún tiempo con alguna prevención. Pero puede asegurarse que tal prevención es completamente injustificada, ya que dichos inconvenientes no se presentan en aquellas presas cuyas normas y condiciones de construcción se han observado rígidamente, habiendo sido aquella muy cuidadosa, y pudiendo afirmar que se ha levantado la presa inmune de defectos. Con presas de tierra construídas de esta manera se puede creer que se conseguirá el éxito más rotundo, sobre todo en aquellos casos en los que, por las condiciones geológicas especiales del lugar de ubicación, este tipo de presa es la única y extrema solución racional que no se debe dudar en aceptar, antes de abandonar la idea de la construcción del embalse.

Casi todos los inconvenientes que se suelen achacar a las presas de tierra tienen como base las filtraciones, bien por las márgenes en las proximidades de la obra, bien bajo las cimentaciones, y muy a menudo entre las superficies en contacto naturales, o del terreno, y artificiales, o de la obra.

El derrumbamiento del talud de aguas arriba de la presa francesa de Charmes, que dió lugar a tan brillantes discusiones, no fué, según el distinguido ingeniero italiano Sr. Ganassini, sino un fenómeno poco peligroso, que tuvo lugar a embalse vacío, por un equilibrio demasiado rápido de las presiones actuantes sobre dicho paramento.

Este mismo paramento puede degradarse por la acción de las olas del agua del embalse o por no tener estabilidad, dada la naturaleza de las tierras en relación con la altura de la presa, según la ley de Resal.

Son interesantes, desde el punto de vista constructivo, las disposiciones, admitidas y comprobadas, para mantener inalterable la reacción de la adhesión superficial de la masa terrosa, cuyo ángulo de equilibrio es variable, según la mayor o menor penetración de la humedad, fenómeno que, a pesar de su complejidad y de desconocerse su esencia íntima, se convierte en inofensivo mediante la simple construcción de muros de guarda, y que, por lo tanto, no puede tomarse este fenómeno como base para la condenación del tipo de presas de tierra.

También se emplean muros de pie en el paramento de aguas arriba, cuya altura se calcula teniendo en cuenta la ley de Resal, y que pueden unirse con el rastrillo de impermeabilización. Es conveniente, en el caso de que estos dos muros tengan secciones muy diferentes, que el paso de una sección a otra se efectúe paulatinamente, mediante verdaderos chaflanes, evitando ángulos rectos, pues de otra manera podrían abrirse vías de agua, con todos sus peligros.

Estando el cuerpo de la presa bien construído, con materiales cuidadosamente escogidos, bien dosificados y apisonados, con un amasado eficaz y abundantes riegos, las presas de tierra deben dar un buen resultado.

La ubicación de los aliviaderos suele ser siempre una dificultad y un problema para las presas de tierra. Deben calcularse con un gran margen de garantía, pues, de no ser así, los peligros que se presentan son muy grandes; basta el figurarse una sumersión de la presa de tierra o, simplemente, una lámina de agua vertiendo por algún sitio donde no deba. La Instrucción italiana ordena que, tanto los aliviaderos como tomas de agua y desagües de fondo, se construyan independientemente del cuerpo de la presa.

El tantas veces nombrado ingeniero italiano señor Ganassini, en un interesante folleto, del que tomamos la mayor parte de estas notas, cita los casos de tres presas de tierra italianas: Paduli, Pian Boglio y Forcoletta. Presas en las que, una vez construídas, es realmente difícil averiguar si los inconvenientes que se presentan en su explotación se deben a causas dependientes del terreno de las orillas o de la cimentación, o si tienen su origen en una deficiencia de construcción, al no haber sido ésta muy esmerada.

En la presa de Paduli se observaron algunos defectos: su altura es de 26 m; la construcción de sus tres últimos metros fué muy penosa, razón por la cual, y en vista de la pequeña carga de agua, se pensó en suprimir el núcleo central que había llevado la presa hasta esta altura; determinó también la adopción de esta reducción el agotamiento de la cantera que hasta esa fecha se había utilizado en la construcción de la presa, de inmejorable arcilla sedimentaria, siendo preciso recurrir, para la continuación, a un escarpe próximo donde afloraban arcillas rosadas, que se mezclaban con tierra gredosa con carbonato de cal ("galestro", de los italianos) en tamaños no muy uniformes, ya que se empleaban los trozos producidos naturalmente por la degradación atmosférica; como el material era evidentemente de calidad inferior al primitivo, se esmeró algo la mano de obra, que ya era muy cuidadosa, y que, junto con la poca carga de agua, se creyó iba a bastar para alcanzar un buen resultado. Hasta la altura de 23 m la presa se comportó perfectamente, sin dar señales de filtraciones aparentes; terminada la obra, entre los 23 y 26 metros aparecieron filtraciones, denunciadas por el aspecto del paramento de aguas abajo; fué preciso abrir una galería entibada a todo lo largo de la coronación de la presa hasta alcanzar el núcleo de arcilla, y prolongar éste hasta la cota 26 m mediante sedimentación de una masa de arcilla líquida bien escogida y trabajada.

En la presa de Pian Boglio, sobre el río Arbola, no se presentó ninguna filtración a través del cuerpo de la presa, apareciendo el paramento de aguas abajo perfectamente seco. Una filtración persistente se delató en el terreno de apoyo de la presa, en la margen derecha, próximo a aquél y hacia aguas abajo; fué preciso desistir del medio radical de quitar la filtración, habiéndose tenido que reducir a convertirla en inofensiva mediante la colocación de drenes y muros de contraescarpa.

En la presa de Forcoletta, en el lago de Codelago, se presentó una filtración en la orilla derecha próxima al estribo de la presa. Fué preciso abrir un verdadero túnel o galería en dicha orilla, que después se rellenó de arcilla apisonada, quedando en el terreno una verdadera pantalla de impermeabilización.

Y es de advertir que en todos los casos señalados no hay error inicial o de origen en la elección del tipo de presa más adecuado, que es el que corresponde, dadas las condiciones del lugar; solamente, según el Sr. Ganassini, en Pian Boglio, dada la naturaleza de las márgenes, se podía haber construido una presa en seco.

Como resumen práctico, se puede afirmar que las presas de tierra aplicadas en los lugares adecuados, construidas con esmero y cuidado, y siempre de que se dispongan de buenas y abundantes canteras de apropiados materiales (lo cual suele suceder generalmente en los terrenos en que están indicadas esta clase de presas), representan un verdadero recurso constructivo y una realización económica de los embalses.

Cuando la naturaleza del terreno de ubicación es tal que, sin llegar a ser de una roca compacta, tiene, sin embargo, cierta consistencia (margas antiguas, detritus aglomerados procedentes de rocas inatacables prácticamente por los agentes atmosféricos, etcétera), al tipo de la presa de tierra es preferible sustituirlo por una presa en seco, que tiene una estructura más homogénea con las márgenes y que puede permitir fácilmente la defensa o mejora de las orillas mediante la prolongación en el terreno de la pantalla impermeable. Este tipo en seco está indicado cuando las dos márgenes tienen naturaleza diferente, en cuyo caso los demás tipos de presas requieren gastos constructivos considerables, sin seguridad sobre sus resultados; en este caso debe prescindirse en absoluto del empleo de presas de tierra.

Después de estos casos de roca muy compacta y terrenos muy consistentes, en los que el plano de impermeabilidad se puede fijar prácticamente en la superficie del terreno, hay otros casos en los que los sondeos revelan una capa rocosa impermeable no muy profunda, cubierta por una capa apreciable de materiales sueltos de diversos orígenes; si estos materiales tienen una naturaleza tal que se puedan considerar como no heladizos, y sin peligro de resquebrajamiento o aplastamiento, sigue pareciendo adecuado el empleo de un tipo de presa en seco, pero siempre con un rastrillo de impermeabilidad que llegue hasta la capa de la roca.

Lo mismo que en los tipos de presas de tierra debe calcularse el aliviadero para un funcionamiento desahogado de las máximas avenidas, tanto por los peligros de sumersión como los de láminas vertientes por sitios que no están acondicionados para esto. Aliviaderos, toma de agua y desagües de fondo, a ser posible, deben construirse fuera del cuerpo de la pre-

sa. La coronación debiera tener un resguardo al menos de 1 m sobre la cresta de la ola que pueda formarse en el embalse, y su espesor no deberá bajar de un quinto de la altura.

Queda ahora la comparación, desde el punto de vista económico de los perfiles de presas en seco, con las de fábrica perfil de gravedad y con las de bóvedas múltiples. Toda dificultad constructiva es evidente que puede resolverse, en último término, a expensas de la economía. La comparación del tipo de presa de tierra no es posible, puesto que ya hemos dicho que éstas constituyen un caso extremo, en el que no debe pensarse en la aceptación de los otros tipos generalmente.

I. *Comparación de perfiles de presas en seco (mamposería) y de fábrica con perfil de gravedad*

Los elementos de coste son múltiples y heterogéneos; tanto es así, que la comparación de los volúmenes de los perfiles no nos puede dar más que índices muy incompletos.

Un límite que parece prudente para esta clase de presas es el de 30 m de altura (25 m, según la Instrucción italiana). A igualdad de altura, y hasta este límite, naturalmente, el volumen de una presa en seco es, aproximadamente, igual a 2,50 veces el volumen de una presa de perfil de gravedad; esta relación se ha deducido aplicando a las presas en seco el reglamento italiano, según el cual la longitud de la base de estas presas debe ser 2,50 veces su altura, y en las de gravedad, aplicando la conocida fórmula

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma - 1}}$$

en la que γ es el peso específico del material, del que hemos tomado una media aproximada de 2 300 kilogramos por metro cúbico. Los cuadros siguientes dan idea de esta relación:

Presas en seco			Presas de gravedad		
<i>h</i>	<i>b</i>	Volumen	<i>h</i>	<i>b</i>	Volumen
5	12-50	31-25	5	4-482	11-200
10	25-00	125-00	10	8-964	44-820
15	37-50	381-25	15	13-446	100-845
20	50-00	500-00	20	17-928	179-280
25	62-50	781-25	25	22-400	280-00
30	75-00	1 125-00	30	26-882	403-23

Los volúmenes por metro lineal son proporcionales a los cuadrados de las alturas, y, por tanto, para que los volúmenes de estos dos tipos sean iguales, se deberá tener:

$$h \text{ (gravedad)} = \sqrt{2,50} = 1,58h \text{ (seco)}$$

es decir, que la altura de la presa de gravedad deberá ser igual a 1,58 veces la altura de la presa en seco; en ese caso, los volúmenes de los dos tipos serían iguales.

La relación entre los costes de las presas de gravedad y en seco (con los escasísimos datos que tengo a la vista, y que, por tanto, no doy autenticidad a la cifra) se pueden tomar, aproximadamente igual, de 1 a 0,50. Para que el coste de ambas presas sea el

mismo se deberá tener:

$$\frac{1}{2} h_g \times \frac{h_g}{\sqrt{\gamma-1}} \times 1 = \frac{1}{2} h_s \times 2,50 h_s \times 0,50$$

y suponiendo, para simplificar los cálculos, que

$$\frac{1}{\sqrt{\gamma-1}} = 1$$

ya que

$$\frac{1}{\sqrt{1,3}} = \frac{1}{1,1}$$

sin gran error podemos establecer:

$$\frac{h_g}{h_s} = 1,12$$

Pero todavía hay más: la relación entre los costes unitarios no define la relación entre los costes totales. Para la presa de gravedad el coste del macizo de presa representa el 60 por 100 del coste total (excluyendo siempre obras accesorias, aliviaderos, toma de aguas, etc.); en las presas en seco, y especialmente en aquellas que deben tener un rastrillo de impermeabilización bastante profundo, el coste de la estructura en seco, dada la gran sujeción que representa siempre la construcción del manto impermeable, su costo no representa más que el 40 por 100 del coste total, siempre a excepción de las obras accesorias. La conveniencia del tipo en seco, en relación con el de gravedad, se tendrá para una relación de alturas deducidas de (suponiendo iguales los gastos totales)

$$\frac{1}{2} h_g^2 \times \frac{1}{0,60} > 2,50 \frac{1}{2} h_s^2 \times 0,50 \times \frac{1}{0,40} \quad \frac{h_g}{h_s} > 1,37$$

es decir, que, en líneas generales y como norma económica, se deduce la conveniencia de adoptar el perfil en seco en aquellos casos en los que la roca sana se encuentre a poca profundidad (punto de vista económico).

Pero aún existe otro factor que modifica esta conclusión, y es el que se refiere a la forma transversal del valle, en el lugar de ubicación de la presa, siendo preciso, cuando se estudia el tipo de presa más conveniente, desde el punto de vista económico, comparar, no las alturas reales y, según las relaciones anteriores, deducir consecuencias, sino que es preciso comparar lo que el Sr. Ganassini llama alturas ponderadas, viniendo esta altura dada por la fórmula

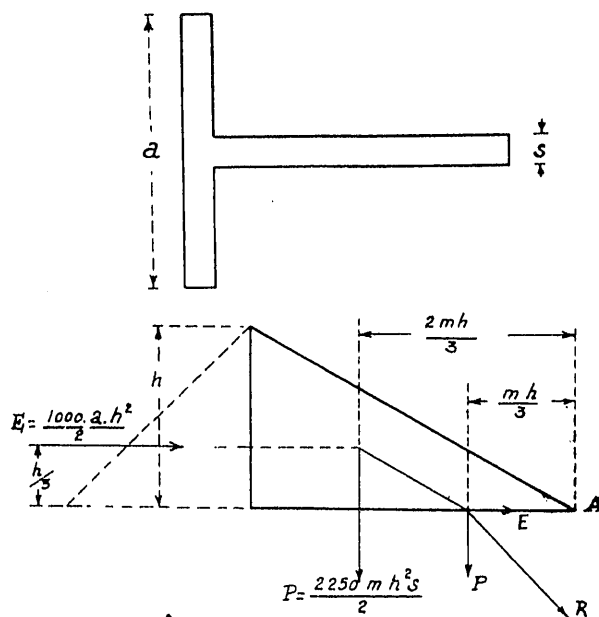
$$h_p = \sqrt{\frac{\sum(h)}{\sum l}}$$

en la que h_p es la altura ponderada. Si la sección transversal del valle en el lugar de ubicación la descomponemos en un escalonado, de huellas y contra-huellas, horizontales y verticales, respectivamente, siguiendo aproximadamente la pendiente media del terreno, hasta llegar a la roca firme en el perfil de gravedad, y sobre un terreno más o menos profundo en el perfil en seco (excepto, claro está, la pantalla o rastrillo de impermeabilidad, que siempre ha de llegar a terreno impermeable), h significa las alturas de cada plano de escalón, contadas a partir de la horizontal

coronación de la presa, y l las magnitudes horizontales de cada huella de altura h .

II. Comparación de un perfil de gravedad con otros de bóvedas múltiples

a) Perfil de bóvedas múltiples con paramento interno vertical y exterior de los contrafuertes en talud.—Con las notaciones de la figura, para que la



resultante R de todas las fuerzas que actúan sobre un contrafuerte caiga en el extremo exterior del núcleo central de su base, y suponiendo $1\,000\text{ kg/m}^3$ y $2\,300\text{ kg/m}^3$ los pesos específicos del agua y de la fábrica, se deberá tener (momento de las componentes, igual al de la resultante respecto al punto A):

$$\frac{1\,000mh^2s}{2} \cdot \frac{h}{3} = 2\,250 \frac{mh^2s}{2} \times \frac{2mh}{3} = \frac{2\,250mh^2s}{2} \times \frac{mh}{3}$$

de esta ecuación deducimos

$$m = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{a}{s}}$$

El volumen de los contrafuertes será

$$V_c = \frac{1}{2} mh^2s = \frac{1}{3} h^2 \sqrt{a \cdot s}$$

Si suponemos bóvedas de medio punto y con espesores variables, según la relación conocida:

$$c = \frac{r h}{\sigma}$$

en la que podemos hacer r igual a $a/2$, como aproximación y sin gran error, y para σ el valor de 15 kg/cm^2 , resultamos por centímetro cuadrado, resulta, expresando todo en metros,

$$c = 1\,000 \frac{a \cdot h}{2 \times 150\,000}$$

el volumen de una bóveda será

$$V_b = c \cdot \pi \cdot r \cdot h \quad r = \frac{a}{2}$$

y sustituyendo c por su valor,

$$V'_b = 0,0052a^2h^2$$

teniendo en cuenta que el coste de una bóveda viene a ser aproximadamente doble del de gravedad, para la comparación de ambos tipos desde el punto de vista económico debemos considerar un volumen doble de bóveda, que se podría llamar volumen económico; así tendremos:

Perfil de gravedad,

$$V_g = \frac{1}{2} mah^2$$

Perfil de bóvedas múltiples,

$$V_b = V_c + V'_b = \frac{1}{3} h^2 V a \cdot s + 0,0104a^2h^2$$

Relación entre ambos volúmenes,

$$\frac{V_b}{V_g} = \frac{2}{3m} \sqrt{\frac{3}{a}} + \frac{0,021}{m} a$$

que si hacemos $m = 2/3$, que sustituido en

$$m = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{a}{s}} \quad \text{da} \quad \frac{s}{a} = \frac{1}{4}$$

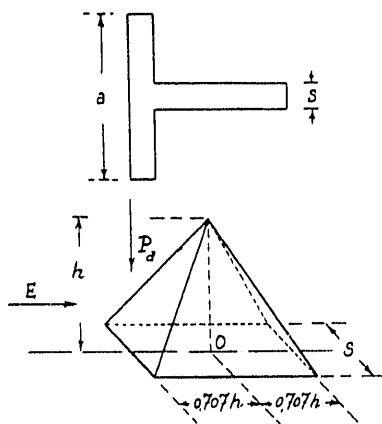
tendremos la relación de volúmenes expresada por

$$\frac{V_b}{V_g} = 0,500 + 0,315a$$

y para que ambos volúmenes (entiéndase económicos) sean iguales, se deberá tener:

$$a = \frac{0,500}{0,315} = 15,85 \text{ m}$$

Es decir, una presa de bóvedas múltiples de paramento de aguas arriba vertical, resulta más económica que una presa de fábrica de perfil de gravedad, entre los límites de altura para los que puede admitirse el perfil triangular con talud aguas abajo de $2/3$, cuando la distancia entre ejes de contrafuertes



tes (o de bóvedas) es inferior a 15,85 m. Conviene, por lo tanto, para este tipo de presas contrafuertes de pequeñas dimensiones a poca distancia.

Ejemplo: siendo $a = 8$ m, tendremos $s = 2$ m, resultando el volumen económico total de la presa de bóvedas un 25 por 100 inferior al perfil de gravedad.

b) Paramento de aguas arriba y de aguas abajo

con talud.—Se desprecia, con objeto de simplificar los cálculos, el peso propio de las bóvedas, que complica, sin necesidad, el desarrollo de lo que sigue.

Los contrafuertes son pirámides cuadrangulares, con inclinación de sus caras $0,707h$, siendo h la altura, ya que con esta inclinación la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre un contrafuerte pasa por el centro de la base. En efecto: peso del agua sobre el paramento interno:

$$P_a = 1000 \frac{0,707h^2a}{2}$$

Momento respecto al punto O:

$$M_a = 1000 \frac{0,707h^2a}{2} \times \frac{2}{3} \cdot 0,707h = \frac{1}{3} \cdot 0,5ah^3 \times 1000$$

Empuje del agua:

$$E = 1000 \frac{h^2a}{2}$$

Momento respecto al punto O:

$$M = 1000 \frac{h^2a}{2} \times \frac{h}{3} = \frac{1000}{6} ah^3 = \frac{1}{3} \cdot 0,5ah^3 \times 1000$$

y siendo iguales ambos momentos respecto a O, la resultante pasa por este punto.

Pasando R por el centro de la base, descompuesta en sus componentes horizontal y vertical, esta última dará una compresión constante sobre toda la base. La componente vertical está formada por el peso del contrafuerte P_c y por el peso del agua P_a antes encontrado. El peso del contrafuerte será:

$$P_c = \frac{1}{3} (0,707h \times 0,707h)s \times h \times 2250 = 1057,5sh^2$$

siendo 2250 kg/m^3 el peso específico de la fábrica.

El esfuerzo máximo sobre la base será:

$$\sigma = \frac{P_a + P_c}{s} = \frac{P_a + P_c}{1,41hs} = \frac{1057,5sh^2 + 353ah^2}{1,41hs}$$

del cual deducimos:

$$\frac{a}{s} = \frac{\sigma}{250h} - 3$$

relación en la que σ deberá expresarse en kg/m^2 , y que, transformada, según la costumbre, en kg/cm^2 , dará:

$$\frac{a}{s} = 40 \frac{\sigma}{h} - 3$$

si suponemos $\sigma = 15 \text{ kg/cm}^2$, la presa de bóvedas se transformará en una de gravedad cuando $a = s$, ya que entonces todo lo ocupa el contrafuerte; para esta hipótesis se deduce $h = 150$ m.

Volumen de los contrafuertes:

$$V_c = \frac{1}{3} 1,41h^2s = 0,47sh^2$$

Volumen de la bóveda:

$$V'_b = \pi r^2 \sqrt{0,707^2h^2 + h^2} \quad V = \frac{a}{2}$$

$$V'_b = \frac{\pi ach}{2} \sqrt{1,4998} = 1924a \cdot c \cdot h$$

tomando $\sigma = 15 \text{ kg/cm}^2$, tendremos:

$$e = \frac{r \cdot h}{\sigma} = \frac{a h}{26} = 0,0033 a h \quad V'_b = 0,00635 a^2 h^2$$

y lo mismo que en el caso anterior, tomando el volumen económico:

$$V'_b = 0,0127 a^2 h^2$$

y el volumen total (contrafuerte más bóveda):

$$V_b = V'_b + V_c = h^2(0,47s + 0,0127a^2)$$

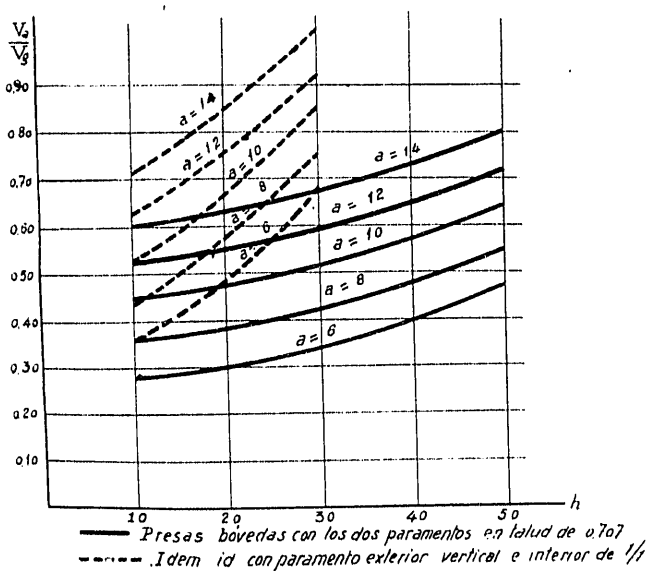
y su relación con el volumen de una presa de gravedad de paramento interno vertical y externo de talud 2/3:

$$\frac{V_b}{V_g} = \frac{h^2(0,47s + 0,0127a^2)}{\frac{1}{3} a h^2} = 1,31 \frac{s}{a} + 0,0381a$$

expresión que da a conocer la influencia notable que en el volumen de las bóvedas ejerce la distancia entre ejes de contrafuertes; el volumen de los contrafuertes resulta en razón inversa de su distancia.

Dando a σ el valor de 15 kg/cm^2 , con lo que supondremos que esta comparación que estamos haciendo sirve para el talud admitido de 2/3 de la presa de gravedad, hasta una altura de $120\,000/2\,250 = 53,30 \text{ m}$, siendo $2\,250 \text{ kg/m}^3$ el peso específico de la fábrica.

Dando a a los valores 6, 8, 10, 12, 14, tracemos la curva de variación de la relación de los volúmenes.



Las cifras relativas deducidas deben modificarse en la práctica, pues si en las bóvedas múltiples se tiene un aumento de volumen en los contrafuertes por razones constructivas, en las presas de gravedad también se tiene otro aumento, debido al talud de aguas arriba que se adopta al tener en cuenta la subpresión; así sucede que con este talud igual a 1/10 el volumen aumenta ya en un 15 por 100.

Del examen de las curvas se deduce que desde el punto de vista económico es conveniente disminuir la distancia entre ejes de contrafuertes; una presa con esbeltos contrafuertes y muy próximos daría el mínimo de volumen total; claro es que aquí intervienen límites constructivos y condiciones de estabilidad (flexión lateral de los contrafuertes); un límite puede ser el de 1 m de espesor; convenía, en líneas generales, reducir la base de los contrafuertes y darles taludes diferentes aguas arriba y aguas abajo.

Las presas de bóvedas múltiples son más convenientes, desde el punto de vista de la economía, que los perfiles de gravedad, aun para alturas grandes; naturalmente que esta conveniencia se acentúa para alturas pequeñas y medianas. En presas de poca altura, la necesidad de mantener la resultante en el extremo exterior del núcleo central de su base limita el trabajo de la estructura, mientras en la presa de bóvedas múltiples la posibilidad de concentrar sobre un contrafuerte reducido el empuje y el peso del agua permite proyectar la estructura en relación con el máximo esfuerzo que se pueda tolerar, evitando lo superfluo.

c) *Paramento interno con talud y externo vertical.* — Aplicando análogo procedimiento que el seguido anteriormente a una presa de bóvedas con contrafuertes de paramento interno con talud de 1/1 y externo vertical, con cuya disposición la resultante sobre un contrafuerte pasa por el extremo de aguas abajo del núcleo central de su base, se llega a la siguiente relación:

$$\frac{a}{s} = 10 \frac{\sigma}{h} - 1,50 \quad \frac{V_b}{V_g} = \frac{s}{a} + 0,044a$$

Esta última relación se ha representado gráficamente, suponiendo que vale 12 kg/cm^2 , pero sólo hasta $h = 30 \text{ m}$, pues pasando de esta altura dicha relación es superior a la unidad para $a = 6 \text{ m}$.

Como consecuencia final, diremos que los contrafuertes deben tener doble talud, es decir, tanto aguas arriba como aguas abajo; la distancia entre ejes de contrafuertes debe ser la menor posible, compatible con la estabilidad de los mismos (flexión lateral), con las dificultades constructivas y con la economía de excavación de sus cimentaciones. Es decir, que, en general, deberá adoptarse una estructura de hormigón, siendo conveniente una red celular, perfectamente fija en elementos próximos, para que se tenga una buena unión de los contrafuertes mediante arriostramientos sabiamente distribuidos.

Para alturas muy grandes resultan más convenientes las presas de bóvedas múltiples con generatrices verticales.

No cabe duda que del tipo de presa de bóvedas múltiples podrá sacarse innumerables ventajas, tanto constructivas como económicas.

El Sr. Ganassini es un entusiasta de este tipo de presas, y a él se debe el primer proyecto de esta clase de ellas, después de la catástrofe de Gleno, ubicada en el torrente Dolo y propiedad de la Società Emiliana di Esercizi Electrici.

José GARCIA AUGUSTIN
Ingeniero de Caminos