

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

INSTITUTO DE INGENIEROS CIVILES DE ESPAÑA

EL HORMIGON ARMADO Y LOS GRANDES EMBALSES (1)

VII

El arriostrado.

Las isostáticas de compresión (fig. 21), difieren poquísimo de rectas á 45° en la zona de mínimos y de verticales en la de máximos espesores.

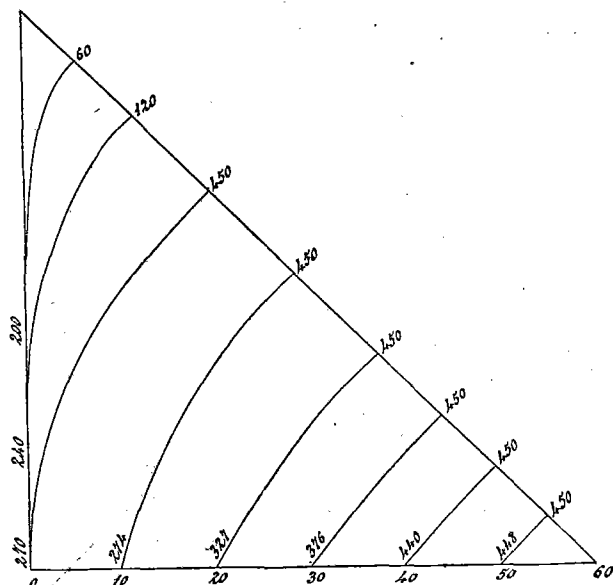


Fig. 21

Estos últimos, en el paramento aguas abajo, valen, á la profundidad z ,

$$\frac{\delta z \times s}{450} \times \frac{1}{k} = \frac{z}{75} \times \frac{1}{0,4} = \frac{z}{30}$$

sin bajar nunca de $0,266 \dots = \frac{8}{30}$.

Los mínimos, aguas arriba, son

$$\frac{\delta z s}{450} = \frac{z}{75}$$

con el mismo límite inferior $0,266 \dots = \frac{20}{75}$.

(1) Véase el número anterior.

En el punto (z, x) , en general (fig. 22):

$$e = \frac{z}{30} \left(1 - \frac{x}{z} \right), \text{ desde } x = 0 \text{ á } x = kz = 0,6 z \quad (67)$$

Por último, si por el punto (z, x) se traza una normal á la pantalla hasta el nivel z' , el espesor varía desde

$$\begin{aligned} \frac{z}{30} \left(1 - \frac{x}{z} \right) \text{ á } \frac{z'}{30} \left(1 - \frac{x - (z' - z)}{z'} \right) = \\ = \frac{z'}{30} \left(2 - \frac{x + z}{z'} \right) \end{aligned} \quad (68)$$

en una longitud $(z' - z) \sqrt{2}$.

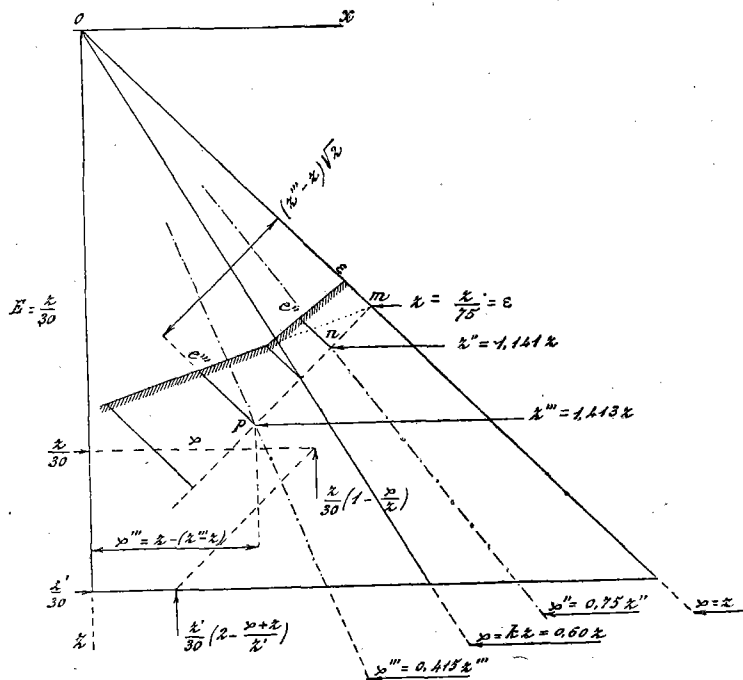


Fig. 22.

En el estudio del pandeo que en nuestra obra *Construcciones de hormigón armado* hacemos, llegando á una concordanza absoluta entre la teoría y la experimentación detalladísima realizada por la Comisión francesa, demostramos que la carga unitaria, aplicable con el coeficiente de seguridad de $\frac{1}{0,28} = 3,56$, fijado por aquélla, á una pieza de esbeltez

geométrica, relación de la longitud libre al espesor, $\frac{l}{e}$, es, para hormigón de 400 kg./m.³:

$$H = \frac{560}{1 + \frac{1}{10000k} \times \frac{l^2}{e^2}} = \frac{560}{1 + \frac{1}{10000k} \times 12 \frac{l^2}{e^2}} \quad (\text{tons./m.}^2) \quad (69)$$

ρ es el radio de giro $= \frac{e}{\sqrt{12}}$ del rectángulo de dimensiones 1 y e ; k es un coeficiente igual á la unidad cuando la pieza está articulada y á 4 cuando empotrada en sus extremos. Los valores de H en función de $\frac{l}{e}$ están dados por una tabla numérica (*).

Al subdividir en partes un contrafuerte, supondremos que cada una de ellas está articulada en sus extremos. Esto implica exageración grandísima, que nos imponemos para que la imposibilidad del pandeo esté garantida por un coeficiente de seguridad mucho mayor que el usual, por lo mismo que de lo usual se salen las dimensiones y proporciones de la presa.

A lo largo del paramento aguas abajo el espesor es constante, $\frac{8}{30}$, hasta $z = 8$; la esbeltez es 30 y la carga admisible 270 tons./m.² Como la carga real no llega á 196 hasta $z = 10$, si en la coronación y en $z = 8$ disponemos riostras, la seguridad no puede ser mayor.

De 8 á 20 el espesor medio es $\frac{8+20}{2 \times 30} = \frac{14}{30}$, y la esbeltez $\frac{12 \times 30}{14} = 25,55 \dots$, permite cargas de 315, mientras que la compresión no pasa de 196. Otro orden de riostras á $z = 20$ da también enorme seguridad.

Nótese que tomar el espesor medio en una pieza que lo tiene creciente de un modo uniforme y que se supone articulada en sus extremos, es otra nueva exageración.

Entre los niveles 20 y 60, la esbeltez es $40 \times \frac{2 \times 30}{20+60} = 30$; en lugar de la carga admisible 270, sólo se llega á 213 en la zona media y á 260 en la base, *empotramiento* del contrafuerte en el cimiento.

En la zona aguas arriba, de espesores mínimos, hay á lo largo del arranque de la pantalla una serie de riostras de 5 en 5 metros, disposición y dimensiones que razonaremos después. El espesor mínimo, $\frac{z}{75}$ en un punto m , aumenta, según la isostática á 45°, hasta $\frac{z''}{75}$ en n , á una cierta profundidad z'' y la esbeltez:

$$(z'' - z) \sqrt{2} \times \frac{2 \times 75}{z + z''} \quad (70)$$

queremos que sea la compatible con la carga, constante á partir de $z = 20$, de 450 tons./m.², esbeltez que es ligeramente superior á 14. Resulta de esa condición:

$$\frac{z'' - z}{z'' + z} = \frac{14}{150 \sqrt{2}}; \quad z'' - z = \frac{28}{198,13} z; \quad z = \frac{198,13}{226,13} z'';$$

y el lugar geométrico del punto n (x'' , z'') es la recta

$$x'' = z - (z'' - z) = 0,75 z'' \quad (71)$$

En correspondencia con las riostras m , situamos las n en las intersecciones de dicha recta (71) con las normales á la pantalla. Estas líneas encuentran poco después que á la recta $x'' = 0,75 z''$ á la $x = kz = 0,6 z$, intersección del reguero con el tetraedro. El espesor varia dentro de éste conforme á la ley $\frac{z''' - z}{15}$, en la recta que parte del punto de cota z en la pantalla: supondremos que en el punto n es el $\frac{z'' - z}{15}$, en lugar del verdadero y mayor $\frac{z''}{75}$; la distancia entre n y p es $(z''' - z'') \sqrt{2}$. Las cargas no son ya constantes y disminuyen por lo menos á 428 en la zona más baja y mucho más en la mediana y alta. Para un término medio de 402 tons./m.², al que corresponde la esbeltez de 18, tendremos:

$$\frac{(z''' - 1,1414 z) \sqrt{2}}{\frac{1}{2} \times \left(\frac{z''' - z}{15} + \frac{1,1414 z}{75} \right)} = 18; \quad z = 0,7077 z''' \quad (72)$$

$$x''' = z - (z''' - z) = 0,415 z'''$$

lugar geométrico de los puntos p .

Procediendo del mismo modo, sobre una esbeltez media de 20 á la que corresponden 378 tons./m.² muy superior á la que se presenta en todo lo restante, resulta:

$$\frac{(z''' - 1,413 z) \sqrt{2}}{\frac{1}{2} \times \left(\frac{z''' - z}{15} + \frac{1,413 z}{75} \right)} = 20; \quad z = 0,447 z''';$$

$$x''' = z - (z''' - z) = -0,106 z'''; \quad (73)$$

es decir, que los puntos q , que cumplirían la condición de limitar una distancia á los p , 20 veces mayor que el espesor medio dentro de la zona comprendida, caen fuera del contrafuerte.

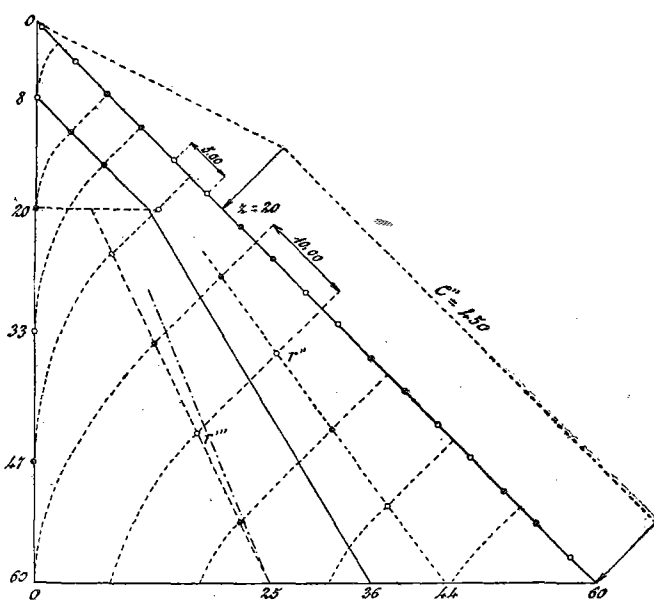


Fig. 23.

Modificamos ligeramente la recta $x''' = 0,415 z'''$ haciéndola pasar (fig. 23) por la traza en la base, $z = 60$, $x = 25$ y por el punto $z = 20$, $x = 6$, es decir, alargando algo las distancias en la zona superior, donde las cargas disminuyen mucho.

En la región de espesor constante, $z < 20$, las compresiones máximas decrecen linealmente, $\delta z \frac{s}{e} = \frac{6z}{20} = 22,5 z$.

(*) Obra citada, pág. 100.

A $z = 15$, para 337 tons./m.² la esbeltez debe ser 23,5, y la separación, según la isostática, 6,266 m.; en su lugar disponemos una fila que pasa por $z = 8$ y dista $\frac{8}{\sqrt{2}} = 5,656$, de la pantalla, paralelamente á ella.

Completamos el arriostrado disponiendo dos piezas más á lo largo del paramento aguas abajo á $z = 33$ y 47. El cálculo ha demostrado que son innecesarias respecto á las compresiones verticales; pero es preciso atender á las que se desarrollan según la curva final de las isostáticas y suplir los nudos de arriostrado correspondientes á la recta $x'''' = -0,108 z''''$, sustituyéndola por la del paramento $x'''' = 0$. El trazado de las isostáticas, indicado en la figura 23, en la zona en que son francamente curvas, hace patente lo racional de la distribución adoptada.

Los cálculos ya hechos nos han dado la situación de las líneas de arriostrado, que parece debieran ser continuas, y sin embargo, sólo ofrecen elementos de enlace aislados y á bastante separación. Es más, esas piezas no forman fila continua, sino alterna; entre dos contrafuertes existen sólo las marcadas con ●, en el vano siguiente las con ○, y así sucesivamente alternando, á lo largo de la pantalla por parejas y por unidades en el resto. Veamos la razón de tales disposiciones.

No hay armadura alguna en el sentido de las isostáticas de compresión: cuando el hormigón armado trabaja exclusivamente en esa forma, lo económico y racional es que *no esté armado*. Esto, que parece una paradoja, es sencillamente una cuestión de economía: la tonelada de resistencia se obtiene á mucho menor costo con el hormigón que con el acero. Para resistir compresiones aquél es mucho más apto que éste y no necesita de su ayuda, bastante escasa por lo demás: la asociación sólo tiene razón de ser cuando se quiere reducir á un mínimo el volumen y *no el costo* de la pieza. El papel de las armaduras se reduce á mayorar ligeramente la sección y momento de inercia virtuales; y en general, si se ponen, es sólo por razón de homogeneidad y para prevenirse contra cargas de tracción que eventualmente puedan nacer. En nuestro caso, á lo largo de las isostáticas no hay tal posibilidad y no hay armadura.

En el sentido normal, según las isostáticas de tracción, del que difieren muy poco, ó nada, las líneas de arriostrado, hay potentes armaduras que dan al contrafuerte grandísima rigidez. La flexión en el sentido de las cargas principales C no puede realizarse sin otra flexión en el sentido T . Si en este hay *nodos* ó puntos invariables de posición, y si las deformaciones con ellos compatibles á lo largo de las líneas T , son concordantes ó difieren de una á otra suficientemente poco para que la descentración de las cargas normales á T y la consiguiente flexión compuesta sean admisibles, no habrá peligro alguno; más adelante lo comprobaremos.

Conviene, desde luego, que las riostras sean robustas y que su enlace con los contrafuertes sea un verdadero empotramiento. La consideración de los esfuerzos á que la disimetría de acciones de la pantalla puede dar lugar, nos servirá de base para determinar la robustez necesaria en un caso verdaderamente límite.

Supongamos que se llega á la disimetría absoluta y que en los planos de las isostáticas se producen, por unidad de longitud medida normalmente á esa dirección, sin contrarresto alguno, los valores (66):

$$\mu = -2,737 \text{ m} - \text{tons.}; H = +3,346 \text{ tons.}$$

Recordemos que esto supone: una bóveda de la pantalla, aislada, suprimidas sus contiguas, sometida á la acción de la carga variable por diferencia de profundidad de la clave á los arranques y, además, á una contracción por baja de temperatura de 15° de la masa de agua; es decir, acumulado el máximo de circunstancias desfavorables.

Contando con la rigidez del contrafuerte, muy grande por la abundancia de barras á lo largo del arranque de la pantalla, la influencia de una riostra, robusta y bien enlazada, con amplios cartabones laterales, se extiende á una zona muy superior á la luz. Contemos sólo 5 m. y cada riostra soportará al equilibrar aquellas acciones:

$$\mu_r = +13,685 \text{ m} - \text{tons.}; H_r = -18,730 \text{ tons.}$$

que con los signos usados (figs. 18 y 20) representan una compresión que obra á 0,73 por encima del eje.

La sección (fig. 24), cuyo cálculo no reproducimos (*), trabajaría en tales condiciones á 48,2 kg./cm.² en la cabeza superior y á 1157 en la armadura inferior. Las riostras

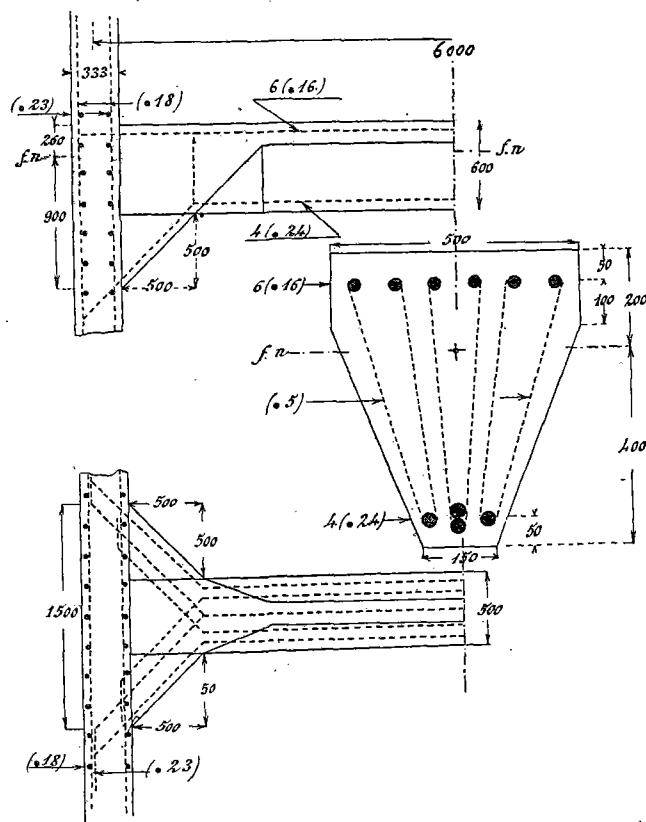


Fig. 24.

de la pantalla son, como toda la obra, de hormigón de 400 kg./m.³; su fibra neutra, á 0,20 bajo el plano superior, se colocará en el plano de arranque de los arcos; y la unión se consolidará con fuertes cartabones de 0,50 de saliente. Las figuras 24 y 26 dan idea de ello, así como de la disposición de armaduras del contrafuerte y pantalla: por claridad se suprimen las proyecciones verticales de las barras á lo largo de la pantalla, así como aparecen interrumpidas las longitudinales del contrafuerte.

La hipótesis de nudos articulados, única que para la resistencia al pandeo hemos tenido en cuenta, se realiza con creces: para obtener esos puntos relativamente fijos basta y sobra con riostras por un solo lado, con el fortísimo empotramiento que tienen. Si en la figura 25, que representa dos cortes consecutivos, por las líneas de arriostrado I y II, su-

(*) Obra citada, pág. 162.

ponemos que las riostras se dilatan, el contrafuerte afectará la forma sinusoidal figurada en escala enorme. Cualesquiera que sean las dilataciones ó contracciones de las riostras, los

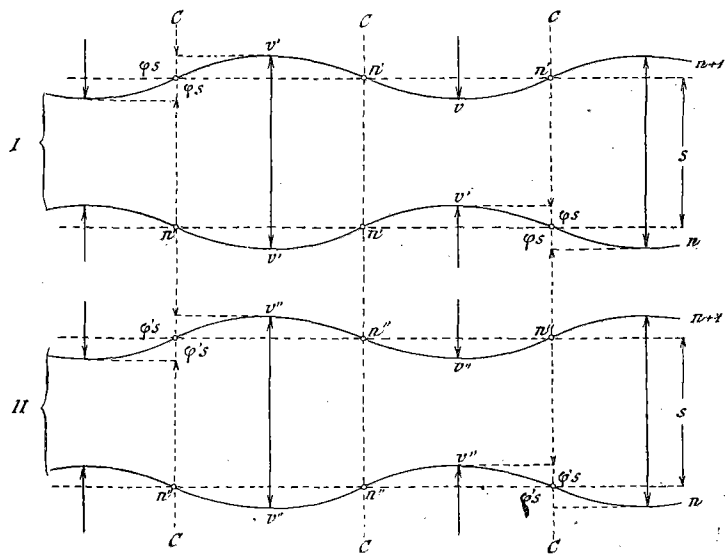


Fig. 25.

odos de inflexión, n , permanecerán fijos en el espacio y lo mismo las líneas C correspondientes direcciones de las presiones principales. Los vientres, v , oscilarán alrededor de las posiciones medias, pero siempre las líneas C , á ellos relativas, se mantendrán rectas de una á otra sección y lo mismo las correspondientes á puntos cualesquiera, homólogos en la dirección C .

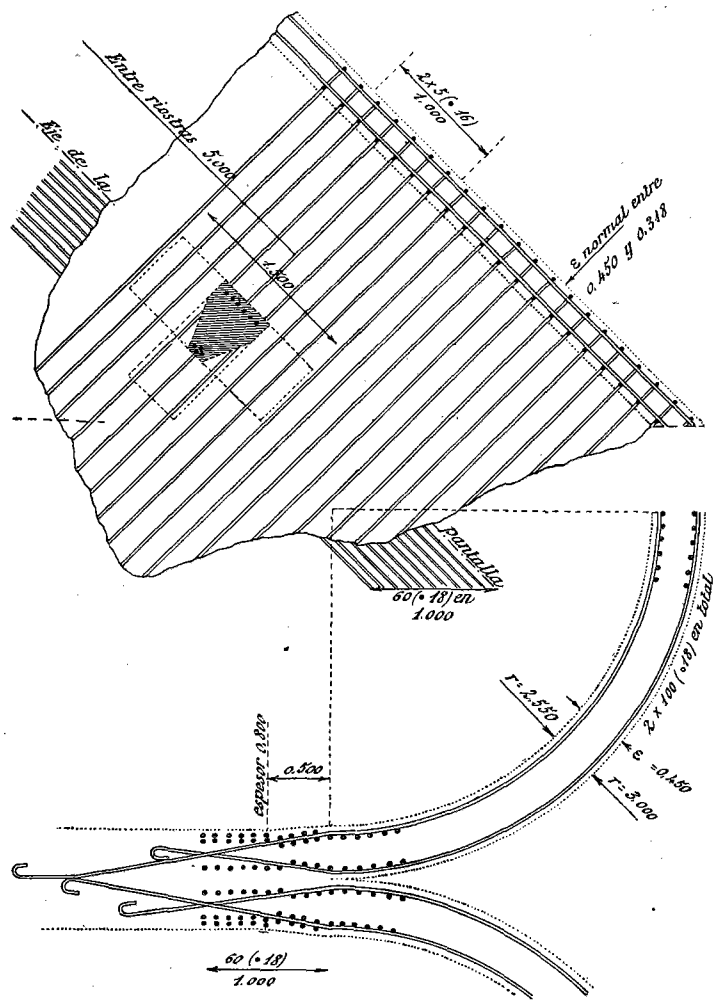


Fig. 26.

Estrictamente sólo sucedería lo anterior, salvo en los nodos, si la rigidez de las secciones por las líneas de arriostado fuera siempre la misma. Como en realidad va aumen-

tando, por crecer el espesor, aunque las armaduras van disminuyendo, la oscilación de los vientres será menor en II que en I y también la de los demás puntos, menos los nodos, que rigurosamente se mantendrán fijos. Pero las diferencias son de un orden tan excesivamente pequeño, que el cálculo hecho no ya respecto al pandeo, sino respecto á la flexión compuesta, que tal sería el trabajo del contrafuerte bajo la carga C descentrada, conduce á una seguridad completa.

Conviene puntualizar la diferencia entre el pandeo y la flexión compuesta. Una pieza sometida únicamente á compresión axial, conserva su forma inicial recta mientras no intervenga una flexión. En la práctica, esta flexión interviene siempre, porque es imposible ejercer el esfuerzo *exactamente*, según el eje, y éste se deforma. Mientras la compresión no alcanza determinado límite, la pieza, *encorvada*, aunque sea muy poco, llega á una forma de equilibrio; la flecha crece hasta un máximo y desaparece al cesar la compresión; las deformaciones sufridas son exclusivamente elásticas.

A valores crecientes de la carga, corresponden formas de equilibrio cada vez más distantes de la inicial y deformaciones elásticas, pero cada vez mayores; alcanzado un cierto valor crítico de aquélla, las deformaciones alcanzan otros, tales que dejan de ser elásticas para convertirse en plásticas, y, por tanto, crecientes, sin que la causa inicial crezca; el equilibrio se hace imposible y del período plástico se pasa rápidamente al de rotura.

La causa primera de las deformaciones, el descentramiento inicial, es pequeñísimo; la causa final, el descentramiento respecto al punto más separado del eje, crece proporcionalmente á esta separación, la deformación máxima, sumada con el descentramiento; y dentro de las formas de equilibrio, puede alcanzar valores mucho más grandes que el primitivo.

En la flexión compuesta existe también una compresión axial, que obra con un descentramiento mucho mayor, desde el principio, que las máximas deformaciones posibles dentro del período elástico. La diferencia entre la flexión inicial y la flexión final, debida al descentramiento aumentado en la mayor deformación, es muy pequeña. Existe siempre, claro es, un valor crítico de la compresión que determina la entrada en el régimen plástico; pero este valor depende principalmente del brazo de palanca primitivo, es decir, del momento flector que inicialmente actúa en la pieza.

En esencia no difieren las dos formas: toda pieza comprimida trabaja, quíerese ó no, por flexión compuesta. La diferencia real y única es que en un caso, el enemigo, el descentramiento, es conocido de antemano y con arreglo á su valor se limita el de la carga admisible; en el otro se sabe que existe, que tiene un valor muy pequeño, pero desconocido: en el primero sus variaciones no importan, son, por decirlo así, infinitesimales de orden superior, que no afectan sustancialmente; en el segundo sí, son cantidades del mismo orden y de influencia más decisiva que la inicial.

El modo más seguro de prevenirse contra el pandeo es tratar de calcularlo como flexión compuesta, partiendo de un descentramiento inicial superior al que realmente pueda existir: en eso estriba la dificultad, que sólo se puede zanjar exagerando. Así lo haremos.

Supongamos que la riostra, de longitud s , sufriera, de estar libre, una dilatación, ó contracción, total, $2\lambda s$: como á ello se opone la rigidez del contrafuerte por uno y otro extremo, sólo llegará á tomar en cada uno φs y φ será desde luego menor que λ . Sufrirá entonces la pieza una compresión

unitaria $E(\lambda - \varphi)$ y total $SE(\lambda - \varphi)$, compresión que á su vez será la capaz de hacer tomar al contrafuerte, en el vano L entre nodos, la flecha absoluta φs . Tendremos por tanto:

$$\varphi s = \frac{1}{48} SE(\lambda - \varphi) \frac{L^3}{EI} = \frac{S(\lambda - \varphi)}{48I} \times L^3$$

$$\varphi = \lambda \frac{SL^3}{SL^3 + 48sI} \quad (74)$$

Fijémonos, para concretar (fig. 23), en las riostras r'' ($z = 36$, $x = 26$, $e'' = 0,48$) y r''' ($z = 44$, $x = 17$, $e''' = 0,90$) (fig. 23); la separación es 10 m. próximamente en ambas filas y la sección virtual de la riostra:

$$S = 50 \times 20 + (50 + 15) \times \frac{40}{2} + 15(18 + 12) =$$

$$= 2750 \text{ cm.}^2 = 0,275 \text{ m.}^2$$

El momento de inercia virtual de un rectángulo es, suponiendo las armaduras, de cuantía q , concentradas en los mismos bordes:

$$\frac{ae^3}{12} + 2q \frac{ae}{2} \times r \times \frac{e^2}{4} = \frac{ae^3}{12} (1 + 3rq). \quad (75)$$

La anchura a , que puede considerarse interesada, es de 5 m. en la línea I y de 8 en la II; las cuantías, referidas á las barras de la perifería, son próximamente 0,010 y 0,004 (disminución por el doble efecto de la reducción de armadura y aumento de espesor); los momentos de inercia valen:

$$I_I = \frac{500 \times 48^3}{12} (1 + 0,45) = 1336320 \text{ cm.}^4 = 0,013363 \text{ m.}^4$$

$$I_{II} = \frac{800 \times 90^3}{12} (1 + 0,18) = 57348000 \text{ cm.}^4 = 0,573480$$

$$\varphi_I = \frac{275}{275 + 3,848} \lambda = 0,985 \lambda$$

$$\varphi_{II} = \frac{275}{275 + 165,162} \lambda = 0,625 \lambda \quad (76)$$

La flecha que tomará la sección I respecto á la II, para $2\lambda = 0,00030$ (30° de desnivel, en uno ú otro sentido),

$$f_I - f_{II} = 0,360 \times 0,0003 \times 6 \text{ m.} = 0,000648 \text{ m.}, \quad (77)$$

será la descentración que experimente la fuerza total que actúa en la sección I:

$$360 \text{ tons./m.}^2 \times 10 \times 0,48 = 1728 \text{ tons.}; \quad (78)$$

que dará una flexión compuesta por agregarse el momento:

$$1728 \times 0,000648 = 1,197 \text{ m} - \text{tons.}, \quad (79)$$

en absoluto insignificante.

Para una sección de $8,00 \times 0,90 \text{ m.}$, y radio de giro:

$$r^2 = \frac{0,9^2}{12} = 0,0675,$$

un descentramiento veinte veces mayor que el calculado sólo llega á producir:

$$360 \left(1 \pm \frac{0,013 \times 0,45}{0,0675} \right) = 360 (1 \pm 0,0867); \quad (80)$$

compresión máxima de 391 y mínima de 329 tons./m.²

Pero las cosas no suceden así en la realidad y la descentración no llega ni con mucho á lo indicado. Suponemos en el cálculo anterior que toda la variación de longitud $2s(\lambda - \varphi)$

se debe únicamente á la flexión del contrafuerte, como si la riostra, al deformarse éste, no se deformara á su vez, efecto de la rigidez de la unión con amplios cartabones.

El ejemplo es instructivo porque hace ver de un modo concreto la energía casi incontrastable, puesta en juego por las variaciones de volumen, sea cualquiera la causa que las origina, cuando se trata de coartarlas.

La fuerza total $SE(\lambda - \varphi)$ que comprime ó dilata la riostra, vale al máximo:

$$0,275 \text{ m.}^2 \times 1.500.000 \text{ tons./m.}^2 \times 0,375 \times 0,00015 =$$

$$= 23,22 \text{ tons.}$$

y la sección, calculada por las condiciones de trabajo en la pantalla, mucho más desfavorables, soporta muy holgadamente este último esfuerzo. Si es una compresión la carga real del hormigón, sólo llega á 84 tons./m.²; si es una extensión la armadura sólo trabaja á 0,773 tons./cm.²

La conveniencia de doblar la separación de 5 m. en la pantalla, reduciendo á la mitad el número de riostras en cada faja de 10, así como la de alternarlas de un vano á otro, aparece ya bien clara.

Pero para demostrarlo de un modo más concreto, supongamos que no se alternan, que forman línea continua de un extremo á otro de la cerrada, y que acometen en la roca enlazándose de un modo inalterable.

Cualquiera que sea la longitud, se desarrollarían cargas unitarias:

$$E \times 2\lambda = 1500000 \times 0,00030 = 450 \text{ tons./m.}^2$$

Por compresión serían bien soportadas, gracias á la poca esbeltez, 12 en un sentido, 10 en el otro, de las riostras, y á estar empotradas en los contrafuertes; por tensión, la totalidad del esfuerzo bruto, $0,275 \times 450 = 123,75 \text{ tons.}$, cargaría sobre las armaduras á 4,1 tons./cm.², después de fisurar en numerosos sitios el hormigón. Pero eso sería en el supuesto de que los anclajes en los costados de la cerrada resistieran; en realidad, no resistirían ni mucho menos, y la fila de riostras deslizaría respecto al terreno, quedando sujeta únicamente á los contrafuertes.

Estos últimos, solicitados á un tiempo por todas las riostras, no tendrían más remedio que ceder. Suponiendo, como caso más sencillo, una sola fila de riostras, en lugar de la contracción total, se realizaría solamente una menor, distribuyéndose en dos mitades simétricamente respecto al plano medio de la presa. Si ésta tiene $2n$ entrepaños de s metros entre los contrafuertes primero y último, prescindiendo de los dos paños finales, puesto que las últimas riostras no pueden subsistir ancladas, los contrafuertes primeros tomarán una cierta flecha $\varphi_1 s$, los segundos $\varphi_1 s + \varphi_2 s$ y así sucesivamente hasta los últimos que cederán $(\varphi_1 + \varphi_2 + \dots + \varphi_n) s$ y tendremos:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 s &= ES(\lambda - \varphi_1) \frac{A^3}{3EI} = \frac{SA^3}{3I} (\lambda - \varphi_1) \\ (\varphi_1 + \varphi_2) s &= \frac{SA^3}{3I} \frac{\lambda \times 2s - (\varphi_1 + \varphi_2) s}{2s} = \\ &= \frac{SA^3}{3I} \left(\lambda - \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2} \right) \\ (\varphi_1 + \varphi_2 + \dots + \varphi_n) s &= \frac{SA^3}{3I} \left(\lambda - \frac{\varphi_1 + \varphi_2 + \dots + \varphi_n}{n} \right) \end{aligned} \right\} \quad (81)$$

$$\text{Si } \varphi_1 = f_1; \varphi_1 + \varphi_2 = f_2, \dots \varphi_1 + \dots + \varphi_n = f_n$$

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{SA^3}{SA^3 + 3sI} \lambda; f_2 = \frac{SA^3}{\frac{1}{2} SA^3 + 3sI} \lambda = \frac{2SA^3}{SA^3 + 2 \times 3sI} \lambda \\ f_n &= \frac{nSA^3}{SA^3 + n \times 3sI} \lambda \end{aligned} \right\} (82)$$

Se ve, desde luego, que $f_2 < 2f_1$; $f_n < nf_1$, es decir, que $\varphi_2 < \varphi_1$, $\varphi_3 < \varphi_2 \dots \varphi_n < \varphi_{n-1}$, ó que las contracciones unitarias van siendo cada vez menores.

Haciendo $SL^3 = u$, $3sI = v$:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= f_1 = \frac{u}{u+v} \lambda; \\ \varphi_2 &= f_2 - f_1 = \frac{u^2}{u^2 + 3uv + 2v^2} \lambda \\ \varphi_k &= \frac{u^2}{u^2 + (2k-1)uv + k(k-1)v^2} \lambda; \end{aligned} \right\} (83)$$

pero, dada la pequeñez de v respecto á u , la minoración de las sucesivas φ respecto á φ_1 es bastante escasa.

Las dos riostras centrales tienen que soportar la suma de las tensiones que corresponden á los n contrafuertes de un lado.

$$ES \left\{ (\lambda - \varphi_1) + \left(\lambda - \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2} \right) + \left(\lambda - \frac{\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3}{3} \right) + \dots + \left(\lambda - \frac{\varphi_1 + \dots + \varphi_n}{n} \right) \right\} (84)$$

Sin gran error, aunque ahora es por defecto, se pueden suponer todas las φ iguales, y resulta como *límite inferior* de T ,

$$n \times ES (\lambda - \varphi_1) = nES \lambda \frac{3sI}{SA^3 + 3sI} (85)$$

ó despreciando $3sI$ al lado de SA^3 , con lo que aumenta, si bien poquísimo, el valor, adoptar:

$$T = nE \lambda \frac{3sI}{A^3}; (86)$$

proporcional á la longitud total de cada lado de la presa ns , á la rigidez, EI de los contrafuertes é inversa del cubo de la altura, A^3 ; y, cosa curiosa, independiente (de un modo práctico) de la sección S de la riostra, lo que, sin embargo, es lógico, pues mientras resista sin deformación plástica, nada importa que sea fuerte ó débil; es la contracción unitaria λ la que determina la tensión total.

Sea cual fuere el valor absoluto de ésta, constituye un gravísimo defecto del sistema que las flexiones impuestas á los contrafuertes más lejanos sean, por fuerza, grandes. Aunque su sección vertical casi triangular aumente la flexibilidad, y aunque el índice de ésta $\frac{A^3}{EI}$, vaya aumentando (en este caso, poco más ó menos como $\frac{1}{A}$), la flecha, poco inferior á $n\varphi_1 s$, puede llegar á ser desproporcionada con la que en buenas condiciones elásticas admite el contrafuerte. Y á más de eso, de no ser robustísimas las riostras, se fisurarán por todas partes, con alargamientos permanentes de las armaduras y deslizamiento de las mismas respecto al hormigón. Una serie de piezas enfiladas sólo puede trabajar en buenas condiciones cuando todos los pilares, especialmente los extremos, son de mucha flexibilidad, por tener gran altura y pequeña sección.

Por lo contrario, el arriostrado alternativo cumple su destino de crear nodos ó puntos fijos en los contrafuertes, da, con creces, seguridad contra el pandeo, reduce á la mitad el

número de riostras y en proporción muy grande el trabajo de flexión que las variaciones de volumen imponen á la obra. En suma, se logran todas las ventajas del arriostrado continuo sin ninguno de sus gravísimos inconvenientes.

VIII

El cimiento.

El terreno que permita pensar en embalses efectivos de 60 metros, tiene que ofrecer, aparte de las condiciones de impermeabilidad, la de resistencia á presiones bastante mayores que la hidrostática debida á tal altura.

En general la capa resistente, á propósito para cimentar, estará recubierta por aluviones ó por otras capas más flojas. Para apoyarse en aquélla bastará prolongar los contrafuertes, con su ley característica de aumentos de sección, hasta una cierta profundidad, la mayor posible, reservándose tan sólo la altura indispensable para el paso gradual, ó escalonado, de la sección inferior del contrafuerte á la bastante mayor, necesaria para la repartición sobre el terreno.

Con este mínimo de altura, para el que bastarán en el caso más desfavorable unos 3 metros, para que el costo del cimiento sea mínimo, bastará conseguir, ó aproximarse, á la repartición uniforme de todas las acciones. La carga unitaria, la máxima compatible con la naturaleza del terreno, deberá ser, desde luego, superior á la presión hidrostática; así, aunque en nuestro caso no ofrecería peligro alguno, se evitan en absoluto las subpresiones.

A la acción total en el lecho del contrafuerte, hay que agregar la ejercida (fig. 27), por el agua sobre el mismo cimiento.

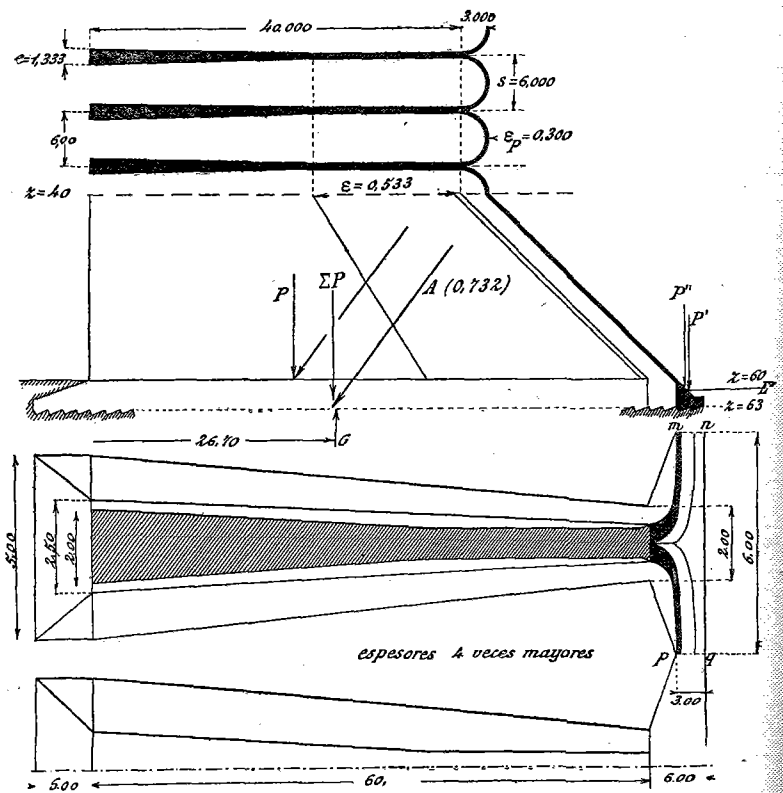


Fig. 27.

$$\left. \begin{aligned} + P &= 14.682 \text{ tons.} \times 22,12 \text{ m} = + 324.752 \text{ m} - \text{tons.} \\ + P' &= 1.134 \text{ " } \times 64,50 \text{ " } = + 73.143 \text{ " } \\ + P'' &= 444 \text{ " } \times 62,33 \text{ " } = + 27.674 \text{ " } \\ - E'' &= (61,5 \times 18) \text{ " } \times 1,50 \text{ " } = - 1.660 \text{ " } \\ \Sigma P &= 16.260 \text{ " } \times 26,07 \text{ " } = + 423.900 \text{ " } \end{aligned} \right\} (87)$$

El peso P' corresponde á la carga de 63 m sobre el rectángulo $m n p q$, 6×3 (fig. 27); el P'' á la superficie entre el borde interior del mismo ($x = 63$) y el contorno exterior de la pantalla:

$$63 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{\pi}{8} \right) \times \frac{s^2}{2} = 63 \times 7,06 \text{ m.}^2$$

Exactamente habría que añadir el peso de esa parte de macizo, desde $x = 63$ y restar el volumen desalojados; no vale la pena.

Prescindiendo del peso del cimientó, que dará una carga prácticamente uniforme, algo inferior á Δ (2,2 á 2,5) veces su altura y que será el exceso sobre la presión hidrostática, el plan de arranque deberá ofrecer un área de:

$$\frac{16.260 \text{ tons.}}{60 \text{ tons./m.}^2} = 270 \text{ m.}^2$$

y la presión efectiva será poco menos que $60 + 2,5 \times 3$, = 67,5, algo más que 63 tons./m.²

Pero es preciso que la suma de acciones caiga en el centro de gravedad del plan, ó mejor dicho, dar á éste una forma tal que se cumpla esa condición. Con las dimensiones de la figura 27 resulta, refiriéndonos siempre á $x = 0$:

$$\left. \begin{array}{l} + 36 \text{ m.}^2 \times + 63,00 \text{ m.} = + 2268 \text{ m.}^{(3)} \\ - 6 \text{ " } \times + 61,00 \text{ m.} = - 366 \text{ " } \\ + 150 \text{ " } \times + 20,00 \text{ m.} = + 3000 \text{ " } \\ + 60 \text{ " } \times + 40,00 \text{ m.} = + 2400 \text{ " } \\ + 30 \text{ " } \times - 3,00 \text{ m.} = - 90 \text{ " } \\ \hline 270 \text{ m.}^2 \times + 26,70 \text{ m.} = + 7212 \text{ m.}^{(3)} \end{array} \right\} (88)$$

La distancia entre centros de presión y de gravedad, 0,63 m., es insignificante en una sección de momento de inercia tan enorme.

La acción total A tiene por componentes, prescindiendo del peso del cimientó, $V = \Sigma P = 16.260$ y $H = 10.800$ (empuje hasta $z = 60$) + 1107 (de allí hasta $z = 63$); su inclinación es 0,732.

Dentro del macizo podemos aplicar á una sección algunos centímetros por encima del plan las ecuaciones generales. La carga vertical será, incluso la debida al cimientó, muy aproximadamente, 66 tons./m.²: en el arranque de la pantalla el espesor es 2 m., y, por tanto,

$$\begin{aligned} h &= \delta z \times \frac{s}{e} - p = 63 \times 3 - 66 = 123; \\ \pi &= p = 66 \text{ tons./m.}^2 \end{aligned} \quad (89)$$

La dirección φ_c corresponde á 45° en el extremo aguas arriba: las cargas principales son ($x = 60$).

$$C = 66 + 123 = 189; T = 66 - 123 = -57 \text{ tons./m.}^2 \quad (90)$$

Para $x = 27$ (centro de gravedad) $p = 66$; $\pi = 33$ y $h = \frac{3}{4} \times 66 = 44,5$ (que coincide con la carga *media* $\frac{11907}{270} = 44,5$ si se supusiera el desgarramiento uniformemente repartido):

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{66 + 33}{2} + \sqrt{44,5^2 + \frac{(66 - 33)^2}{4}} = 96,7 \text{ tons./m.}^2 \\ T &= -2,3 \text{ " } \end{aligned} \right\} (91)$$

en la dirección $\left(\frac{1}{2} \text{ ang.}^\circ \text{ tang.} = \frac{44,5}{66} \right) = 9^\circ 14'$, que len-

tamente va acercándose á 0 en el extremo del cimientó, donde desaparece la tensión y la carga es vertical, 66 tons./m.²

Hay siempre tensiones, aunque ya pequeñas; las compresiones son también muy moderadas y, en suma, el cimientó puede y debe ser construído con hormigón de grandes elementos, mampuestos, bien *aglomerados en hormigón rico*, de 400 kg./m.³, es decir, con mampostería armada. Las distancias entre barras consienten muy bien la introducción de cantos gruesos en la masa, colocados á mano y bien apiñonados; los huecos y las zonas contiguas á las armaduras del mismo hormigón de los contrafuertes, dan con aquéllos un conjunto que en nada desmerece y de costo mucho menor.

Con este *hormigón ciclópeo*, de gruesísimos cantos, ahogados en conglomerado rico y muy jugoso que los envuelve de modo que nunca se toquen dos de aquéllos, se han construído la mayoría de las últimas y colosales presas americanas de 70 y 80 metros.

La inclinación de 0,732 es, en rigor, admisible tratándose de terrenos firmes y compactos, tales como la posibilidad de cimentar presas tan altas necesariamente implica. Contribuye á ello también la seguridad de no existir infiltraciones entre cimientó y terreno, por exceder las cargas á la presión hidrostática.

Pero así y todo es mucho más seguro *endentar* el terreno, como en todas las presas modernas de importancia, Croton, Assuan, Boonton, etc., se ha hecho. Si las caras principales de los redientes tienen con la horizontal la misma inclinación, 0,732, de la acción resultante con la vertical, sólo reciben presiones normales, más intensas, naturalmente, que las calculadas, $\sqrt{1 + 0,732^2} = 1,24$ veces mayores.

Pero no es necesario llegar á tanta inclinación: para una cualquiera, i la presión normal es:

$$p_n = \frac{p \sqrt{1 + 0,732^2} \times \cos \{ (0,732) - (i) \}}{\cos (i)}; \quad (92)$$

con $i = 0,32$, $p_n = 1,236 p$; basta que el rozamiento, ρp_n , sea superior á la componente paralela al endentado,

$$\frac{p \sqrt{1 + 0,732^2} \times \sin \{ (0,732) - (i) \}}{\cos (i)}, \quad (93)$$

ó 0,41 p , es decir, $\rho > \left(\frac{0,41}{1,236} = 0,332 \right)$ y el valor real de ρ es por lo menos doble.

Para obtener la superficie necesaria y con el centro de gravedad en la situación debida, hemos necesitado volar el cimientó 6 m. respecto al extremo del contrafuerte.

La reacción total del terreno sobre este voladizo es (figura 28):

$$60 \text{ tons./m.}^2 \times 1,24 \times 6 \times 5 = 2232 \text{ tons.} \quad (94)$$

y su momento respecto al pie del contrafuerte, con el brazo de palanca,

$$\left(\frac{3}{0,732} - 3 \right) \times \sin (\text{ang.}^\circ \text{ tang.} = 0,732) = 0,568 \text{ m.} \quad (95)$$

vale 1266 m. — tons. La flexión es colosal, pero del mismo orden son las resistencias que se le oponen. Claro es que toda esta zona, prolongación del pie del contrafuerte, ha de ser del mismo hormigón de 400 kg./m.³, sin adición de mampuestos como en el resto del cimientó.

En la pieza asimétrica de canto útil 3 m. ó 300 cm., la sección de armaduras necesaria es (*):

(*) Obra citada, pág. 141.

$$\frac{1266 \times 1000}{11 \times 300} = 380 \text{ cm.}^2 \quad (96)$$

que se realiza con 80 barras de 25 mm. (393 cm.²) en el primer tercio, disminuidas á 40 en el segundo y 20 en el último: la disminución de momento es mucho más rápida por variar parabólicamente. A la cuantía del arranque,

$$\frac{393}{300 \times 500} = 0,0026,$$

corresponde un momento específico superior al considerado 11. Las barras se internan en el macizo hasta 80 diámetros ó 2 m. del plano del contrafuerte para realizar el empostramiento y se voltean para penetrar nuevamente en el voladizo y constituir ellas mismas la armadura secundaria, absorbiendo las tensiones principales debidas al esfuerzo cortante.

tal que soporta la barra es preciso que, antes de interrumpirla, se refiera por adherencia lateral al hormigón, sin implicar para éste una fatiga anormal.

El trazado de codos experimentado por Considère, volteando la barra primero con un radio de 15 diámetros para terminar con el gancho de 3 *d*, hace que la tensión decrezca rapidísimamente, efecto del arrollamiento en el volteo, que la transforma en presiones centrípetas sobre el hormigón y que, en suma, se puedan cargar barras, así terminadas, *hasta su límite elástico*, sin deslizamiento ni lesión alguna en el hormigón, en el que se funde muy gradualmente el esfuerzo transmitido por aquéllas.

Para amoldar la presa al perfil de la cerrada, es preciso escalonar los cimientos. En la figura 29 representamos, primero, esquemáticamente los ejes de las bóvedas, *P 1 ... P 8 ...* y los de los contrafuertes *C 0 ... C 8*; las intersec-

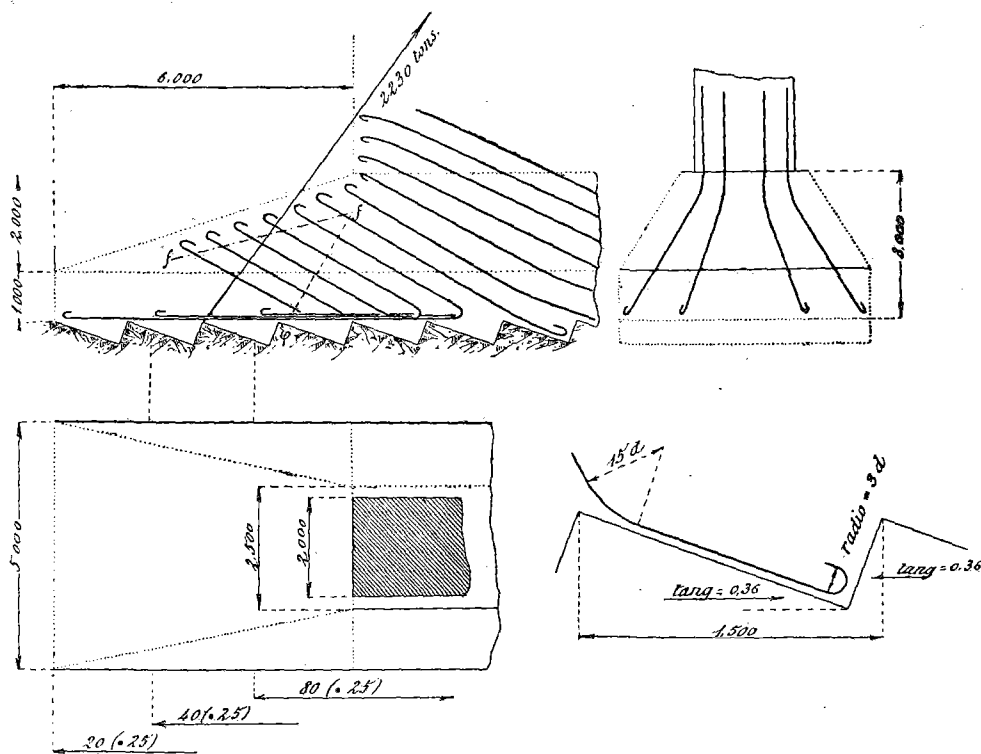


Fig. 28.

Aunque el ancho del voladizo decrece hasta 2,50 m. en la zona superior, la presión máxima, que en la pieza rectangular de cuantías 0,0026 sería 25,38, sube hasta 50,76 kg./cm.² La fibra neutra, *ff*, arranca á los 0,19 de la altura y á 45° con ella se desarrollan las tensiones principales, de valor unitario (*):

$$\frac{1800 \times 1000}{360 \times 500} \times \frac{3}{3 - 0,19} = 10,8 \text{ kg./cm.}^2 \quad (97)$$

que en la sección máxima, *f_c* á 45° con *ff*, de 250 × 360 (ancho medio = 360) dan un total de 972000 kg. y hacen necesarios 972 cm.² de barras, obtenidos con los 393 de la armadura principal volteada, más 120 barras adicionales, terminadas arriba por gancho dentro de la zona comprimida y abajo por la inflexión y gancho Considère, que inmediatamente describiremos.

La terminación de cualquier barra de armadura es siempre un detalle interesante y digno de estudio: la tensión to-

ciones del terreno, entendiendo por tal el que presenta condiciones para la cimentación, con los primeros dan los vértices superiores y con los segundos los inferiores de los escalones, que hacemos oblicuos.

Así, en el detalle, la bóveda de eje *AA*, que encuentra la capa de cimentación á la cota 58,50, muere en el macizo enrasado por arriba á 57,50, que termina, según el plano de frente I, el vertical, proyectante del eje del contrafuerte (1) y otro inclinado *aa*, *bb*. El escalón entre los lechos del contrafuerte (0) á 58,50 y (1) á 60,00, se salva por el plano (*ab*) (*a'b'*) (*a''b''*) perpendicular al vertical, y el avance de los planos de frente de I á II, igual al desnivel de (0) á (1), por el chaflán *aa*, *bb*, *a'a'*, *b'b'*. Es decir, que al contrafuerte más bajo de los dos que reciben una misma bóveda, se le agrega una cuña *bb* *aa*, más un regreuso en la mitad lateral del plinto.

La diferencia de nivel puede ser cualquiera; grande ó pequeña el procedimiento es el mismo. En el detalle representamos cuatro bóvedas *A*, *B*, *C*, *D*, con escalones de 1,50 y 3,00 y á nivel las dos últimas.

(*) Obra citada, pág. 186.

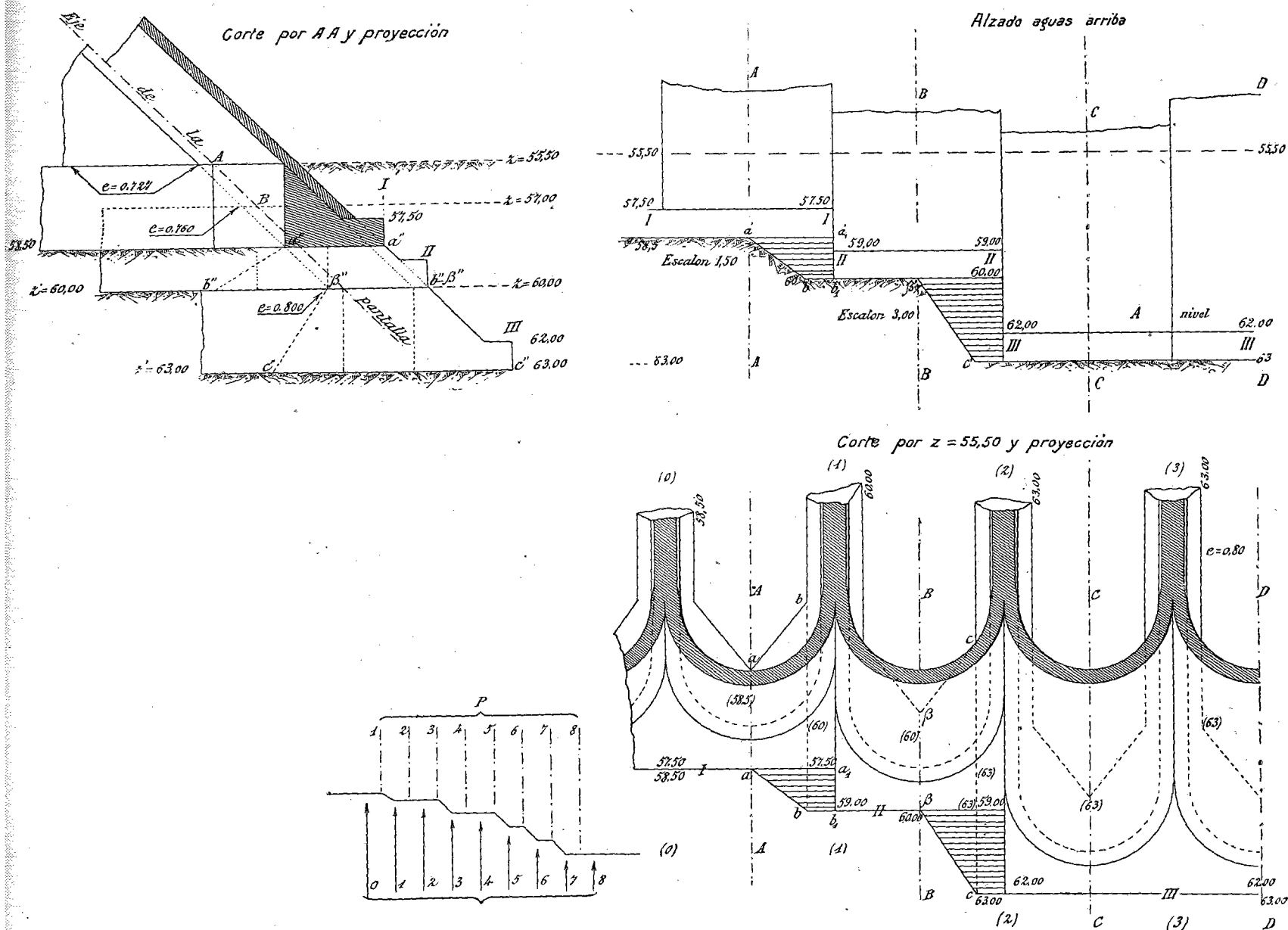


Fig. 29.

IX

Detalles.

La figura 30 da idea clara del conjunto de la presa, tal como la hemos desarrollado en sus líneas generales y con detalle más que sobrado en un anteproyecto.

La vía de comunicación entre los costados de la cerrada se establece fácilmente con tramos de hormigón armado, sobre cortos pilares que arrancan, unos del extremo del contrafuerte, otros del centro de la sección horizontal de la pantalla. Corresponde así un pilar de una línea al centro del vano entre pilares de la otra, disposición que, lejos de ser un inconveniente, favorece la seguridad del tramo así sustentado. Con aceras voladas y sección en pi mayúscula, como todos los puentes que hemos construido y proyectado, se alcanza muy bien con tan corto número de apoyos el ancho de 4,50 m. de firme y 7 entre barandillas, ó más si se quiere.

Tomamos como plano cero el nivel máximo del embalse, habidas en cuenta las crecidas del río. El aliviadero de superficie tendrá su umbral por bajo de ese nivel. Genéricamente, lo mejor es separar el aliviadero de la presa, pero en caso de que las circunstancias locales obliguen á utilizar la

misma obra, es facilísimo lograrlo. En lugar de levantar la pantalla verticalmente 1 á 2 m. por cima del cero, como en la figura 30 aparece, con objeto de contener el oleaje que pueda formarse, basta interrumpirla (fig. 31) en un plano vertical que corte al trasdós á la profundidad calculada para el umbral del vertedero y realizar éste por medio de los conoides proyectados en *abc* y prolongar el umbral en voladizo curvo, de modo que el agua vertida encuentra al terreno á bastante lejos del pie del contrafuerte.

La potencia erosiva de una masa de agua que cae de 60 metros es muy grande: si se le opone, según el mismo principio de la presa, otra masa de agua de suficiente profundidad, su efecto sobre el terreno llegará á ser nulo. Una zanja abierta desde luego en la zona de caída del chorro y de profundidad en armonía con el caudal de las crecidas, evita que la erosión en el terreno se corra aguas arriba y pueda afectar á lo inmediato á los contrafuertes.

Aunque no hay inconveniente alguno en que el nivel del río aguas abajo cubra los cimientos de los contrafuertes situados en la vaguada, pueden quedar éstos siempre en seco, en disposición de ser reconocidos, sin más que establecer una pequeña contrapresa, *PP'*, que limite el tramo de aguas abajo hasta el nivel de las mayores crecidas. Claro es que entonces las filtraciones que á través del terreno ó de la

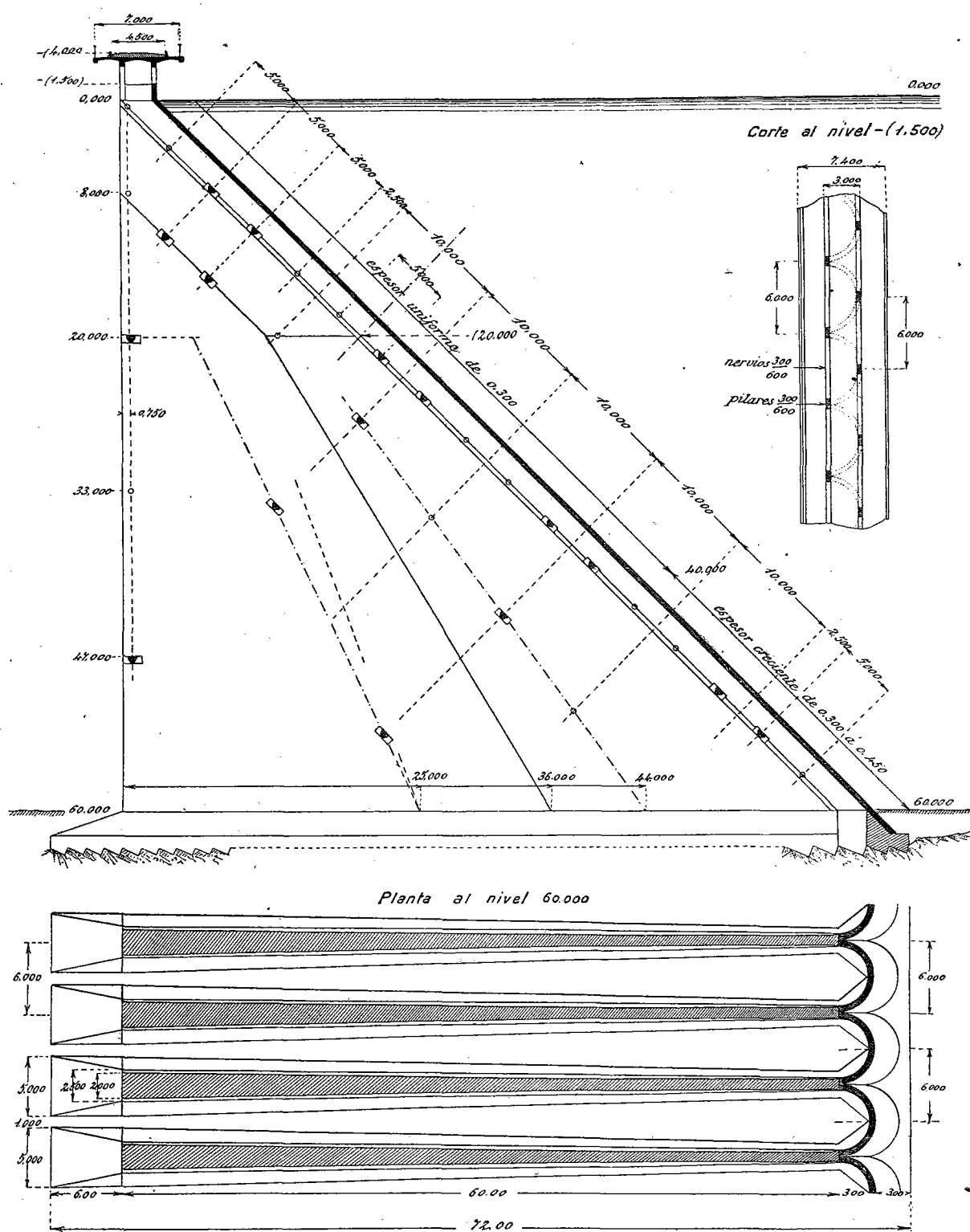


Fig. 30.

pantalla puedan producirse tienen que ser desaguadas con bomba.

Los desagües de fondo y las tomas á cualquier altura pueden hacerse también con suma facilidad, atravesando la pantalla con tubos, lo que en nada, ó muy poco, modifica la distribución de cargas en ella, si las armaduras no se interrumpen, sino contornean la boca, y situando las compuertas agua abajo, donde siempre son accesibles.

La forma especial de la obra no dificulta en nada la disposición de los elementos complementarios, más bien se presta á establecerla con facilidad.

X

Comparaciones.

Veamos, finalmente, qué valor económico tienen los resultados obtenidos. Comparemos la presa de hormigón armado con una de fábrica, del tipo hoy universal, triangular, con regreuso en la coronación y ensanche en la zona de grandes profundidades.

El volumen total de un contrafuerte es 1565 m.³ en un paño de 6 m. ó, por unidad lineal, 260,9 m.³

Una presa triangular de la misma altura, con material de $\Delta = 2,25$ (lo que es difícil superar), tiene de base

$$a \sqrt{\frac{1}{\Delta - 1}} = 0,90 a = 54,00 \text{ m.}$$

y cubica, por m. l. 1620, más el triángulo superior, 30, 1650 m.³, es decir, 6,32 veces más que la proyectada. Ambos volúmenes se refieren sólo á la zona entre $z = 0$ y $z = 60$.

Pero si rehacemos los volúmenes relativos á un perfil incompleto, $z = 40$, por ejemplo, resultan 86,64 y 750, y ya no es 6,32, sino 8,67 veces mayor el cubo de la presa de fábrica. Y para $z = 20$, 14,43 y 210,00, con una relación de volúmenes de 14,55.

El hecho parece á primera vista imposible, resultado solamente de errores numéricos; no hay tal y es perfectamente

Comparemos los cimientos, entendiendo por tales los volúmenes necesarios para obtener, en una altura relativamente pequeña, presiones moderadas admisibles en el terreno.

A 60 m. hemos necesitado, en 3 de altura, un cubo de 546, que da 91 m.³/m. l. En la presa triangular y en los mismos 3 m. de altura, el ancho medio, es, por lo menos, de 65 y el cubo de 195, 2,15 veces mayor.

A profundidades menores, las presiones en el sobrelecho decrecen, y la superficie de éste decrece también en proporción casi exacta al cuadrado de la altura: el volumen, en nuestro tipo no llegará á 40 m., á los $\frac{4}{9}$ del correspondiente á 60, 40,4 m.³/m. l. En la presa Lévy el decrecimiento es sólo en proporción á la latitud, es decir, lineal, y será los $\frac{2}{3}$ ó 130, 3,22 veces mayor. Y para $z = 20$ se reducirán, uno

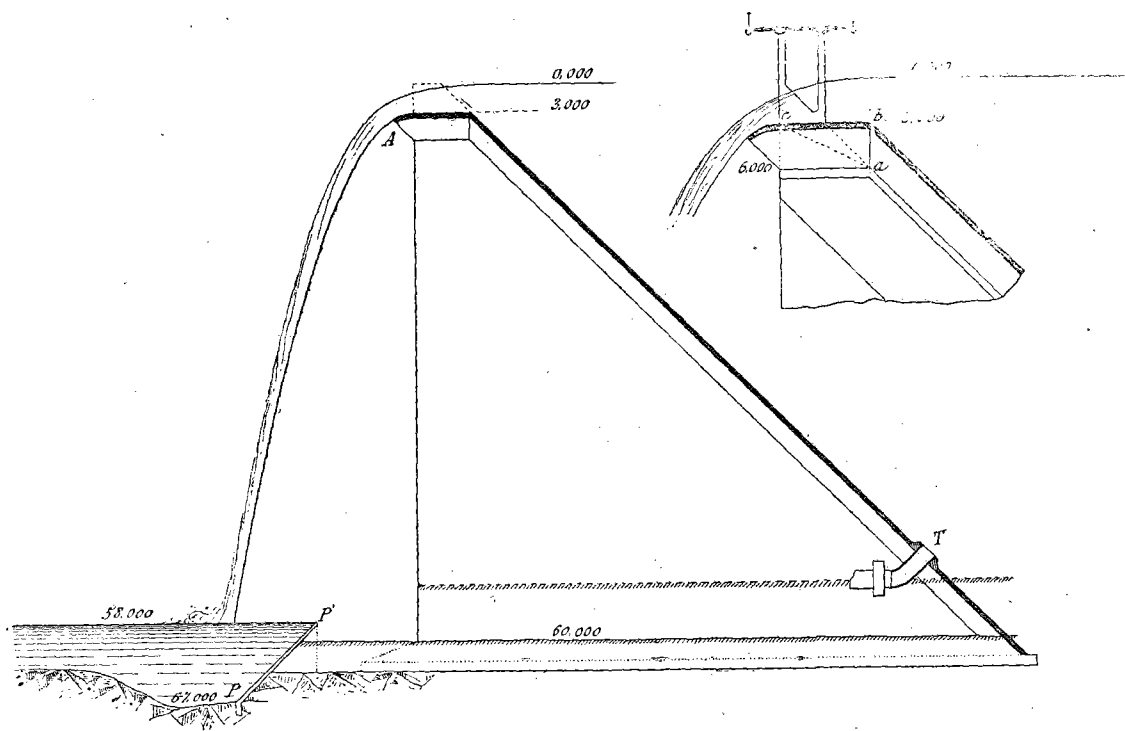


Fig. 31.

lógico. En la presa triangular los volúmenes son proporcionales á los cuadrados de las alturas, salvo la constante de la coronación. En nuestro tipo, el volumen consta de tres partes. La pantalla, proporcional á z^2 entre 40 y 60, donde el espesor crece linealmente, sólo lo es á z para profundidades menores de 40 y espesor constante: esto último nos es desfavorable; y aún más, en las pequeñas alturas la casi totalidad del volumen es el de la pantalla.

Salvo la zona de espesor constante, el resto, las dos pirámides parciales, varía como z^3 y eso sólo basta producir tal relación de volúmenes siempre creciente salvo al final.

Hemos supuesto que la presa Lévy es triangular: al llegar á cierta profundidad deja de serlo, porque la limitación de cargas, sobre todo cuando se considera el embalse vacío,

hace insuficiente el ancho $z \sqrt{\frac{1}{\Delta - 1}}$. En general, á partir de 35 ó 40 m., el talud exterior pasa á 1,000; el interior, hasta allí nulo, es de 0,30 á 0,40, y el volumen es superior, en bastante, al supuesto. En suma, considerando que la zona de grandes profundidades es, en general, corta respecto á la longitud total de la presa, no exageramos al afirmar que la relación de volúmenes, en conjunto, es 9, por lo menos.

á los $\frac{4}{27}$ ó 13,48 y otro á $\frac{1}{3}$, ó 65, 4,82 veces. En el conjunto un cimiento será de 3 á 3,5 veces mayor que el otro.

Otra diferencia muy sensible á nuestro favor es que la altura media de ejecución es bastante más pequeña. Para una misma profundidad, el volumen parcial en el último tercio, es en nuestro tipo de 40 á 60 m.:

$$\frac{260,9 - 86,4}{260,9} = 0,668$$

del total, mientras que en el perfil triangular se reduce á:

$$\frac{1670 - 750}{1670} = 0,521$$

Si en lugar de comparar los tercios inferiores lo hubiéramos hecho con los cuartos ó los quintos, mucho mayores serían las diferencias. En la parte más difícil de la obra resulta más masa de material concentrada en las zonas más bajas, lo que abarata el precio medio de ejecución.

Si la relación de precios unitarios de hormigón armado y de mampostería en el cuerpo de la obra es de 9 á 2, racional tratándose de volúmenes enormes, con armaduras escasas,

la relación de costos será de $\frac{2}{1}$: la presa de hormigón armado implicará una economía de 50 por 100 en el alzado.

En los cimientos la diferencia estriba en el costo de las armaduras, la mayor cantidad de mortero y la mano de obra más cuidadosa en la mampostería armada que en la sencilla: los precios estarán, cuando más, en la relación de 9 á 4 y los valores de esa parte de obra en la de 3 á 4 con una economía de un 25 por 100.

Si en la cerrada existe una falla que obligue á resanarla y rellenarla, ya hemos visto que no se debe considerar eso como cimiento, sino como creación de un terreno facticio. Cualquiera que sea el tipo de presa, el costo será un sumando especial, ajeno á la comparación.

¿Ofrecen la misma seguridad una y otra presa? Los que no tienen fe en el hormigón armado, los que creen que se maneja rutinariamente, que se proyecta poco menos que á ojo, dirán seguramente que no, y que pensar en presas de 60 metros de altura, es andar rayano en la demencia.

En una presa Lévy no existen, teóricamente, cargas de tensión; es una de las condiciones fundamentales de su cálculo; las presiones sobre el terreno son, á embalse lleno, casi uniformes y superiores á la hidrostática; el agua no puede infiltrarse bajo el cimiento.

La experimentación demuestra, sin embargo, que nacen tensiones en el pie del paramento aguas arriba, por efecto de la unión con el cimiento y ensanche brusco, ó muy rápido, del perfil, lo que se explica también por el cálculo. Pearson, uno de los que más han estudiado el problema teórica y experimentalmente (*), recomienda *armar* la fábrica en esa zona, precisamente la más peligrosa.

Esto no implica la posibilidad de arruinarse la obra, pues la estabilidad es suficiente aun actuando la subpresión, pero deroga el principio fundamental. Esa misma zona es la de máximas compresiones á embalse vacío: cargas de signos alternativos, sobre todo en fábrica, no son para inspirar excesiva confianza.

Pero en el sentido longitudinal, es donde las tensiones reinan á su antojo, alcanzan la resistencia límite y *rajan* sin remisión la presa, por el efecto incontestable de las variaciones de temperatura. La de Boonton (E. E. U. U.) (**) presenta 17 fisuras corridas que interesan todo el perfil y que suman 63,5 mm., más 16 no tan extensas, con ancho total de 12,8 y 33 más en la zona superior, con 12,7 mm.; en total una suma de brechas de 90 mm. para una longitud en coronación de 655 metros. El agua vertida por ellas alcanza á veces 16.000 metros cúbicos por mes, lo que representaría, si fuera uniforme, 6 litros por segundo, en realidad mucho más. Análogos hechos se registran en las demás grandes presas. En las más modernas, convencidos sus autores de que nada se remedia con introducir en la masa grandes armaduras, se recurre actualmente al despiezo sistemático, con juntas endentadas y pozos de recogida de las aguas.

En nuestro tipo la infiltración bajo cimientos es también imposible y aun caso que no hubiéramos impuesto tal condición, nada importaría: las aguas escaparían por los espacios entre contrafuertes.

Si se supone un arrastre del terreno en algún punto, una bolsada no conocida, por bajo de los cimientos, en la presa de fábrica seguirá propagándose, en la de hormigón armado no; los vanos entre cimientos parciales, donde sólo actúan la presión del terreno y la atmosférica, serán otras tantas salidas para el agua, sin daño alguno en la construcción.

La rotura de un trozo de pantalla, haría difícil de concebir dada su forma de trabajo, en nada afectaría á la seguridad de los trozos inmediatos, aun no existiendo riostras, máxime habiéndolas. La corriente establecida entre dos contrafuertes y un suelo que por las condiciones mismas del problema no cabe suponer sino de roca bastante compacta y resistente, discurrirá con violencia, sin encontrar más obstáculo que alguna riostra, sin ejercer esfuerzo ni efecto sensible.

Los cambios de temperatura se traducirían, como hemos visto, en fisuración inevitable de las riostras, si éstas, como la presa de fábrica, formaran una recta continua. Con la disposición adoptada nada de eso puede ocurrir. Y queda la pantalla, único elemento continuo de ladera á ladera, que se alargará y contraerá con la mayor facilidad gracias á sus marcadísimas ondulaciones, sin que el efecto pase de unas inapreciables variaciones de flecha y de poner en tensión ó en compresión, muy moderadas, las riostras, inicialmente sin carga alguna. Ninguna fisura, grande ni pequeña, se formará, seal cual fuere la longitud de la obra.

Pero, dirán algunos, ¿no habrá filtraciones á través de la pantalla, que en plazo más ó menos largo, *disequen* el hormigón y corroan las armaduras? Lo que en el sifón de Albel-da, con cargas de 30 metros, se ha obtenido fácilmente con hormigón de 500 kg. de cemento por 0,400 m.³ de arena y 0,800 de gravilla, con unos 0,260 de agua, riqueza efectiva de unos 460 kg. en metro cúbico fraguado, y tratándose de espesores de 20 cm. solamente, permite asegurar que con los de 30 á 45 se podrá hacer frente á presiones de 60 metros.

En los sifones, el trabajo es de tensión, que carga preferentemente sobre el enlucido interior de 1,5 cm. y tiende á fisurarlo. En la pantalla, el trabajo es siempre de compresión, y el enlucido, exterior, aplicado enérgicamente por la presión del agua sobre el hormigón, no tiende á henderse. Las condiciones son eminentemente favorables y pueden ser todavía mejoradas. Un 5 por 100 de jabón disuelto en el agua de amasado impermeabiliza eficazmente, por tapizar con jabón cálcico finísimamente precipitado todos los poros, un hormigón rico, de 460 á 500 kg. en m.³ El alquitranado, en caliente, en dos ó más manos, sobre el hormigón ya seco, en el que se haya operado la retracción inicial, penetra en la masa, ciega los poros y hace, además, que el hormigón no sea mojado por el agua. Y aun sin necesidad de recurrir á estos medios, ambos ya sancionados experimentalmente, hay uno absolutamente seguro, aunque más lento, el entarquinado por las materias en suspensión en el agua.

En resumen, la seguridad de una presa racional y cuidadosamente cimentada pende tan sólo de las tensiones que puedan nacer, que son las que las rompen, las únicas que *rompen* la materia.

En la presa de fábrica se cuenta con que no ha de haber tensión en parte alguna: las hay, sin embargo, grandísimas á lo largo, que rompen efectivamente la obra y pequeñas, pero no despreciables, en la zona más crítica, la unión con el cimiento en la cara de aguas arriba.

En la presa de hormigón armado no hay zona donde no reinen tensiones, pero tampoco la hay donde no existan, en

(*) Los interesantísimos estudios á que más de una vez hemos aludido pueden verse en "Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers", 1907.—8, vol. CLXXII.

(**) Ziegler: Die Wirkung des Temperaturwechsels auf Mauerwerk.—Beton und Eisen, 1909.

dirección apropiada y en sobrada cantidad barras metálicas que holgadamente las equilibren. Y las equilibran prescindiendo, en absoluto de la resistencia del hormigón. Hay dos líneas de defensa contra un solo enemigo: de la primera, de igual fuerza casi que él, se hace caso omiso; á la segunda línea le sobran energías para por sí sola aniquilarlo. ¿Qué es más seguro, creer que no hay enemigo alguno, ó considerarlo despreciable, ó bien contar desde luego con él, exagerar sus fuerzas y esperarle prevenido con fuerzas casi dobles?

XI

Conclusiones.

Conocidas ya las ventajas conseguidas respecto á la presa ordinaria, es interesante volver al punto de partida, la presa americana que nos propusimos mejorar y ver en concreto lo respecto á ella ganado.

Para eliminar influencias variables y dejar las sistemáticas tan sólo, limitaremos la presa de La Prele en el sobrelecho del cimientto, donde comienza el gran ensanchamiento de los contrafuertes. Hasta ese plano, que corresponde á un embalse de 34,76 m., descartando la vía de comunicación y las ménsulas de apoyo de la pantalla, y hasta el plano $z = 36$ (para exagerar en contra nuestra y por facilitar el cálculo) y sin la vía superior los volúmenes son, referidos al metro lineal de obra:

PRESAS	VOLÚMENES		
	PANTALLA	CONTRAFUERTE	CONJUNTO
Americana.....	42,12	145,93	188,05
Española.....	16,13	50,11	66,24
Relación $\frac{A}{E}$	2,62	2,91	2,84

Justo es decir que la relación de costos no es la de volúmenes, porque la presa americana apenas tiene armaduras, salvo en la pantalla, donde son abundantes, pero á lo menos aquella valdrá 2. Justo es también agregar que la seguridad y confianza que merece, no son las que en nuestro concepto debieran ser y las que en nuestro tipo hemos querido alcanzar.

El Ingeniero yanqui ha resuelto el problema de un modo sencillísimo, por pura Mecánica geométrica, pero aventurado. La carga por desgarramiento en el plano considerado tiene por valor *medio*:

$$\frac{3322 \text{ tons}}{50,80 \text{ m.}^2} = 65,4 \text{ tons./m.}^2$$

lo que implica un valor máximo, aguas arriba 1,5 veces mayor ó 98,1. En las demás secciones tiene un valor análogo por el decrecimiento simultáneo del esfuerzo y del área en que se ejerce. Las presiones vertical y horizontal aguas arriba, iguales, son muy pequeñas, consecuencia inevitable de la sección rectangular: las cargas principales de tensión no son nulas, ni mucho menos, y, sin embargo, *no existe armadura alguna que las contrarreste: es el hormigón sólo quien las soporta.*

Claro es que no deben pasar de pocos kilos, 3 ó 4, por centímetro cuadrado: las ménsulas ensanchan mucho al final

del contrafuerte y la cantidad suple á la calidad. Pero no es menos cierto que cae por tierra el principio fundamental: *donde quiera que aparezcan tensiones ha de haber armaduras apropiadas que directamente las equilibren.*

Lo curioso es que, en cambio, haya armaduras horizontales, en dirección tan inexplicable como la distribución. Los retallos dividen el contrafuerte en 10 paños de 12 pies ó 3,66 m.: en cuatro de ellos hay filas de dos barras, con separación vertical de 0,305 á 0,610 entre filas: en los paños intermedios nada. Ni comprendemos qué objeto puedan tener tales armaduras, ni menos cómo en obra sujeta á cargas tan continuas que más no cabe se puedan llegar á discontinuidad tan exagerada. La única explicación es que esas barras estén puestas para dar rigidez horizontal á las zonas en que hay riostras, distribuídas éstas según una pauta invariable, fijada á ojo, de 30 pies en horizontal y 24 en vertical (9,15 $\times$ 7,32 m.), y continuas de uno á otro costado de la cerrada.

Perdónesenos la crítica, cuyo objeto es hacer resaltar el contraste entre un método sencillísimo y otro muy laborioso, entre fijar á ojo la mayor parte de las dimensiones y determinarlas racionalmente una por una; entre quedar en la incertidumbre de lo que podrá pasar en determinadas zonas, ó por mejor decir, no preocuparse de lo que podrá pasar, y estudiar minuciosamente todas las circunstancias más desfavorables; entre estar desprevenido y estar prevenido con exageración; en una palabra, entre la rutina y el cálculo racional, rigurosa y lógicamente encadenado desde el principio hasta el fin.

Crear, como muchos creen, que el cálculo del hormigón armado es el arquetipo de la facilidad, que basta con unas cuantas tablas, algunos números... y lo demás á ojo, es, íbamos á decir falso, pero no, desgraciadamente es cierto en muchos casos. Así *se puede* calcular y se calcula, valga el verbo, pero hay que contar con la Providencia, es decir, con una providencia especial que á lo mejor, con tantas obras á su cuidado, *se distrae* y deja que alguna se le hunda. Justo es decir, en su descargo, que se hundan muchas menos de las que debieran.

Las catástrofes, que en obras hechas con otros materiales, ¡tantas han ocurrido y ocurren!, se atribuyen inmediatamente á descuido ó imprevisión de sus autores ó ejecutores, en obras de hormigón armado se achacan sin vacilar á las *misteriosas* condiciones del material. Hora es ya de que tal absurdo cese y de que todo el mundo sepa que toda obra que se derrumba es porque está mal calculada, mal ejecutada, ó las dos cosas á la vez, sea de hormigón armado, sea de acero, sea de sillería, sea de tapial...

El peligro que sí existe, de un modo innegable, con el hormigón armado, radica en su aparente sencillez, engañosa sirena que á muchos seduce. Los dañosísimos folletos y álbums de propaganda que fábricas de cemento, ó de barras especiales para armaduras, reparten, propagan la conseja; personas que saben algo de Construcción, poco de Mecánica, á veces hasta los profanos, se lanzan á construir; mientras no se salen del ritual, les va bien, pero á veces, enardecidos por el éxito, imaginan algo por su cuenta, hasta brota un nuevo *sistema*, y si esa providencia especial no les ayuda, sufren un desengaño y echan una nota más de descrédito sobre el pobre hormigón armado.

No es éste material para aficionados á la construcción; ni tampoco es una panacea universal que siempre, en todos los casos, sea aplicable con éxito y preferible á otros materiales.

Es un arma excelente, de finísimo corte, de alta precisión, que, bien manejada, resulta incomparable en muchísimos casos; pero hay que conocer muy bien su esgrima y manejarla siempre con cuidado. Es un arma que jamás debe caer en manos del ayudante ni del maestro de obras, un arma exclusivamente del Ingeniero y del Ingeniero escrupuloso, que esté fuerte en Mecánica y que no vacile en estudiar á fondo cada problema que se le presente.

Todos habréis oído hablar del hormigón armado con los remoquetes sistema Durand, Johnson, Smitmann..... ¡todos, á pesar de su sabor extranjero, vienen á ser López!, plaga de sedicentes inventores que nada han inventado y que han contribuido poderosamente con sus pretendidos sistemas, pomposo nombre con el que encubren sus rutinas, al sambenito de rutinario que aún pesa sobre el hormigón armado. Desconfiad de toda obra que os ofrezcan hacer por el sistema tal ó cual. Lo he dicho en mi libro, con escándalo de no pocos, y lo repito ante el Instituto de Ingenieros civiles: un solo sistema merece confianza, el de poner armaduras *donde, en la cantidad y en la forma* que un estudio atento de las deformaciones ó cargas que cada pieza ha de sufrir, por su trabajo propio y por su enlace con las demás, revele que existen tensiones. Ese sistema no es de nadie y de todos; de todos los que saben Mecánica aplicada y quieren aplicarla.

Que ese sistema es laborioso, sí, pero racional, seguro y exacto, cuanto exacto, seguro y racional es dable conseguir, hoy por hoy, al Ingeniero en cualquier problema constructivo, espero habérselo demostrado. Que el ejemplo que me ha servido no es una quimera, un sueño de iluso, sino algo rea-

lizable, con la misma seguridad y mucho menos costo que una de esas colosales masas de fábrica, espero también haberos convencido de ello. Gracias por vuestra indulgencia, que para salir victoriosa de la ruda prueba á que la he sometido, no cabe duda, es tan resistente como el hormigón armado.

HE DICHO.

Madrid 1.º de Marzo de 1912.

Juan Manuel de Zafra,

Ingeniero y Profesor
de "Hormigón armado," y de "Puertos y señales marítimas,"
en la
Escuela especial de Caminos, Canales y Puertos.

NOTA. En prensa ya este número, recibimos las Memorias y comunicaciones presentadas para el próximo Congreso Internacional de Navegación, de Filadelfia. Entre otras referentes al tema "Aplicaciones del hormigón armado á las obras hidráulicas," leemos en una de M. Jacquinet:

"La Société des Grands Travaux, de Marsella, construye en la actualidad una conducción de 4 metros de diámetro interior, que ha de soportar una presión hidrostática de 40 metros, y se prevé que los golpes de ariete aumentarán dicha carga en un 50 por 100."

"La Société des Grands Travaux, en béton armé, ejecuta en París (boulevards Macdonald y Ney) otra conducción de 1,25 metros de diámetro, para carga hidrostática de 62 metros."

"En ninguna de estas conducciones existe la camisa de palastro, en otro tiempo empleada para evitar las filtraciones."

La realización de presiones de 60 metros, en condiciones harto más desfavorables que en la pantalla de nuestra presa (régimen dinámico, enlucido y cuerpo del tubo sometidos á extensión), es un hecho al que se ha llegado antes de lo que pensábamos.

Revista de las principales publicaciones técnicas.

La construcción de los caminos por los presidiarios en el Estado del Colorado (Estados Unidos).

El *Engineering Record*, del 16 de Diciembre del año pasado, indica los buenos resultados que se obtienen en el Estado del Colorado, haciendo trabajar á los penados, por derecho común, en la construcción de los caminos.

Para este trabajo se deja á los presidiarios en libertad; se les hace tan sólo prestar juramento de que no se escapan é impedirán, en la medida de lo posible, la evasión de sus camaradas. En estas condiciones, treinta días de trabajo en la construcción de los caminos, se les cuenta como cuarenta de la pena que han de extinguir. La posibilidad de apresurar así la época de su liberación, incita á la mayor parte de ellos á solicitar el favor de trabajar en la construcción mencionada mejor que en buscar el modo de evadirse de la prisión. La experiencia enseña, además, que los que se evaden son casi infaliblemente cogidos.

Estos penados trabajan por cuadrillas de 60 á 100. No llevan el traje de presidiarios, sino el ordinario del trabajador.

El Director de la penitenciaría del Colorado escoge entre los penados los que pueden trabajar en los caminos, los equipa y los envía á los talleres por grupos. sin escolta ni vigilancia. Los talleres de trabajo forman un campo al aire libre, sin cerca de ninguna clase, colocado bajo la dirección de un jefe de taller y de un subjefe, ambos sin armas. Un hombre sólo del campo lleva un fusil, que es el que está encargado de vigilar durante la no-

che y este hombre es siempre un penado. El trabajo realizado en estas condiciones es muy bueno.

La experiencia prueba que las evasiones en estos campos son menos numerosas que las de las prisiones, á pesar de la multiplicidad de precauciones que se toman para impedir las y no obstante los obstáculos materiales y la vigilancia ejercida de día y de noche.

A pesar de los excelentes resultados que da este sistema en el Colorado, no debe deducirse que puede aplicarse del mismo modo en todas partes. Conviene notar, en efecto, que hay muy pocos condenados por crímenes en la penitenciaría del Colorado, mientras que, por el contrario, son muy numerosos, en el Estado de Nueva York.

Sea como fuere, como en todos los Estados de la Unión, hay que hacer muchas obras, sobre todo obras públicas, y no se dispone de fondos para pagarlas, el sistema del Colorado se ha tomado en consideración en un gran número de Estados; y así es como acaba de ponerse en ensayo en el Oregón. Se debe observar, en efecto, que independientemente de toda consideración sobre los buenos efectos morales que se pueden esperar del ejercicio de un trabajo verdaderamente útil y de la confianza acordada á los penados, el sistema tiene la ventaja de ser muy económico: lleva consigo la supresión de un gran número de empleados y la disminución de cárceles; la actividad de los presidiarios se emplea de una manera verdaderamente útil y sin hacer competencia á la industria privada.