

INSTITUTO DE INGENIEROS CIVILES DE ESPAÑA

EL HORMIGÓN ARMADO Y LOS GRANDES EMBALSES (1)

V

El contrafuerte.

Por consideraciones de Mecánica geométrica hemos visto que el contrafuerte de sección horizontal triangular, tetraédrico, por tanto, da la mejor solución. Pero tal solución es impracticable: sobre la arista de aguas arriba se concentra la presión ejercida en el espesor ó latitud s , separación entre ejes de contrafuertes, ó sea $\delta z \times s$ tons. / m. l., que da una carga superficial infinita. Hay que chaflanar la arista, dándole un espesor mínimo ϵ , tal que la carga superficial $\delta z \times \frac{s}{\epsilon}$, sea admisible. En hormigón de 400 kg. / m.³ el límite práctico es 56 kg. / cm.²: tomaremos 45, ó 450 tons. / m.² para tener en cuenta ulteriormente el pandeo: el espesor del chaflán será, por tanto, para $s = 6$ m., décimo de la profundidad máxima que suponemos de 60:

$$\frac{\delta z}{450} s = \frac{z}{75} = \epsilon, \quad (13)$$

función lineal de la profundidad, salvo en los primeros 20 metros en que será constante, $\frac{20}{75} = 0,266$ m.

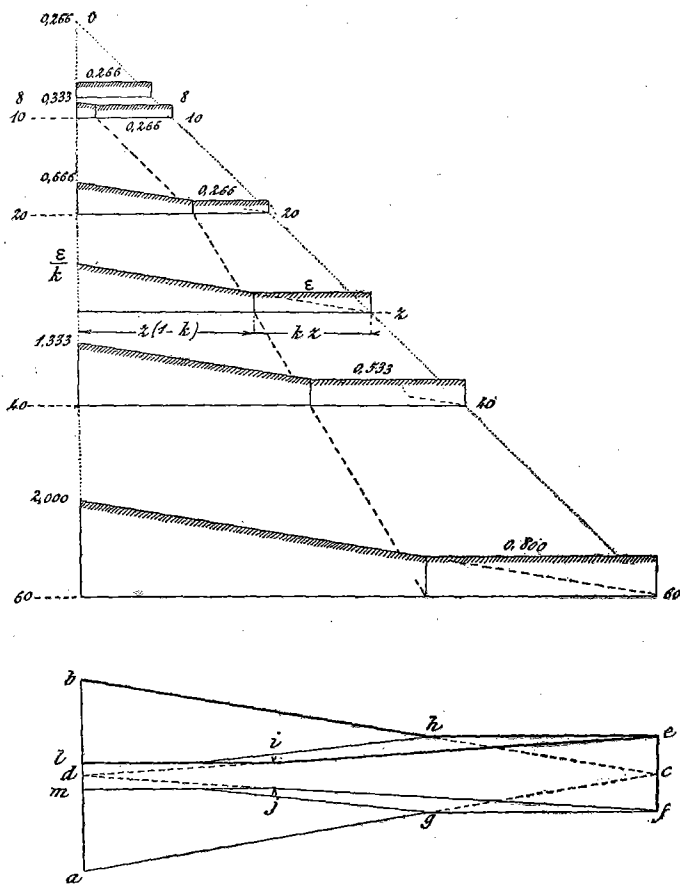


Fig. 10.

En una sección horizontal (fig. 10), este espesor $\frac{z}{75} = \epsilon$, se mantendrá constante hasta igualar al de una sección triangular, de espesor máximo $\frac{\epsilon}{k}$, ($k < 1$) y la sección definitiva esta-

(1) Véase el número anterior.

rá formada por el triángulo teórico ($z, \frac{\epsilon}{k}$) regresado en la extensión kz desde el vértice hasta completar ϵ .

El contrafuerte resulta, por tanto, de la superposición de los siguientes elementos: tetraedro fundamental de base abc y vértice ($d, 0$); pirámide con el mismo vértice y base rectangular $efgh$; prisma superior, de alzado 0, 20, 20 y espesor uniforme $ij = lm = \frac{20}{75}$ m.

Las semisecciones horizontales, en escala de latitudes muy exagerada, lo mismo que la proyección horizontal, dan clara idea del sólido.

Cuanto más pequeño es el factor k más domina el elemento tetraédrico, corre aguas abajo el centro de gravedad de la sección y hacia él tiende el centro de presión; pero, en cambio, aumenta el volumen. El ideal sería llegar á la igual resistencia, es decir, á una presión principal idéntica aguas arriba, donde obra á 45° y aguas abajo, donde actúa verticalmente. La indeterminación característica de todo problema constructivo aparece como siempre.

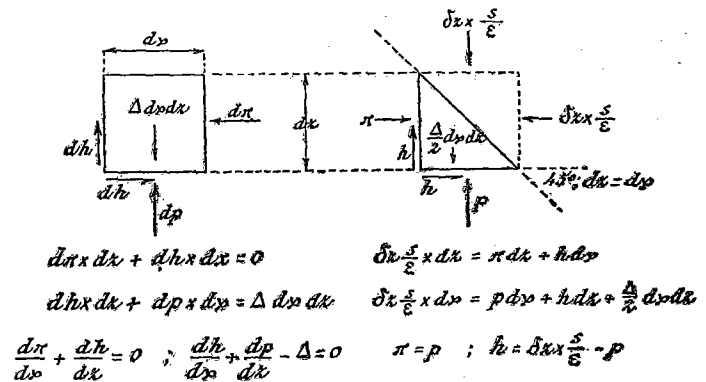


Fig. 11.

Por tanteos hemos adoptado $k = 0,4$ como lo más conveniente; el espesor aguas abajo es 2,5 veces el de junto á la pantalla.

Un elemento contiguo á la pantalla (fig. 11), de espesor ϵ , altura y anchura dz y dx , está en equilibrio bajo la acción de las fuerzas:

$\delta z s \times dz$, componente de la presión; $h \times \epsilon \times dx$, desgarraimiento; $\pi \times \epsilon \times dz$, reacción del elemento contiguo, todas tres horizontales; $\delta z s \times dx$, componente; $h \times \epsilon \times dz$, desgarraimiento; $p \times \epsilon \times dx$, reacción, las tres verticales; $\frac{\Delta}{2} \times \epsilon \times dx \times dz$, peso del elemento.

Este último, infinitesimal de segundo orden, queda eliminado; como las cargas h son iguales vertical y horizontalmente, y lo son también por la inclinación de 45° dx y dz , resultan las condiciones:

$$\pi = p; \quad h = \delta z \times \frac{s}{\epsilon} - p. \quad (14)$$

De igual modo, el equilibrio de un elemento interno de espesor cualquiera, la unidad, sometido en una cara dz á la presión π y en la opuesta á $\pi + \frac{d\pi}{dx} dx$, y análogamente para las otras cargas, ó con más sencillez, y como es usual: sometido á los incrementos unitarios dp , $d\pi$, dh y á su peso $\Delta \times dx \times dz$, ahora del mismo orden que $dp \times dx$ y homólogos, implica las condiciones:

$$\frac{d\pi}{dx} + \frac{dh}{dz} = 0; \quad \frac{dp}{dz} + \frac{dh}{dx} - \Delta = 0. \quad (15)$$

Necesitamos conocer las tres cargas p , π , h en cualquier punto de la presa.

Empecemos por el cálculo, puramente geométrico, de las presiones verticales p (fig. 12, muy desproporcionada en magnitudes relativas, por claridad). Dos cuestiones preliminares se presentan.

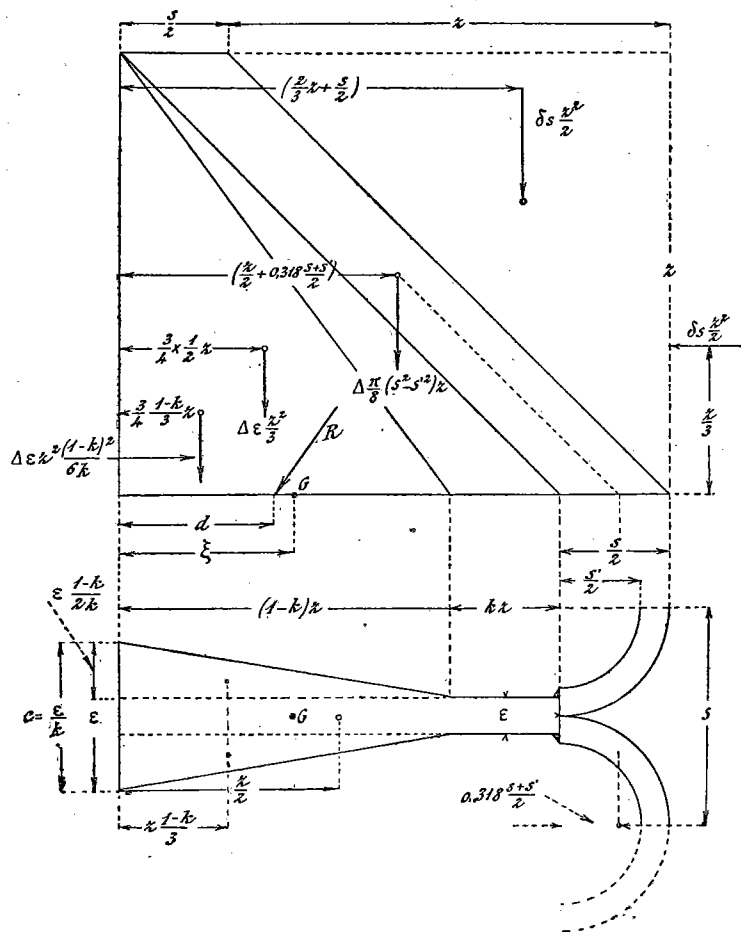


Fig. 12.

¿Debe considerarse como parte integrante de cada sección la relativa a la pantalla?

Cuando este elemento existe en presas de fábrica se considera como postizo y se prescinde de él.

En nuestro caso, por construcción ha de formar una sola pieza con los contrafuertes, de los que no es sino una prolongación, á modo de cabeza de una te. Su influencia es, además, desfavorable, porque aumenta muy poco la sección, y en cambio tiende á llevar aguas arriba el centro de gravedad total, alejándolo del de presión y desigualando las cargas extremas.

Así, aunque complica bastante el cálculo, lo referiremos siempre á la sección total. Como veremos más adelante, la pantalla tiene hasta 40 m. un espesor horizontal constante de 0,30 m., y variable linealmente hasta alcanzar 0,45 á la profundidad máxima, 60. Como en esa última zona las áreas del contrafuerte son muy grandes, prácticamente nada influye la variación del área de la pantalla entre el mínimo constante 2,70 m.² y el máximo 3,90.

Desconocemos las armaduras. Sólo ha de haberlas en las direcciones de las tensiones principales. Las envolventes de esas direcciones, lo que se llaman trayectorias, ó mejor, líneas isostáticas, son *a priori* conocidas en cuanto á su aire general (véase algo después las figuras 15 y 21). Una es, desde luego, la recta á 45°, unión del contrafuerte con la pantalla, puesto que normalmente á esa línea sólo existen las presiones del agua, directamente transmitidas, y que son, por

tanto, las cargas principales de compresión. A lo largo del paramento aguas abajo, sólo reina la presión atmosférica, normal á él; esta misma dirección normal tiene que ser la del extremo de las isostáticas de tensión, así como las de compresión concluyen tangencialmente á dicho paramento.

Las armaduras, por tanto, han de cortar á las secciones horizontales bajo ángulos variables desde el máximo, 45° junto á la pantalla, hasta 0° en su terminación aguas abajo. Su efecto en cuanto á las acciones verticales, siempre favorable, variará entre límites muy extensos. Si prescindimos de las armaduras y consideramos en lugar del sólido homogéneo virtual el homogéneo real, hormigón sólo, legítimamente, pues todo él está comprimido, exageramos en sentido desfavorable, poco, aguas abajo, donde las armaduras han de ser escasas y casi tangenciales; mucho, aguas arriba, donde serán numerosas y á 45°.

El cálculo se refiere, por tanto, á la presa, supuesta por el momento sin armadura alguna.

En la figura 12 aparecen claramente definidas y valoradas todas las fuerzas, brazos de palancas, dimensiones, abscisas de centros de gravedad, etc., funciones de z , de $\varepsilon = \frac{z}{75}$ y de las constantes: $k = 0,4$; $\delta = 1$; $\Delta = 2,5$; $s = 6,00$ m.; $s' = 5,40$ m., $\pi = 3,14159$. Las unidades fundamentales serán siempre metros y toneladas.

Formularemos los distintos elementos algebraicamente en lo posible, sustituyendo valores numéricos en otros que resultarían excesivamente complicados.

Secciones = S .

$$\varepsilon z \left(1 + \frac{(1-k)^2}{2k} \right) + \frac{\pi}{8} (s^2 - s'^2) = \frac{z^2}{75} \times 1,45 + 2,70.$$

$$S_{20} = 10,433; \quad S_{40} = 33,633; \quad S_{60} = 72,300 \text{ (m.}^2\text{)} \quad (16)$$

Momentos respecto al eje $Z = \mu$.

$$\frac{\varepsilon z^2}{2} \left(1 + \frac{(1-k)^2}{6k} \right) + \frac{\pi}{8} (s^2 - s'^2) \times \left(0,318 \frac{s+s'}{2} + z \right) = \frac{z^3}{135} + 2,70 z + 4,90$$

$$\mu_{20} = 118,15 \quad \mu_{40} = 586,97 \quad \mu_{60} = 1766,90 \text{ (m.}^3\text{)} \quad (17)$$

Abscisas del centro de gravedad = $\xi = \frac{\mu}{S}$

$$\xi_{20} = 11,30; \quad \xi_{40} = 17,46; \quad \xi_{60} = 25,28 \text{ (m.}^3\text{)} \quad (18)$$

Pesos totales = ΣP

$$\text{Agua:} \quad \delta s \frac{z^2}{2} = 3 z^2.$$

$$\text{Pantalla:} \quad \Delta \frac{\pi}{8} (s^2 - s'^2) z = 6,72 z.$$

$$\text{Contrafuerte:} \quad \Delta \varepsilon \frac{z^2}{3} + \Delta \varepsilon z^2 \frac{(1-k)^2}{6k} = \frac{29}{1800} z^3.$$

$$P_{20} = 1416,5; \quad P_{40} = 6099,6; \quad P_{60} = 14682 \text{ (tons.}^3\text{)} \quad (19)$$

Presiones medias = $p_m = \frac{\Sigma P}{S}$

$$p_{m-20} = 137; \quad p_{m-40} = 181; \quad p_{m-60} = 210 \text{ (tons. / m.}^2\text{)} \quad (20)$$

Momentos de los pesos y empuje = $\Sigma (P \delta)$

$$\text{Agua:} \quad \delta s \frac{z^3}{2} \left\{ -\frac{z}{3} + \frac{2z}{3} + \frac{s}{2} \right\} = z^3 + 9 z^2$$

Pantalla:

$$\Delta \frac{\pi}{8} (s^2 - s'^2) z \left\{ \frac{z}{2} + 0,318 \frac{s+s'}{2} \right\} = 3,36z^2 + 12,18z.$$

Contrafuerte:

$$\Delta \varepsilon \frac{z^2}{3} \times \frac{3}{8} z + \Delta \varepsilon z^2 \frac{(1-k)^2}{6k} \times z \frac{1-k}{4} = 0,00491666 z^4.$$

$$z_{20} = 13974,2; z_{40} = 96849,5; z_{60} = 324752,4 (\text{m} - \text{tons.}) \quad (21).$$

$$\text{Abscisas del centro de presión} = d = \frac{\Sigma(P\beta)}{\Sigma P}$$

$$d_{20} = 9,16; d_{40} = 15,88; d_{60} = 22,12 (\text{m.}) \quad (22)$$

$$\text{Brazos de palanca} = \beta = \xi - d$$

$$\beta_{20} = 2,14; \beta_{40} = 1,58; \beta_{60} = 3,16 (\text{m.}) \quad (23)$$

$$\text{Momentos de inercia} = I$$

$$\text{Pantalla: } 1,77 + 2,70 \left\{ z + 1,80 - \xi \right\}^2.$$

$$\text{Rectángulo: } \frac{z^4}{900} + \frac{z^2}{75} \left\{ \frac{z}{2} - \xi \right\}^2$$

Triángulos:

$$\frac{1}{36} \times \frac{z^4}{75} \times \frac{0,6^4}{0,4} + 0,45 \frac{z^2}{75} \left\{ \xi - \frac{0,6z}{3} \right\}^2$$

$$I = 0,001 234z^4 + 0,006z^2 \left\{ \xi - \frac{z}{5} \right\}^2 + \frac{z^2}{75} \left\{ \frac{z}{2} - \xi \right\}^2 + 2,70 \left\{ z + 1,80 - \xi \right\}^2 + 1,77$$

$$I_{20} = 630,16; I_{40} = 5440,0; I_{60} = 23465,3 (\text{m.}^4) \quad (24)$$

$$\text{Cuadrados del radio de giro} = \rho^2 = \frac{I}{S}$$

$$\rho_{20}^2 = 60,4; \rho_{40}^2 = 162; \rho_{60}^2 = 336 (\text{m.}^2) \quad (25)$$

La expresión $p = p_m \left\{ 1 + \frac{\beta(\xi - x)}{\rho^2} \right\}$ da:

$$\text{Presiones verticales máximas} = p'; (x = 0)$$

$$p'_{20} = C'_{20} = 192 \quad p'_{40} = C'_{40} = 213$$

$$p'_{60} = C'_{60} = 260 (\text{tons./m.}^2) \quad (26)$$

$$\text{Presiones verticales mínimas} = p''; (x = z)$$

$$p''_{20} = 95 \quad p''_{40} = 140 \quad p''_{60} = 141 (\text{tons./m.}^2) \quad (27)$$

Prescindimos de la pantalla porque la diferencia debida a $(z - 3)$ en lugar de z es insignificante. Su trabajo lo estudiaremos después detalladamente.

Las expresiones (26) y (27) dan:

$$\text{Presiones horizontales aguas arriba} = \pi'' = p''$$

$$\pi''_{20} = 95 \quad \pi''_{40} = 140 \quad \pi''_{60} = 141 (\text{tons./m.}^2) \quad (28)$$

$$\text{Desgarramientos aguas arriba} = h'' = \delta z \frac{s}{\varepsilon} - p''$$

$$h''_{20} = 355 \quad h''_{40} = 310 \quad h''_{60} = 309 (\text{tons./m.}^2) \quad (29)$$

Y conocidos estos valores:

Cargas principales aguas arriba.

$$(C, T) = \frac{p + \pi}{2} \pm \sqrt{h^2 + \left(\frac{p - \pi}{2} \right)^2};$$

$$p = \pi; (C, T) = p \pm h$$

$$\begin{aligned} C''_{20} &= +450 & C''_{40} &= +450 & C''_{60} &= +450 \\ T''_{20} &= -260 & T''_{40} &= -170 & T''_{60} &= -168 \end{aligned} (\text{tons./m.}^2) \quad (30)$$

A profundidades menores de 20 m. la constancia del espesor mínimo, la disminución del elemento tetraédrico que desaparece, envuelto por el prismático, a $z = 8$ y el predominio cada vez mayor del elemento pantalla, modifican muy favorablemente el régimen de cargas. Como en esa zona se altera la ley general del contrafuerte la calculamos aparte, aritméticamente:

$$S = 5,588 \text{ m.}^2; \mu = 45,238 \text{ m.}^3; \xi = 8,10 \text{ m.}$$

$$P = 439,1 \text{ tons.}; \Sigma = 2751,8 \text{ m} - \text{tons.}; d = 6,27 \text{ m.}$$

$$I = 75,50 \text{ m.}^4; \rho^2 = 13,33 \text{ m.}^2.$$

$$p_{m-10} = 79 \quad p'_{10} = C'_{10} = 196; \quad p''_{10} = 52 \text{ tons./m.}^2 \quad (31)$$

Como $\varepsilon = \frac{20}{75} = 0,266$ constantemente, la carga principal en esta zona, $\delta z \frac{s}{\varepsilon} = 22,5 z$, decrece aritméticamente:

$$C''_{10} = 225 \text{ tons./m.}^2 \quad \pi''_{10} = 52;$$

$$h''_{10} = \delta z \frac{s}{\varepsilon} - p'' = 173; \quad T''_{10} = p'' - h'' = -121. \quad (32)$$

Conocemos ya los valores límites: p' , p'' de la presión vertical, p ; 0, $\pi'' = p''$, de la presión horizontal, π ; 0, h'' , de la carga de desgarramiento, h , que, como es sabido, es idéntica vertical y horizontalmente en cada punto.

Las expresiones de la sección S , de la abscisa de su centro de gravedad, ξ , de la del centro de presión, d , y del radio de giro, ρ , son funciones de z , que hemos calculado gracias a la sustitución parcial aritmética, pero que de con-

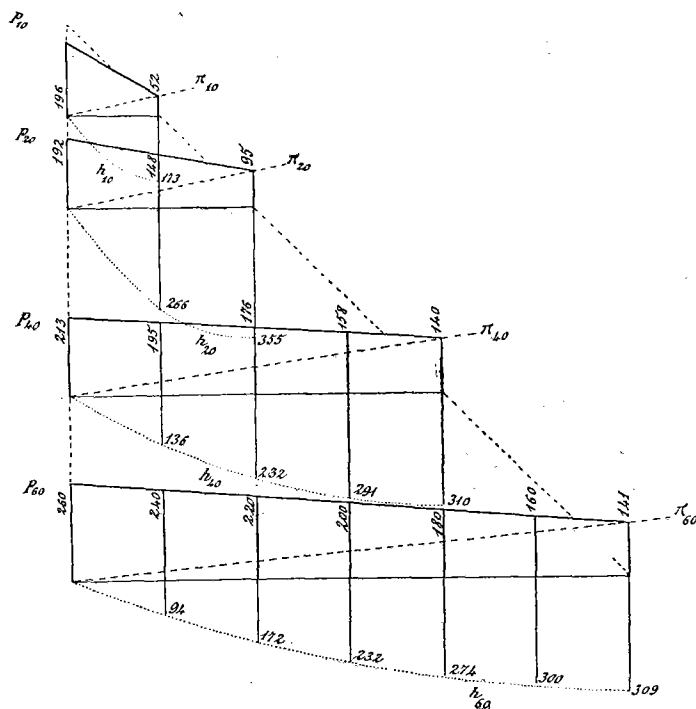


Fig. 13.

servar la forma algebraica resultarían prácticamente inmanejables. Necesitamos conocer, sin embargo, las leyes de variación de p , de π y de h , para poder calcular los valores de C y de T en cualquier punto de la presa (fig. 13).

En el régimen elástico doble se tiene:

$$\frac{dp}{dz} + \frac{dh}{dx} - \Delta = 0; \quad \frac{d\pi}{dx} + \frac{dh}{dz} = 0; \quad (15)$$

ecuaciones fundamentales que expresan el equilibrio del paralelepípedo de alzado $dz \times dx$ y espesor unidad.

La presión vertical es de la forma $p = A - Bx$ (A y B son funciones de z , y ponemos en evidencia el signo de B , que define la variación de p de mayor á menor á compás que crece x); de la primera ecuación resulta:

$$\Delta - A'_z + B'_z x = \frac{dh}{dx}; \quad h = (\Delta - A'_z) x + \frac{1}{2} B'_z x^2 \quad (33)$$

sin constante de integración, puesto que para $x = 0$, $h = 0$. Derivando respecto á z :

$$\begin{aligned} \frac{dh}{dz} &= -A''_{zz} x + \frac{1}{2} B''_{zz} x^2 = -\frac{d\pi}{dx}; \\ \pi &= \frac{1}{2} A''_{zz} x^2 - \frac{3}{6} B''_{zz} x^3, \end{aligned} \quad (34)$$

también sin constante por la misma razón.

La carga de desgarramiento, de la forma $h = ax + bx^2$, sigue una ley parabólica: desconocemos la posición del vértice, pero lógicamente, y la experimentación lo comprueba, corresponde ó al mayor valor de h , es decir, $x = z$, ó más bien á puntos fuera de la zona útil, en $x > z$: las leyes obtenidas por medición directa de distorsiones acusan un crecimiento casi uniforme, más rápido al principio. Suponiendo el vértice en $x = z$, se acumulan en el extremo de aguas arriba las mayores cargas, es decir, se exagera en sentido desfavorable. Así, pues, en cada sección horizontal (fig. 13) representamos la parábola de h , con el vértice en la ordenada máxima h'' .

La presión horizontal es de la forma $\pi = cx^2 - dx^3$; sus valores son las diferencias entre las ordenadas de dos parábolas de segundo y tercer grado. Para $x = z$, π vale lo mismo que la presión vertical, p'' ; para $x = 0$, se anula; y es esencialmente positiva entre ambos límites. Su valor crece constantemente, pues para

$$\begin{aligned} 0 &= \frac{d\pi}{dx} = 2cx - 3dx^2; \\ \text{ó } x_m &= \frac{2c}{3d}; \quad \pi_m = \frac{8c^3}{9d^2} - \frac{24c^3}{27d^2} = 0; \end{aligned}$$

mínimo evidentemente fuera de la zona de 0 á z , en la que hay ya $\pi = 0$ para $x = 0$.

Las funciones c y d son complicadísimas; como π es un elemento favorable se puede sustituir su verdadera ley por otra que dé valores menores, ó más rápidamente decrecientes, siempre con la doble condición $\pi_0 = 0$, $\pi_z = p''$.

La diferencia entre las dos parábolas crece rápidamente al principio, y después muy poco á poco, según una forma sinusoidal. Si se le sustituye sencillamente la recta, el error es desfavorable en la zona en que por ser grandes las cargas de desgarramiento h , π contribuye á aminorar las tensiones principales allí máximas. El error por exceso en la región de aguas abajo nada importa, pues en esas tensiones, allí muy escasas, por ser grandes las p y pequeñas las h , apenas influye π ; y, sobre todo, las armaduras han de pecar siempre por exceso.

Es fácil ya calcular con exactitud los valores de p , π , h , que consignamos en la figura 13, para los niveles 10, 20, 40,

60, variando las abscisas de 10 en 10 metros. De ellos se deducen inmediatamente las direcciones φ_c y valores C , T de las cargas principales, que aparecen en la figura 14.

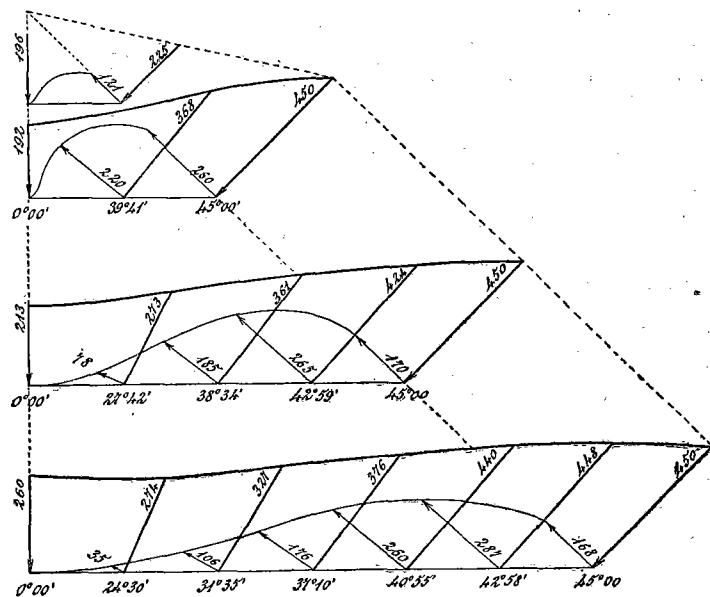


Fig. 14.

El cálculo de las armaduras es ya fácil. En la sección inferior, á $z = 60$, que dividiremos en fajas de 10 m., la tracción total desarrollada entre los puntos de división m y n es:

$$\sum_m^n (dS \times \sin \varphi_c \times T) = (T)_m^n \quad (35)$$

suma de productos de las cargas unitarias T , por las áreas correspondientes, que son las de la sección horizontal dS , proyectadas sobre los planos normales á T , inclinados $(90 - \varphi_c)$ con el horizontal.

φ_c varía lentamente, aminorando: tomaremos no su valor medio, sino el mayor, al que corresponde mayor seno; y para T consideraremos el medio de todos los valores que en el intervalo mn ofrece. Tendremos, exagerando desfavorablemente, para una carga práctica de A toneladas por metro cuadrado, la sección de armadura:

$$\sum_m^n a = (S)_m^n \times \cos \varphi' \times T' \times \frac{1}{A} \quad (36)$$

Para $A = 10.000$ tons. / m.² ó 1 ton. / cm.²:

$\sum_{0-10}^{10} = 18,333 \text{ m.}^2 \times 0,415 \times 18 =$	137 cm. ²	} (37)
$\sum_{10-20}^{20} = 15,000 \text{ " } \times 0,524 \times 71 =$	558 "	
$\sum_{20-30}^{30} = 11,666 \text{ " } \times 0,604 \times 141 =$	1040 "	
$\sum_{30-40}^{40} = 8,600 \text{ " } \times 0,655 \times 218 =$	1228 "	
$\sum_{40-50}^{50} = 8,000 \text{ " } \times 0,682 \times 278 =$	1517 "	
$\sum_{50-60}^{60} = 8,000 \text{ " } \times 0,707 \times 250 =$	1414 "	
69,600 m.²	5894 cm.²	

La carga A debiera, en realidad, ser 1,2 tons./cm.² por lo menos, ya que prescindimos en absoluto de la resistencia del hormigón; pero queremos exagerar siempre la prudencia. Observemos, para hacer resaltar lo que la ayuda del hormigón representa, que en la sección más cargada, de 40 á 50, la cuantía (normalmente medida) es 0,0277, y admitiendo que el coeficiente de elasticidad del hormigón baja al décimo de su valor inicial y es, por tanto, no 15, sino 150 veces menor que el de las armaduras, la condición de igualdad de alargamiento implica una carga unitaria

$$\frac{1000 \text{ kg./cm.}^2 \times (qS) \text{ cm.}^2}{S (1 + 150 q)} = \frac{27,7}{5,15} = 5,38 \text{ kg./cm.}^2 \quad (38)$$

al obrar la tensión total $1000 qS$ en el sólido de sección virtual $S (1 + 150 q)$. Un hormigón de 400 kg./m.^3 soporta holgadamente, mucho antes de entrar en el alargamiento plástico, tal tensión. Así, pues, donde no existan fisuras, el esqueleto metálico no trabaja a lo supuesto, sino a $150 \times 5,3 = 807 \text{ kg./cm.}^2$, y sólo llega a los 1000 donde encuentre una hienda.

Análogamente, en la sección por $z = 40$:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma_{0-10} &= 11,666 \text{ m.}^2 \times 0,465 \times 39 = 211 \text{ cm.}^2 \\ \Sigma_{10-20} &= 8,333 \text{ " } \times 0,623 \times 132 = 685 \text{ " } \\ \Sigma_{20-30} &= 5,600 \text{ " } \times 0,682 \times 225 = 859 \text{ " } \\ \Sigma_{30-40} &= 5,333 \text{ " } \times 0,707 \times 225 = 848 \text{ " } \\ \hline &30,933 \text{ m.}^2 \quad 2603 \text{ cm.}^2 \end{aligned} \right\} (39)$$

Para $z = 20$:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma_{0-10} &= 5,000 \text{ m.}^2 \times 0,638 \times 110 = 351 \text{ cm.}^2 \\ \Sigma_{10-20} &= 2,733 \text{ " } \times 0,707 \times 240 = 605 \text{ " } \\ \hline &7,733 \text{ m.}^2 \quad 956 \text{ cm.}^2 \end{aligned} \right\} (40)$$

Y para $z = 10$:

$$\Sigma_{0-10} = 2,733 \times 0,707 \times 80 = 154 \text{ cm.}^2 \quad (41)$$

Con los datos ya reunidos es fácil trazar con aproximación las trayectorias ó isostáticas que arrancan de la base en los puntos $x = 10, 20 \dots 50$, y que aparecen en la figura 15. Las fajas comprendidas entre dos líneas consecutivas van ensanchándose á medida que cruzan niveles más altos. Conocida la variación de áreas de armadura en las secciones horizontales, fácil es distribuirlas entre esas fajas, bien por interpolación de áreas ó más exactamente por la de valores de T , rehaciendo el cálculo de las áreas basándose en las nuevas superficies parciales de las curvas de tensiones afectas á cada zona horizontal.

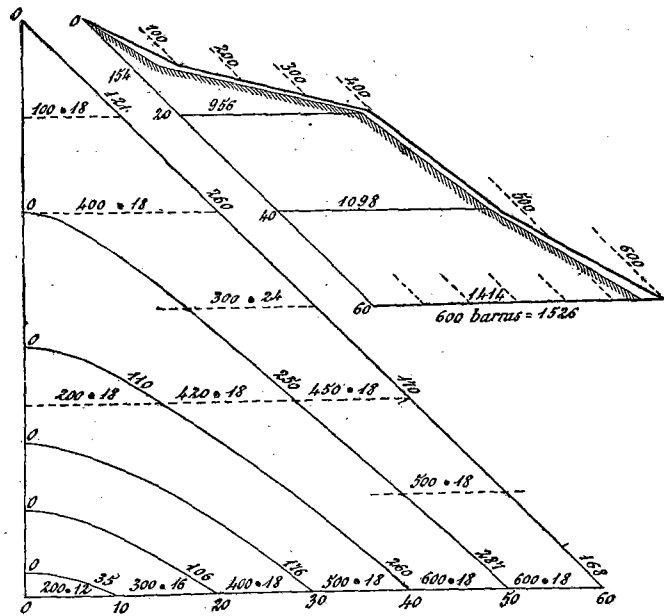


Fig. 15.

En un proyecto de ejecución se puede lograr toda la exactitud necesaria multiplicando las secciones y los puntos, para intervalos de z y de x de 5 metros; por ejemplo: trazar las isostáticas de 2,5 en 2,5 en la base; determinar por inter-

polación las T correspondientes á cada cruce con un nivel y calcular el área necesaria para ese ancho.

Ese área, que irá disminuyendo con la elevación del nivel, se distribuirá en barras, todas del mismo diámetro, que irán divergiendo suavemente y reduciéndose en número. Las isostáticas difieren muy poco de rectas en la mayor parte de su desarrollo. No significa complicación alguna en la mano de obra el dar á las barras la misma forma de esas líneas, pues basta definir en cada sección horizontal las posiciones de las trazas, disponer las plantillas correspondientes de 5 en 5 metros, y las barras tomarán por sí solas la curvatura debida.

A título de ejemplo aparecen en la figura 15 distribuidas las barras á grandes rasgos. Un primer haz, de 600 (●18 mm.), protege los últimos 10 metros en la base; su sección es 1526 cm.^2 en lugar de 1414 calculados. Al nivel $z = 40$ se reduce á 450 barras, que cubren 12 m. y á $z = 20$, á 400, que protegen la totalidad de la sección.

Las variaciones del área son proporcionales á las del producto $\Sigma (dS \times \sin \varphi_c \times T)$. Las secciones elementales, dS , van siempre aumentando en longitud y disminuyendo en espesor á medida que se consideran valores de z decrecientes; pero pueden ir mayorando ó minorando, según los sitios: $\sin \varphi_c$ y T van siempre disminuyendo. Si en las trazas de cada sección se levantan (fig. 15) ordenadas proporcionales á Σ se determinan, como en las cabezas de un puente metálico, las barras necesarias en cada punto.

El trazado, hecho aparte para mayor claridad, corresponde á la faja contigua á la pantalla. No conviene, en el hormigón armado, la variación brusca de armaduras y no hacemos escalonado, puesto que el gran número de unidades se presta perfectamente á la disminución gradual por parejas, terminando siempre cada barra en un gancho de adherencia.

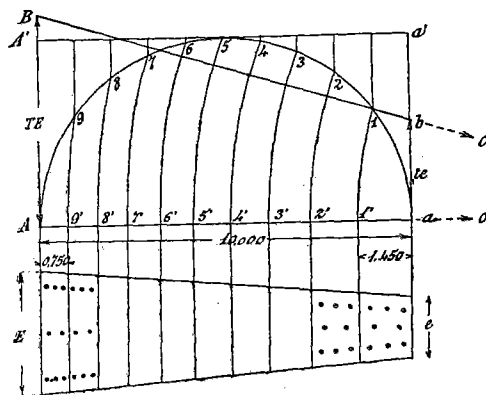


Fig. 16.

La distribución en sentido horizontal debe hacerse conforme también con la ley de variación de áreas representativas de las tensiones, es decir, de los productos $dS \times \sin \varphi \times T$ ó lo que es igual, admitido en cada zona un valor constante y desfavorable de φ_c , en proporción á las variaciones $E \times T$, de productos de espesor por tensión en cada punto.

Estas variaciones son prácticamente lineales (fig. 16), y si en alguna zona difieren se pueden subdividir en trozos más pequeños, en los que sin error sensible la línea (Et, et) sea recta. Basta aplicar la conocida regla de división del trapecio en áreas iguales por medio de proyecciones rectas y circulares, estas últimas con el centro O , intersección de la base con la recta superior.

Cuando las ordenadas del trapecio (ET) (et) difieren poco, el centro de proyección, O , se aleja y la construcción

se hace difícil ó imposible: hay que sustituirla por el cálculo:

Sean en general l la longitud de la zona (fig. 17); $u=Bb$ y $v=Aa$ las ordenadas extremas; p el número de partes. La distancia del centro al extremo A es: $l \frac{v}{u-v} = l \times \rho$. Un punto, P , del círculo de diámetro l , que corresponda á la división n , tiene una abscisa $x = \frac{n}{p} l$ y una ordenada,

$$y = \sqrt{\frac{n}{p} l \times \frac{p-n}{p} l} = l \sqrt{\frac{n}{p} (1-\frac{n}{p})} \quad \left(\text{para } v = \frac{n}{p} \right).$$

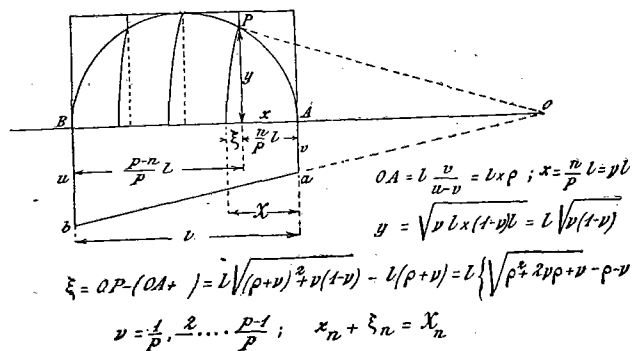


Fig. 17.

aumento de abscisa, ξ , debido á la proyección circular, es $OP - (OA + x)$, es decir:

$$\xi = \sqrt{l^2 (\rho+v)^2 + l^2 v (1-v)} - l (\rho+v) = l \left\{ \sqrt{\rho^2 + 2\rho v + v} - \rho - v \right\}. \quad (42)$$

ρ es un número constante $= \frac{v}{u-v}$; dando á v los sucesivos valores $\frac{1}{p}, \frac{2}{p}, \dots, \frac{p-1}{p}$ y sumando $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_{p-1}$

con las x correspondientes, $\frac{1}{p} l, \frac{2}{p} l, \dots, \frac{p-1}{p} l$, se ob-

tienen los puntos $1', 2', \dots, (n-1)'$ buscados.

Dentro de cada zona parcial se reparten las barras prudentemente, según el número de éstas y las dimensiones absolutas de aquélla. Desde luego se forman dos filas á poca distancia de los paramentos, distancia que debe ir creciendo con el espesor y ser por lo menos tres diámetros de barra.

En cada línea la separación puede ser uniforme, y para que al pasar á la zona siguiente no resulte una bastante mayor, conviene dividir la longitud en el mismo número de partes que el de barras, y alejar las extremas de las líneas de división la mitad de una parte.

La mayor parte de las barras, de longitud teórica hasta $60 \times \sqrt{2} = 84,8$ metros, práctica mayor todavía por la prolongación dentro del cimiento, tendrán que ser formadas por varios trozos. Pudiera emplearse la unión por simple solape, que contando con una adherencia práctica de solos 4,5 kg./cm.² exige una longitud de

$$4,5 \pi d \times l = 1000 \frac{\pi d^2}{4}; l = 56 d \quad (43)$$

para que la soldadura longitudinal con el hormigón equivalga al esfuerzo soportado por la barra. Aunque esa longitud puede reducirse á la mitad con las terminaciones en gancho de diámetro medio $6d$, creemos preferible el empalme directo de las barras por manguitos con doble terrajado, distribuyendo las juntas alternadas en dos ó tres órdenes por encima y otros tantos por debajo de planos orientados v_c con la vertical, en los que las cargas transversales son nulas.

(Continuará.)

Revista de las principales publicaciones técnicas.

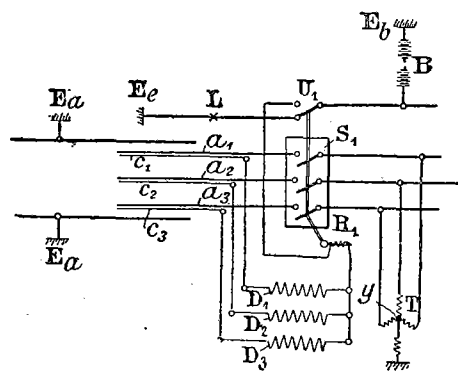
Disposición para proteger los cables subterráneos de alta tensión, sistema de los Establecimientos Siemens-Schuckert.

En el *Electrician*, del 29 de Septiembre último, describen MM. Birrenbach y Hochstædter la disposición protectora de los cables subterráneos de alta tensión, empleada por los Establecimientos Siemens-Schuckert, y cuyo esquema se representa en la figura.

Cada conductor a_1, a_2 y a_3 del cable está acompañado, en toda la longitud que hay que proteger contra los corta circuitos, por una lámina de cobre c_1, c_2 y c_3 , arrollada en tubo y cuidadosamente aislada, intercalada entre este cable y su cubierta de plomo, y unida por bobinas de self D_1, D_2 y D_3 , y por el relé R_1 de gobierno de los interruptores S_1 de la línea y de un interruptor de dos direcciones U_1 , á una batería de acumuladores B . El otro polo de ésta se halla en comunicación con la tierra en E_b . De la misma manera la cubierta de plomo del cable está conectada á tierra en E_a , y el interruptor U_1 cierra, cuando los interruptores D de la línea están abiertos, un circuito que termina también en tierra en E_a , en el cual se intercala una lámpara L , que se enciende y permite reconocer la línea deteriorada, cuando varias de estas líneas atraviesan la estación.

Cuando los cables son de un solo conductor, basta la disposi-

ción descrita, puesto que no puede producirse una conexión entre ellos más que á través de una de las placas de cobre c_1, c_2 y c_3 y la tierra, de modo que el circuito de la batería se encuentra también cerrado á través de ésta y de estas placas c_1, c_2 y c_3 , y produce la abertura de los interruptores S_1 .



Si, por el contrario, los cables son de conductores múltiples, es necesario todavía, para asegurar el funcionamiento de estos interruptores en caso de corto-circuito entre estos cables, produciéndose en el interior de la envoltura de plomo, que éstos