

Una aplicación del método Stucky para cálculo de presas-bóvedas

En un artículo lleno de interés, publicado por la REVISTA en su número de 1.º de abril, ha dado el Sr. Gruner una ojeada a las presas en arco hoy existentes, entre las cuales ocupan preeminente lugar las de Broc y Montejaque, que él mismo ha construido, y cuyo cálculo ha sido hecho por el método original de su ilustre colaborador el Dr. Stucky.

Son conocidos los fundamentos del método, expuestos por su autor en el *Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 1922. En esencia consiste en separar las cargas actuantes sobre la presa en dos partes, una de las cuales, ρ_a , sea resistida por los elementos horizontales o *arcos*, y otra, ρ_m , por los *muros*. La igualdad de las deformaciones en cada punto permite establecer las relaciones que llevan al conocimiento de ρ_a y ρ_m .

Hemos hecho la aplicación del método para el cálculo de una presa que los Sres. Escario y Errandonea piensan construir en Alloz (Navarra), y el interés que podría tener su exposición detallada se acentúa en este caso a causa de que el profesor de la Escuela de Caminos, D. Alfonso Peña, con originalísima vi-

el Sr. Peña, quien dará cuenta en breve a los lectores de la REVISTA de tan atractivo proyecto.

La cerrada de Alloz es verdaderamente excepcional. Una presa de 60 m de altura y otros tantos de longitud en la cuerda del arco superior permite embalsar 90 millones de m³ (fig. 1.º).

Mas la formación triásica en que está situada es abundante en yesos, lo que en el primer momento dió lugar a las naturales alarmas.

El estudio geológico detenido ha llevado a la conclusión de que la impermeabilidad del vaso está asegurada y que la roca tiene buenas condiciones para la cimentación, siempre que se eviten unas manchas de yeso que existen en la zona rayada en el plano (figura 2.º), lo que fija en unos 16 m el espesor máximo de la presa.

Si las condiciones de economía no bastan, éstas son decisivas, y el dique pesado habrá de reemplazarse en este caso por la presa-bóveda, que no podrá ser cualquiera, sino exactamente la que dichas condiciones determinan.

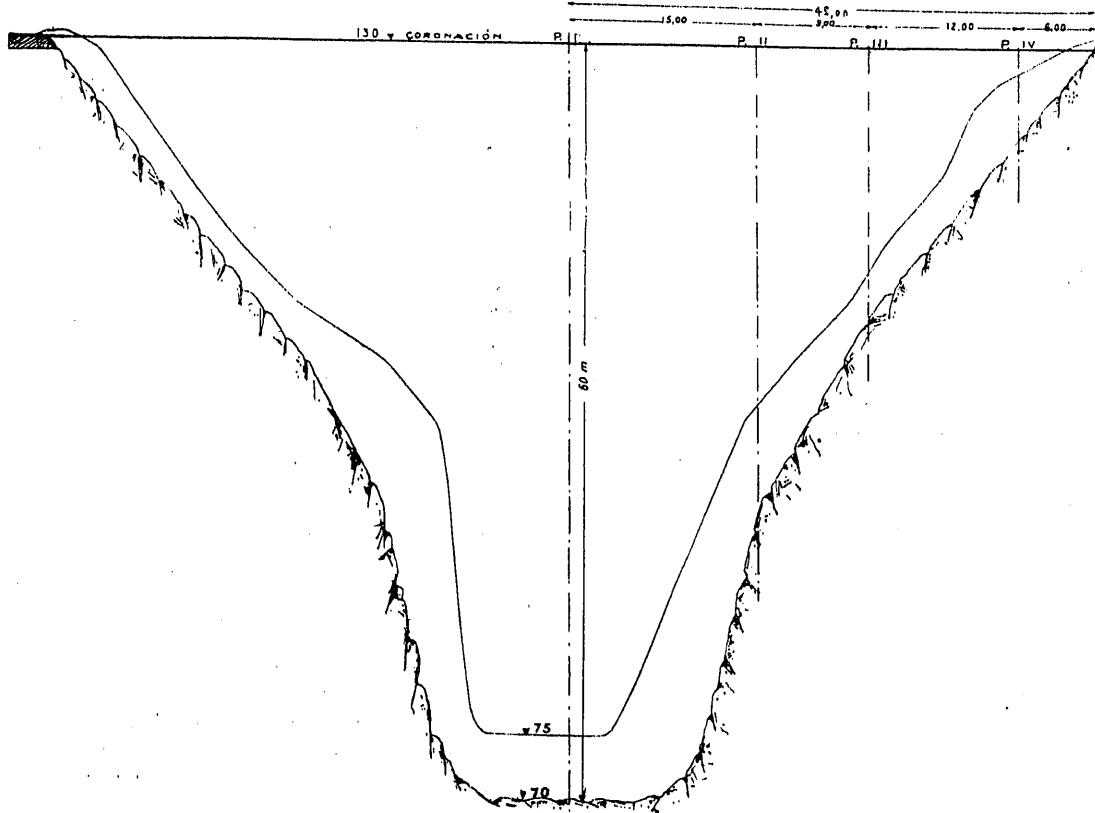


Fig. 1.º Sección longitudinal de la presa de Alloz (desarrollo convencional). Escala 1:600.

sión del problema, ha propuesto una solución muy elegante y audaz; gracias al comprensivo entusiasmo que de una parte han mostrado las autoridades y la Escuela de Caminos, y de otra la Sociedad interesada, va a ser posible estudiar sobre un modelo reducido la repartición de esfuerzos en la presa proyectada por

El perfil tipo adoptado (fig. 3.º) es semejante a los de otras construcciones de la misma índole. El paramento agua arriba es inclinado a fin de evitar los desplomes que si no se producirían en la zona próxima a las laderas, dada la necesaria variación de radios en función de la altura.

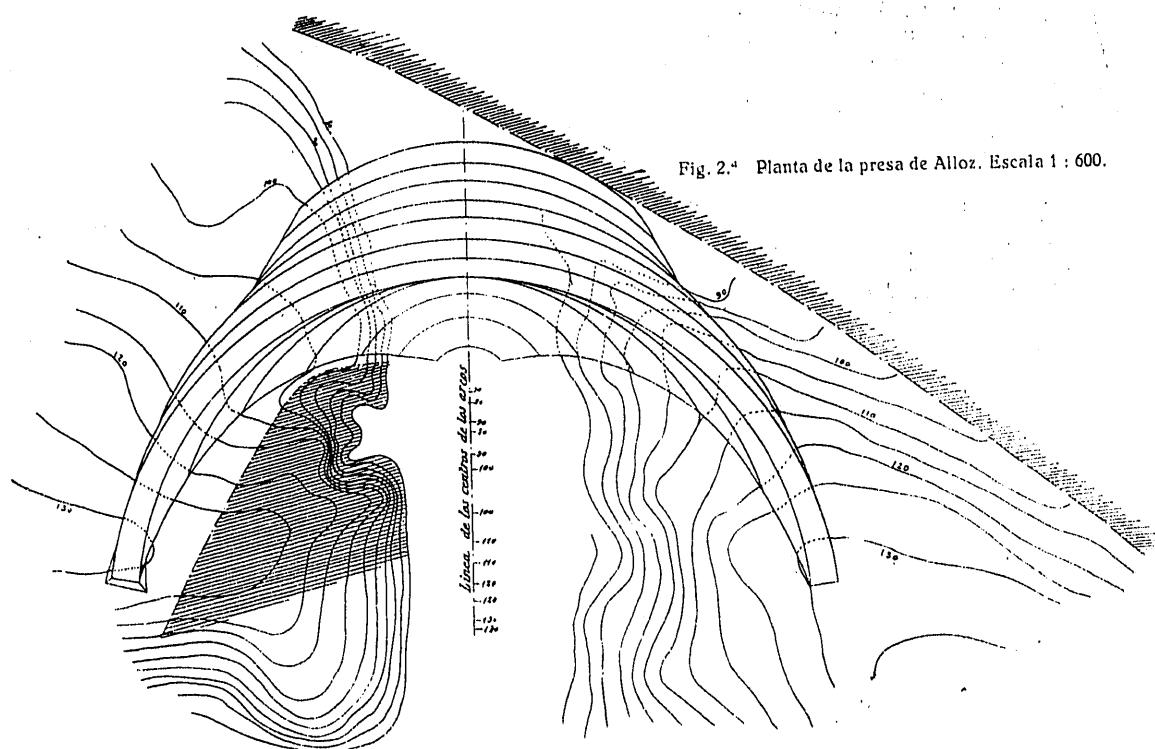


Fig. 2.º Planta de la presa de Alloz. Escala 1 : 600.

En particular el perfil recuerda a los de Broc y Montejaque, como es lógico, puesto que responde a las mismas normas. Hay, sin embargo, que aclarar una distinción esencial.

La presa de Broc cierra un valle en V, por lo cual, dada la escasa elasticidad de la zona inferior, de espesor mayor que la luz, predomina el trabajo del muro, siendo necesario reforzar los empotramientos, llegándose a espesores de 22 m para cargas de 50.

En Montejaque, en cambio, la forma en U del valle ha permitido contar con el predominio, aun en la zona inferior, de la acción resistente de los arcos, la más favorable desde el punto de vista mecánico, y, como consecuencia, reducir los espesores y mantener casi constantes los radios en toda la altura; no habiendo entonces riesgo de desplomes, el paramento agua arriba es casi vertical. El espesor máximo es de 16 m para 80 de altura.

En Alloz el valle tiene forma en V, y ya que no puede darse mayor espesor a los arcos precisa forzar su curvatura, disminuyendo el radio y aumentando el valor del ángulo en el centro; como límite inferior hemos tomado el de 90°.

Por otra parte es ventajoso tener en un plano axial las claves y los centros de todos los arcos para evitar los esfuerzos de torsión que en caso contrario se originan, visto lo cual, y puesto que la excavación y aun el aumento de fábrica representan poco en el presupuesto total, se ha admitido en los cálculos un valle simétrico y aumentando la excavación en la zona inferior de las laderas.

En todo caso, y aunque la excavación no se reali-

zara con arreglo a esa norma, los resultados previstos se cumplirían con bastante exactitud, viendo la roca a trabajar como si formara parte de la misma presa.

En la excavación convendrá evitar los cambios

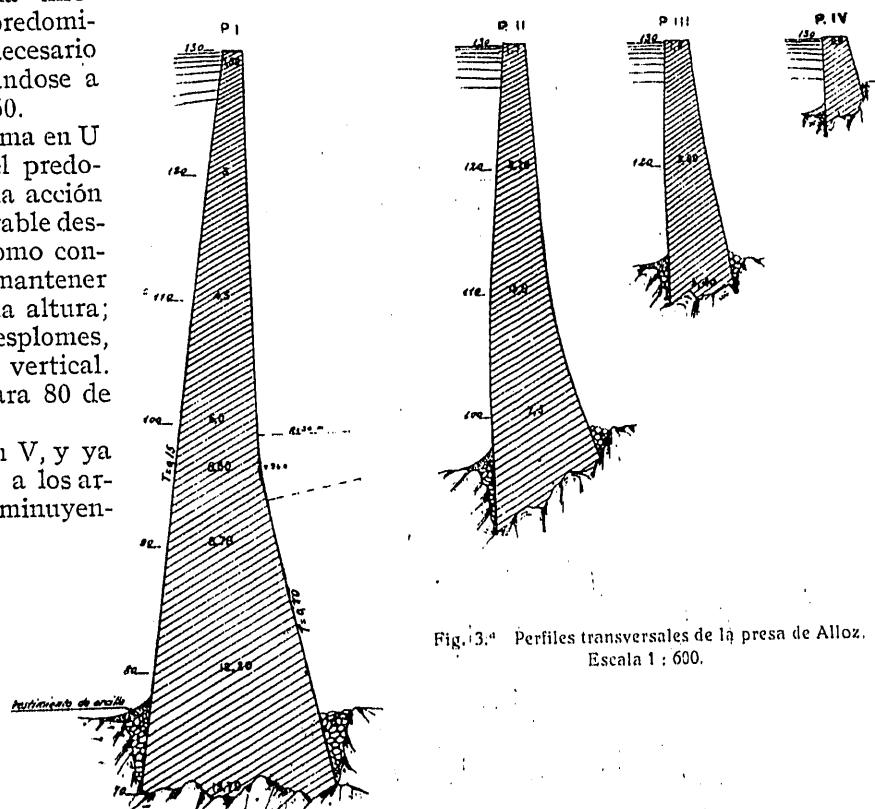


Fig. 3.º Perfiles transversales de la presa de Alloz. Escala 1 : 600.

bruscos de pendiente, en los cuales, según ha demostrado la experiencia, tienden a localizarse las fisuras.

Los arcos se proyectan de forma circular, que en nuestro caso, gracias al predominio de ellos en la resistencia, coincide sensiblemente con el antifunicular

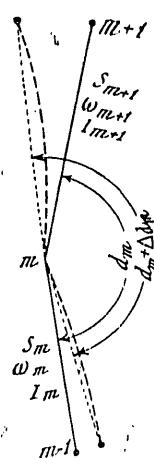


Fig. 4.a

El giro en la sección m es (fig. 4.a)

$$\Delta d_m = \frac{2M_m + M_{m+1}}{6EI_m} s_m + \frac{2M_m + M_{m+1}}{6EI_{m+1}} s_{m+1} + \frac{Q_m}{G\omega_m} - \frac{Q_{m+1}}{G\omega_{m+1}}$$

De este modo se determinan las deformaciones producidas en los muros (ancho unidad) para una fuerza de 1 t aplicada en una sección horizontal determinada.

Las unidades adoptadas son metros y toneladas excepto para las deformaciones en que se toma

$$u = 1 \times 10^{-6} \text{ metros} = \frac{1}{1000} \text{ mm}$$

Deformaciones de los muros

Como ejemplo damos (cuadro núm. 1) el cálculo correspondiente a la acción de la fuerza en la coronación del perfil I

Igualmente se procede para las distintas posiciones de la fuerza, resumiéndose los resultados en el cuadro núm. 2, cuya simetría es consecuencia del teorema de Maxwell.

Análogamente se deducen las deformaciones unitarias en los distintos perfiles transversales considerados.

Cálculo de las deformaciones de los arcos

En un arco empotrado sometido a una presión hidrostática, cuya directriz sea el antifunicular de las cargas, se demuestra que

$$\begin{aligned} \Delta X &= \frac{\int R \cos \varphi \, ds}{\int \frac{\cos^2 \varphi}{E\omega} \, ds + \int \frac{\sin^2 \varphi}{G\omega} \, ds + \int \frac{y_0 y_2}{IE} \, ds} = \\ &= \frac{\int \frac{\cos \varphi}{\omega} \, ds}{\int \frac{\cos^2 \varphi}{\omega} \, ds + \mu \int \frac{\sin^2 \varphi}{\omega} \, ds + \int \frac{y_0 y_2}{I} \, ds} \bar{R} \end{aligned}$$

es el valor de la componente hiperestática, paralela a la cuerda y aplicada en el centro de inercia del arco.

Se designa por

R_m = compresión isostática.

\bar{R} = compresión isostática media.

de cargas. Esto nos permite asimismo calcular con un valor medio del empuje isostático que es, en realidad, casi constante.

La determinación de la repartición de cargas entre el muro y los arcos se hace previo el análisis de las deformaciones unitarias. En una pieza prismática, sometida a una compresión normal N , un esfuerzo cortante Q y un momento flector M , la variación de longitud de un elemento es

$$\Delta s = \frac{N}{E\omega} s$$

ω = área de la sección.

I = momento de inercia.

y_0 = ordenada del centro de gravedad de la sección.

y_2 = ordenada del antípolo de la dirección de la fuerza ΔX respecto a la elipse de elasticidad.

Abreviadamente puede ponerse $\Delta X = KR$, si se hace

$$K = \frac{\int \frac{\cos \varphi}{\omega} \, ds}{\int \frac{\cos^2 \varphi}{\omega} \, ds + \mu \int \frac{\sin^2 \varphi}{\omega} \, ds + \int \frac{y_0 y_2}{I} \, ds}$$

El centro de inercia se determina fácilmente teniendo en cuenta que

$$y_1 = \frac{\int \frac{yds}{I}}{\int \frac{ds}{I}}$$

y reemplazando los integrales por sumas de productos (cuadro núm. 3).

Aplicando el mismo procedimiento y tomando, sin error grave, $y_0 = y_2$ se calcula k (cuadro núm. 4).

De las fuerzas que actúan sobre el arco, sólo ΔX produce momentos flectores, $M = y\Delta X$. Será, por tanto, posible determinar, conforme se hizo para los muros, el giro en una sección y además el acortamiento de la fibra, en la forma que se indica en el cuadro núm. 5.

Componiendo gráficamente los desplazamientos, habida cuenta de la dirección y sentido en que se producen, se obtendrá, por proyección sobre un plano paralelo, la deformación unitaria δ_{1m} en el plano de cada sección, dibujando una curva con los valores obtenidos, en la cual pueden tomarse los que corresponden a los perfiles transversales que interesen, que se han resumido en el cuadro núm. 6.

Repartición de las cargas

Determinadas las deformaciones unitarias de los dos sistemas, arcos y muros, se iguala, por tanteos sucesivos o por otro método cualquiera, las que corresponden a las presiones parciales, p_a y p_m , teniendo siempre en cuenta que $p_a + p_m = P$ (presión hidrostática).

En nuestro caso, particularmente, se simplifica el cálculo gracias al predominio del sistema arcos y a la forma circular de éstos.

La deformación de un arco, en un punto dado, será

$$\delta_a = \delta_{1a} \Delta X = \delta_{1a} KR$$

o bien

$$\delta_a = \delta_{1a} kr p_a$$

La deformación del muro se establecerá, siendo δ'_{1m} , δ''_{1m} , δ'''_{1m} las deformaciones producidas en la sección dada por la acción de una fuerza unitaria aislada a diferentes alturas, en esta forma:

$$\delta_m = \delta'_{1m} a p_m^I + \delta''_{1m} b p_m^{II} + \delta'''_{1m} c p_m^{III} + \dots$$

siendo p_m^I , p_m^{II} , p_m^{III} las presiones medias reducidas sobre las alturas a , b , c ..., respectivamente.

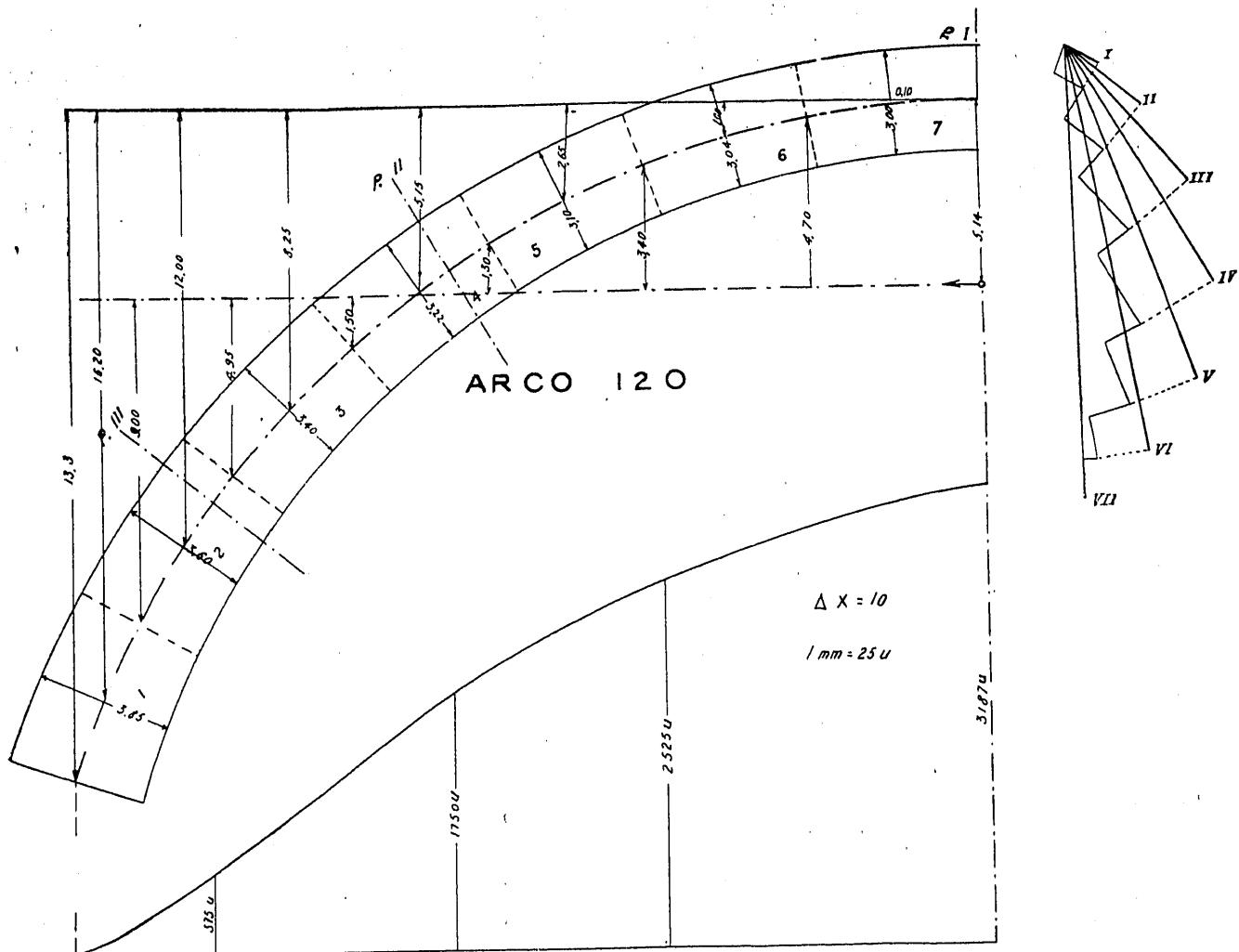


Fig. 5.^a Determinación de las deformaciones en los arcos.

Y por ser $\delta_a = \delta_m$ se tendrá para cada punto considerado

$$\delta_{1m} a p_m^{\text{I}} + \delta_{1m}'' b p_m^{\text{II}} + \delta_{1m}''' c p_m^{\text{III}} + \dots = \delta_{1a} k r p_a = \delta_{1a} k r [P - p_m^{(n)}]$$

Sistema de tantas incógnitas como ecuaciones.

$$\begin{aligned}
 1085 \times 5 p^I + 542 \times 10 p^{II} + 250 \times 10 p^{III} + 105 \times 10 p^{IV} + 36 \times 10 p^V &= -513 p^I \\
 542 \times 5 p^I + 351 \times 10 p^{II} + 183 \times 10 p^{III} + 82 \times 10 p^{IV} + 29 \times 10 p^V &= 225 (10 - p^{II}) \\
 250 \times 5 p^I + 183 \times 10 p^{II} + 116 \times 10 p^{III} + 60 \times 10 p^{IV} + 22 \times 10 p^V &= 114,3 (20 - p^{II}) \\
 105 \times 5 p^I + 82 \times 10 p^{II} + 60 \times 10 p^{III} + 38 \times 10 p^{IV} + 16 \times 10 p^V &= 45 (30 - p^{IV}) \\
 36 \times 5 p^I + 29 \times 10 p^{II} + 22 \times 10 p^{III} + 16 \times 10 p^{IV} + 8 \times 10 p^V &= 13 (40 - p^V)
 \end{aligned}$$

sistema cuyas soluciones, después de rectificadas teniendo en cuenta la repartición en los otros perfiles, son

$$\begin{aligned}
 p^I &= -1,34 \\
 p^{II} &= 0,20 \\
 p^{III} &= 2,15 \\
 p^{IV} &= 1,35 \\
 p^V &= 0,17
 \end{aligned}$$

Así se obtienen las reparticiones de cargas representadas en la figura 6.^a.

Las reacciones unitarias en los arcos se determinarán por la conocida ecuación

$$\eta_a = \frac{R}{e} \pm \frac{\Delta X \cdot y}{I'}$$

Puesto que la carga reducida es sensiblemente constante a lo largo del paramento de un arco, se podrá considerar como un sistema independiente el grupo de ecuaciones referentes a cada sección del muro, resolviéndolos con independencia completa y confrontándolos luego entre sí para hacer las modificaciones convenientes.

Se tiene así para el perfil transversal I:

$$\eta_a = \frac{R}{\gamma} \left(1 \pm \frac{6ky}{\gamma} \right)$$

y establecidos los momentos flectores de los muros y teniendo en cuenta el peso propio, las cargas en éstos serán, análogamente

$$\eta_m = \frac{P}{m} \pm \frac{M}{J'}$$

Acción de la temperatura

El descenso de temperatura se manifiesta como una presión hidrostática desplazando la clave hacia agua abajo.

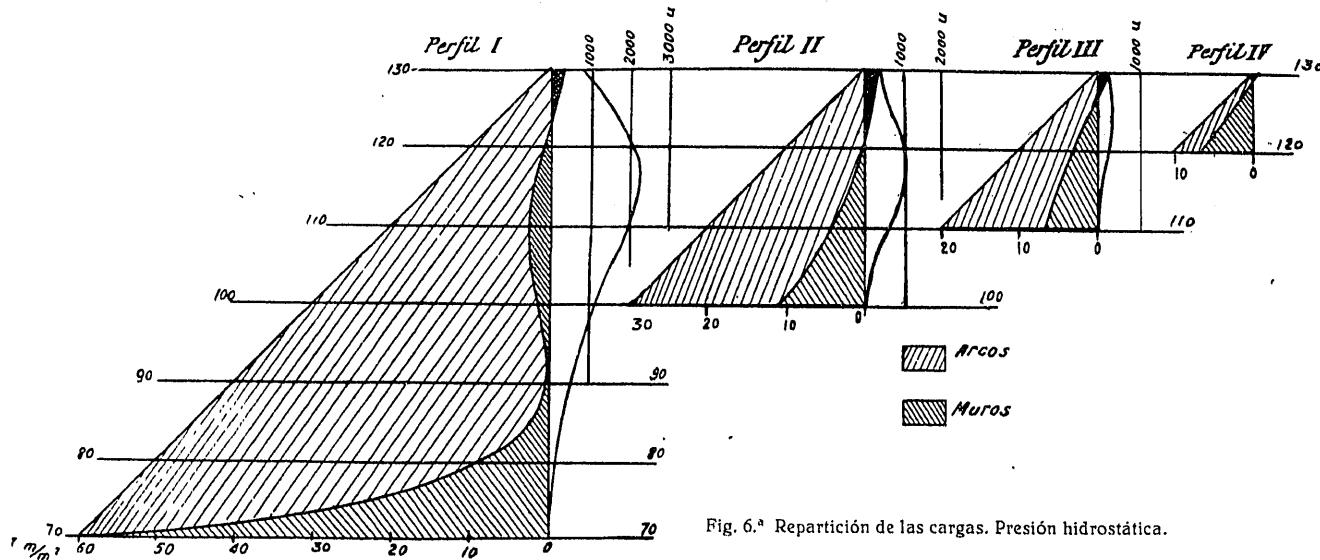


Fig. 6.1 Repartición de las cargas. Presión hidrostática.

La deformación que produce una variación de temperatura Δt es, por unidad de longitud, $\gamma \Delta t$, siendo γ el coeficiente de dilatación térmica y la carga unitaria $\gamma \Delta t E$ si todo el trabajo fuera absorbido por los arcos.

La compresión total en una sección, es decir, lo que hemos designado por R , vale

$$\gamma \Delta t E w$$

o bien, considerando ancho unidad

$$R = \gamma \Delta t E e$$

La composición sucesiva de los vectores representativos de estos productos permitiría, mediante la figura polar correspondiente, la determinación de las cargas de agua equivalentes; en nuestro caso, y análogamente a como se hizo y justificó para la presión hidrostática, calcularemos con un valor medio

$$\bar{R}_t = \gamma \Delta t E e_m$$

y puesto que

$$\bar{R}_t = P_t r \quad P_t = \frac{\gamma \Delta t E e_m}{r}$$

Para E adoptaremos $1\,500\,000 \text{ t/m}^2$ (1).

(1) El valor de E adoptado para determinar la repartición de cargas no tiene influencia en ésta; basta que sea el mismo para arcos y muros. El valor $E = 1\,500\,000$ es el correspondiente a cargas unitarias de 30 a 40 kg/cm^2 que, como se verá, son las que resultan del cálculo.

Las variaciones Δt han sido determinadas en la presa de Broc, obteniendo los valores que se indican a continuación juntamente con los propuestos para la de Alloz, teniendo en cuenta las diferencias climatológicas:

Profundidad bajo el embalse	Δt (Broc)	Alloz
	Δt	P
0 m	13°	12°
10 »	10°	8°
20 »	6°	6°
30 »	5°	5°
40 »	4°	4°, 5
50 »	—	4°
		54, 4

Conocida P , se procede idénticamente que para la presión hidrostática. (fig. 7.2).

Efecto de la desigualdad de temperatura

La temperatura del lago está sometida a variaciones menores que las del aire, por lo cual puede establecerse en el interior del muro una repartición desigual, que actuará de modo semejante a un momento flector.

Prescindiendo de la acción superficial, insensible a pocos centímetros de los paramentos, se puede admitir una distribución lineal de las temperaturas, (figu-

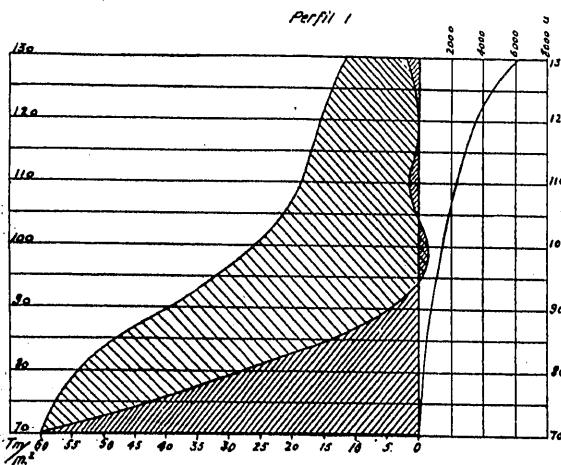
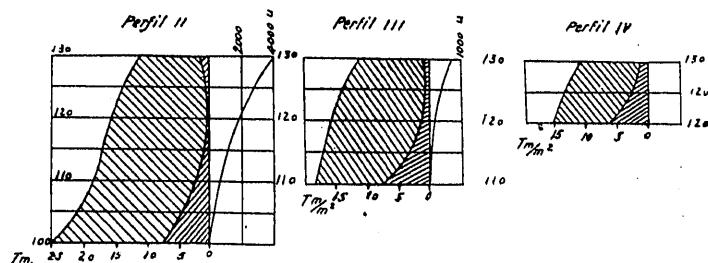


Fig. 8.1. La repartición de las cargas. Descenso de temperatura.



ra. 8.2), y, por tanto, de las deformaciones y las cargas unitarias. El momento flector valdrá

$$M'_t = \frac{e^2 \Delta t' \gamma E}{6}$$

y las cargas unitarias máximas

$$\eta'_t = \pm \frac{6M'_t}{e^2} = \Delta t' \gamma$$

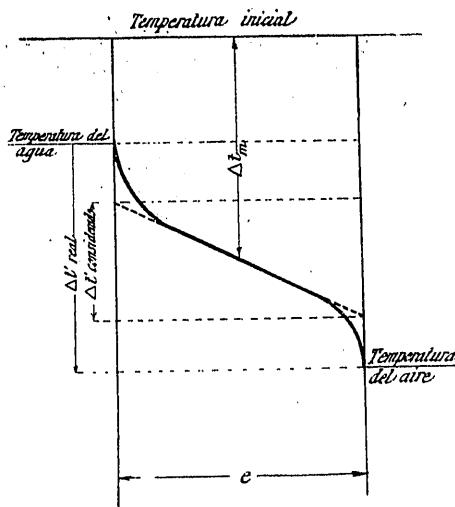


Fig. 8. Esquema de distribución de temperaturas.

Esta acción se ha supuesto íntegramente soportada por los arcos.

Cargas unitarias

En las figuras 9.^a, 9.^a bis, 10 y 10. bis, se dan las cargas unitarias máximas para arcos y muros. Su-

No es admisible, de modo absoluto, la polarización de los esfuerzos en esos dos sentidos, horizontal y vertical, exclusivamente; en realidad, el problema se acerca al planteado en torno a las placas planas cuyo análisis se hizo primitivamente de modo semejante; pero la complicación que introduce la forma curva es enorme obstáculo para un estudio más exacto y general.

En muchos casos se ha prescindido de tal repartición, cargando a los arcos todo el trabajo, lo que por una parte lleva a aumentar los espesores de éstos y puede, en cambio, dejar sin investigación cargas muy importantes que aparezcan sobre los muros.

A falta de otro mejor será forzoso recurrir a este método de cálculo, particularmente cuando se proyecten presas en que las rigideces vertical y horizontal sean de órdenes de magnitud semejante, y, en todo caso, suministrará una idea aproximada acerca de la influencia mutua de los sistemas elásticos (arcos y muros) considerados.

Sin embargo, aun queda en pie, entre otras, la incertidumbre del cálculo de los arcos, especialmente los inferiores, muy gruesos respecto a su luz, por lo cual aumentan los coeficientes k , y aparecen en los

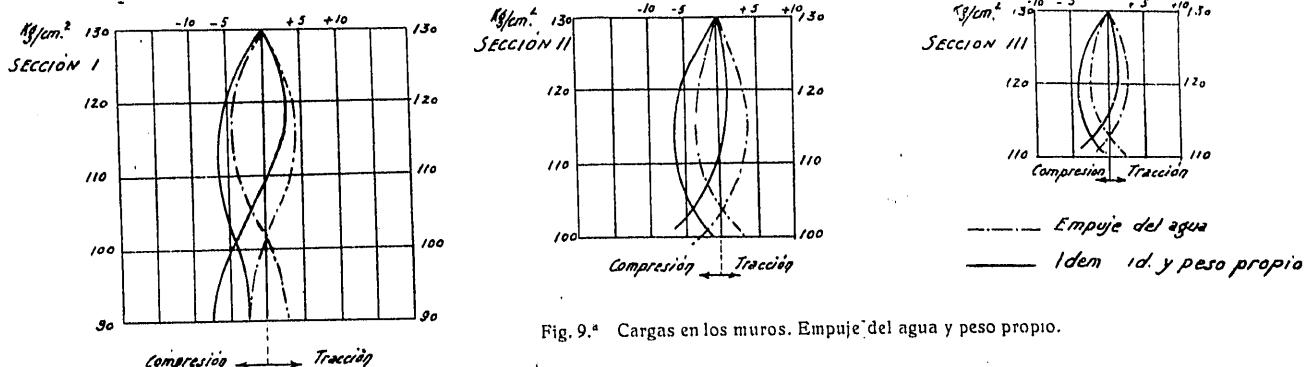


Fig. 9. Cargas en los muros. Empuje del agua y peso propio.

mando las debidas a la repartición desigual de temperatura en el caso más desfavorable, las cargas no alcanzan 35 kg/cm^2 a compresión, ni 5 kg/cm^2 a

paramentos cargas importantes de compresión y tracción que podrían evitarse disminuyendo los espesores.

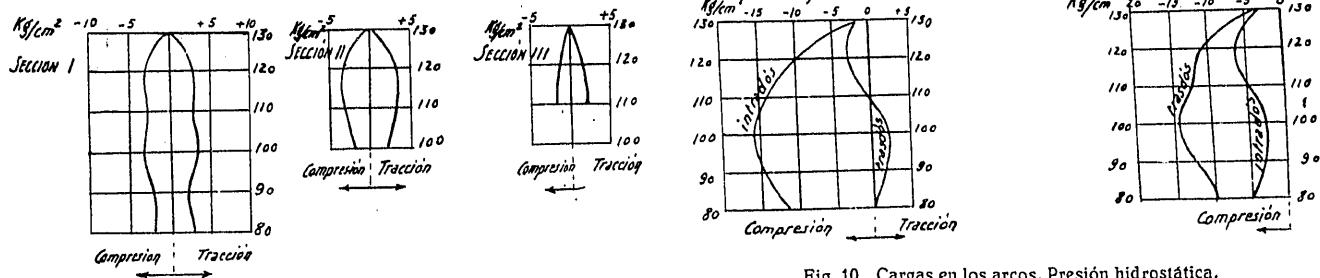


Fig. 9. bis Cargas en los muros. Variación de temperatura.

tracción. Son todos estos valores perfectamente aceptables.

En la figura 11 aparecen las cargas unitarias, obtenidas por la aplicación de la fórmula de los tubos y los coeficientes hiperestáticos en las presas de Broc y Alloz.

Comentarios

El objeto primordial del método Stucky es determinar la fracción de carga, en que el empotramiento de la base y el peso del muro alivian el trabajo de los arcos.

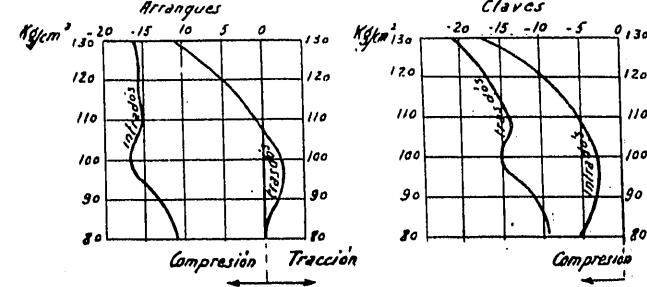


Fig. 10 bis Cargas en los arcos. Variación de temperatura.

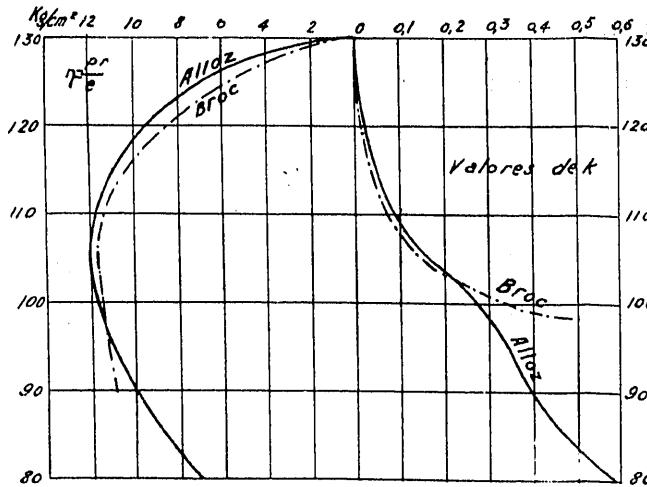


Fig. 11 Cargas isostáticas y coeficientes hiperestáticos en las presas de Broc y Alloz.

Este resultado del cálculo no es rigurosamente admisible y procede del conocimiento elástico imperfec-

to de las piezas sin directriz, a las cuales no es aplicable la hipótesis de la deformación plana, fundamento de la mecánica aplicada clásica (1).

Por eso Resal ha propuesto, con intuición clarísima, que en el interior de los arcos se recorte, imaginariamente, una zona orientada de modo que venga a constituir un núcleo resistente a compresión.

Por eso, también, la fórmula de los tubos $\eta = \frac{p_r}{e}$, aparentemente alarmante en su sencillez, tiene la virtud de adaptarse sutilmente a la probable realidad, y después de todo cuenta con una experiencia que hasta ahora no puede alegar ningún otro sistema de cálculo.

(1) La hipótesis de la conservación de la forma plana equivale a la sustitución de la sección deformada por su plano tangente. Esto sólo es admisible en una zona infinitesimal, y, prácticamente, en una bastante pequeña.

Enrique BECERRIL
Ingeniero de Caminos

CUADRO NUM. 1
Deformaciones en los muros

PERFIL I

Fuerza unitaria en la sección horizontal 0 (coronación)

COTA	NÚMERO DE ORDEN		P_m	M_m	$2M_m$	$2M_m + M_{m-1}$	e_m	$6EI_m$	A	B	A + B	C	D	$C + D$	Δd_m	$\Delta \varphi_m$	$s_m \Delta \varphi_m$	δ_m
	Lados	Secciones																
130	I	0	1	0	0	10	1,50	11,39	»	»	»	»	»	»	»	54,39	543,9	1 085
120	II	1		10	20	20	2,25	3,00	17,4	7,60	25	0,56	— 0,33	0,23	25,23	29,16	291,6	542
110	III	2		20	40	50	3,75	52,73	9,5	4,85	14,30	0,33	— 0,24	0,09	14,39	14,77	147,7	250,4
100	IV	3		30	60	80	4,50	144,70	5,5	2,48	7,98	0,24	— 0,17	0,07	8,05	6,72	67,2	102,7
90	V	4		40	80	110	5,25	397,06	2,7	1,14	3,84	0,17	— 0,12	0,05	3,89	2,83	28,3	35,5
80	VI	5		50	100	140	6,00	1 141,16	1,49	0,59	2,08	0,12	— 0,09	0,03	2,11	0,72	7,2	7,2
70		6		60	120	170	7,35	13,95	0,63	»	0,63	0,09	»	0,09	0,72	0	0	0

CUADRO NUM. 2

Perfil I

RESUMEN DE DEFORMACIONES

Fuerza unidad (1 000 kg) actuando en

	130	120	110	100	90	80	70
130	1 085	542	250	105	36	7	0
120	542	351	183	82	29	6	0
110	250	183	116	60	22	5	0
100	105	82	60	38	16	4	0
90	36	29	22	16	8	3	0
80	7	6	5	4	3	2	0
70	0	0	0	0	0	0	0

CUADRO NUM. 3

Cálculo de la ordenada del centro de inercia

ARCO 120

$r_m = 26,75$ m

$s = 4,62$ m

Número	e	$6EI$	$\frac{1}{6EI}$	y_m	$\frac{y_m}{6EI}$
1	3,85	57,07	0,0174	16,20	0,278
2	3,60	46,66	0,0213	12,00	0,256
3	3,40	39,30	0,0255	8,25	0,211
4	3,22	33,38	0,0300	5,15	0,155
5	3,10	29,79	0,0335	2,65	0,089
6	3,04	28,09	0,0355	1,00	0,035
7	3	27,00	0,0370	0,10	0,004
			0,2002		1,028
				$y_1 = \frac{1,028}{0,2002} = 5,14$	

CUADRO NUM. 4

Cálculo del coeficiente k

ARCO 120

 $s_m = 4,62$

Número	e	φ Grados cente- simales	$\cos \varphi$	$\frac{s_m}{\omega}$	$\frac{s_m \cos \varphi}{\omega}$	$\frac{s_m \cos^2 \varphi}{\omega}$	$\operatorname{sen} \varphi$	$\operatorname{sen}' \varphi$	$\frac{s_m \operatorname{sen}^2 \varphi}{\omega}$	y_m	y_o	$\frac{y_o^2}{6EI}$
1	3,85	74,256	0,3935	1,20	0,47	0,18				16,20	— 11,06	2,14
2	3,60	62,832	0,5512	1,28	0,70	0,39				12,00	— 6,86	1,01
3	3,40	51,408	0,6913	1,36	0,94	0,65				8,25	— 3,11	0,25
4	3,22	39,984	0,8092	1,43	1,16	0,94				5,15	— 0,01	0,00
5	3,10	28,560	0,9010	1,49	1,34	1,20				2,65	— 2,49	0,21
6	3,04	17,136	0,9640	1,52	1,46	1,41				1,00	— 4,14	0,61
7	3,00	5,712	0,9960	1,54	1,53	1,52				0,10	— 5,04	0,94
					7,60	6,29						5,16

$$K = \frac{7,60}{6,29 + 5,16 \times 2 \times 6 \times 4,62}$$

CUADRO NUM. 5

Cálculo de las deformaciones

ARCO 120

 $\Delta X = 1 \text{ t}$

$$R_m = \frac{1}{0,026} = 38,5 \text{ t}$$

 $s_m = 4,62$

NÚMERO DE ORDEN	y_m	$2y_m$	$2y_m + y_{m+1}$	$2y_m + y_{m+2}$	$\frac{s_m}{6EI}$	A	B	$A + B$	$\frac{y_m + \Delta X \operatorname{sen} \varphi}{6EI}$	C	D	$C + D$	Δd_m	$\Delta \varphi_m$	$s_m \Delta \varphi_m$	N_m	$\frac{s_m}{\omega}$	Δs
Lados Sección																		
1	0	— 13,30	— 26,60	— »	— 35,6	0,080	0	— 2,85	— 2,85	0,9103	»	— 0,30	— 0,3	— 3,15	— 3,15	38,5	— 14,6	23,1
	I	— 9,00	— 18	— 31,3	— 22,95	0,098	— 2,51	— 2,25	— 4,76	0,8843	0,30	— 0,29	0,01	— 4,75	— 7,90	— 34,5	— 24,	
2	II	— 4,95	— 9,90	— 18,90	— 11,4	0,118	— 1,80	— 1,35	— 3,21	0,7226	0,29	— 0,27	0,02	— 3,11	— 11,08	— 51,2	— 26,	
3	III	— 1,50	— 3,00	— 7,95	— 1,7	0,138	— 0,94	— 0,22	— 1,16	0,5875	0,27	— 0,23	0,04	— 1,12	— 12,21	— 56,4	— 27,	
4	IV	+ 1,30	+ 2,60	+ 1,60	+ 6,00	0,154	+ 1,5	+ 0,94	+ 2,44	0,4337	0,23	— 0,17	0,04	+ 2,48	— 9,73	— 44,9	— 27,	
5	V	+ 3,40	+ 6,80	+ 8,10	+ 11,5	0,163	+ 1,25	+ 1,87	+ 3,12	0,2660	0,17	— 0,11	0,06	+ 3,18	— 6,55	— 30,2	— 29,	
6	VI	+ 4,70	+ 9,40	+ 12,80	+ 14,54	0,171	+ 2,00	+ 2,48	+ 4,57	0,0896	0,11	— 0,04	0,05	+ 4,62	— 1,93	— 8,9	— 29,6	
7	VII	+ 5,14	+ 10,20	+ 15,00	+ 14,98		+ 2,50	+ 2,58	+ 5,16		0,04	— 0,04	0,08	+ 5,20	+ 3,27			

CUADRO NUM. 6

Deformaciones de los arcos

RESUMEN

Cotas	ΔX	k	R	Perfil I	Perfil II	Perfil III	Perfil IV	R	Perfil I	Perfil II	Perfil III	Perfil IV
130	1	0,0035	286	5 275	3 57.	1 750	152	1	18,50	12,83	6,12	0,64
120	10	0,026	385	3 187	1 750	575	»	1	8,28	4,54	1,4	»
110	100	0,083	1 205	5 670	2 470	»	»	1	4,71	2,05	»	»
100	100	0,285	3 508	770	»	»	»	1	2,19	»	»	»
90	100	0,397	258	200	»	»	»	1	0,8	»	»	»
80	»	0,580	»	»	»	»	»	1	»	»	»	»