

Cálculo de Tranques en Arco

Teoría general del arco

a) *Presión de agua.*—Si a un arco de círculo se le somete a una carga normal a su superficie externa y esta carga es uniformemente repartida, se obtiene un polígono de presiones que coincide con el eje del arco.

El esfuerzo normal que se produce será igual a:

$$1) \quad P = p r$$

en que p es la presión unitaria y r es el radio del arco.

Este esfuerzo normal produce un acortamiento elástico del arco. Si este último se puede realizar libremente dejándose deslizar los arranques según dos planos radiales, se obtendrá siempre un sistema de fuerzas centrado e. d. no se producirá momentos de flexión.

En la inmensa mayoría de los casos, de muros de arco, se trata de empotrar los arranques en la roca y por consiguiente se evita el desplazamiento o la rotación del arco alrededor de su arranque. Se tiene entonces el arco rígidamente empotrado para el cual el sistema de fuerza se descentra. Se produce entonces el empuje elástico cuya magnitud queda fijada por la fórmula:

$$2) \quad H_e = \frac{2 \lambda \gamma \operatorname{sen} \alpha}{12 K_d + K_n \gamma^2 \operatorname{sen}^2 \alpha} \cdot \gamma_0 h l$$

en que α es el $\frac{1}{2}$ ángulo del centro y l es la semiluz, γ es el espesor relativo del arco = $n : l$

$$3) \quad \lambda = \frac{1}{\gamma \operatorname{sen} \alpha} + \frac{1}{2}$$

4)

$$K_4 = \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\alpha + \alpha - 2 \frac{\operatorname{sen}^2 \alpha}{\alpha}$$

5)

$$K_5 = \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\alpha + \alpha$$

γ_0 = peso específico del agua

h es la profundidad considerada

Se puede poner

6)

$$H_w = -H' \gamma_0 h l$$

en que

7)

$$H' = \frac{2\lambda \nu \operatorname{sen} \alpha}{\nu^2 \operatorname{sen}^2 \alpha} + K_5$$

Esta expresión depende sólo de ν y de α , ya que λ depende de ellos, y los términos K_4 y K_5 dependen sólo de α ; de este modo se ha obtenido el gráfico que aparece en la página 22 de N. Kelen: Die Staumauern.

El empuje elástico produce un momento cuya magnitud queda fijada por la situación de la sección considerada con respecto al centro elástico del arco, de modo que: $M = H_w y$ (8).

Si llamamos y_1 la distancia del centro elástico a la clave y y_0 la ordenada con respecto a la línea que une los arranques, será entonces para un arco de un espesor constante y de ángulo de centro igual a: 2α

$$9) \quad \frac{y_1}{y_0} = \frac{\frac{1}{\operatorname{sen} \alpha} \alpha - \cot \alpha}{\left(\frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right)} - 1, \quad y_1 + y_0 = f$$

Para valores de α de 45 a 90° los valores de $\frac{y_1}{y_0}$ fluctúan entre 0,5159 y 0,5708.

De aquí se desprende que los momentos en los arranques será siempre mayor que el de la clave.

De este modo obtenemos los momentos del arco en el arranque $M_k = H_w y_0$ y el momento en la clave $M_s = H_w y_1$ (11).

La reacción del apoyo R_w es la resultante de los componentes R_0 y H_w en que

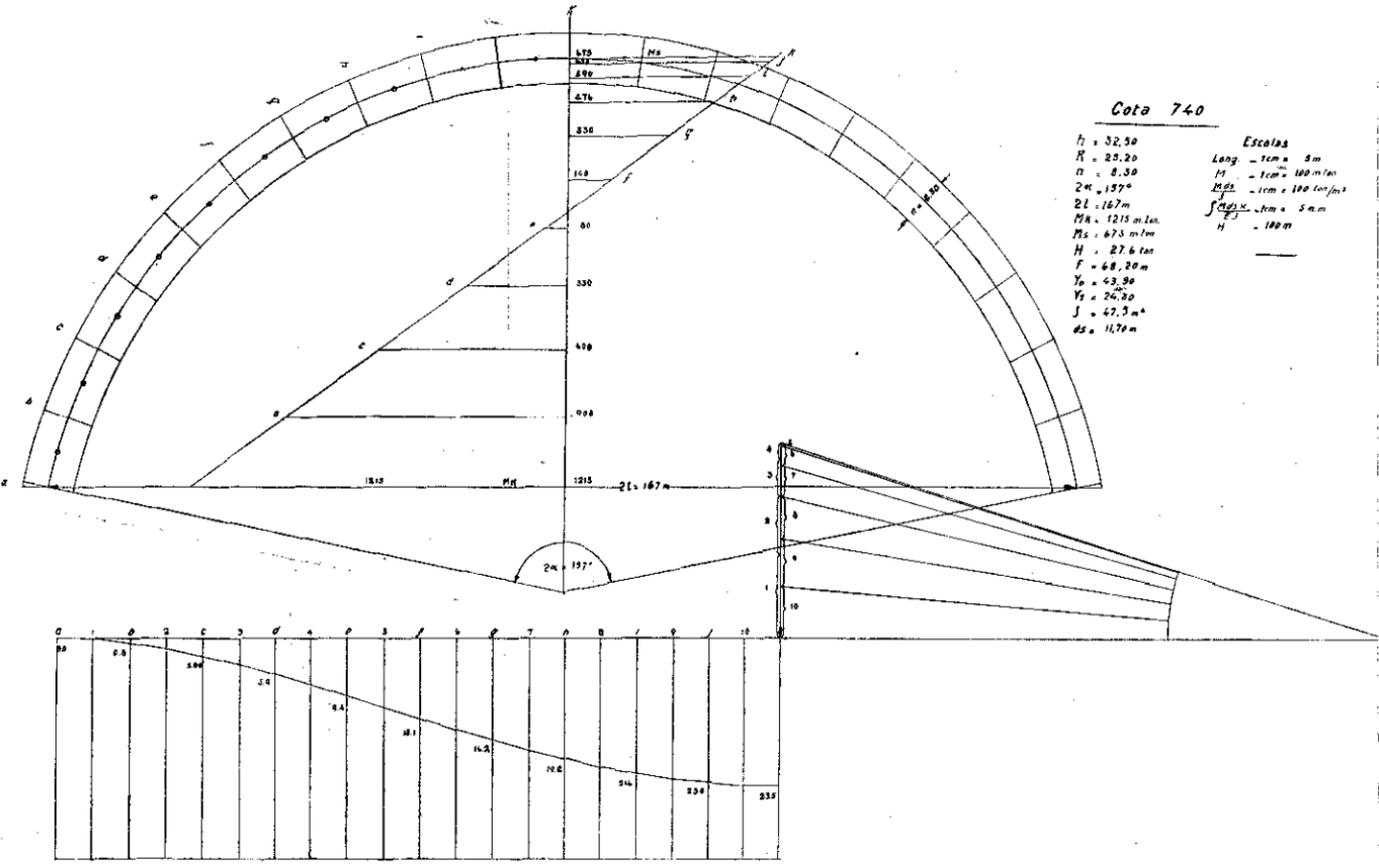
12)

$$R_0 = p r_a = \gamma_0 h \lambda \nu l$$

$$H_w = \text{el empuje elástico}$$

Cota 740

- $r_1 = 52.50$
 - $R = 25.20$
 - $D = 8.30$
 - $2\alpha = 197^\circ$
 - $2L = 167\text{m}$
 - $M_0 = 1215\text{ m}^2/\text{tan}$
 - $M_1 = 673\text{ m}^2/\text{tan}$
 - $H = 27.6\text{ tan}$
 - $F = 48.20\text{ m}$
 - $Y_0 = 43.90$
 - $Y_1 = 26.20$
 - $J = 47.5\text{ m}^2$
 - $d_2 = 11.70\text{ m}$
- Escalera
- Long - $7\text{ m} \times 3\text{ m}$
 - $H = 3\text{ cm} = 100\text{ m}/\text{tan}$
 - $M_0 = 1\text{ cm} = 100\text{ tan}/\text{tan}$
 - $J(\text{cm}) = 1\text{ cm} = 5\text{ m}$
 - $H = 100\text{ m}$



- 13) $N_w = R + H_w \cos \alpha$
 14) $N_w = (\lambda \nu - H' \cos \alpha) \gamma_o h l$
 15) $N'_w = (\lambda \nu - H' \cos \alpha)$

La fatiga del concreto en arranque es

$$16) \quad \sigma = \frac{N_w}{F} \pm \frac{M_w}{W}$$

e introduciendo los valores

$$17) \quad F = n \quad y \quad W = \frac{n^2}{6}$$

y recordando las demás convenciones, se llega a la fatiga específica.

La fatiga es entonces

$$\sigma'_w = \frac{1}{\nu} \left(N'_w + \frac{-6M'}{\nu} \right)$$

Con la fórmula 17 se han hecho los gráficos que se publican en Kelen para la fatiga específica del paramento mojado y del paramento seco de los arranques del arco.

La temperatura tiene dos aspectos bajo la que se debe considerar:

- 1) Una variación uniforme de temperatura de todo el arco.
- 2) Una diferencia de temperatura entre los paramentos del arco.

1) La variación uniforme de temperatura determina un acortamiento o alargamiento del eje del arco. Interesan entonces para este caso sólo las variaciones de temperatura del eje neutro.

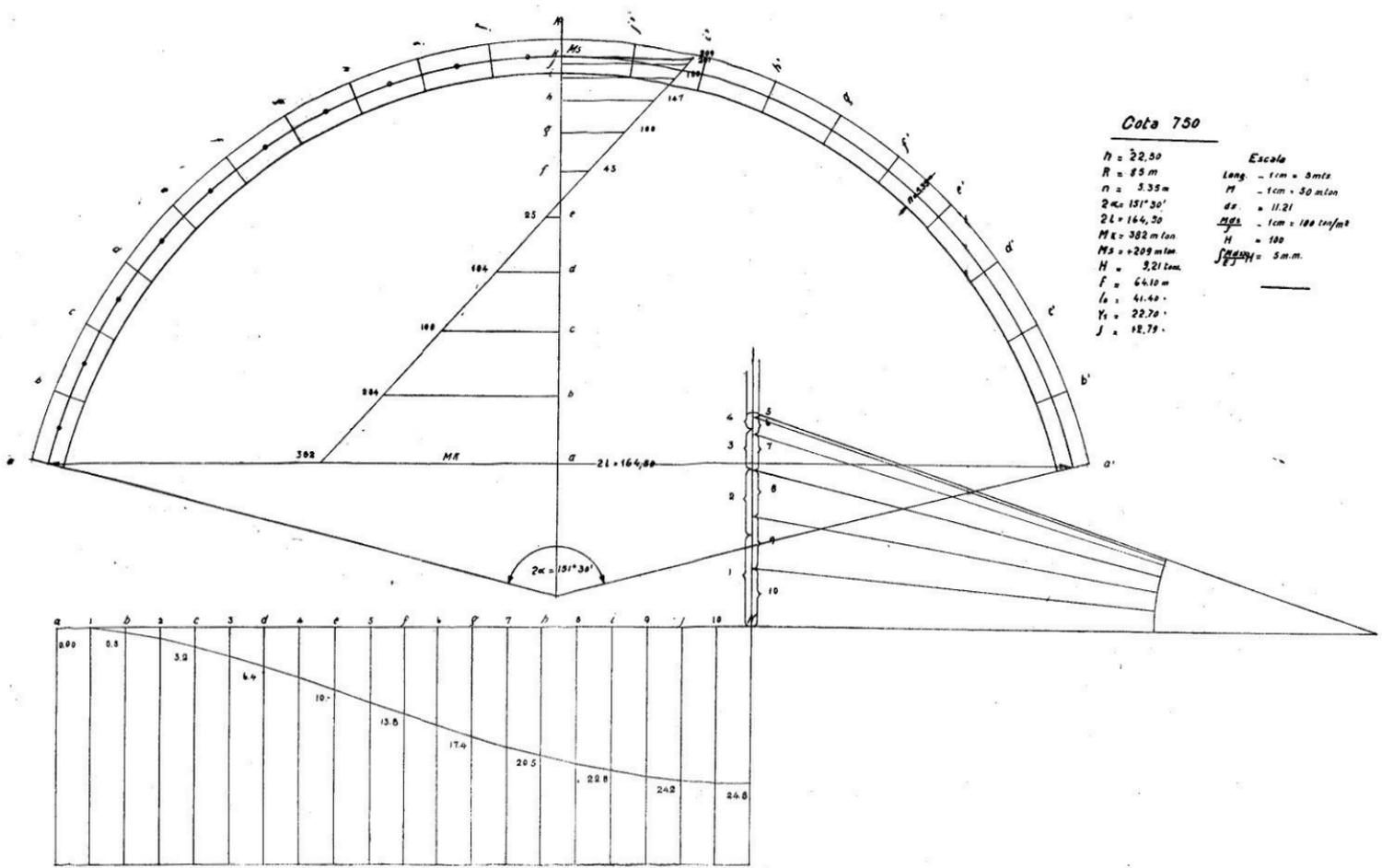
Según las observaciones hechas por Lydtin en los tranques de Montsalven y Barberine y otros, se ha logrado establecer que las variaciones diurnas de temperatura llegan con sus efectos,

- a 10 cms. de profundidad alrededor de 50% de la temperatura
- a 30 » » » » » 5 a 10% »
- a 50 » » » » » 2 a 3% »

Las variaciones anuales se transmiten

- 2 m. el 35%
- 30 a 50 cms. el 80%
- 70 cms. el 75%
- 1 m. el 70%

Según las observaciones de Merriman en el tranque de Boonton este autor ha propuesto la fórmula:



Cota 750

- | | |
|----------------------------|--|
| $n = 22,50$ | Escala |
| $R = 85\text{ m}$ | Long - 1cm = 5mts |
| $\alpha = 5,35\text{ m}$ | M - 1cm = 50 mton |
| $2\alpha = 151^{\circ}30'$ | ds = 11,21 |
| $2L = 164,30$ | $\frac{H}{L} = 1\text{cm} = 100\text{ cm/m}$ |
| $ME = 382\text{ m ton}$ | H = 100 |
| $MS = +200\text{ m ton}$ | $\frac{H}{L} = 3\text{m.m.}$ |
| $H = 9,21\text{ ton}$ | |
| $f = 64,10\text{ m}$ | |
| $f_0 = 41,40\text{ m}$ | |
| $Y_1 = 22,70\text{ m}$ | |
| $J = 12,79\text{ m}$ | |

$$18) \quad R = \frac{\nabla T}{3 \sqrt[3]{D}}$$

en que ΔT son la diferencias máximas entre las medias diarias de un año, D es la distancia del punto considerado hasta el paramento y R es la diferencia de temperatura que se debe considerar.

Una fórmula parecida deduce el Ing. Hugo Ritter.

Las variaciones de temperatura del agua disminuyen con la profundidad; así en el lago de Ginebra se han medido en la superficie temperatura de verano e invierno de 20,6° y 6,4° respectivamente, mientras que la temperatura correspondiente a 60 mtrs. de profundidad fueron de 5,6 y 5,1° respectivamente. Mientras la diferencia en la superficie abarca 14,2° alcanzaba a 60 m. a 0,5° C de variación.

Como temperatura máxima con traque lleno no se necesitará considerar menos que 0° y en profundidades mayores sólo + 4°. De todas estas consideraciones fluye que no es necesario dedicar una escala muy amplia de variación de temperatura. La carga producida por la variación de temperatura tiene la siguiente diferencia con la carga producida por el agua. Si el arco se pudiera contraer libremente desaparecería la fatiga de temperatura aunque esta siga variando; más, producida la carga del arco por el agua, la fatiga no desaparece, ni aún después de haberse deformado el arco.

Para una variación de la temperatura del arco el empuje se calcula según la fórmula.

$$19) \quad H_t = \frac{E \omega}{\lambda} t l H'$$

en que E es el módulo de elasticidad del concreto.

α es la coeficiente de dilatación.

λ es la relación β ya vista.

t es la variación de temperatura afectada de su signo.

l la semi luz y

H' es el valor calculado de la fórmula ya vista.

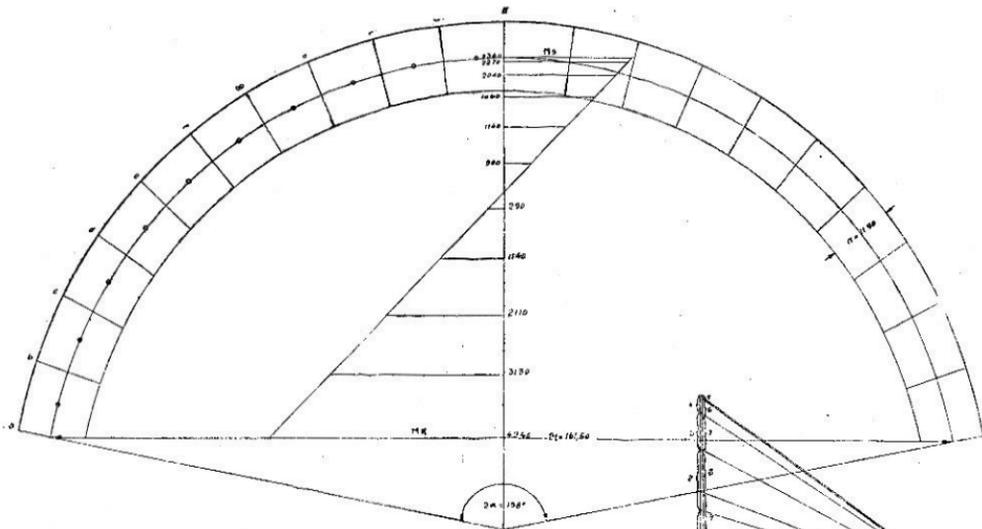
Análogamente al caso anterior se obtienen los momentos.

$$\text{Del arranque } M_{tk} = H_t y_0 \quad (21)$$

$$\text{De la clave D } M_{ts} = H_t y_1 \quad (22)$$

$$(23) \text{ Y la fatiga } \sigma_t = \frac{1}{\nu} \left(H' \cos \alpha \pm \frac{6 M'}{l} \right) \frac{E \omega}{\lambda} t.$$

2.º La diferencia de temperatura entre los dos paramentos sea Δt

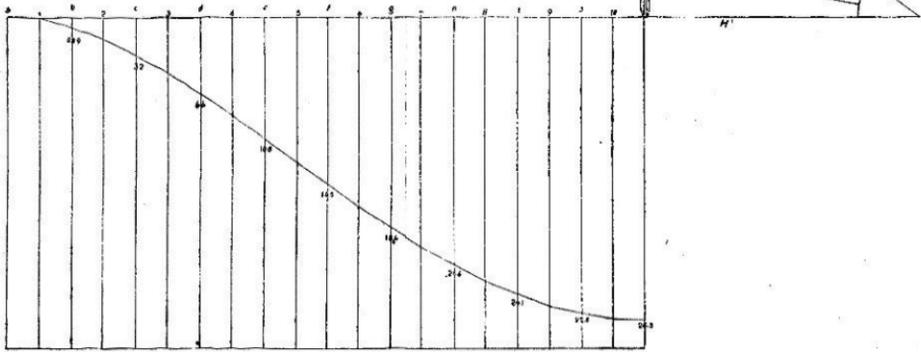


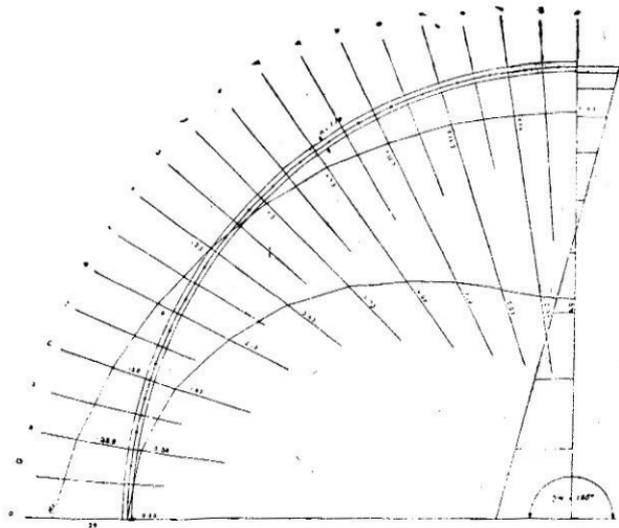
Cota 710

$b = 62.50m$
 $R = 8250$
 $\alpha = 11.50^\circ$
 $2\alpha = 158^\circ$
 $SL = 161.69m$
 $MS = 4548 \text{ m}^2$
 $MS = 2340$
 $H = 11.50 \text{ m}$
 $Y_0 = 4.28$
 $Y_1 = 23.70$
 $J = 194m^3$
 $ds = 11.42m$

Escala:

Long. 1cm = 5m
 $M = \dots = 500 \text{ m}^2$
 $\frac{MS}{J} = \dots = 182 \text{ m}^2/\text{m}^3$
 $\frac{J}{S} = \dots = 0.25 \text{ m}$
 $H = \dots = 50m$

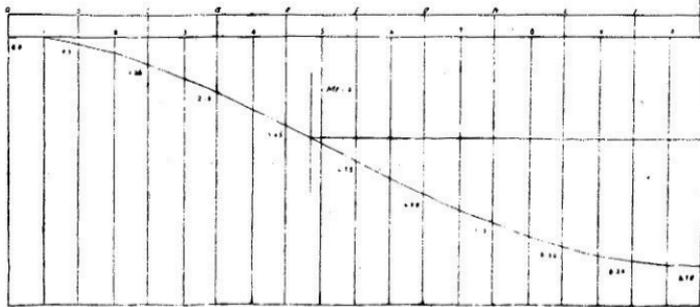
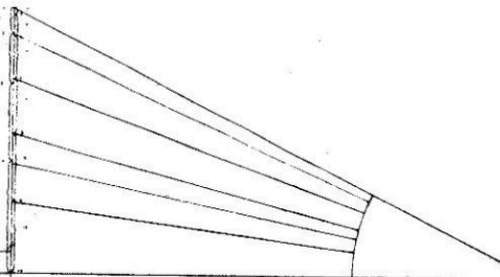


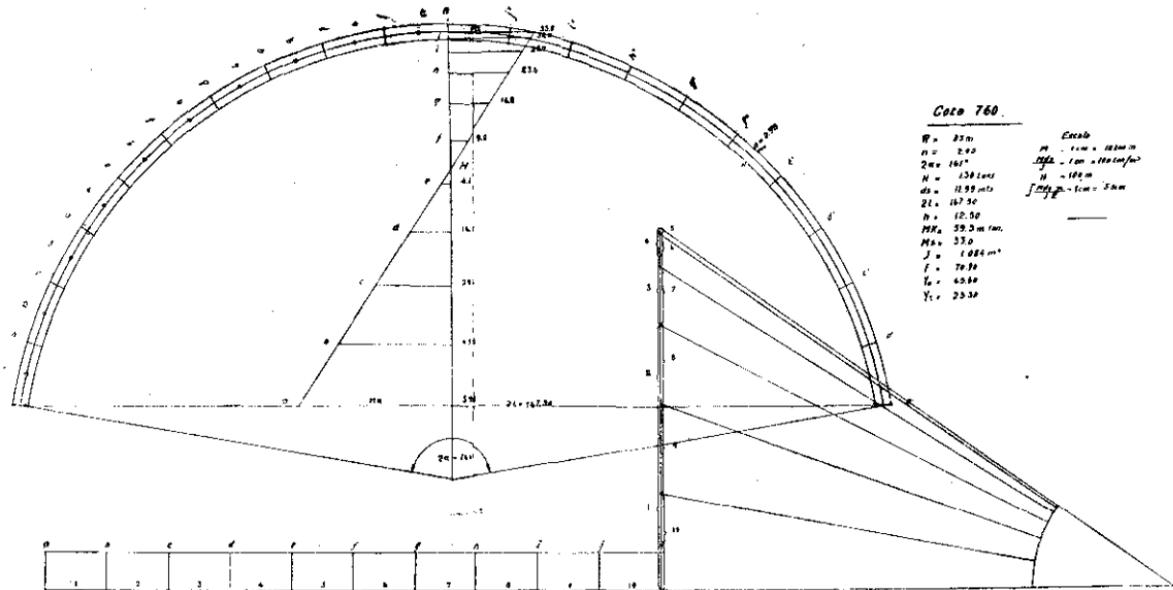


Coia 110

R. 52
 n. 170
 l. 8.000
 M. 1.000
 M. 1.000
 n. 250
 Z. 1.000
 Z. 1.000
 Z. 1.000

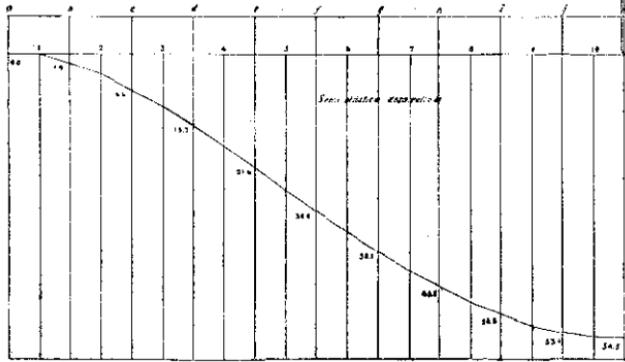
8000
 M. 1.000
 Z. 1.000
 Z. 1.000





Cota 760

$R = 100$	$M = 100 \times 100$
$r = 2.0$	$M_1 = 100 \times 100$
$2m = 167$	$M_2 = 100 \times 100$
$H = 100$	$H = 100$
$ds = 10.99$	$[ds] = 100 \times 100$
$2L = 167.30$	
$h = 12.30$	
$MH = 100 \times 100$	
$M_1 = 100$	
$J = 100$	
$L = 100$	
$L_1 = 100$	
$L_2 = 100$	

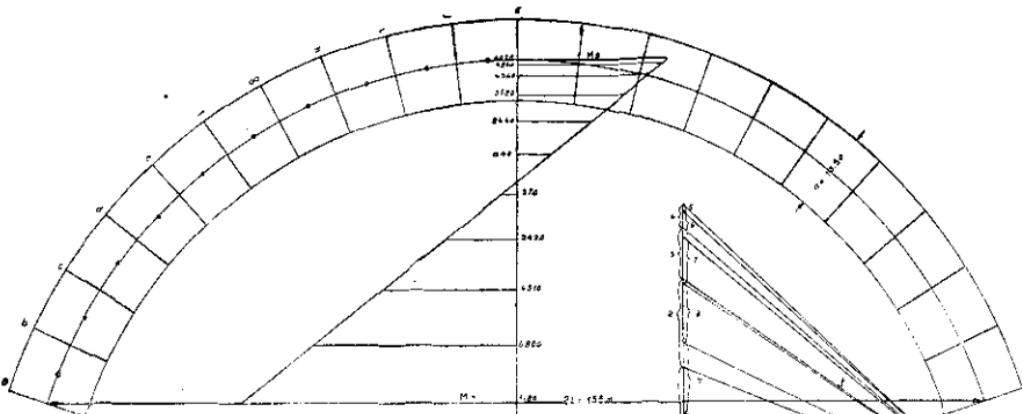


Cota 700

$D = 22.50 \text{ m}$
 $R = 81.25 \text{ m}$
 $n = 13.50 \text{ m}$
 $2M = 14.31$
 $DL = 195 \text{ m}$
 $MA = 918 \text{ cm las}$
 $MS = 4370$
 $H = 253 \text{ cm}$
 $F = 25.00 \text{ m}$
 $Y_6 = 36.20 \text{ m}$
 $Y_5 = 19.60 \text{ m}$
 $J = 293 \text{ m}^2$
 $ds = 10.18 \text{ m}$

Escalas

$\text{Long.} = 1 \text{ cm} = 30 \text{ m}$
 $M = 1 \text{ cm} = 200 \text{ m la}$
 $\frac{M}{H} = 1 \text{ cm} = 100 \text{ cm la}$
 $\frac{M}{H} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$
 $H = 50 \text{ m}$

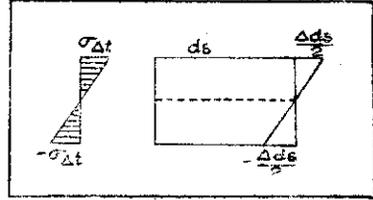


$$24) \quad \frac{\Delta ds}{2} = \omega \frac{\Delta t ds}{2} \quad \text{o sea} \quad \frac{\Delta ds}{ds} = \frac{1}{2} \omega \Delta t$$

Según la ley de Hook

$$25) \quad \sigma_{\Delta t} = E \epsilon$$

$$26) \quad \text{y} \quad \epsilon = \frac{\Delta ds}{ds} \quad \text{o sea}$$



$$27) \quad \sigma_{\Delta t} = \frac{1}{2} E \omega \Delta t$$

La fatiga de la fibra externa por otra parte

$$\sigma_{\Delta t} = \frac{M_{\Delta t}}{W} = \frac{6M_{\Delta t}}{n^2} \quad \text{de donde}$$

$$M_{\Delta t} = \frac{1}{12} E \omega y^2 2^2 \Delta t$$

Para calcular la fatiga proveniente de la diferencia de temperatura, no se necesita sino la fórmula 27 que nos proporciona un camino muy cómodo para determinar la fatiga

Siendo $E = 2 \times 10^6$ y $\omega = 0,00001$ entonces $E \omega = 20 \text{ ton/m}^2$

$$\text{luego } F_{\Delta t} = 10 \Delta \text{ en ton/m}^2$$

Cada grado de diferencia entre los paramentos produce 1 kg. de fatiga de compresión en el lado de mayor temperatura o sea 10 ton/m^2

La contracción del concreto.—Es uno de los factores que mayor importancia han tomado en la estructura empotrada. Su efecto no es uniforme y varía según leyes no bien conocidas.

Se sabe que si un concreto se endurece al aire libre, al cabo de cierto tiempo se produce una disminución de volumen. Si este mismo concreto se endurece bajo el agua se produce un aumento de volumen.

Se ha tratado de asimilar los efectos de contracción a una variación de temperatura y dentro de esta concepción fijar la variación que produzca los mismos efectos. Así se ha logrado constatar que como término medio durante el primer año una barra de 1 m. pierde 0,3 mm. de longitud lo que con un coeficiente $\omega = 0,00001$ equivale a una disminución de temperatura de 30° .

Los reglamentos hasta ahora han fijado para este fenómeno un descenso de 15 grados.

Este descenso de por si solo origina fatigas casi siempre inadmisibles de suerte que se impone la construcción de juntas que se concretarían después de haberse verificado alguna parte importante de contracción.

Esta parte importante se puede determinar por la observación de la pérdida de temperatura de fragua del concreto.

Según la observación de Lydtin la contracción se produce en un plazo 700 veces mayor que lo requerido para la pérdida de temperatura de fragua.

También se ha logrado establecer que la cantidad de contracción depende de la dosis del cemento como también de la proporción de agua.

Ultimamente se ha reconocido la importancia de la fatiga de contracción y de acuerdo con ella se ha instalado aparatos capaces de registrar la temperatura y fatiga que ocurren en el interior de los muros.

Hago la indicación para que los colegas que me escuchan insistan en todo caso en la colocación de estos elementos de investigación de obras de estas naturalezas pues dadas las grandes incertidumbres a que se debe atener el cálculo se debe propender a investigar métodos que coloquen al ingeniero en situación de saber más sobre los elementos de construcción, de aprovecharlos mejor y el modo de conducirse estos.

Efectos de muro

Como ya se ha dicho al principio de este capítulo, hemos supuesto que la bóveda se ha dividido mediante planos normales, en elementos de arco, que se calculan como si fueran independientes entre sí. Ahora deben ser examinadas aquellas fuerzas o tensiones, que se generan por la circunstancia de que los elementos de arco no pueden ejecutar sus deformaciones independientemente. Esto sucede si un punto de la bóveda está sujeto rigidamente en alguna forma, y se llevan a efecto un cambio de forma. A consecuencia de que el concreto de la bóveda forma una sola masa, esta circunstancia tendrá alguna influencia sobre las partes vecinas del arco solicitado, deformándose los arcos vecinos. Un impedimento semejante a la deformación, es ocasionado por la fundación. En todos los muros de contención es necesario construir un muro de cortina en el paramento mojado de la fundación, para evitar la filtración del agua. Este muro de cortina está acañado en la roca y esto evita la deformación de esta parte de la bóveda. Fuera de esto la fricción entre el muro de contención y su fundación ejerce una acción parecida. De esto se deduce que en todos los puntos de la bóveda habrán tensiones adicionales, que serán tanto más grandes cuanto más cerca se hallen del fundamento. Este problema trae el recuerdo de la teoría de los receptáculos de líquidos de forma cilíndrica, en los cuales hay que considerar el empotramiento de fondo. La resolución del problema se hace en la siguiente forma: se divide la bóveda, supuesta vertical, para hacer más fácil su compresión en secciones horizontales y verticales. Los cortes horizontales son arcos, mientras que los cortes verticales, son secciones transversales del muro. Considérese un cruce de dos secciones normales. A en la figura 1. En este punto existe la presión hidráulica p , una parte de ella es tomada por la acción

de la bóveda y la parte restante de p , por la sección del muro. El problema está resuelto si se conoce la parte de p , absorbida por uno de los elementos, por ejemplo la bóveda. La condición para esto es que sea igual el desplazamiento en el punto A. una vez por la acción de la bóveda y otra por la acción del muro. La curva de repartición de trabajo puede adquirir valor negativo en la parte superior del muro de contensión, de manera que el trabajo de la bóveda pueda ser mayor que la presión hidráulica sobre ella en ese punto.

La flecha del muro en una distancia x del empotramiento resulta:

$$\delta_x = \int_0^x \frac{M\xi d\xi}{E J} (\xi - x)$$

donde el momento tiene el valor

$$M_\xi = \int_h^x p\xi d\xi (\xi - x)$$

$p\xi$ es desconocido. Practicamente se procederá reemplazando la curva de carga por una línea quebrada y las ordenadas de carga $p_1 p_2 \dots p_n$ se introducen como incognitas en los puntos de intersección. Entre dos ordenadas p_{k-1} y p_k (figura 1) se divide la superficie por una diagonal, en dos triángulos que tienen las superficies: $\frac{1}{2} a \cdot p_{k-1}$ y $\frac{1}{2} a \cdot p_k$ y se forma el momento respecto a las diferentes secciones transversales, para obtener las flechas como funciones de las cantidades de carga.

Para determinar la flecha de la bóveda, se puede suponer como aproximación, presión uniforme de agua. Una aproximación mejor se obtiene si se supone que la carga decrece desde los arranques hacia la clave. Esta línea de carga se puede suponer compuesta de dos partes: de una carga uniforme p , y de una carga variable que es nula en la clave, y en los arranques vale $p_0 = p - p_1$.

Ya que es

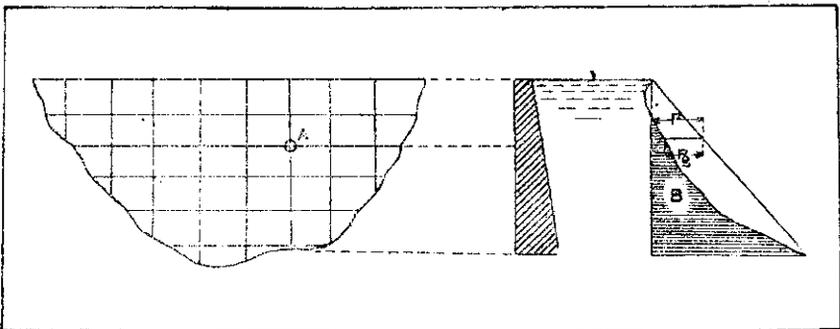


Fig. 1

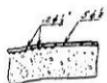
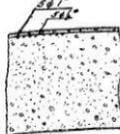
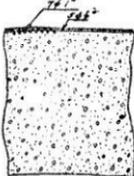
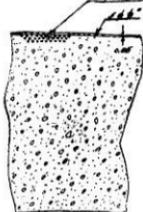
Corte en la cota 760

Corte en la cota 740

Corte en la cota 720

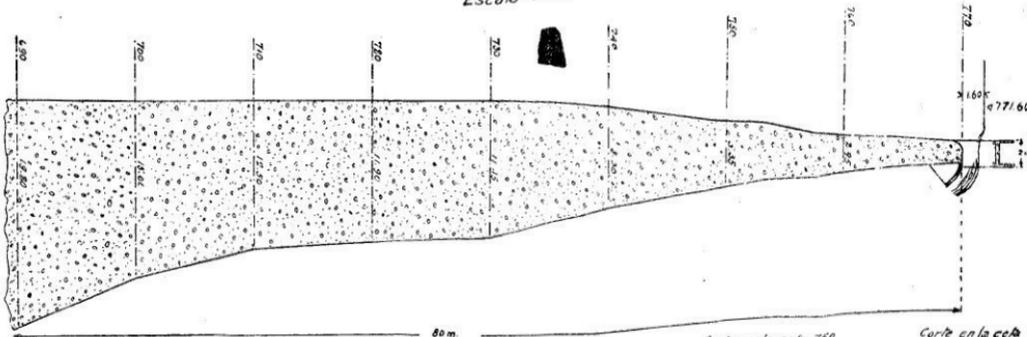
Corte en la cota 700

4.48 m. altura sem. c.a.



Escala 1:250

Seccion Central B



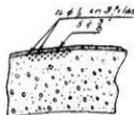
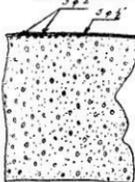
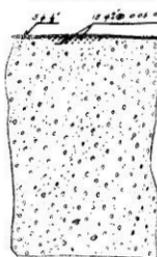
Corte en la cota 680

Corte en la cota 710

Corte en la cota 730

Corte en la cota 750

Corte en la cota



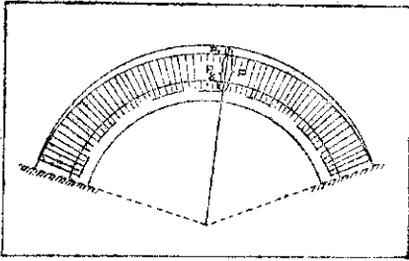


Fig. 2

desconocida la ley según la cual puede variar la última, se introduce una función con cuyo auxilio se determine la flecha en la forma más sencilla. El resultado final no se modificará mucho por la diferencia entre las líneas de carga. El caso de una presión hidráulica uniforme y variable ha sido ya tratado anteriormente. Los momentos de flexión de estas cargas en una sección transversal cualquiera han sido calculados y para la rápida determinación de estos momentos se han indicado

diagramas en el libro de Kelen. La carga uniforme p_1 deberá considerarse como desconocida. En el arranque actúa la presión hidráulica total p_0 . El mayor valor de la presión variable de agua $p_0 = p - p_1$ depende también de la incógnita p . Los momentos de flexión en la presión hidráulica uniforme son directamente proporcionales a p_1 . En la presión hidráulica variable el $\cos \varphi$ (que aquí sólo tiene un significado matemático) puede elegirse de suerte que posea la ordenada de carga en el arranque. Entonces los momentos de flexión por presión hidráulica variable, son proporcionales al $\cos \varphi$ (respectivamente con $\gamma_0' = \gamma_0 \cos \varphi$) como también con p_0 . Se obtiene las incógnitas p_1 de ecuaciones de 1.º grado solamente.

La flecha en una sección del arco en un punto A en la dirección radial es

$$\delta \Delta y = \frac{M ds}{EJ} \cdot x$$

en que x es la distancia de un punto cualquiera para el cual el momento de flexión tiene el valor M . Se medirá x desde la línea AO (radio). La flecha total del arco en el punto A es la integral de la expresión de más arriba, o sea

$$\delta y = \int \frac{M ds}{EJ} \cdot x$$

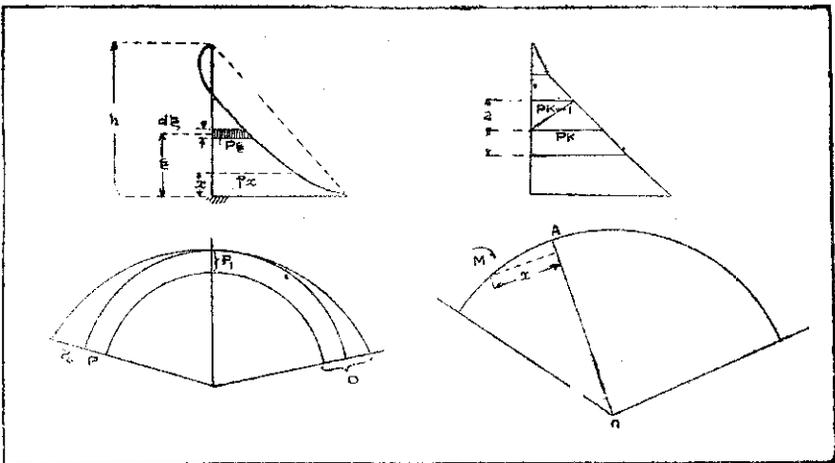
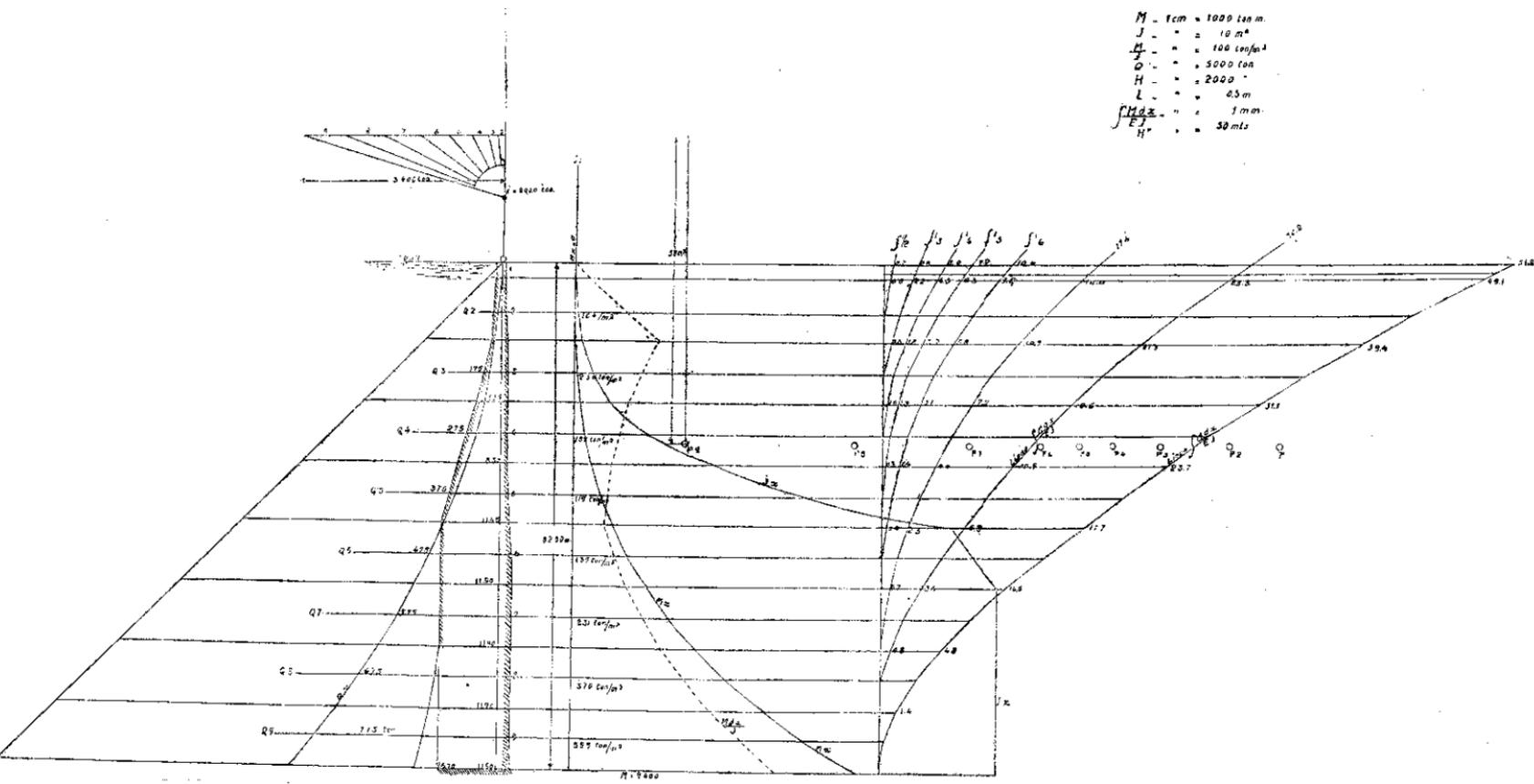


Fig. 3

Escalas:

- M - 1cm = 1000 ton m.
- J - " = 10 m²
- H - " = 100 ton/m²
- D - " = 5000 ton
- H - " = 2000 "
- L - " = 0.5 m
- $\frac{H \cdot D}{L}$ - " = 3 mm
- H' - " = 50 m/s



La integración se extenderá por sobre todo el arco. El momento M es conocido, y de acuerdo con lo dicho anteriormente, d contendrá la incógnita p_1 . La ecuación de elasticidad se encuentra, si se igualan las flechas con la acción del arco d_y y aquellas de la acción del muro, o sea

$$\delta_y = \delta_x$$

De una manera parecida se puede determinar las fatigas por la acción de la temperatura, ya que estas deformaciones tampoco se pueden verificar libremente.

Esta teoría servirá sólo en caso que no haya ninguna fisura en la bóveda. En caso de presentarse una fisura horizontal, cesa en esta parte la acción de muro, en caso de una fisura vertical, cesa la acción de arco empotrado. Esta cesación es completa si la fisura extiende a toda una sección transversal, y sólo es parcial si la fisura sólo abarca parte de ella.

Donde haya fisuras se producirán puntos de inflexión en la elástica.

Las medidas de temperatura y de la flecha se tratarán en otros capítulos.

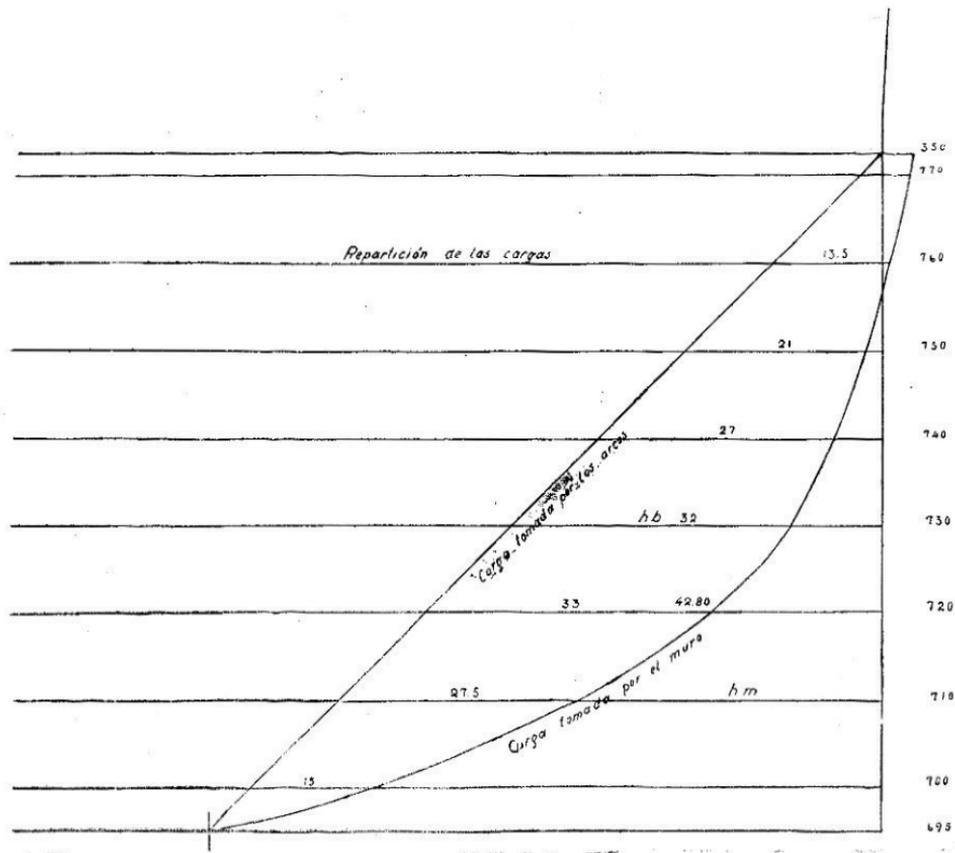
Se sabe por la teoría de la elasticidad, que la mayor parte del esfuerzo es absorbido por la sección de mayor rigidez y vice-versa. La rigidez se puede alcanzar ya sea por el correspondiente aumento de la sección trasversal o por impedimento de la deformación. En la fundación, se impide la deformación. Entonces podemos decir a priori que en la fundación el total del esfuerzo será absorbido por la acción del muro. Por otra parte, en la bóveda se evita la deformación en las fundaciones de los arranques, o sea, el total del esfuerzo de la presión hidráulica es absorbida por la acción del arco. De esta manera se podrá prefijar la repartición de la presión hidráulica aproximadamente.

Un cálculo exacto envuelve dificultades extraordinarias y gran gasto de tiempo, pues cada ecuación de elasticidad contiene varias incógnitas. Por esto conviene hacer tanteos y verificarlos posteriormente. Para el caso que un muro de contención sea hasta cierto punto simétrico (en los muros de contención abovedados no sucede esto con frecuencia a causa de la forma irregular de los valles) puede emplearse este método de aproximación. En este caso basta tomar varias secciones horizontales, pero sólo una sección vertical. La última deberá estar situada en la clave de la bóveda. De esta manera se obtiene tantos puntos de intersección como secciones horizontales se hayan hecho. En cada punto se determina en las ecuaciones de elasticidad la parte correspondiente de carga absorbida por el arco. La presión hidráulica que afecta la acción del muro, podrá encontrarse por una simple substracción. De esta manera es posible dibujar con cierta exactitud la curva para el muro. Para un corte horizontal son conocidos 3 puntos de la curva de carga. La ordenada recién determinada de la carga en la clave y las dos ordenadas en los arranques que son iguales al total de la presión hidráulica.

Con esta repartición se han fijado previamente las dimensiones del arco, basándose sobre los gráficos de fatigas indicados en el referido libro de Kelen, págs. 67 a 63.

Con estas dimensiones previas se han verificado los arcos, trazados sobre la base del principio de Joergensen, de muro de ángulo de centro constante, tratando de obtener un ángulo de centro lo mayor posible, a fin de reducir las fatigas debi-

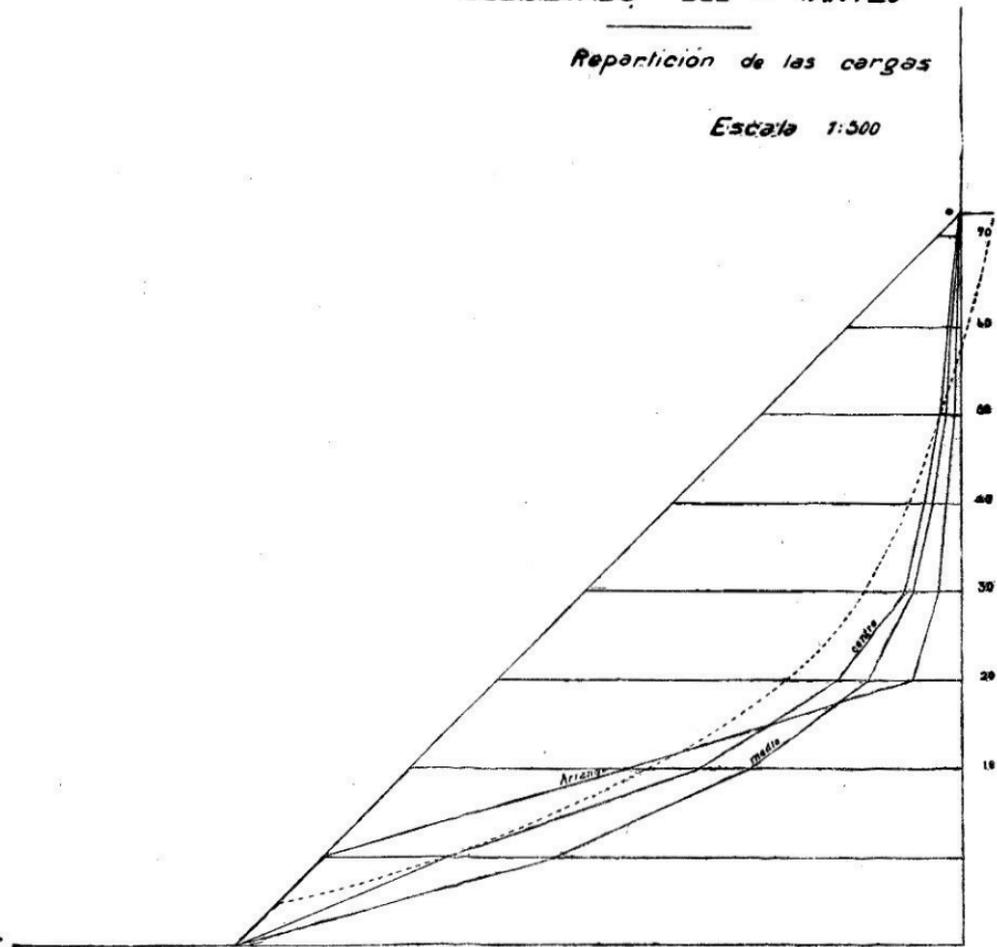
Primer tanteo de dimensionamiento



RESULTADO DEL 1º TANTEO

Repartición de las cargas

Escala 1:500

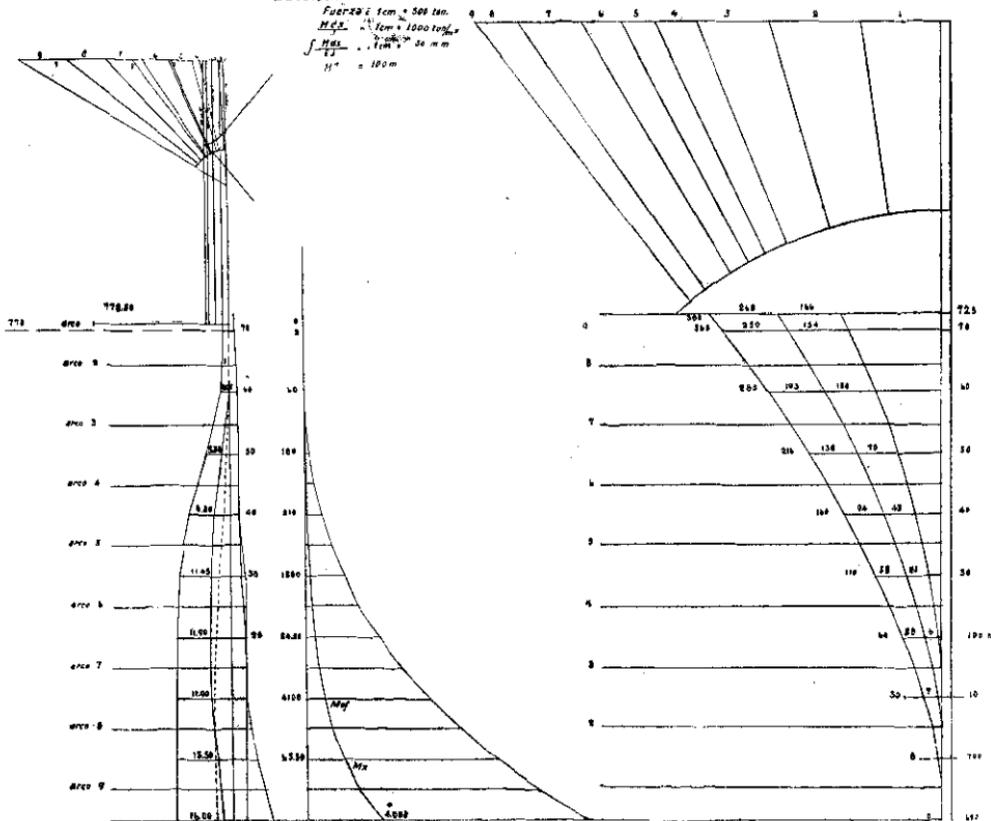
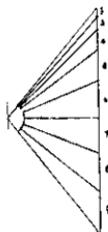


MODIFICACION N°2

Elasticidad del muro modificado

Escala:

Fuerza: 1 cm = 500 ton.
 M.C.P. 1 cm = 1000 ton.
 $\int \frac{M dx}{EI}$ 1 cm = 20 m m
 $H^2 = 100 m$



das a presión de agua y especialmente a temperatura. En seguida se verificó el perfil del muro. Como los arcos fluctuaban en su espesor desde 1.70 m. hasta 11.99 m., las fatigas para el muro no obstante su pequeña proporción de carga, eran excesivas, especialmente las de tracción en el paramento mojado. Se hizo dos tanteos más, llegándose a los resultados que se ven en la parte del cálculo correspondientes de esta Memoria. Obtenida la deformación total y las fatigas totales debidas también al peso propio se han hecho los gráficos de las fatigas que se ven en las figuras del plano 4 anexo de la presente Memoria.

Ejecución del cálculo gráfico de los arcos y de los muros

Habíamos visto que era necesario dividir el tranque en secciones verticales y horizontales para calcular las deformaciones. Además habíamos visto que para los efectos del cálculo integral la carga de partida era desconocida y constituía una función de la forma del muro.

La forma del muro no está sujeta en todas sus secciones a una ley determinada sino más bien varía tanto en forma como en ley de repartición de carga y en consecuencia el número de ecuaciones diferenciales por resolver, es relativamente grande. Para salvar este inconveniente se recurrió a un procedimiento gráfico, bastante sencillo y cuya teoría general paso a explicar. Supongamos un elemento de viga de longitud Δx . Las secciones que lo limiten las supondremos paralelas; la sección izquierda rígidamente inmóvil y el extremo derecho elásticamente movable. Un momento de flexión provoca una jiración del extremo libre el cual supondremos plano después de ejecutada la rotación, según hipótesis de Bernullie. Al ángulo de jiración sea $\Delta \varphi$. Este ángulo $\Delta \varphi$ lo llamaremos «Ángulo de deformación del elemento Δx » provocado por el momento M . Analizaremos este ángulo $\Delta \varphi$. Llamaremos para este objeto ε el alargamiento específico para la unidad. En consecuencia la variación de longitud del elemento Δx es $\varepsilon \Delta x$ y tenemos

$$1) \quad \varepsilon \frac{\Delta x}{y} = \operatorname{tg} \Delta \varphi$$

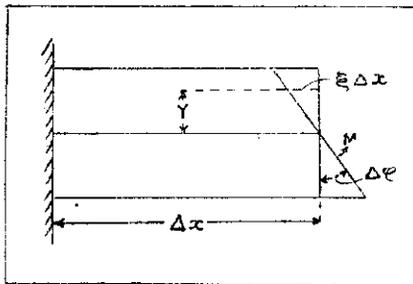


Fig. 4

Por tratarse de ángulos muy pequeños, la relación 1 se transforma en:

$$2) \quad \Delta \varphi = \frac{\varepsilon \Delta x}{y}$$

Eliminaremos ε

Sabemos que

$$3) \quad \sigma = \frac{M \cdot y}{J}$$

en que σ es la fatiga y J el momento de inercia

Entonces

$$\varepsilon = \sigma \varphi \text{ o bien } = \frac{\sigma}{E}$$

luego

$$4) \quad \varepsilon = \frac{M \cdot y}{E J}$$

y combinando la fórmula 4 con la fórmula 2

$$5) \quad \Delta \varphi = \frac{M \Delta x}{E J}$$

Esta relación 5, es de la mayor importancia para nuestros cálculos, porque de ella derivamos todas las demás conclusiones a que hemos de llegar.

Supongamos que una viga recta tenga un solo elemento elástico. Determinemos la elástica de esta viga. Si tiene un solo elemento elástico solamente se podrá deformar en el punto en que contenga el elemento elástico según se ve en la figura. 5.

La deformación corresponde exactamente al ángulo de deformación $\Delta \varphi$ del elemento Δx provocado por el momento M .

Según la ecuación 5 podemos calcular este ángulo, y según la fig. 2 obtenemos la elástica de la viga como polígono funicular del polígono de fuerza trasadado con una fuerza equivalente a $\Delta \varphi$ y con distancia polar = 1.

Si nosotros suponemos una viga resuelta en un N.º determinado de elementos elásticos entonces tendremos en nuestra elástica tantos puntos de intersección, como elementos elásticos hayamos supuesto. Esta determinación se hará por un polígono funicular cuyo polígono de fuerzas esté constituido por los ángulos de deformaciones elásticas de los elementos $\Delta x_1, \Delta x_2$ etc., y que llamaremos $\Delta \varphi_1, \Delta \varphi_2$ etc. Cada uno de estos ángulos de deformación ataca como fuerza concentrada en su correspondiente elemento elástico y que calculamos según la fórmula 5 ya expuesta. Cabe hacer la pregunta ¿qué significa el numerador de dicha expresión? $M \Delta x$ es el producto de un momento por la longitud de un elemento elástico y no repre-

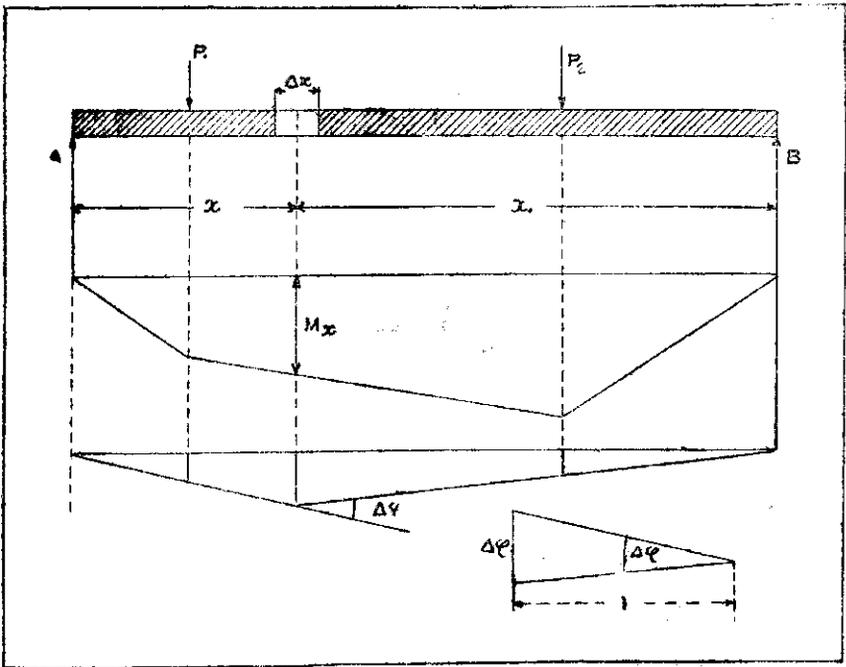


Fig. 5

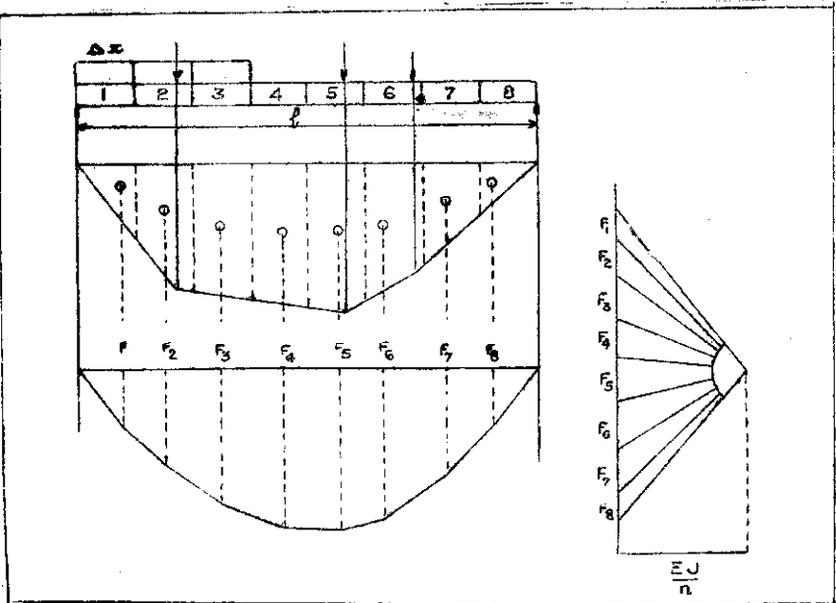


Fig. 6

sentado el área de la parte correspondiente al peso elástico de la superficie de momentos como puede verse en la figura 6.

En consecuencia, tenemos: $\Delta \varphi_1 = \frac{F_1}{EJ}$; $\Delta \varphi_2 = \frac{F_2}{EJ}$ etc., en que F_1

F_2 etc., significa el área de la faja correspondiente al elemento elástico de la superficie de momento.

Más arriba hemos visto que se había obtenido la elástica como polígono funicular de distancia polar igual a la unidad, para las cargas $\Delta \varphi_1$, $\Delta \varphi_2$ etc. En consecuencia, la elástica también debe ser funicular para las cargas F_1 , F_2 etc. partidas cada una por el producto EJ . Llegamos al mismo resultado si multiplicamos la distancia polar por EJ , y para el fin de obtener las deformaciones en cantidades apreciables y fácilmente medibles dividiendo la distancia polar anterior por un número constante y que nos convenga y que llamaremos n .

Como en el arco se ha supuesto un empotramiento completo y las cargas obran radialmente, no habrá más que estirar el eje del arco según su línea central de desarrollo o repetir las operaciones anteriormente explicados para obtener la verdadera deformación que corresponde al arco simplemente,

$$\int \frac{M ds}{EJ}$$

Igual procedimiento se ha seguido para obtener las deformaciones del muro como pieza empotrada en su base.

Para conocer, ahora, la cantidad de carga que corresponde a cada uno de los elementos resistentes, parto del teorema que dice: que las deformaciones son proporcionales a las cargas. Por otra parte, para cada punto del tranque, la flecha obtenida, como elemento de arco o como muro empotrado en su base deben ser iguales. Entonces se ha calculado la deformación correspondiente tanto de los arcos como del muro empotrado, para el total de la carga de agua.

Se han sumado estas deformaciones y se ha repartido la carga en proporción inversa a la deformación individual, por la sencilla razón de que siendo menor la deformación, para una carga determinada, debe tomar mayor carga, para una mayor deformación.

Para comenzar a calcular se ha partido de la repartición de carga que aparece en el plano N.º 4.

El tranque Juntas del Carmen está situado aguas abajo de la confluencia de los ríos El Tránsito y El Carmen, ríos que juntos tienen una hoya hidrográfica de 7.804 kms.². El gasto del año medio es algo superior a 240 millones de metros cúbicos.

El río tiene dos crecidas: la de lluvias de relativamente poca importancia, y la del deshielo. Con el tranque se propone embalsar 100 millones de metros cúbicos, con los cuales se puede regularizar el gasto anual.

MINISTERIO DE FOMENTO
 DEPARTAMENTO DE RIEGO
TRANQUE ALTO DEL CARMEN
 RIO HUASCO

Escala 1:4000

Ante el Sr. D. ...

...
 ...
 ...

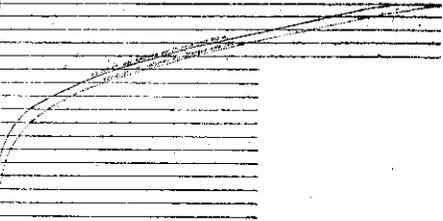
...



GRÁFICO DE VARIACIONES DE VOLUMEN

VARIACIONES DE VOLUMEN

ESTACION	VOLUMEN
1	100
2	100
3	100
4	100
5	100
6	100
7	100
8	100
9	100
10	100
11	100
12	100
13	100
14	100
15	100
16	100
17	100
18	100
19	100
20	100
21	100
22	100
23	100
24	100
25	100
26	100
27	100
28	100
29	100
30	100
31	100
32	100
33	100
34	100
35	100
36	100
37	100
38	100
39	100
40	100
41	100
42	100
43	100
44	100
45	100
46	100
47	100
48	100
49	100
50	100
51	100
52	100
53	100
54	100
55	100
56	100
57	100
58	100
59	100
60	100
61	100
62	100
63	100
64	100
65	100
66	100
67	100
68	100
69	100
70	100
71	100
72	100
73	100
74	100
75	100
76	100
77	100
78	100
79	100
80	100
81	100
82	100
83	100
84	100
85	100
86	100
87	100
88	100
89	100
90	100
91	100
92	100
93	100
94	100
95	100
96	100
97	100
98	100
99	100
100	100



El área que se piensa regar, aparte de las 10,000 Has regadas actualmente, es de alrededor de 15,009 Has nuevas, dando un total de 25,000 Has.

La angostura elegida se denomina El Toro. Sus laderas son de roca porfirítica y areniscas muy duras e impermeables. En la ladera Sur, que es casi vertical, se nota una falla cuya impermeabilización aparentemente es indispensable. La ladera Norte está más rajada por pequeñas fisuras, pero que no tienen importancia constructiva porque no parecen ser de mucha profundidad.

La base de roca debajo del lecho parece estar a más o menos 10 metros, a juzgar por los sondeos que se hicieron en un punto cercano a la situación elegida del muro.

Para obtener el embalse de 100 millones de metros cúbicos se precisa un muro de 70 metros de alto sobre el lecho actual del río, es decir, de 80 metros sobre la fundación de roca.

Se calculó un muro representado en los planos y se le dió un gran ángulo de centro a fin de obtener una estructura lo más delgada y elástica posible a fin de obtener una gran deformabilidad.

En estas condiciones se obtuvo una sección que tiene 19.20 m. de espesor en la junta de la fundación, y 1.70 m. en el coronamiento. La luz del arco inferior es 155 m. y la del arco superior es de 170 m., dando gruesos relativos de 0.25 y 0.02 respectivamente. El cubo del muro es de aproximadamente 170 mil metros cúbicos, de los cuales se propone poner la tercera parte con bloques desplazadores.

El muro está calculado como vertedero. La avenida se ha calculado según, Iskowsky, en $566 \text{ m}^3 \text{ seg.}$, pero el vertedero puede descargar hasta 1000 m^3 con una altura de 1.60 m. Sobre el vertedero se ha dispuesto una pasarela para comunicar los lados de la quebrada.

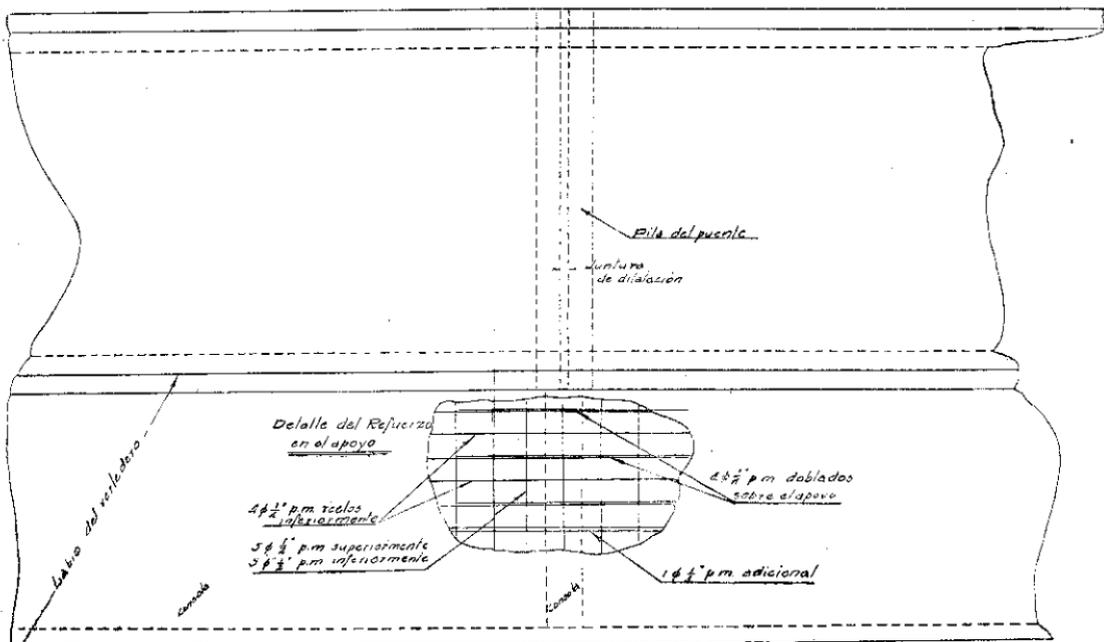
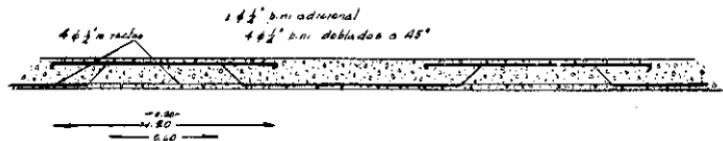
Para tomar el embate del agua que proviene del vertedero se ha previsto un colchón de 10 m. de agua, aguas abajo del tranque.

La toma se ha previsto por dos cañerías de 85 cm. de diámetro con 2 válvulas cada una, de las cuales una es plana y la otra es esférica. La válvula plana tiene por objeto principal permitir la reparación de la válvula esférica que está colocada para regularizar el gasto y que por esta misma razón va a estar expuesta a mucho desgaste y a grandes vibraciones. El chorro de esta válvula se descarga al aire libre y su energía cinética se destruye dentro del mismo colchón de agua que sirve de amortiguador al vertedero.

Para la construcción será necesario hacer los heridos de las fundaciones en roca, sondear el subsuelo de ésta e impermeabilizarlo en toda la zona vecina al muro mediante inyecciones de agua de cemento.

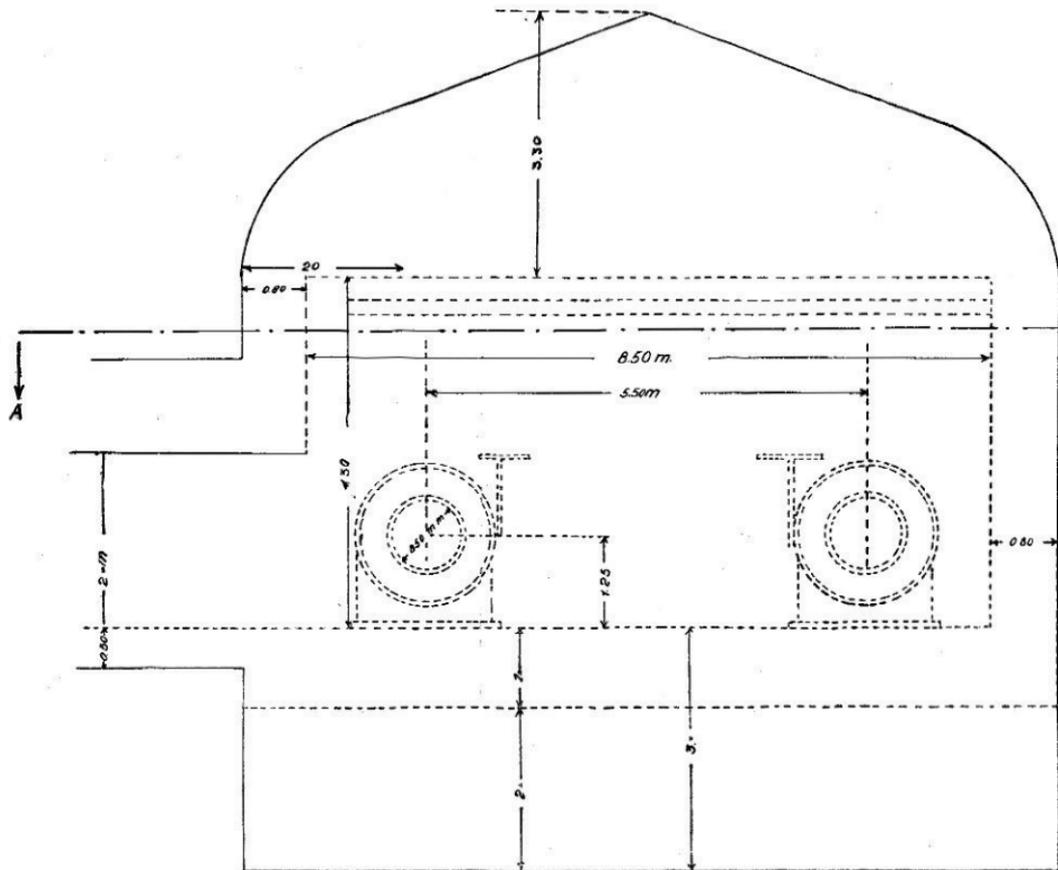
Conseguida la impermeabilización necesaria se hará la concretadura del muro por el sistema de concreto líquido llamada «Gravity Systeme» por los norteamericanos, y «Guss beton» por los alemanes. Se dejarán juntas de dilatación situadas radialmente cerca de los arranques y de la clave. En la junta de la clave se dejará una pasada para el río durante la construcción y cuyas dimensiones se han fijado en 2×4 metros.

Terminada la concretadura se esperará el tiempo necesario para que se produzca la pérdida de temperatura de fragua y alguna parte importante de la contracción.

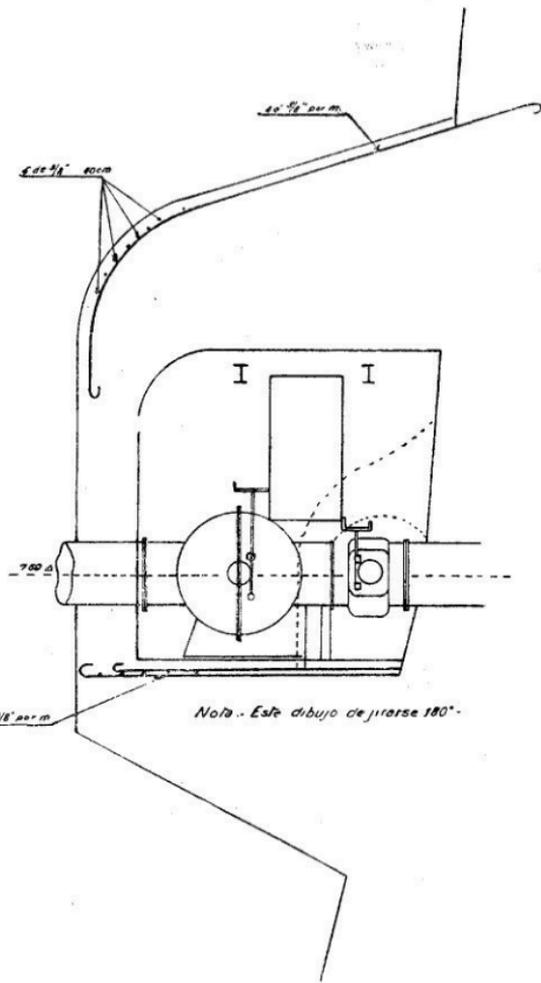


Vista en Planta del Vertedero

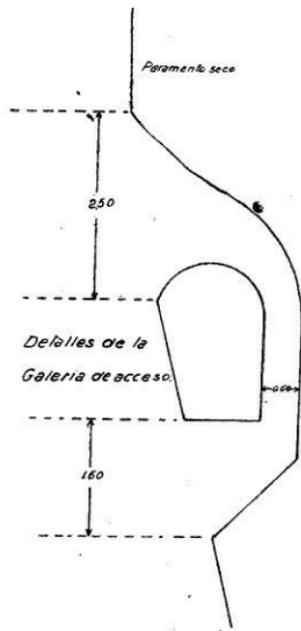
Elevacion

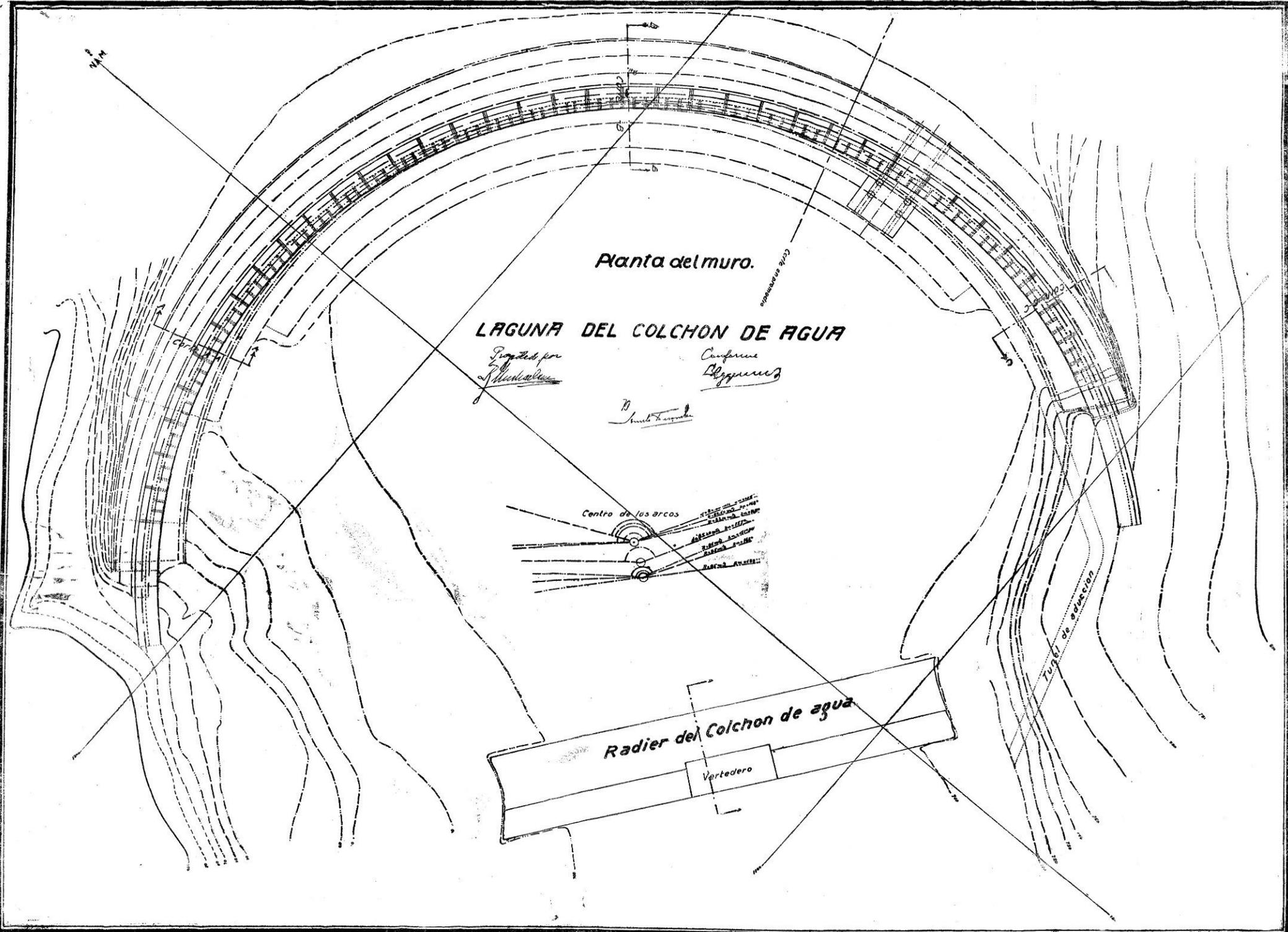


Corte B.



Corte C.





Planta del muro.

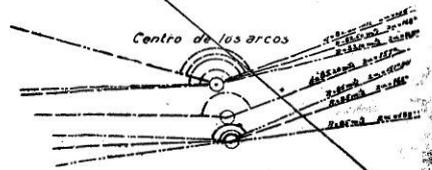
LAGUNA DEL COLCHON DE AGUA

Proyectado por
S. Michelbacher

Comprobado
R. Aguirre

D. *Juan de Guzman*

Centro de los arcos



Radier del Colchon de agua

Vertedero

Tubo de seccion

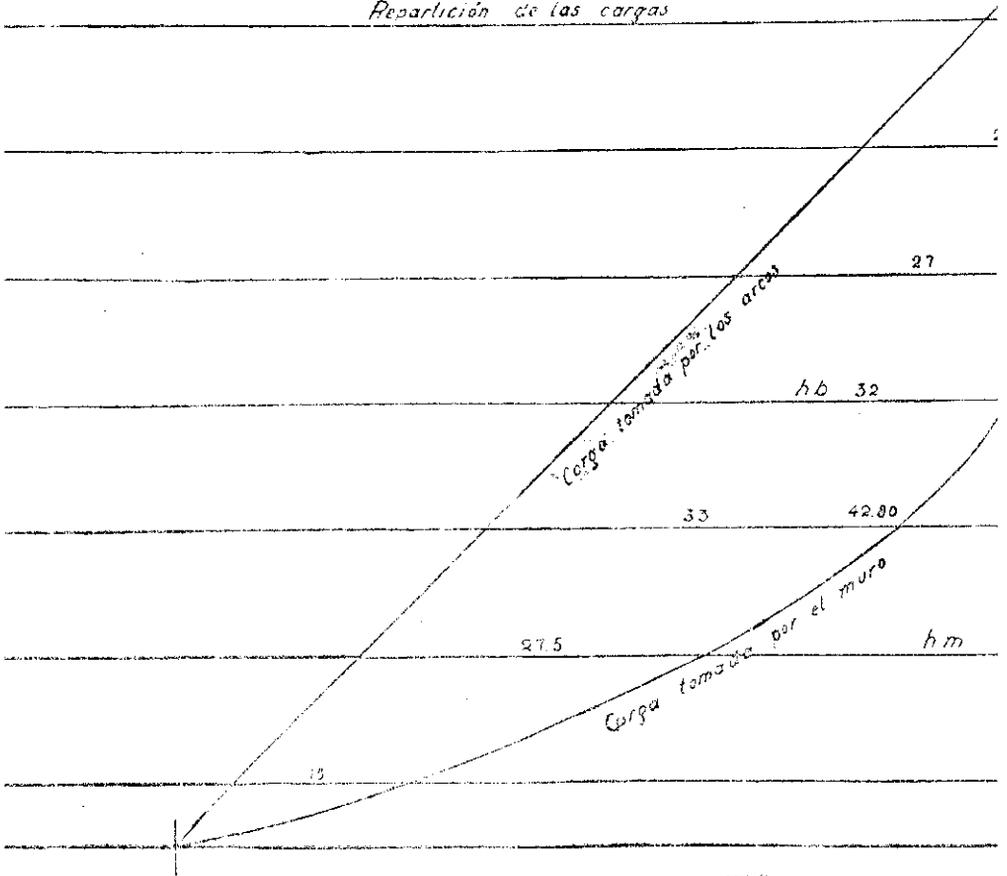
Se procederá a cerrar las juntas de dilatación en la estación fría del año. Primeramente se cerrarán las de los arranques, ya que las fatigas que se producen en éstos son mayores que las de la clave, y en seguida se cerrará la junta de dilatación de la clave, dejando abierto aún el peso del agua para el río.

Fraguado el concreto colocado en las juntas de dilatación de la clave, se colocará un tablestacado o una ataguía para cerrar el paso del agua, y dentro del conducto se colocará un tubo de drenaje de 30 cm. de diámetro con su respectiva válvula para recoger las filtraciones que atraviesen el establestacado. En seguida se concretará el hueco dejado por la pasada del río con concreto de cemento de fragua rápida. Producida la fragua, se cierra la llave del tubo de drenaje y entra en servicio el tranque.

El presupuesto es aproximadamente de 16 millones de pesos.

Primer tanteo de dimensionamiento

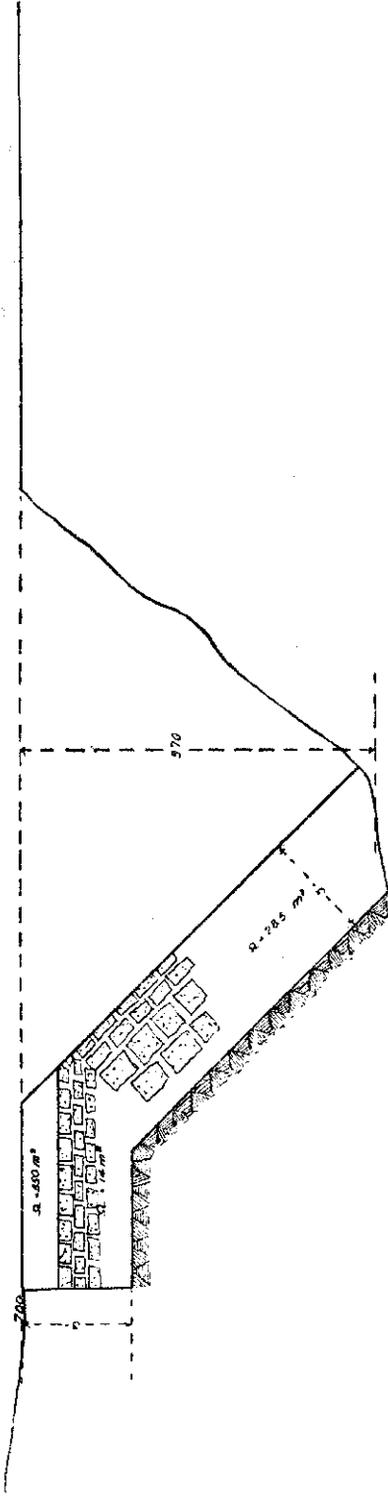
Repartición de las cargas



Corte del muro del Colchón de agua

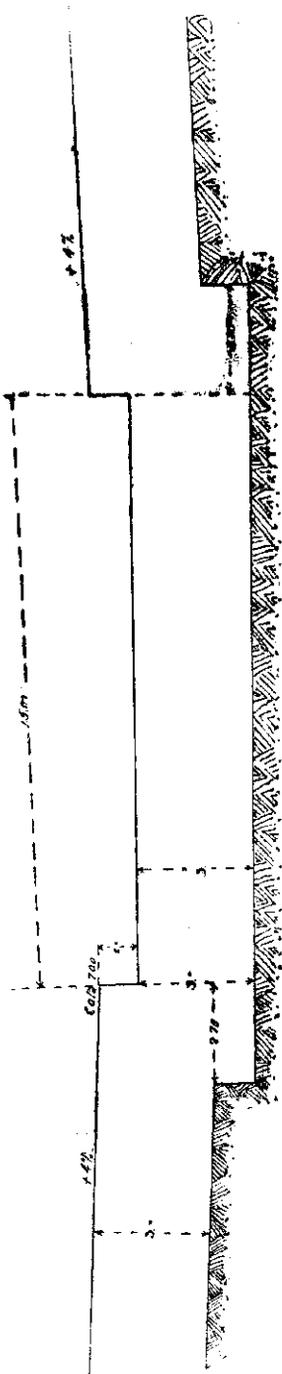
Escala 1:300

Corte 1-1



Proyección del Veredero y Abalder del Calchón de agua

Escala 1:100



Juntas del Carmen.

Plano de instalacion de faenas

Escala 1:1000

