

ESTUDIO TEORICO DE PRESAS DE PERFIL ISORRESISTENTE DE HORMIGON PRETENSADO

Por SANTIAGO URIEL ROMERO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Esta segunda y última parte del trabajo que se inició en nuestro número anterior, trata de las presas aligeradas para su posible ejecución mediante elementos prefabricados quizá, al menos de momento, de menos interés práctico, dadas las dificultades y peligros que ofrecerían las juntas, especialmente, en lo referente a impermeabilidad, sin que ello merezca mérito al trabajo teórico ni a las posibilidades de aplicación en perfiles monolíticos.

Presas aligeradas.

3.1. Ventajas del aligeramiento.

Son varias las razones que nos lleva a estudiar el aligeramiento de las presas de sección llena:

1.^a Ahorro de hormigón y, paralelamente, de acero, pues como hemos visto en el capítulo anterior, ambos son proporcionales puesto que

$$N = \frac{S \sigma}{2}$$

2.^a Mejor aprovechamiento de la capacidad resistente del hormigón al poder adoptar valores mayores de σ , como consecuencia de no existir los problemas que plantea el hormigonado de una sección maciza, ya que los cables podrían alojarse en los huecos del aligeramiento.

3.^a Fácil conservación e inspección de los cables si los huecos fueran practicables.

4.^a Posibilidad de corrección de las tensiones de los cables como consecuencia de su accesibilidad (apartado 3.11).

5.^a Ahorro de vainas. Si bien los cables tendrían que ser protegidos con papel o cinta aislante, su coste sería muy inferior al de la vaina.

6.^a Facilidad de disipación del calor de fraguado.

7.^a Posibilidad de prefabricación. En el ap. 3.12 y en el capítulo cuarto, se describe una presa de 20 m. de altura, prefabricada, y las ventajas que de este procedimiento se derivan.

Las premisas de que partimos para el cálculo son las mismas que indicamos en la introducción.

3.2. Tipo de aligeramiento.

Entre los múltiples tipos de aligeramientos vamos a estudiar el de forma de cajón, o su equivalente en doble T de cabezas iguales. Hemos escogido el perfil simétrico, pues si bien podrían obtenerse economías en la sección de hormigón con otro disimétrico con la cabeza de aguas abajo mayor que la de aguas

arriba, se obtendrían para ésta valores relativamente pequeños que dificultarían el problema de la impermeabilidad.

Todos los cálculos los referiremos a un ancho de 1 m.

La sección, a una profundidad H , queda definida fijando los siguientes valores (fig. 10):

A = dimensión transversal de la presa.

α = relación del ancho del hueco interior al de las cabezas.

β = relación entre la dimensión transversal del hueco y el de la presa.

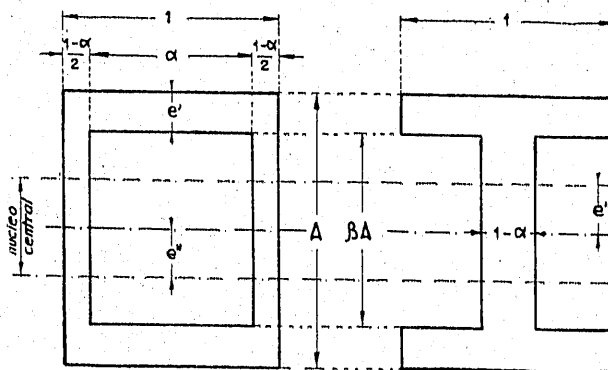


Figura 10.

Se puede fijar arbitrariamente la variación de α y β con la profundidad ($\alpha = \beta = 0$, para presas de sección llena), de acuerdo con las condiciones resistentes y la mayor o menor practicabilidad del hueco que queramos obtener.

Las características de la sección son:

Suma de los espesores de las almas por ml. de presa	$e = 1 - \alpha$.
Espesor de las cabezas	$e' = \frac{1}{2} A (1 - \beta)$.
Area de la sección	$S = A (1 - \alpha \beta)$.

Momento estático respecto al c. d. g. $M_e = \frac{1}{8} A^2 (1 - \alpha \beta^2)$

Momento de inercia respecto al c. d. g. $I = \frac{1}{12} A^3 (1 - \alpha \beta^3)$

Distancia de los extremos del núcleo central al c. d. g. $e'' = \frac{1}{6} A \frac{1 - \alpha \beta^3}{1 - \alpha \beta}$

3.3. Dimensionamiento.

Como hicimos en el caso de sección llena, prescindiremos del peso propio y del agua sobre el paramento aguas arriba, aquí con más razón, pues debido al aligeramiento es posible, como veremos, llegar a valores de σ más elevados, con el consiguiente aumento de la esbeltez del perfil.

Con las mismas premisas señaladas en el capítulo primero, tendremos (fig. 11):

$$N = \frac{S \sigma}{2};$$

$$N \cdot 2 e'' = M_T = \frac{1}{6} \gamma_a H^3 + M_0.$$

Sustituyendo en estas fórmulas los valores característicos de la sección, obtenemos:

$$A^2 \sigma (1 - \alpha \beta^3) = \gamma_a H^3 + 6 M_0. \quad [1]$$

Esta es la ecuación básica para la obtención de A . Si α y β son independientes de A , los valores buscados serán:

$$A = \sqrt{\frac{\gamma_a H^3 + 6 M_0}{\sigma (1 - \alpha \beta^3)}}; \quad [2]$$

$$N = \frac{1}{2} \frac{1 - \alpha \beta}{\sqrt{1 - \alpha \beta^3}} \sqrt{(\gamma_a H^3 + 6 M_0) \sigma},$$

en la que la variación de α y β con la profundidad puede ser la más conveniente para los fines que queramos obtener. Analicemos éstos. El valor de α nos determina el espesor del alma. En su elección influyen dos factores: por una parte, el esfuerzo cortante, y por otra, la accesibilidad del hueco, los cuales se oponen entre sí. En general, es este último el que debe condicionarle, pues si el esfuerzo cortante en el alma es superior al admisible, puede aminorarse por los procedimientos que examinaremos después. Elegido un valor mínimo de α en la sección inferior de la presa, el cual dependerá de la distancia entre dos almas consecutivas, y otro máximo en la coronación, la variación más sencilla y conveniente es la lineal; de esta forma será posible adosar los cables a las almas, y mediante una apropiada sujeción evitar su pandeo.

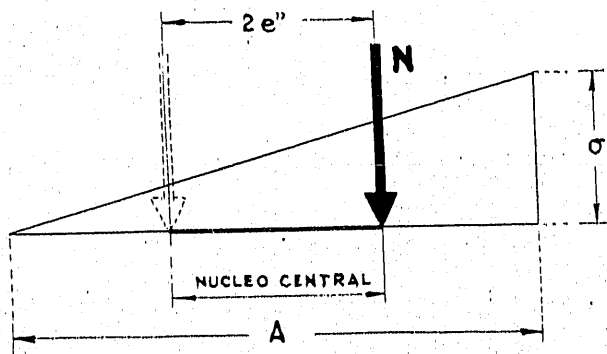


Figura 11.

El espesor de las cabezas nos viene fijado por β . Si éste es constante, la longitud del hueco y dicho espesor son proporcionales al valor de A , los cuales, por consiguiente, aumentarán con la profundidad en la misma relación; el momento resistente de la sección crecerá paralelamente con el momento volador del agua según H^3 .

En resumen, el dimensionamiento se puede efectuar a base de las fórmulas [2], en las que β sea constante, y α también, o lineal con H .

Pero, en general, hasta una determinada profundidad, el espesor de las cabezas, deducido de esta forma, suele ser inferior al que requiere una buena impermeabilidad, por lo que hasta esa altura, fijado el mínimo requerido, $e'_{\min.}$, el valor de β será:

$$\beta = 1 - \frac{2 e'_{\min.}}{A}.$$

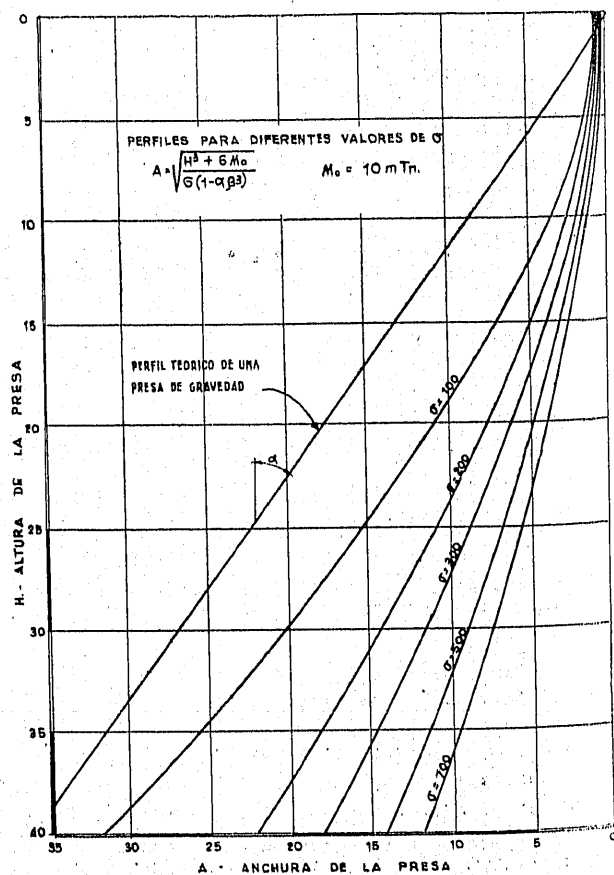


Figura 12.

Será necesario sustituirlo en la ecuación [1] y despejar A de la que resulte.

3.4. Variación de A y N .

En el gráfico (fig. 12) se representan los perfiles de presas para diferentes valores de σ , $\alpha = 0,40$ y $\beta = 0,80$. En la figura 13, los correspondientes esfuerzos de pretensado.

Asimismo, en la 14 se comparan los siguientes perfiles de una presa de 20 m. de altura:

Presa de gravedad: $\text{tg } \alpha = 0,72$.

Presa pretensada de sección llena: $\sigma = 500$ Tn.

Presa aligerada: $\alpha = 0,60$; $\beta = 0,80$; $\sigma = 500$ Tn.

Presa aligerada: $\alpha = 0,80 \left(1 - \frac{H}{80}\right)$; $\beta = 0,80$; $\sigma = 500$ toneladas.

También aquí los espesores que se obtienen para pequeñas profundidades son muy reducidos. Será necesario tener en cuenta un espesor mínimo.

3.5. Esfuerzos tangenciales en el alma.

Examinemos el esfuerzo cortante que se desarrolla en el centro del alma. Sea $\tau_{\text{máx.}}$ el valor máximo admisible, ya mayorado por tener en cuenta la reduc-

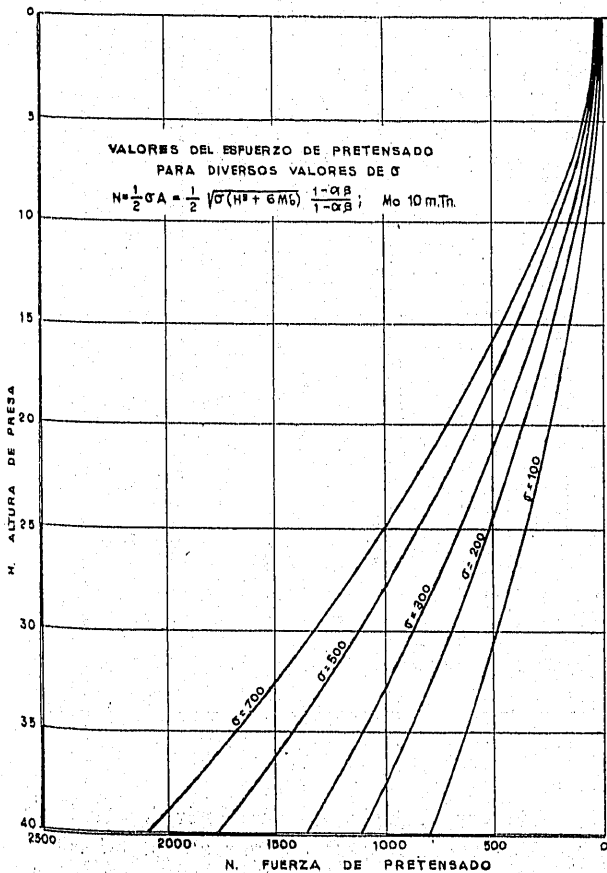


Figura 13.

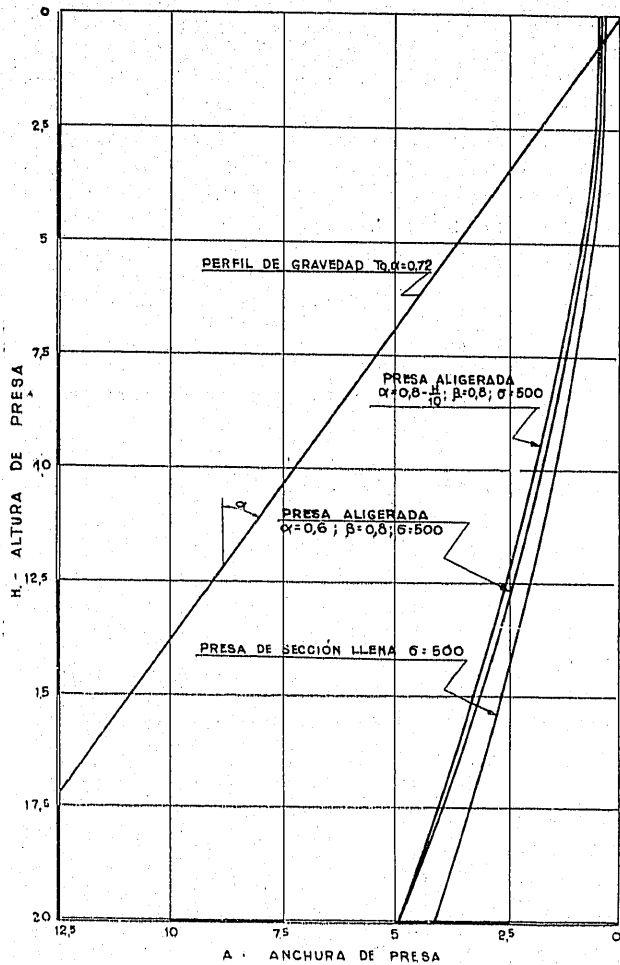


Figura 14.

ción de la tensión principal de tracción debida a la compresión ejercida por el pretensado ($\frac{\sigma}{2}$ en el centro, a embalse lleno o vacío).

El esfuerzo tangencial será:

$$\tau = \frac{Q M_e}{I(1 - \alpha)}$$

Sustituyendo los valores ya conocidos y simplificando, llegamos a:

$$\tau = \frac{3}{4} \frac{1 - \alpha \beta^2}{1 - \alpha} \sqrt{\frac{\gamma_a \sigma H}{1 - \alpha \beta^2}}$$

Si este valor ha de ser menor que $\tau_{\text{máx.}}$, la profundidad límite en la cual τ lo alcanza, será:

$$H = \frac{16}{9} \frac{(1 - \alpha)^2 (1 - \alpha \beta^2)}{\gamma_a (1 - \alpha \beta^2)} \frac{\tau_{\text{máx.}}^2}{\sigma} = K_8 \frac{\tau_{\text{máx.}}^2}{\sigma}$$

El ábaco de la figura 15 nos da los valores de K_8 . Conocidos $\tau_{\text{máx.}}$, α y β , este gráfico nos da la profundidad a partir de la cual es necesario modificar

la sección para que la tensión tangencial máxima no pase de $\tau_{\text{máx}}$.

Entre las posibles soluciones se encuentran las siguientes:

a) Aumentar el espesor del alma. Esta solución nos limitaría el espacio interior disponible para el paso de los cables, y dificultaría, asimismo, la inspección de los mismos.

b) Aumentar el canto. En este caso, el espesor

hormigón al trabajar las cabezas a tensiones inferiores a σ .

c) Introducir, mediante el pretensado, una fuerza tangencial tal, que contrarreste el empuje del agua hasta que el máximo esfuerzo cortante en el centro del alma sea precisamente $\tau_{\text{máx}}$. Si llamamos N_T a este esfuerzo, se tendrá que verificar:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{(Q - N_T) M_e}{I(1 - \alpha)}$$

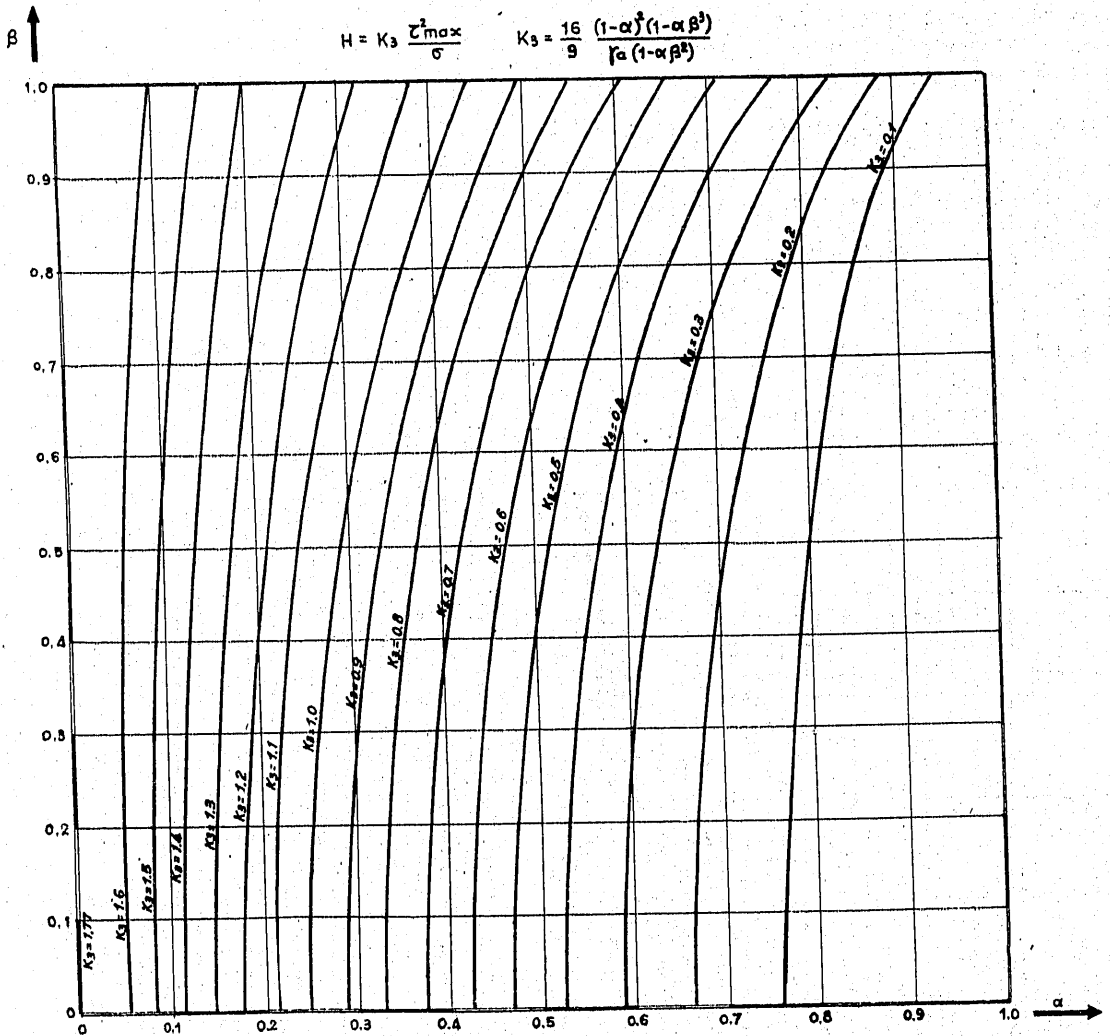


Fig. 15. — Profundidad límite por tensión tangencial según los valores.

total de la presa nos vendría dado, como fácilmente se puede deducir, por:

$$A = \frac{3}{4} \cdot \frac{\gamma_a}{1 - \alpha} \cdot \frac{1 - \alpha\beta^2}{1 - \alpha\beta^2} \cdot \frac{H^2}{\tau_{\text{máx}}}$$

El perfil pasaría de ser parabólico, de grado 1,5 a grado 2, con el consiguiente aumento de hormigón y una no agradable discontinuidad en los paramentos.

Se aprovecharía menos la capacidad resistente del

De aquí despejamos N_T , resultando:

$$N_T = \frac{1}{2} \gamma_a H^2 - \frac{2}{3} \tau_{\text{máx}} \cdot \frac{1 - \alpha}{1 - \alpha\beta^2} \sqrt{\frac{\gamma_a H^2 (1 - \alpha\beta^2)}{\sigma}}$$

Una forma sencilla de introducir N_T es inclinar los cables verticales hacia aguas abajo, tal como se indica en la figura 16, de forma que se tenga una componente horizontal igual a N_T . Si θ es el ángulo

que los cables tienen que formar con la vertical, tendremos:

$$N_T = N \operatorname{sen} \theta = \frac{1}{2} \gamma_a H^2 -$$

$$- \frac{2}{3} \tau_{\text{máx.}} \frac{1 - \alpha}{1 - \alpha \beta^3} \sqrt{\frac{\gamma_a H^3 (1 - \alpha \beta^3)}{\sigma}}$$

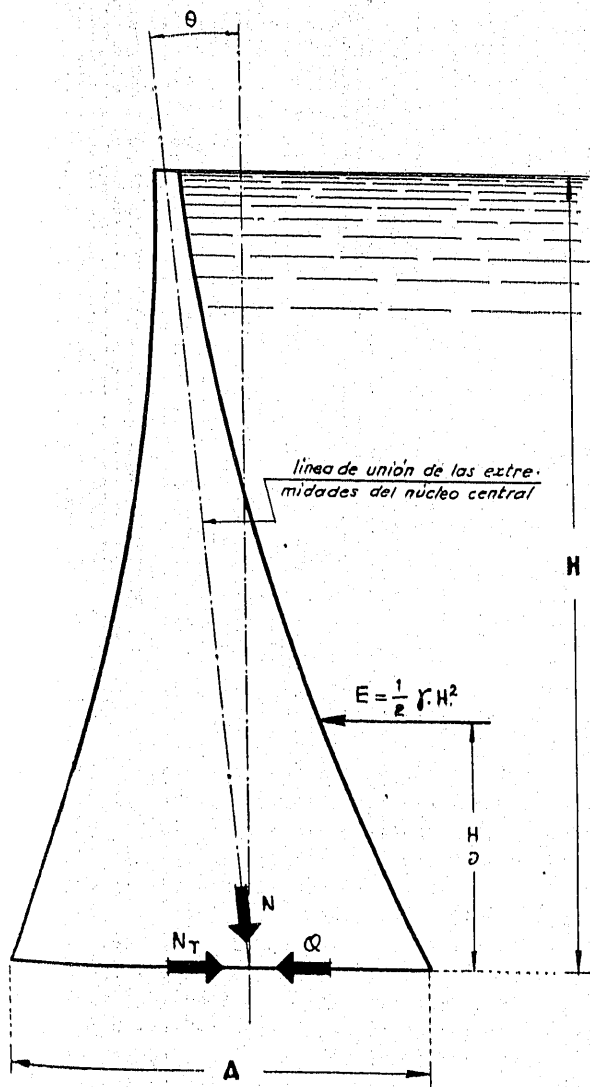


Figura 16.

de donde:

$$\operatorname{sen} \theta = \sqrt{\frac{\gamma_a H (1 - \alpha \beta^3)}{\sigma (1 - \alpha \beta)}}$$

$$\frac{4}{3} \frac{(1 - \alpha) (1 - \alpha \beta^3)}{(1 - \alpha \beta) (1 - \alpha \beta^3)} \frac{\tau_{\text{máx.}}}{\sigma}$$

No hemos de perder de vista que la resultante del esfuerzo ejercido por todos los cables debe pasar por la extremidad del núcleo central. Si éstos se in-

clinan un ángulo θ , la línea que une estas extremidades deberán también formar el mismo ángulo con la vertical.

3.6. Valores de σ económicos.

El coste del metro lineal de presa, si α y β son constantes, es:

$$C = \frac{2}{5} \frac{H^{5/2}}{\sqrt{1 - \alpha \beta^3}} \left[\frac{P_H}{\sqrt{\sigma}} + \frac{3,9 (1 - \alpha \beta)}{85 + 10^3} \sqrt{\sigma} P_H \right],$$

y el mínimo, si P_A y P_H son independientes de σ , hipótesis más posible aquí que en el caso de presa de sección llena:

$$\sigma_{ec} = \frac{2,8 \times 10^8}{(1 - \alpha \beta)} \cdot \frac{P_H}{P_A}$$

Si bien P_H y P_A son de difícil evaluación, podemos considerar que el valor de σ_{ec} debe ser algo superior al que obtuvimos entonces ($\sigma_{ec} = 635 \text{ Tn./m.}^2$), ya que P_H será poco diferente que si la presa fuese maciza, al haber compensación entre el incremento de encofrado y la mayor facilidad de hormigonado, por no existir la complicación de los cables, que serían colocados en el interior de los huecos; o bien, si la presa fuese prefabricada, la equivalencia entre el encofrado de la maciza y su hormigonado, por una parte, y el coste de los moldes metálicos, la colocación de los bloques, juntas, etc., por otra. Por su parte, el producto $(1 - \alpha \beta) P_A$ ha disminuído, por ser ambos factores menores que en la sección llena, el segundo como consecuencia del ahorro de vainas.

Se podrá, por consiguiente, prever tensiones de trabajo mayores que si la presa fuese maciza.

3.7. Cantidad de armaduras.

La cantidad de armaduras en este caso vale:

$$g = \frac{1}{2} (1 - \alpha \beta) \frac{\sigma}{\sigma_a}$$

menos que la correspondiente de presas de sección llena, para los mismos valores de σ y σ_a .

3.8. Pandeo de la estructura.

No vamos a hacer un estudio del pandeo del alma del aligeramiento, ni del conjunto de la estructura, sino solamente indicar que puede evitarse adosando los cables a las paredes del alma o cabezas, y hacerlos solidarios a diferentes alturas. Es por esta razón por la cual hemos indicado la conveniencia de que α fuese constante o lineal con H .

3.9. Pretensado transversal.

Dos son los cometidos que tiene que llenar el pretensado transversal: por una parte, producir en el paramento aguas arriba compresiones iguales a la

hidrostática (Levy), y por otra, absorber la flexión que el empuje del agua ejerce sobre las cabezas entre dos almas consecutivas. Por introducir aquélla tensiones de signo contrario en el centro y en la unión con el alma, convendrá que este pretensado esté centrado. Fácilmente se comprueba que necesitaremos una fuerza igual a

$$N_T = H e' \left[1 + \frac{d^2}{2 e'^2} \right] =$$

$$= \frac{1}{2} \frac{1 - \beta}{\sqrt{1 - \alpha \beta^3}} \cdot \frac{H^{3/2}}{\sqrt{\sigma}} \left[1 + \frac{d^2}{2} \frac{(1 - \alpha \beta^3) \sigma}{(1 - \beta^2) H^3} \right],$$

en la cual d es la distancia entre ejes de almas consecutivas.

Si la presa fuese prefabricada en bloques, serviría asimismo para la solidarización de todos ellos.

3.10. Coeficiente de seguridad a la rotura por flexión.

Teniendo en cuenta solamente la resistencia de las cabezas, el coeficiente de seguridad a la rotura del hormigón vale:

$$c = \frac{3}{2} \frac{1 - \beta}{1 - \alpha \beta^3} \left(\frac{1 + \beta}{2} + \frac{1}{3} \frac{1 - \alpha \beta^3}{1 - \alpha \beta} \right) \frac{R}{\sigma},$$

y el del acero:

$$c = 1,35 \frac{1 - \alpha \beta}{1 - \alpha \beta^3} \left(\frac{1 + \beta}{2} + \frac{1}{3} \frac{1 - \alpha \beta^3}{1 - \alpha \beta} \right) \frac{R_a}{\sigma_a}.$$

Para $\alpha = 0,60$ y $\beta = 0,80$ valen, respectivamente, $0,91 \frac{R}{\sigma}$ y $2,36 \frac{R_a}{\sigma_a}$ es decir, superiores a los obtenidos para secciones llenas, a pesar de haber despreciado la capacidad resistente del alma.

3.11. Corrección de la tensión de los cables.

Ya hemos indicado anteriormente la conveniencia de adosar los cables al alma del aligeramiento, y prever, a distancias adecuadas, algún tipo de sujeción para evitar el riesgo de pandeo. Si estas sujeciones están dispuestas de tal forma que la distancia del cable a la pared pueda ser modificada, nos proporcionan un fácil método para corregir la tensión de los cables en cualquier momento de la vida de la obra, mediante el conocido procedimiento de pretensado por deformación geométrica de las armaduras previamente ancladas en sus extremos. Esta se podría efectuar mediante tensores que actuasen simultáneamente sobre dos cables opuestos de un mismo hueco, quedando en su posición definitiva con los tacos indicados en la figura 17 u otro sistema cualquiera de sujeción.

No vamos a entrar en detalles, sino solamente indicar la gran ventaja de que disponemos al poder no solamente obtener las tensiones previstas, sino también la posibilidad de estudiar su distribución en

la sección, influencia de la fluencia lenta del hormigón y del acero bajo la alternancia de cargas al embalsar y desembalsar, etc.

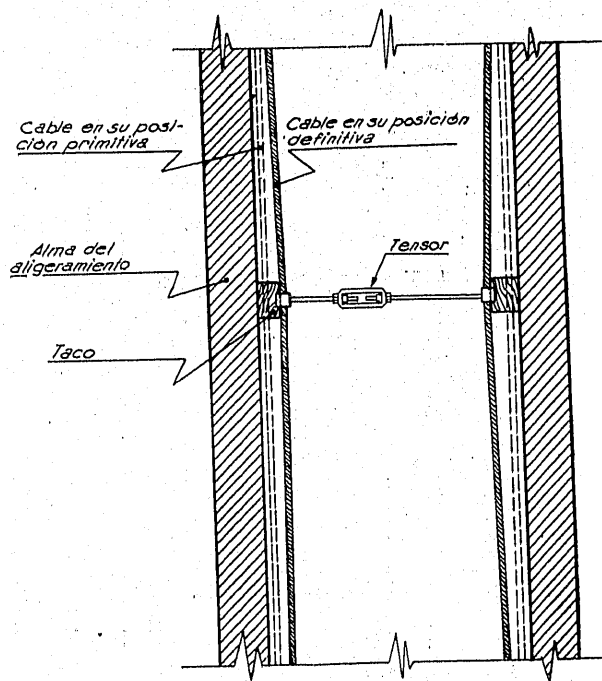


Fig. 17. — Modificación de tensión de los cables por deformación geométrica.

3.12. Prefabricación.

Ya hemos apuntado en la introducción a este capítulo, e insinuado a lo largo del estudio que venimos efectuando, la posibilidad de realizar la presa en bloques prefabricados en taller y después ensamblados mediante pretensado longitudinal y transversal en su emplazamiento.

La principal causa por la cual es posible la prefabricación es la utilización, mediante aligeramiento, de valores relativamente elevados en la tensión de trabajo σ , que permitirá obtener pequeños espesores y, por consiguiente, poder llegar a bloques de peso asequible a los medios de elevación de que hoy se dispone.

Las ventajas que se obtendrían, además de las ya indicadas del tipo aligerado, son múltiples:

a) Evitar las pérdidas iniciales de tensión, tras el pretensado, por retracción de fraguado, ya que aquéllas se habrían producido en su mayor parte si los bloques se realizan con la suficiente antelación. Así como hemos visto que la variación de tensión que experimentan los cables por fluencia lenta del hormigón es beneficiosa para la distribución de tensiones a embalse lleno, el efecto de la retracción es, por el contrario, perjudicial por hacer disminuir la tensión ejercida por todos los cables.

b) Ahorro de encofrados. Para valores altos de σ , ya hemos hecho notar la posible necesidad de prever el encofrado total del cuerpo de la presa. Esto se evitaría con la prefabricación. Se podría argüir en su contra que, debiendo ser diferentes los bloques según la profundidad, los encofrados metálicos que cada uno de ellos requeriría podría llegar a anular tal economía, pero ha de tenerse presente que el número de bloques de cada tipo que se necesitarían en una presa de una longitud media de coronación de 150 m., sería de unos 80 ó 100, y si el perfil de la presa y los bloques se estudian con detenimiento, puede llegarse a modelos fijos que permitan su reemplazo en varias obras, con la consiguiente disminución de las cantidades destinadas a su amortización.

c) Rapidez de ejecución. Fácilmente se puede comprender ésta, no sólo por poderse estudiar un sistema de montaje rápido, sino también por no tener que prever interrupciones en la fabricación de bloques si ésta se efectúa en talleres cercanos a la presa, al abrigo de la intemperie, e incluso acelerar el proceso con instalaciones de calefacción. Este procedimiento sería especialmente ventajoso en aquellas zonas que, por su altitud, hay que interrumpir el hormigonado durante varios meses, o realizarlo con costosos medios de protección.

d) Facilidad para la construcción en etapas sucesivas. La manera más lógica de construir una presa de este tipo es dividirla en bloques, de forma que la cara superior de cada uno de ellos corresponda en el diagrama de las fuerzas de pretensado requeridas a cada altura, a un número entero de cables, múltiplo de cuatro del tipo que previamente se haya elegido. Procediendo así, cada bloque se anclaría independientemente de los demás a la cimentación, con un cable en cada esquina. Si fuese necesaria la construcción por etapas, bastaría, después de haber colocado el bloque situado al nivel previsto en la primera etapa, recubrir éste; para proceder al recrecimiento sólo sería necesario continuar la colocación de los bloques restantes de la misma forma.

Frente a estas indudables ventajas, surge el inconveniente de las juntas. Su gran longitud, tanto en horizontal como en vertical, y su pequeño espesor, plantean problemas que tienen que ser examinados con gran detenimiento, pues de no ser resueltos con acierto inutilizaría todas las ventajas del procedimiento.

Conocidos son los procedimientos de inyección de mortero coloidal "Prepakt" y "Colgrout". En el primero de ellos, la suspensión de las partículas de cemento se consigue por medio de un enérgico amasado, lo que el segundo realiza por introducción de sustancias químicas ("intrusion aid"). Las propiedades de estos morteros, aumento de fluidez de la pasta, facilidad de expulsión del agua sobrante del amasado, con el consiguiente aumento de resistencia final, buena adherencia con el hormigón viejo, etc., los hacen aptos para una buena impermeabilización,

por lo que éste es el procedimiento que hemos adoptado en la solución de la sección que proyectamos en el capítulo siguiente.

Muy utilizado es actualmente el caucho sintético (tipo neopreno) en la impermeabilización de juntas de canales, acequias u otras obras similares prefabricadas; la presión que se ejerce entre dos elementos consecutivos, debida al peso propio de los mismos, adapta la goma a las superficies del hormigón, produciéndose la estanqueidad requerida, siempre que dichas superficies sean lo suficientemente lisas (encofrados metálicos), y la distancia entre ellas la adecuada al espesor de la goma. Claro que las presiones a que estaría sometida en el caso de una presa serían mayores que en una obra del tipo indicada.

Otra posible solución, por consiguiente, sería la interposición entre las cabezas de aguas arriba de dos bloques, superior e inferior, de plancha de neopreno, de la adecuada dureza "Shore". Sería necesario un detenido estudio de las leyes de variación de las deformaciones diferidas del caucho sintético bajo la alternancia de cargas a que se vería sometido por la variación del nivel del embalse.

Solución interesante sería también la mixta de las dos indicadas, confiándose al mortero la resistencia y transmisión de cargas, y al neopreno, la impermeabilidad. Las juntas se podrían realizar apoyándose previamente los bloques por mediación sólo de la goma y un pretensado parcial, necesario para evitar el movimiento de los bloques durante la inyección del mortero, efectuado el cual y transcurrido el tiempo necesario para su fraguado, tendría lugar el pretensado definitivo.

Siendo tan fundamental la obtención de la impermeabilidad, éste sería el tema más importante del ensayo en modelo reducido, antes de decidirse por una u otra solución.

3.13. Consideraciones finales.

Los cálculos que acabamos de exponer son válidos no sólo para presas de paramentos continuos, sino, asimismo, para todo otro tipo en el que el elemento resistente sea un contrafuerte (bóvedas múltiples, pantalla plana, etc.); para ello bastará tomar como valor de γ_a la relación entre la distancia existente de eje a eje del contrafuerte y la anchura de las cabezas.

Anteproyecto de sección de una presa prefabricada de 28 m.

Como ejemplo de aplicación de la teoría expuesta en el capítulo tercero, adjuntamos los planos de un anteproyecto de sección de una presa de 28 m. de altura, prefabricada en sus 20 m. superiores (plano número 1).

El terreno de cimentación se ha supuesto que es roca sana, prácticamente superficial y apta para soportar cargas de 30 Kg./cm.².

Los ocho metros inferiores de la presa, de sección maciza, no han sido dimensionados con arreglo al capítulo segundo, pues no se ha partido de la constancia de la tensión admisible, sino que hemos preferido conservar el valor del esfuerzo de pretensado, por lo que el perfil deja de ser parabólico, de grado 1,5. En su interior va alojada una galería longitudinal de acceso al interior de los bloques, y otras transversales donde se efectúa el anclaje de la parte superior prefabricada. A través de ella podrían situarse los conductos del desagüe de fondo, tomas, etc., no incluidos en los planos que se acompañan.

Hemos fijado como tensión básica de trabajo del hormigón la de $\sigma = 500 \text{ Tn./m.}^2$, valor bastante prudente y que nos permite llegar a peso de bloques no excesivamente elevados.

La variación de α es lineal con H , desde 0,60 a los 20 m. de profundidad, hasta 0,80 a la altura de la sección del máximo nivel de avenidas (ap. 3.2):

$$\alpha = 0,80 - \frac{H}{100}$$

Para β se toma, en principio, el valor constante 0,8, lo que nos da un espesor de cabezas igual a la décima parte de la anchura total de la presa (ap. 3.2). A partir de la profundidad en que aquél llega a 0,20 metros, no se ha disminuído más, conservándose así hasta la coronación.

El momento M_0 que produce la máxima carga en coronación, lo hemos evaluado en 3,6 m.-Tn.

Fijados estos valores, la anchura de la presa y la fuerza de pretensado requeridos se obtienen por las fórmulas del ap. 3.3:

$$A = \sqrt{\frac{H^3 + 6 M_0}{(1 - \alpha \beta^3) \sigma}}; \quad N = \frac{1}{2} \frac{1 - \alpha \beta}{1 - \alpha \beta^3} \sqrt{\sigma (H^3 + 6 M_0)}$$

El espesor máximo que se obtiene para $H = 20$ metros es de 4,80 m., y el esfuerzo de pretensado requerido en la misma sección vale 622 Tn./m.

Se han situado las extremidades del núcleo central cercanas al paramento de aguas arriba en una recta cuya inclinación respecto a la vertical es de (ap. 3.5):

$$\text{sen } \theta = 0,03,$$

para que la máxima tensión tangencial en el alma del bloque inferior sea $\tau_{\text{máx.}} = 12 \text{ Kg./cm.}^2$.

El espesor mínimo adoptado ha sido de 0,90 m., enlazándose el perfil teórico con la coronación mediante una parábola de segundo grado.

Con estos datos se puede dibujar el perfil de la presa. Se plantea ahora el problema de dividir, longitudinal y transversalmente, este perfil en bloques, de forma que el conjunto reúna los siguientes requisitos:

- Accesibilidad de los huecos interiores por la parte inferior y por la coronación.
- Peso prudencial.
- Facilidad de montaje.
- Robustez suficiente para soportar el transporte y colocación en obra.

Hemos elegido como anchura del bloque en el sentido del eje longitudinal de la presa, el de 1,50 m. Las dimensiones de los huecos son:

Sobre la cimentación $3,34 \times 0,80$
Sobre la coronación $0,50 \times 0,67$

El esfuerzo de pretensado necesario en la sección inferior por columna de bloques es, por consiguiente, vez y media el ya indicado, es decir, $N = 940 \text{ Tn.}$

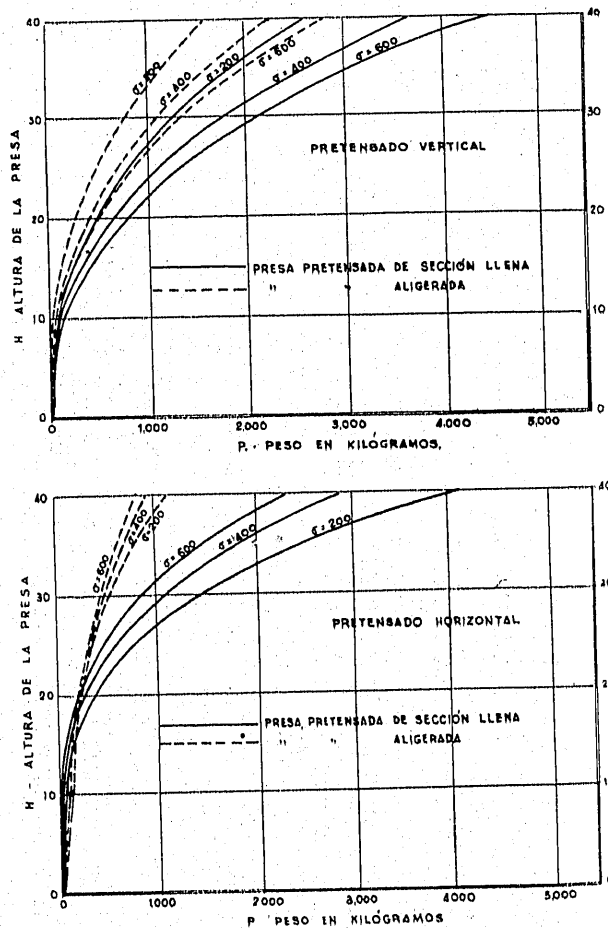
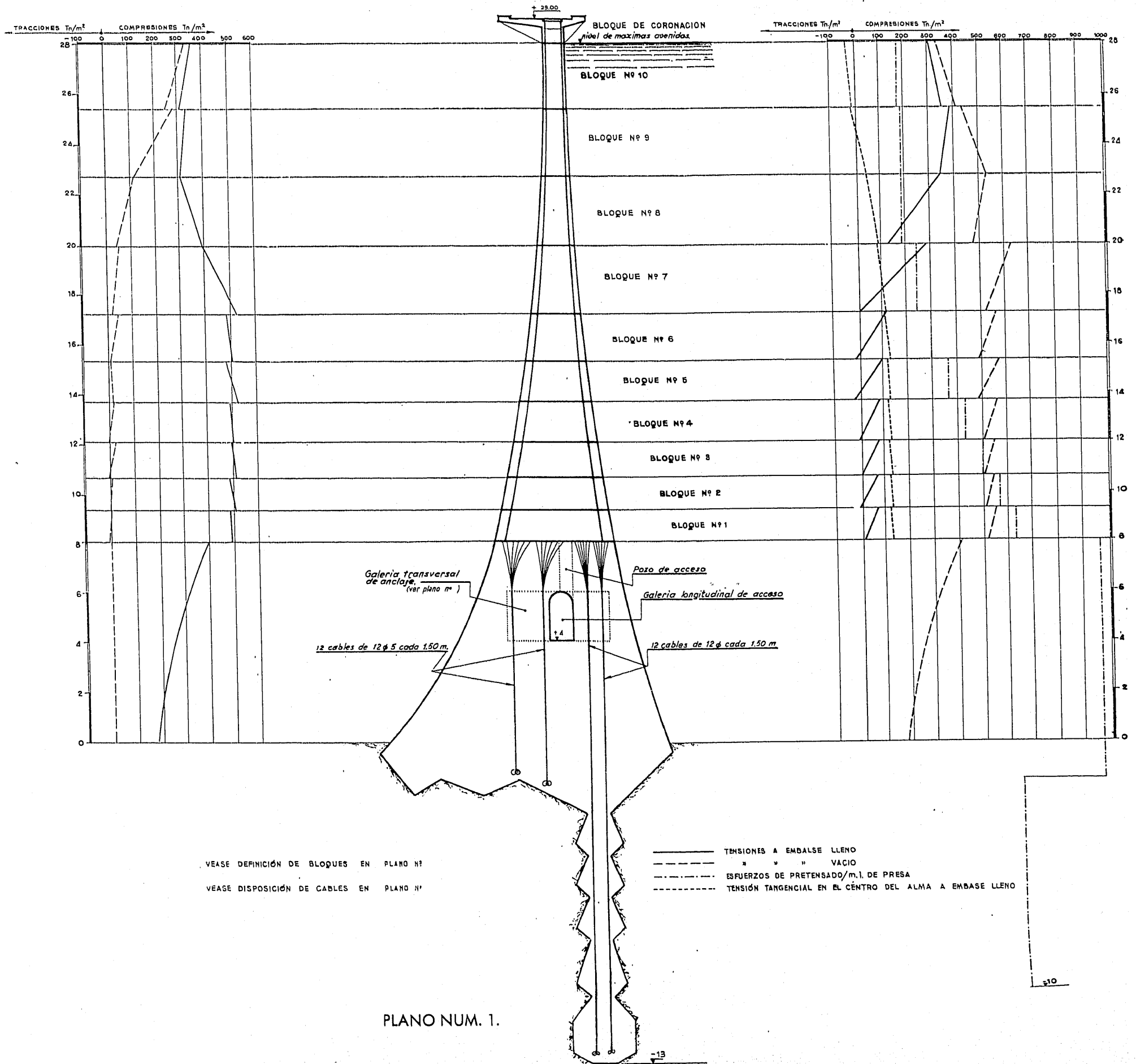
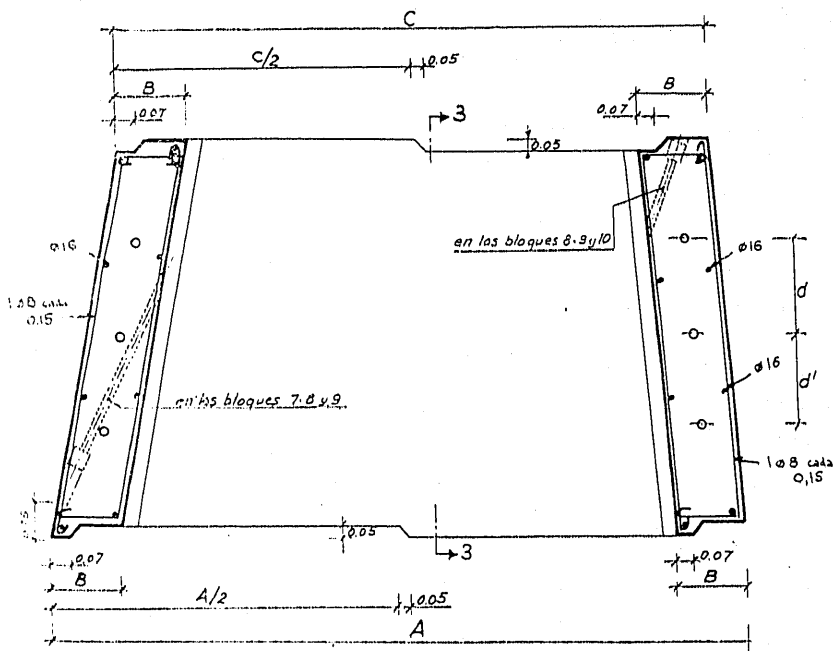


Figura 18.

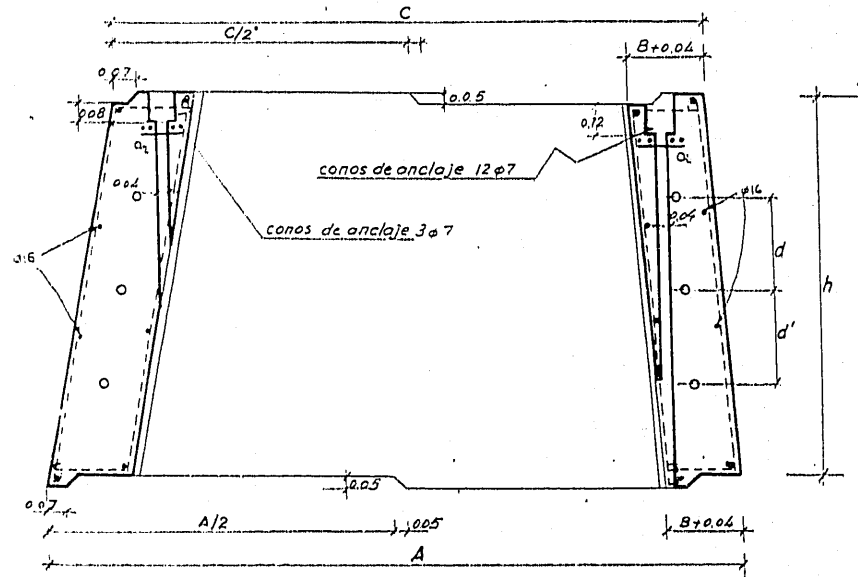
Para determinar la altura de cada bloque, hemos partido de que deben estar sujetos por cuatro cables, uno en cada esquina, a la cimentación. Como la resultante del esfuerzo ejercido por ellos tiene que estar situado en la extremidad del núcleo central de la sección, la relación entre las tensiones que deben



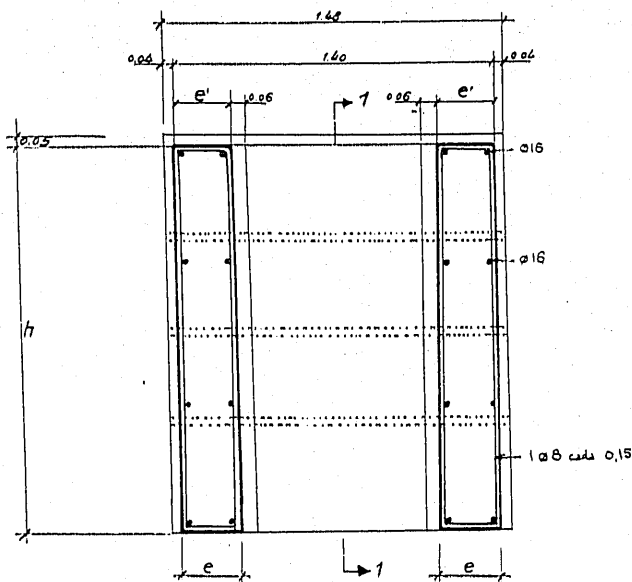
SECCION 1-1



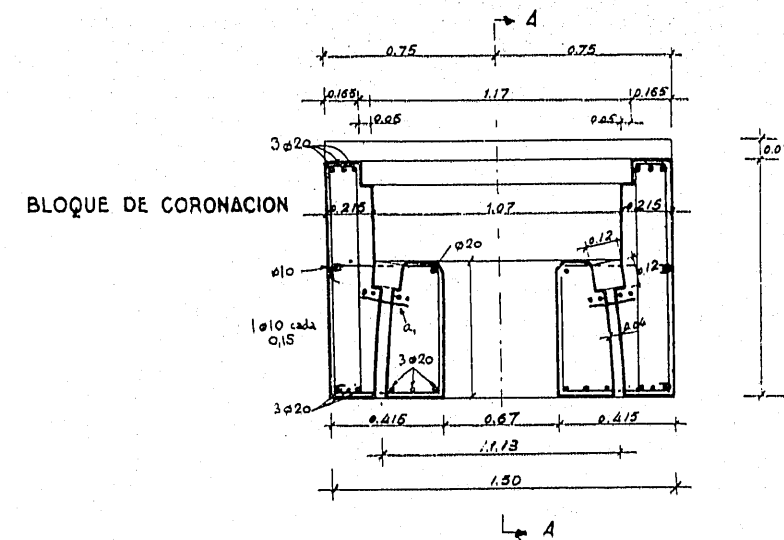
SECCION 2-2



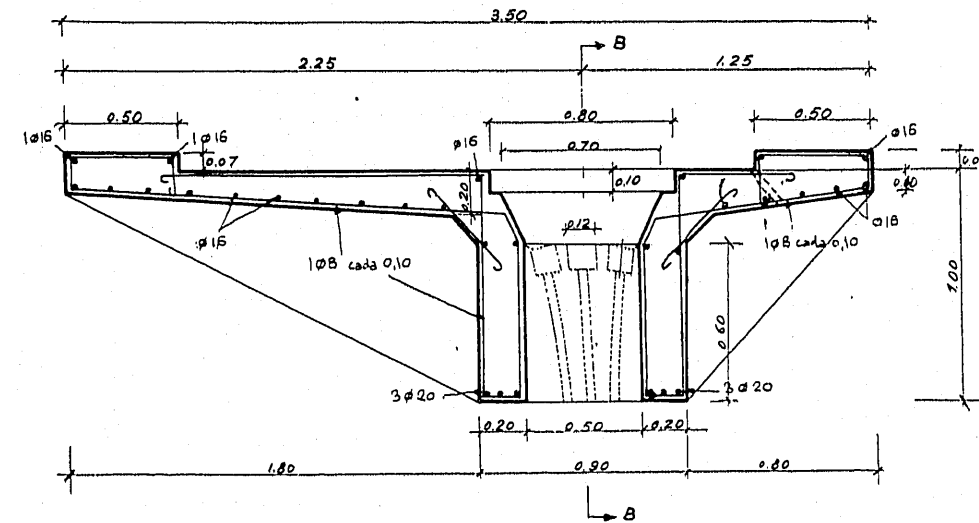
SECCION 3-3



SECCION B-B



SECCION A-A



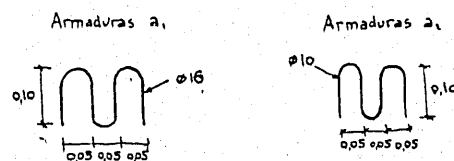
PLANTA

Dimensiones de los bloques

BLOQUES	A	B	c	e	e'	h	d	d'
1	4.80	0.48	4.41	0.300	0.290	1.28	h/A	h/A
2	4.37	0.44	3.98	0.290	0.280	1.31	h/A	h/A
3	3.93	0.39	3.53	0.280	0.269	1.43	h/A	h/A
4	3.48	0.35	3.07	0.269	0.258	1.48	h/A	h/A
5	3.02	0.30	2.57	0.258	0.245	1.66	h/A	h/A
6	2.52	0.25	2.05	0.245	0.231	1.89	h/A	h/A
7	2.00	0.20	1.50	0.231	0.211	2.69	h/A	h/10
8	1.50	0.20	1.10	0.211	0.190	2.69	h/A	h/10
9	1.10	0.20	0.95	0.190	0.169	2.69	h/A	h/10
10	0.95	0.20	0.90	0.169	0.150	2.69	h/A	h/A

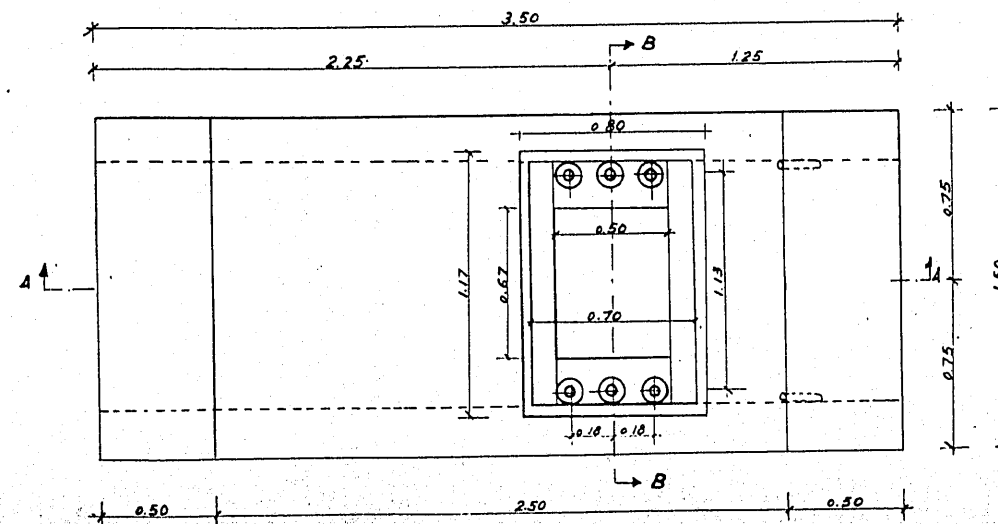
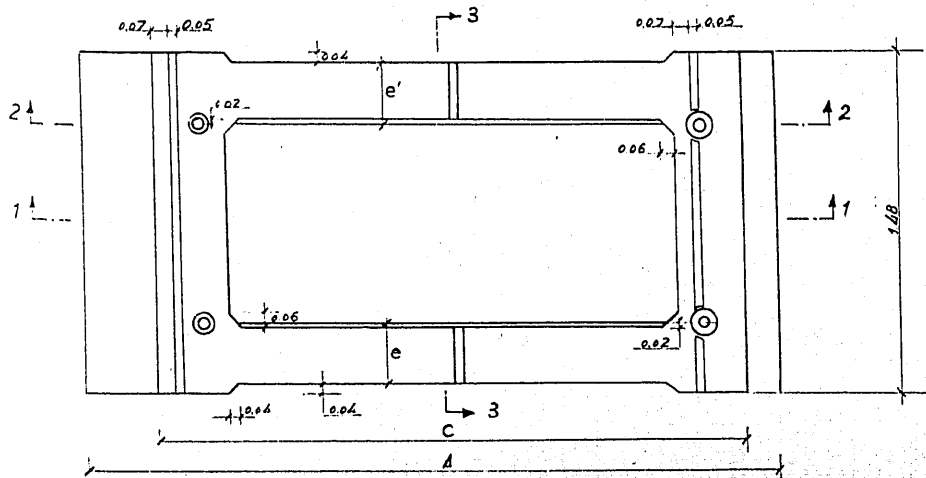
DEFINICIÓN DE BLOQUES

Las armaduras horizontales son redondos de 16mm
 Los estribos verticales $\phi 8$ cada 0,15m
 Bajo los conos de anclaje se situaran las armaduras a_1 para conos 12 $\phi 7$ y las a_2 para conos 3 $\phi 7$



PLANO NUM. 2.

PLANTA



SECCIÓN TRANSVERSAL A-A.

SECCIÓN LONGITUDINAL C-C

BLOQUE DE CORONACION

BLOQUE Nº 10

BLOQUE Nº 9

BLOQUE Nº 8

BLOQUE Nº 7

BLOQUE Nº 6

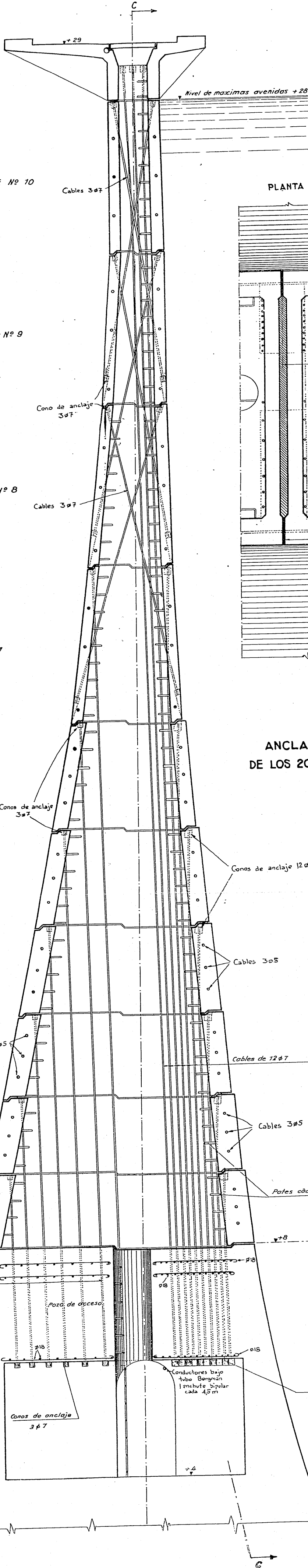
BLOQUE Nº 5

BLOQUE Nº 4

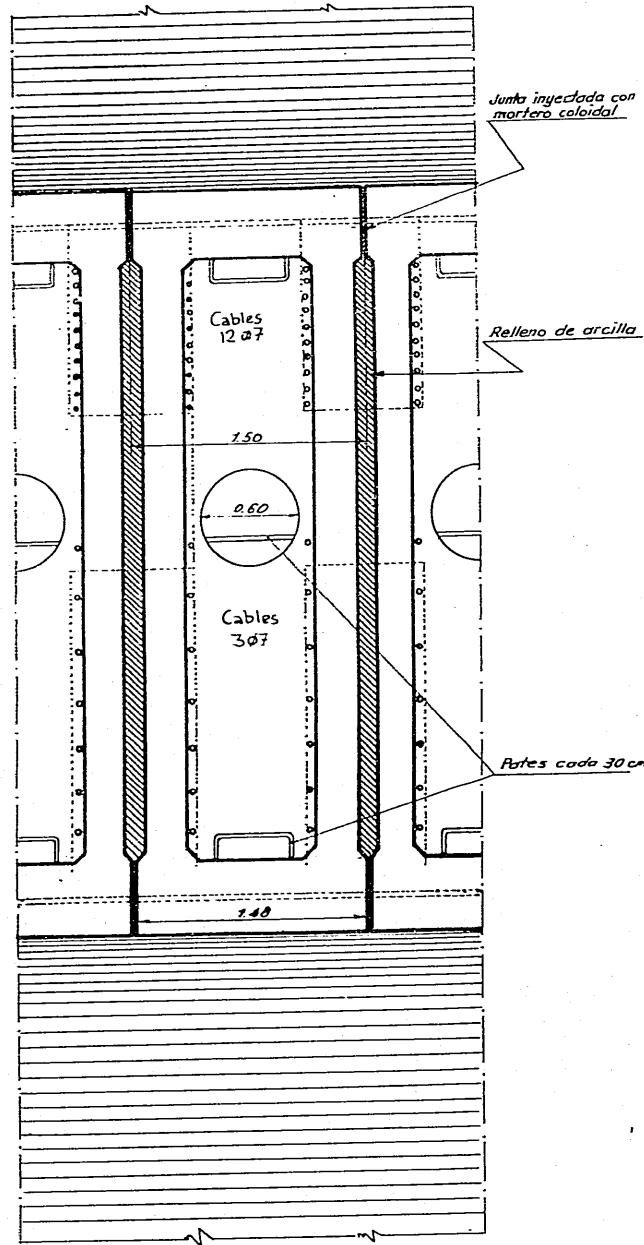
BLOQUE Nº 3

BLOQUE Nº 2

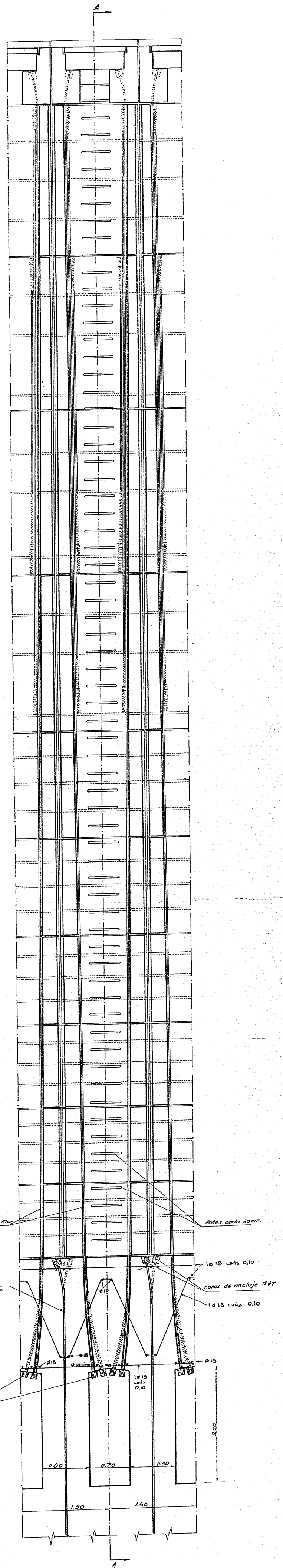
BLOQUE Nº 1



PLANTA SECCIÓN B-B.



ANCLAJE Y SECCIONES DE LOS 20m. PREFABRICADOS



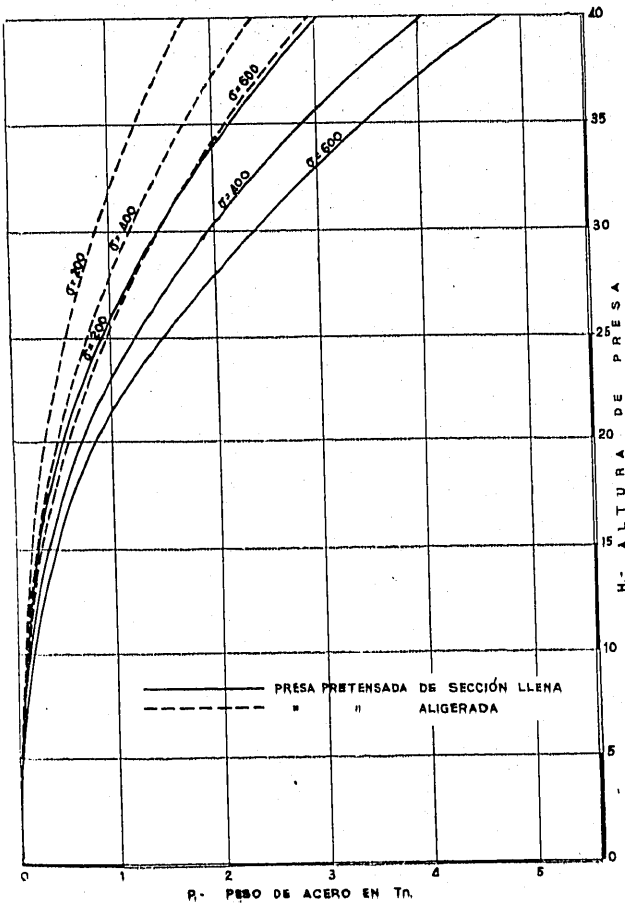


Figura 19.

ejercer los cables situados cerca del paramento aguas arriba y los próximos al de aguas abajo será:

$$\frac{\frac{A}{2} - e' - e''}{\frac{A}{2} - e' + e''} = \frac{\beta - \frac{1}{3} \frac{1 - \alpha \beta^3}{1 - \alpha \beta}}{\beta + \frac{1}{3} \frac{1 - \alpha \beta^3}{1 - \alpha \beta}}$$

que para los valores medios $\alpha = 0,70$, $\beta = 0,80$, resulta ser igual a 0,244. Tomando aproximadamente 0,25, colocaremos cables de 3 y 12 ϕ 7 mm., que ejercen, respectivamente, 10 y 40 Tn. para una tensión final, descontadas las pérdidas de 85 Kg./mm.².

Por consiguiente, las juntas horizontales entre dos bloques deberán estar situadas a aquellas profundidades en las cuales el esfuerzo de pretensado dado por la fórmula indicada vaya disminuyendo en 100 toneladas ($2 \times 40 + 2 \times 10$) a partir del bloque inferior.

De esta forma se ha dividido la presa en 10 bloques, de los cuales los 7 inferiores van anclados de la forma indicada. Los 3 superiores van sujetos desde la coronación mediante tres cables de 12 ϕ 7 mm. de diámetro. Para evitar el riesgo de vuelco durante la construcción de esta última parte de la presa, los

bloques superiores se sujetan cada uno de ellos al inmediatamente inferior por cuatro cables de 3 ϕ 7 milímetros cruzados. En el plano núm. 1 se ha dibujado la variación de los esfuerzos normales y tangenciales a lo largo de la presa. Existen algunas pequeñas tracciones, totalmente despreciables si tenemos en cuenta que no hemos considerado el peso propio del hormigón, y que, según hemos estudiado en el ap. 2.12 (resultados válidos para presas aligeradas), las deformaciones elásticas y fluencia lenta del hormigón llegan a producir compresiones en el paramento aguas arriba del 12 por 100 de σ , para $\sigma = 500$ Tn./m.², es decir, 60 Tn./m.², valor superior a las tracciones resultantes del cálculo según la teoría clásica.

En el plano núm. 2 se resumen las características de estos bloques, incluido el de coronación. El perfil quebrado del borde superior e inferior obedece a evitar un plano de deslizamiento que atravesase totalmente el espesor de la presa a través de una junta.

Pasemos ahora al procedimiento constructivo. La ejecución de la obra se efectuaría en dos etapas claramente diferenciadas. La primera, la cimentación y parte maciza. Y posteriormente, la prefabricada en bloques.

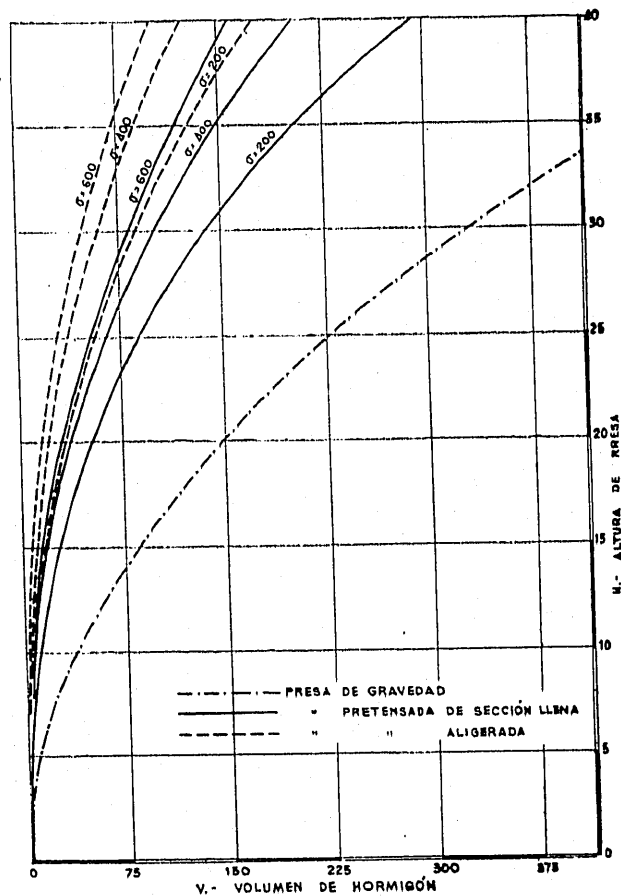


Figura 20.

La sujeción de la presa al terreno se realizará mediante una zanja de 1,20 m. de anchura y de profundidad tal, que el peso del terreno situado dentro del prisma triangular de aristas horizontales, una de las cuales coincida con el fondo de la zanja y cuyas caras formen 45° con un plano horizontal, equilibre el momento volcador del agua alrededor del pie del paramento aguas abajo. Hemos prescindido de la resistencia del terreno a esfuerzo cortante.

La fuerza del pretensado en los 8 m. inferiores es de 1 440 Tn. cada 1,50 m. Esta constancia de N ha obligado el perfil dibujado en el plano núm. 1, para que no existan tracciones bajo cualquier hipótesis de carga. Esta tensión se consigue por 24 cables de $12 \phi 7$ mm., y otros tantos de $12 \phi 5$ mm., reunidos en cuatro paquetes, y de tal forma situados que su resultante se encuentre en el extremo del núcleo central de la sección. Pasan a través de los macizos de 0,80 m. que separan las galerías transversales, quedando anclados a la cota + 8. El pretensado de esta primera parte deberá ejecutarse con la debida antelación para que se hayan producido la mayor parte de las deformaciones antes del comienzo del asentamiento de los bloques.

El acceso a los huecos, se verifica a través de pozos de 0,60 m. de diámetro.

En esta parte maciza se dispone una galería longitudinal, tal como hemos indicado, y otras transversales de $0,70 \times 2$ m., para anclaje de los 20 m. prefabricados.

El techo de estas últimas está acondicionado para que sobre él apoyen los conos de anclaje de los cables; éstos atraviesan los dos metros últimos macizos por conductos de 4 cm. de diámetro, previamente dispuestos en ellos. Estas galerías transversales serán rellenas e inyectadas después de terminarse la obra, quedando únicamente la longitudinal, que serviría asimismo como colector de las posibles filtraciones a través del paramento aguas arriba.

El montaje de los bloques poca explicación requiere. Colocados provisionalmente en su emplazamiento por medio de cuñas, se pasan los cuatro cables que lo sujetan por los citados conductos hasta las galerías transversales, en donde se les coloca el cono de anclaje inferior, procediéndose a continuación a un tesado parcial. Selladas las juntas, se efectuaría el pretensado definitivo. Una vez anclados los bloques de una hilada entre dos juntas de dilatación (unos 15 m.), se unen todos ellos con un pretensado transversal.

Las juntas se rellenarán con mortero inyectado, por cualquiera de los procedimientos "Prepackt" o "Colgrout".

Terminada la obra y verificado el embalse, se procedería a la comprobación de tensiones y su corrección por el sistema indicado en el ap. 3.1.1.

Terminemos indicando que el peso máximo de los bloques es de unas 12 Tn.

Comparación de perfiles teóricos de presas de gravedad, pretensada de sección llena y pretensada aligerada.

5.1. Acero.

Por integración del valor del pretensado requerido expuesto en los apartados correspondientes, se refleja en los gráficos 18 y 19 las necesidades totales de acero especial para los perfiles teóricos estudiados para los valores de $\sigma = 200, 400$ y 600 Tn./m.², y $\alpha = 0,60, \beta = 0,80$. La economía que se obtiene con las aligeradas es del orden del 40 por 100.

5.2. Hormigón.

De igual forma, en la figura 20 se comparan los volúmenes totales de hormigón necesarios por metro lineal de presa, para los dos tipos pretensados y la de gravedad de planta recta.