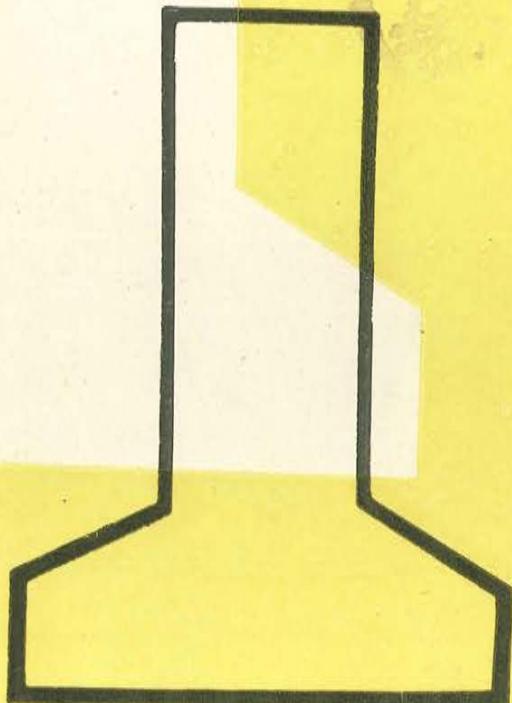


ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

# hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 41 DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DEL HORMIGÓN PRETENSADO  
DEL INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL CEMENTO

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS  
Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica



ULTIMAS NOTICIAS  
Técnicas en Estructuras  
Hormigón Pretensado  
Boletín de circulación limitada

Nº 41

Noviembre - Diciembre

- INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL CEMENTO -

BOLETIN DE "ULTIMAS NOTICIAS SOBRE HORMIGON PRETIENSADO"

Nº 41

I N D I C E

- 457-8-16 1º.- Momentos transversales en las losas pretensadas para puentes: Por R.E. Rowe.
- 591-1-3 2º.- Hangar pretensado en el aeropuerto de Helsinki.
- 591-7-3 3º.- Puente pretensado de piedra natural.
- 591-9-7 4º.- Cimientos resistentes al asiento.
- 591-9-8 5º.- Presa de hormigón pretensado, en Escocia.

N O T A .- El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edificación, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

457-8-16 MOMENTOS TRANSVERSALES EN LAS LOSAS PRETENSADAS PARA PUENTES

R.E. Rowe, B.A.

C & C A, Reprint nº 19

- S i n o p s i s -

La distribución de carga en los sistemas de tableros en los puentes, actualmente está despertando gran interés. Esta nota trata sobre la aplicación de las teorías de Massonnet y Guyon a un modelo de losa plana para puente. Se presta atención particular a la distribución y valores absolutos de los momentos transversales con respecto a los correspondientes teóricos. En el momento de redactar esta nota se ha ensayado solamente una losa, pero otros ensayos sobre losas de diferente relación entre luz y anchura se hallan en curso.

— — —

Los ensayos se han realizado sobre losas de hormigón pretensado en dos direcciones, apoyadas en dos lados y cargadas en varios puntos, a fin de investigar la validez de la solución de la distribución analítica a los reticulados metálicos en los puentes y losas derivadas de los tipos Massonnet y Guyon. La losa ensayada tiene una luz de 1,47 m, 1,17 m de anchura y un espesor de 2,5 centímetros.

En la notación de las teorías antes mencionadas, la losa se definía por los parámetros  $\Phi$ , la rigidez relativa a la flexión en las dos direcciones principales, que tienen un valor de 0,4 y  $\alpha$ , la rigidez a la torsión por unidad de anchura y longitud relativa a las rigideces a la flexión correspondientes que tienen un valor unitario.

Se llegó a la conclusión que, en lo que respecta las flexiones, la concordancia entre los valores teóricos y experimentales de

los coeficientes de distribución era muy buena, ya que las discrepancias fueron del orden del 2 al 3 por ciento. A medida que se aumentaba la excentricidad de la carga, la discrepancia en el borde remoto de la carga aumenta del 9% con una carga situada en  $\frac{3}{4} b$ , siendo  $2b$  la anchura de la losa, tomando el eje central como origen de los ejes de coordenadas. En la figura 1 se da una serie de curvas de cargas y flexiones en la sección central transversal para una carga situada a los  $\frac{3}{4} b$  de la losa. A medida que se mueve la carga a lo largo de la luz, los valores experimentales de  $K$  (factor por el que hay que multiplicar la flexión media para lograr la flexión en el punto considerado), no varía de los que da Massonnot para un porcentaje mayor del correspondiente a los valores para una carga en la sección central transversal.

La medida de las deformaciones utilizando un extensímetro mecánico desmontable de 20 mm no era aceptable en una estructura de este tamaño, por lo que se emplearon láminas de resistencia eléctrica de 25 mm. Este procedimiento dio lecturas repetidas que se podía confiar en ellas. El objeto principal de los ensayos se encaminó a la investigación de la magnitud y distribución de los momentos transversales, de los que esta nota se propone tratar únicamente.

Puesto que el análisis de Massonnot se basa en una relación de Poisson de valor constante, los factores experimentales  $\mu$  se calcularon sobre esta base, siendo  $\mu$  una constante en la forma de los momentos transversales,

$$M_y = \mu p b \text{ son } \frac{Kx}{2a},$$

donde:  $p$  es la amplitud del primer término de las series de Fourier correspondientes a la carga. Las curvas teóricas y experimentales para

la representación de  $M_x$  y varias posiciones de la carga se han representado en la fig. 2. La forma de los dos paquetos de curvas es prácticamente idéntica, pero la discrepancia con los valores obtenidos es bastante grande. Si se supone un valor para el coeficiente de Poisson, la magnitud del valor de  $\mu$  se altera, pero la forma de las curvas, en general, es la misma. Se averiguó que la relación entre el momento transversal y el longitudinal en cualquier punto, era considerablemente mayor que la que normalmente se admitía. De acuerdo con el análisis teórico, la condición más desfavorable se halla en la carga central sobre la losa y, entonces, la relación correspondiente para un coeficiente de Poisson de 0,00 es de 0,39. La relación experimental hallada fué, basándose en el mismo supuesto, de 0,41; pero con un valor de 0,15 para el coeficiente de Poisson, valor normalmente supuesto en el hormigón protensado, la relación se eleva a 0,53. De forma similar, para una carga situada en  $\frac{1}{3}$ b las relaciones son: de 0,35 para la teórica y de 0,35 para la experimental, siendo el coeficiente de Poisson igual a cero.

Así pues, para la relación

$\frac{M_y}{M_x}$

la teoría da valores muy aproximados con los hallados experimentalmente, y sólo falta determinar la corrección que ha de aplicarse para permitir el efecto del coeficiente de Poisson.

Si los momentos longitudinales teóricos, tal como se determinan en el análisis de Massonnet, se aumentan de un 15% como ha sugerido Guyon, su valor estará en conformidad con aquellos que se obtienen en los ensayos. Los momentos transversales se pueden tomar entonces como el 50% de los valores aumentados.

Otros estudios sobre losas con valores de 0,5 y 0,6 para  $\theta$  se están realizando actualmente, con objeto de verificar los resultados anteriores indicados y obtener la forma de la distribución de los momentos transversales en sentido longitudinal y en el transversal.

J.J.U.

- \* -

Bibliografía.

Morico, P.B. y Little, G. La distribución de la carga en los sistemas de hormigón pretensado para puentes. "The Structural Engineer" 1954. Vol. 32, nº 3. Marzo, páginas 83 - 111.

Massonnot, C. Método de cálculo de puentes de vigas múltiples, teniendo en cuenta su resistencia a torsión. "International Association for Bridge and Structural Engineering". Zurich, 1950. Vol. 10, páginas 147-182.

Guyon, Y. Cálculo de puentes anchos, con vigas múltiples solidarizadas por arriostramiento. "Annales des Ponts et Chaussées", 1946. Nº 24. Septiembre - Octubre. Páginas 553 - 612.

591-1-3 HANGAR PREFENSADO EN EL AEROPUERTO DE HELSINKI

Indian Concrete Journal, Julio 1956

Para mejorar el servicio y hacer frente al aumento del tráfico aéreo en el aeropuerto de Helsinki, los servicios técnicos de la administración emprendieron un plan de construcciones, de las que la más importante era el hangar.

La construcción de este hangar comenzó en el año 1954; su estructura fue proyectada por la Pro-Stressed Concrete Co. Ltd. de Londres. A excepción de los muros laterales y las columnas del muro del fondo, el hangar se compone de elementos prefabricados.

La anchura libre del hangar es de 150 m, la profundidad o fondo, de 50 m; y la altura libre, de 10,5 m en la entrada y 10,2 en el fondo. Las distintas partes del hangar son las siguientes: sobre las puertas van dos tramos en arco de 79,65 m de luz cada uno; el muro del fondo lleva 16 soportes de 0,60 x 0,40 m de sección, espaciados a 8,75 m, reforzado por un machón central de 3,00 x 0,40 m; 16 vigas secundarias, espaciadas a 8,75 m, y cuyas extremidades posteriores se apoyan sobre los soportes, mientras que los frontales descansan, por suspensión, de dos pendolas que arrancan en los arcos de los dos tramos principales; una viga central, soporte de una grúa, que se ha hormigonado "in situ"; siete vigas de rigidoz paralelas a los dos tramos principales; los muros laterales hormigonados en obra, provistos de machones de rigidoz de 5 m de longitud y, finalmente, la cubierta, que consiste en losas prefabricadas sobre vigas de hormigón armado, elementos que se han preparado en un taller de prefabricación.

Elementos prefabricados. - Los moldes de madera para los elementos prefabricados han de reunir las condiciones siguientes: 1) - facilidad de mon-

taje y de rotirerlos; 2) - suficientemente robustos para resistir va-  
rios romploos y, 3) - tener una superficie suficientemente lisa.

Cada molde se compone de los costeros y de dos piezas do fondo, para poder desoncostrar los costeros y dejar el elemento sobre las piezas do fondo hasta terminar su fraguado.

El hormigón empleado tenía una resistencia de  $450 \text{ kg/cm}^2$  a los 28 días, la relación agua-cemento era de 0,40 a 0,41, buena docilidad y, sin excepción, se obtenían caras muy lisas después de desoncostrar.

Con objeto de controlar el hormigón se instaló un laboratorio de ensayos físicos en la obra. Los áridos se obtuvieron dentro de la zona de trabajos. Estos áridos fueron objeto de un examen antes de emplearlos, y se subdividieron en dos clases de grava natural: una de monos de 20 mm de tamaño, y la otra, mayor, se machacaba y daba tamaños de 8 a 15 mm. Del total de los áridos, el 10 al 15% procedían del machaqueo. El cemento utilizado era del tipo Portland.

La dosificación de cemento fue de 425 a 450  $\text{kg/m}^3$ , y con la relación agua-cemento de 0,40 a 0,41 antes indicada, se logró una buena docilidad.

La preparación de las vigas secundarias requirió en total unos  $775 \text{ m}^3$  de hormigón. Para controlar esto hormigón se hicieron 32 series de ensayos, cada una de tres probetas cúbicas: Una de estas probetas se ensayaba a los 7 días, otra a los 28 días y la tercera se dejaba en reserva. La resistencia media a los 28 días resultó ser de  $483 \text{ kg/cm}^2$ . La dispersión S de los resultados de los ensayos se calculó de acuerdo con la fórmula:

$$S = \sqrt{\frac{(x_1 - m)^2 + (x_2 - m)^2 + \dots + (x_n - m)^2}{n-1}}$$

dondo:  $X_1$  es la resistencia de la probeta cúbica,  $m$  la resistencia al dia y  $n$  el número de ensayos. Con estos datos se obtuvo para  $S$  un valor de  $33,3 \text{ kg/cm}^2$ , o lo que es igual un 6,9%.

La resistencia a tracción a los 28 días se obtuvo utilizando probetas prismáticas de  $15 \times 10 \times 80 \text{ cm}$ , y dió por resultado  $65 \text{ kg/cm}^2$ .

Como la vibración directa con aguja apenas si se podía emplear, se tuvo que recurrir al vibrado de los moldes. Cada molde iba provisto de dos vibradores que se acoplaban a un tablón de madera, de  $5 \times 7 \text{ cm}$  de sección, el cual se fijaba, a su vez, a los moldes. Antes de llegar a un método determinado de vibración se hicieron varios ensayos determinativos. A esta vibración complementaba la acción de dos vibradores acoplados a una chapa de acero de 5 mm de espesor.

Cuando ya se llegó a un buen estado de avance en el hormigonado, se podía hormigonar una pieza de tirante cada hora. El equipo de hormigonado se formó con un capataz; tres ayudantes en la hormigonera; uno para el transporte; y cinco para colocar el hormigón. Como el volumen por pieza unitaria de tirante era de  $1,3 \text{ m}^3$  y el tiempo necesario para desencostrar y fijar los vibradores en los moldes que debían hormigonarse después era de una media hora, se podía calcular unas 11,5 horas de mano de obra para el hormigonado de  $1 \text{ m}^3$ , lo que parecía resultar a un costo algo elevado. El hormigonado de las piezas unitarias del cordón superior y diafragmas necesitó una media de unas siete horas de mano de obra por metro cúbico de hormigón.

Preparación de cables y conductos.— Se emplearon dos clases de cables: una de 12 alambres de 7 mm y otra de también 12 alambres pero de 5 mm de diámetro. El acero para el pretensado, troafilado en frío presentaba

ba las características siguientes:

Límite elástico para una deformación del 0,2 % kg/mm <sup>2</sup>	Carga de ruptura kg/mm <sup>2</sup>
Alambre de 5 mm, do 145 a 155	170 a 190
Alambre de 7 mm, do 140 a 145	155 a 160

Los cables se prepararon sobre un banco de 55 m de longitud, en cuya parte superior se colocaron unos rodillos en posición horizontal, espaciados a 4 m, para facilitar el movimiento de los cables. Los alambres se tronzaron alrededor de un alma en espiral, y se ataban con alambre fino o cintá cada metro de longitud. Con un equipo de cinco personas se preparaba una media de 16 cables de 50 m de longitud por jornada de trabajo de 8 horas. Este equipo se encargaba de cortar los cables y de colocarlos en los lugares de almacenamiento. La preparación de uno de los cables requería 2,5 horas de mano de obra.

Las vainas de los cables están constituidas por tubos rectos, de 38 mm de diámetro exterior; conductos de tipo tubular, y tubos revestidos y simplemente colocados en vainas y montados en los cofrados.

Los tubos rectos eran de 2 mm de espesor. Estos tubos se pasaban a través de los agujeros de las chapas que soportaban los cables, y tan pronto como el hormigón los recubría se les hacia girar.

A las tres horas de haber hormigonado, los tubos se retiraban. El único inconveniente observado consistió en que, cuando el tubo se hallaba de 5 a 10 cm de la superficie, y si éste estaba algo torcido, al hacerle girar movía el hormigón, dando lugar a ciertas fisuras en la superficie. Este defecto sólo se manifestó una vez en todo el período constructivo, y, aún en esta vez, el inconveniente se produjo por haber dejado el tubo demasiado tiempo en el hormigón antes de proceder a hacerle girar y sacarlo.

La parte curva de los conductos se hizo con tubos flexibles hinchados con aire. A las diez horas de haber hormigonado se les dejaba escapar el aire, permitiendo así una fácil recuperación del tubo o manga. Es de notar que una vez se dejó el tubo flexible en el hormigón durante varios días y, no obstante, se pudo sacar con relativa facilidad.

Cuando se necesitaba de vainas para disminuir el rozamiento o cuando había cables curvos próximos unos con otros, el tubo empleado era de tipo flexible, pero recubierto con otra vaina flexible o rígida. Estos tubos se recuperaban como los otros. El procedimiento resultó ser satisfactorio; más al parar los cables, las extremidades de estos podían estropollar el final del tubo produciendo una especie de bloqueo de la vaina. Afortunadamente, esto sólo ocurrió en un reducido número de cables cortos, pero, aún así, se pudieron recuperar las vainas flexibles con relativa facilidad.

Un total de 30 cables de 51 m de longitud se colocaron en los oncofrados antes de hormigonar, estando ya dentro de sus vainas, y, aunque se tuvo especial cuidado en la formación de las juntas de las vainas, así como en las uniones entre cables y anclajes, no se pudo evi-

tar que se introdujese mortero en el interior de las vainas. Este inconveniente se observó solamente detrás de los anclajes, pero se pudieron limpiar con varillas delgadas.

Por medio de un torno de mano, los cables se metían en sus vainas con bastante facilidad. Se empezaba por hacer pasar el cable del torno por el interior de la vaina, ayudándose de un alambre de gran resistencia, después de lo cual se ataba el cable del torno al de pretensado, y se empezaba a tirar de éste último con el torno. El atado entre el cable del torno y el del pretensado tenía que ser firme y seguro; pues, de no ser así, se podría soltar y dejar la operación en condiciones desfavorables, ya que el cable debía ser tirado hacia atrás y dejar en el interior de la vaina un núcleo en espiral que servía de soporte del trenzado del cable. Debido a este inconveniente se tuvo, en cuatro ocasiones, que abrir un agujero en el costero de la viga para liberar la vaina del atasco.

Montaje de elementos prefabricados.— Las partes estructurales en que se subdividen las vigas secundarias son: una viga tirante, formada por ocho elementos de 100 x 40-20 cm de sección y 4,76 m de longitud; un cordón superior, que se compone de dos partes y cada una de éstas constituida por ocho elementos de 50 x 25 cm y ocho elementos triangulares para las juntas. A estos elementos hay que añadir los bloques de las extremidades frontales y posteriores, cuya finalidad es la de unir los cordones superiores y tirantes entre las vigas. Así pues, cada una de estas vigas está formada por 33 elementos prefabricados que, a excepción de los bloques frontales y posteriores, se premoldearon en un taller a pie de obra. Estos elementos se llevaban a su debido tiempo, del almacén al suelo del hangar, donde se les colocaba después sobre

caballetes para formar las vigas. En esta posición, debajo del lugar de emplazamiento definitivo, se procedió a hormigonar los bloques de que se ha hablado anteriormente, ya que estos elementos eran muy pesados para manipularlos. Para el montaje de estos elementos se empleó una grúa móvil apropiada.

El equipo de montaje estaba constituido por un jefe, un conductor de grúa y cinco ayudantes y, además, tres carpinteros se encargaban de la construcción de los caballetes. El montaje de una viga necesitaba una media de tres días de ocho horas de trabajo, o, lo que es igual, 240 horas de mano de obra.

Inmediatamente después se rejuntaron las uniones con mortero de cemento rápido y áridos de 8 mm de máxima dimensión en la proporción de 1:2:4. La relación agua-cemento para este mortero fué de 0,42. La resistencia exigida para estas piezas prefabricadas, estipulada en  $450 \text{ kg/cm}^2$ , se alcanzó a los 10 días. La tensión en tracción por flexión del mortero empleado en el rejuntado se comprobó por medio de ensayos de probetas de 15 x 10 x 80 cm, hallándose a los tres días que ésta era de 47 a  $61 \text{ kg/cm}^2$ .

Todas las juntas se sometieron a ensayos, después de fraguar, de percusión con martillo. Del total de 672 juntas, nueve tuvieron que rehacerse.

Molestias ocasionadas por el tiempo frío.— Los cables transversales de pretensado de las vigas secundarias son de 5 metros de longitud y los de los tirantes varían de 50,40 a 52,25 metros.

Los cables cortos de la parte frontal se tesaron partiendo de un solo lado, sin que presentasen ninguna irregularidad, excepto que apenas si había bastante sitio para trabajar, cosa que retrasó bastante

la operación de tesado.

Los cables de mayor longitud se tesaron partiendo de ambos extremos; pero, como había una curvatura acentuada en el cable del arco principal, el proyectista quería eliminar el rozamiento en la parte curva conservando este punto fijo para el cable. Esto dió lugar a que la longitud inicial del cable, de 52,25 m tuviese 45,40 m desde el punto fijo al punto de la extremidad posterior. El alargamiento resultó ser de 255 mm, y la longitud entre el punto fijo y la extremidad frontal fué de 6,85 m, con un alargamiento de 43 mm.

La operación de tesado se efectuó en cuatro fases, lo que permitió que el trabajo progresase en las dos extremidades y tan simultáneamente como era posible.

Pronto se observó que era necesario un aumento de esfuerzo de tesado en las dos extremidades. Se pudo comprobar, casi rotundamente, que si había diferencias de la tensión de tesado entre las dos extremidades, del orden de  $30 \text{ kg/cm}^2$ , los cables deslizarian, o, de lo contrario, existiría un retesado súbito del conjunto del cable al ser anclado o inmediatamente después. Debido a todo esto no era posible, según la regla establecida previamente, de que el alargamiento en la extremidad posterior fuera de 255 mm y de 43 mm en la frontal, pero el tesado se condujo de tal forma que las tensiones se mantuviesen lo más iguales posibles, terminando la operación tan pronto como el alargamiento total era de  $255 + 43 = 298$  milímetros.

Procediendo de tal suerte, la operación de tesado se llevó a feliz término, dejando una tensión final no mayor de unos  $390 \text{ kg/cm}^2$ . Si la tensión tendía hacia un exceso de 100 a  $110 \text{ kg/cm}^2$  para la cuarta parte del alargamiento, esto era un indicio de que existían más cur-

vas de las normales en los conductos, lo que era la causa del aumento de rozamiento. En semejantes casos, el tesado se iba realizando más lentamente, para dar tiempo a que el rozamiento fuera cediendo.

La causa más común que explica un tesado defectuoso consiste en que en la proximidad del anclaje se cruzaban los cables. Dos veces se repitió el infortunio de que, durante el tesado, el núcleo, soporte en espiral de los cables, se fué forzando hasta llevarlo al cono hombra; y al colocar el cono macho, el espiral permaneció entre el cono macho y los alambres del cable, dando origen al deslizamiento de los alambres. Estos inconvenientes se pudieron subsanar posteriormente.

En los primeros pasos muchos alambres deslizaban en el anillo formando cuña del sistema de gatos Freyssinet; pero, a medida que los alambres se iban oxidando y se usaban las ranuras de los cables en el anillo cuña del gato, estos inconvenientes desaparecían gradualmente.

Durante el tesado de 256 cables hubo ocho casos en los que un alambre deslizaba, ya parcial o totalmente, al cabo de algunas horas o hasta después de varios días de haberlos anclado. También pudo ocurrir que el cono machado no era completamente regular y, por tanto, incapaz de sujetar suficientemente fuerte al cable que deslizaba.

La pérdida de alargamiento al anclar los cables fué, como media, de unos 6 mm en cada extremidad. La mayor parte de los cables más largos se tesaron en invierno; y como la extremidad posterior de las vigas se hallaban en una habitación con calofacción, el aire caliente penetraba en el interior de los conductos, condensándose dentro y pegando los cables a las paredes de los conductos al llegar al estado de congelación. Los cables no se pudieron despegar hasta el pró-

ximo deshielo, esperando a tenerlos completamente libres para poder continuar las operaciones de tesado. Con temperaturas inferiores a 10°C no se tesó ningún cable.

El equipo de pretensado en cada extremidad de viga se componía de un capataz y dos ayudantes. Entre las dos extremidades operantes se estableció una comunicación telefónica, dejando la inspección del trabajo a cargo de un ingeniero.

Los trabajos de separación de los cables de las paredes de los conductos y su preparación antes de proceder a su tesado la realizaron dos obreros, a los que se unía un mecánico para cuidar de gatos y herramientas, así como para pintar ciertas señales en los cables durante el tesado. Si todo el trabajo salía bien, utilizando dos capataces y seis personas, se podían tesar ocho cables por jornada de ocho horas, o, lo que es igual, nueve horas de mano de obra por cable.

Inyectado.— En los tirantes de las vigas secundarias había 16 conductos, cada uno de 51 m de longitud, y como estos—especialmente en la proximidad del arco principal—estaban muy próximos unos de otros, se esperaba hubiera muchos puntos en que estos conductos se comunicaban entre sí. Con objeto de tener una idea de conjunto de estas interconexiones, los conductos se trataron con aire y agua a presión. Por este procedimiento, naturalmente, no se pudo lograr en el examen una seguridad absoluta de la topografía interior de los conductos; sin embargo, se pudo determinar aquellos conductos que eran completamente independientes y aquellos que sólo presentaban algunos puntos de interconexión. También se pudo averiguar si había obstrucciones causadas por las bandas de los cables, operación que se aprovechó para mojar los conductos antes de injectar el mortero. Para seguridad adicional se per-

foró un agujero en cada extremidad del conducto, uno a los 6 u 8 del extremo posterior y, el otro, de 8 a 12 m de la extremidad frontal.

La inyección de mortero se verificó desde la extremidad posterior de la viga, utilizando dos lanzas que se aplicaban a los conductos que pertenecían al mismo grupo, sin que se moviesen de un agujero a otro mientras se estaba llenando el grupo. A medida que el mortero iba saliendo por la parte posterior del cable o por los agujeros de control frontales o laterales, estos agujeros se iban cerrando. Procediendo de esta forma, se pudo seguir el progreso de la operación de la inyección.

En general, el primer mortero que salía al exterior -en particular el que procedía de los agujeros frontales- presentaba un aspecto más fluido que el inyectado, ya que, en efecto, algunas veces era agua pura. En estos casos, antes de cerrar el agujero se dejaba fluir el mortero hasta lograr un grado suficiente de consistencia.

La inyección se verificó con una o dos máquinas, cuya capacidad normal con una presión de unos  $4 \text{ kg/cm}^2$  era de 1.000 litros por hora. Al empezar la inyección la presión solía ser siempre inferior a los  $4 \text{ kg/cm}^2$ , pero, a medida que iba progresando la operación, la presión aumentaba también, hasta llegar a la fase final en la que se llegó hasta de 8 a  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

El tirante de la viga absorbió en total 800 litros; y si se trabajaba con solo una máquina de inyección, el tiempo necesario para esto relleno era del orden de tres horas, tiempo que se reducía a una y media si se trabajaba con dos máquinas.

Siempre que se operaba con dos máquinas, la inyección te-

nía lugar en forma aceptable; pero si, por el contrario, se inyectaba con una sola máquina, dos de los conductos quedaban siempre vacíos desde una distancia de 2 a 15 m a partir del extremo frontal, por lo que se necesitaba acceder a esta parte vacía abriendo nuevos agujeros e inyectando nuevamente en esta zona aún vacía. El fenómeno se explica si se tiene en cuenta que al operar con un solo inyector, éste necesita demasiado tiempo para llenar el conducto, lo que da tiempo para que se solidifique y obstruya el conducto lentamente.

El mortero inyectado era una especie de papilla de cemento solamente, con una relación agua-cemento de 0,45. Al mortero no se le añadió arena, porque esto presentaba muchas dificultades aun con la simple y fluida papilla o lechada de cemento. En los ensayos que se efectuaron se pudo comprobar que el agua separada era del orden del 6% en volumen. Al hacer unos taladros de comprobación, después de haber inyectado, nunca se encontró agua en los conductos ya inyectados. Contrariamente, los conductos que se hallaban parcialmente llenados, siempre contenían algo de agua separada que, naturalmente, se drenaba antes de volver a inyectar.

Las condiciones climáticas invernales dieron lugar a una serie de dificultades adicionales, ya que durante la temporada de inyecciones se tuvo que construir una cámara provisional, con calefacción alrededor de las vigas de 52 m de longitud, así como proveerse de un ventilador de aire caliente que pudiera fundir el hielo formado en el interior de los conductos, condición necesaria para poder efectuar el ensayo previo con agua. Mientras se inyectaba no se calentaba la viga, naturalmente, pero se mantenía la temperatura por encima de 0°C. Una vez terminada la operación de inyectar se continuaba calentando la viga durante 24 horas, después se desmontaba la cá-

mara provisional quo cubría la viga y se la transportaba a la viga próxima para continuar el trabajo.

Todo el trabajo, incluso la construcción y montaje de la cámara provisional de protección, necesitaba tres días por viga, es decir, unas 250 horas de mano de obra por viga, en cuya cantidad se incluye el personal de los inyectores y control del sistema de calificación. El mortero perdido por las distintas causas se eleva al 20%.

Montaje y elevación de las vigas pesadas.— Las vigas están constituidas por un tipo de estructura en forma de arco, de 45,2 m de luz, y su tirante correspondiente. Cada viga se montó, pretensó o inyectó en el suelo, exactamente debajo de su posición final. El aparejo para el montaje, correspondiente a la parte frontal, se instaló sobre el arco principal, mientras que el aparejo de la parte posterior se colocó sobre las columnas o soportes de la cubierta. El peso total de cada viga es de 125 toneladas, de las quo 58,5 toneladas corresponden al aparejo de la parte posterior y las 66,5 restantes al de la parte frontal. Además, la parte frontal en voladizo se cargó con siete toneladas más, como consecuencia de que los bloques permitieron tensar todos los cables de la viga en el suelo. Así pues, la carga final quo correspondió al aparejo frontal era de 74,5 toneladas.

En cada extremidad de la viga se colocaron dos barras verticales, fijadas a la viga, provistas de agujeros, espaciados a 135 mm, que servirían para la elevación de la viga. Estas dos barras con sus agujeros pasarían a través de un aparejo provisto de dos gatos, quo constituyon el elemento motriz de la elevación. El aparejo consistió en un simple cabozal fijo, en el que se apoyan los

gatos y deslizan las barras a medida que van subiendo a través del aparejo. Todo así dispuesto se empieza por fijar las dos barras a un cabezal, operación que se hace con cuatro tornillos. Después se elevan los dos gatos apoyados en el cabezal fijo del aparejo, y van empujando al cabezal unido a las barras hasta que éstas han dejado un agujero libre entre los dos cabezales. Acto seguido se fijan las barras al cabezal fijo por medio de cuatro nuevos tornillos; se sujetan los cuatro del cabezal de las barras; se hace descender este cabezal y los gatos hasta la altura del agujero libre; se sueltan los cuatro tornillos que retienen las barras, y éstas se vuelven a elevar nuevamente hasta salvar un nuevo agujero de las barras que van ascendiendo. Una vez en esta posición, se va repitiendo la operación por fases sucesivas hasta que la viga se halla en su posición definitiva. Cada fase hace subir a la viga 135 mm, y una vez ya elevada se la hace descender suavemente hasta apoyar sobre sus soportes definitivos.

DATOS MAS IMPORTANTES DE LA MANIOBRA DE ELEVACION

Elementos del aparejo	Frontal	Posterior
Barras de elevación	2 de 25 x 150 mm	2 de 25 x 127 mm
Agujeros	34 mm de diámetro (espaciados a 135 mm)	27 mm de diámetro (espaciados a 135 mm)
Tornillos	31 mm de diámetro	25 mm de diámetro
Gatos hidráulicos	4 de 50 toneladas	4 de 35 toneladas

La altura total que se tuvo que elevar las vigas fué de 10,2 m distancia que se cubrió en 76 operaciones sucesivas in-

termédias. En estas operaciones no se toleraba ninguna inclinación transversal mayor de un centímetro. Los gatos hidráulicos TANGYE utilizados en la elevación de estas vigas dieron muy buen resultado, pues cada operación total de elevación solo duró 36 horas. Debe tenerse en cuenta, para mejor apreciar el buen funcionamiento de los gatos, que como se operó en una estación de bajas temperaturas, los gatos tenían que trabajar muy despacio.

Como medida de seguridad durante el proceso de la elevación de las vigas, y previendo pudieran fallar los gatos, el espacio entre el cabecal fijo inferior y el superior móvil, entre los que actuaban los gatos, se iba llenando, a medida que la elevación avanzaba, con calas sucesivas y, de tal forma, que de fallar los gatos, la caída máxima sería del orden de 5 milímetros.

El equipo de elevación necesario para la extremidad frontal se componía de un capataz y ocho ayudantes; y el del lado opuesto, por un jefe y cuatro ayudantes. Como intervino también un carpintero y un operario para las reparaciones, el equipo total final se componía de dos capataces y catorce operarios. Simultáneamente con las operaciones de elevación se iban montando, en los puntos próximos en que se debía continuar elevando más vigas, otro juego de aparejos de elevación, trabajo que realizaba un grupo de seis operarios y un jefe durante tres días de ocho horas de jornada.

Tan pronto como se había elevado una viga se procedía a colocar caballetes en las dos extremidades, lo que permitía recuperar los aparejos de elevación para llevarlos a sus nuevas y respectivas posiciones. Esta operación se hacía con una media de ocho horas, mientras que para preparar los caballetes, montarlos y desmontarlos se necesitaban ocho carpinteros en dedicación continua durante tres días en jornada de ocho horas.

591-7-3 PUENTE PRETENSADO DE PIEDRA NATURAL

El arquitecto constructor, Febrero-Marzo 1956

Debido a la importancia histórica del lugar, el proyecto de puente sobre el cañón Schöllenen, situado en los Alpes, cerca del St. Gotthard, dió origen a una gran discusión entre varios ingenieros, que más tarde publicaron sus puntos de vista en la revista suiza "Schweizerischen Bauzeitung". En el transcurso de la discusión aparecieron dos grupos de opiniones contrarias: uno de ellos proponía un puente de hormigón pretensado o metálico, cuyo cálculo se apoyaría en las técnicas recientes más arriesgadas, con objeto de sentar un precedente de los avances de la técnica actual; la segunda solución, presentada por el otro grupo, consistió en un arco de piedra natural que armonizase con el paisaje del paraje, teniendo en cuenta los rigores del clima del lugar.

Consideradas las dos soluciones propuestas, el autor sugirió la idea de construir un puente de piedra natural pretensado, del que vamos a dar una breve idea general.

Esta concepción se presenta a primera vista algo inusitada. Pero, si reflexionamos más detalladamente, no es muy difícil darse cuenta de su gran sencillez. Estáticamente, una sección cualquiera de esta obra pretensada se halla sometida a las mismas exigencias que lo estaría si se tratase de una estructura de mampostería ordinaria. ¿Qué es un arco, considerado estáticamente, sino una viga postesada por su propio peso? La obra pretensada permite un amplio campo de forma para elegir libremente la posición y magnitud del esfuerzo de compresión. Además de todo esto, la obra de mampostería presenta algunas características vantajosas respecto al hormigón pretensado. Las zonas aleatorias que pueden enmascarar los resultados del cálculo, de

bido a la retracción y la deformación lenta, quedan limitadas al es-  
pesor de las juntas, y, por tanto, se puede decir que desaparecen  
por completo; es decir, el único material de la obra cuyo comporta-  
miento no se conoce con toda exactitud es el constituido por el mor-  
tero de las juntas, ya que la sillaría puede conocerse conveniente-  
mente antes de emplearla.

Por cuanto queda dicho, se puede prever con exactitud el  
esfuerzo que ha de exigirse al acero y evitar que la estructura si-  
ga deformándose en el transcurso del tiempo. Además, se puede lograr  
la desaparición casi completa de la deformación plástica, lo que per-  
mite un ahorro mínimo del 10% de acero.

Al proyectar las mamposterías se prestará especial cuida-  
do de que las juntas de los sillares o dovelas presenten las superfi-  
cies de sus caras en un plano normal a la dirección del empuje, para  
que, de esta forma, el mortero de la junta no se vea sometido a nin-  
gún esfuerzo tangencial. Para que así suceda, el aparejo resultante  
es el que se puede apreciar en la figura 1. El pretensado de los so-  
portes del arco no es necesario si se da la debida forma al puente y,  
además, se procura que la disposición de los cables no origine momen-  
tos demasiado grandes en las cabezas de los apoyos. Para el anclaje  
de los cables de pretensado, y para repartir uniformemente el esfuer-  
zo de tensado sobre la mampostería, es necesario contar con un bloque  
de hormigón armado, que puede ser revestido lateralmente con piedra  
natural (fig.2). Un pretensado puramente longitudinal, sin armaduras  
transversales, presenta el problema de la rigidez, ya que la estruc-  
tura podría deformarse como consecuencia de cargas concentradas. Es-  
to no obstante, las investigaciones realizadas con esta finalidad han

dado por resultado que, disponiendo la mampostería con un buen apoyo  
-tratándose de puentes-, el roce de los sillares solapados sería suficiente para garantizar un buen reparto transversal de esfuerzos. Para absorber el esfuerzo transversal, originado por la desviación de los cables de protensado, nos podemos apoyar en el mismo principio que acabamos de enunciar.

Económicamente este tipo de puentes protensados, de piedra natural, sólo podrán realizarse en países técnicamente muy adelantados y en casos excepcionales. Sin embargo, en zonas alejadas la economía podría ser de consideración, ya que se lograría un gran ahorro en el transporte de materiales y mano de obra, pues los sillares podrían labrarse al pie de la obra.

591-9-7 CIMENTOS RESISTENTES AL ASIENTO

Concrete and Constructional E. Septiembre 1956.

El colegio técnico de North Staffordshire, de Stoke-on-Trent, tenía que ampliarse grandemente para incluir nuevos colegios, además, del ya existente del departamento de ingeniería. El colegio de cerámica, que constituye un volumen aproximadamente una décima parte del total de la obra, es el primero de los nuevos colegios que se ha de terminar, obra que comprende un edificio para la enseñanza y otro para el taller.

Debido a una posible explotación minera futura de vetas de carbón, que pudiera extenderse de profundidades someras hasta llegar a otras de tipo moderado, precisamente por debajo del lugar de emplazamiento de la obra, los dos edificios se han proyectado para resistir sobriamente a los efectos de asiento que pudieran aparecer.

El edificio dedicado a la enseñanza tiene seis plantas y 20 x 18 m en planta. La superestructura no tiene nada que sobresalga de lo corriente, pues es un entramado de vigas y soportes de hormigón con forjados del mismo material. Los soportes exteriores tienen sus caras expuestas de un acabado particular. Los forjados llevan en su interior serpentines para la calefacción, y los techos se han formando revistiéndolos con baldosas suspendidas.

Los cimientos (fig. 1) están constituidos por un reticulado de vigas pretensadas, soportadas por grandes soleras. Los apoyos de estas vigas corresponden con los puntos de las vigas situados en las terceras partes de la luz, con objeto de reducir los efectos de asiento o empuje del suelo, fenómeno que puede ocurrir en muchas direcciones, incluso en el sentido diagonal. Las vigas longitudinales exteriores y las que se extienden a lo largo de los muros de los pa-

silllos, son de hormigón armado.

El hormigón armado se ha formado con una pasta, cuya do-  
sificación es de 1:2:4, compactado por vibración.

Las dos vigas principales (A en la fig. 1) tienen 27,40 m  
de longitud, 0,60 m de anchura y 2,00 m de canto; sus alas superiores  
tienen una anchura total de 2,00 m y un espesor de 0,30 m en parte de  
su longitud, mientras que las de la cabeza inferior son de 1,20 m de  
anchura total y 0,45 m de espesor en toda su longitud.

Las armaduras de pretensado están constituidas por 35 ba-  
rras de 28 mm de diámetro, tipo Macalloy, de gran resistencia a trac-  
ción, cada una de las cuales se ha tesado a razón de 66,15 kg/cm<sup>2</sup>, lo  
que resultó en un esfuerzo total de tesado por viga de 1.420 tonela-  
das, aproximadamente. Las vigas B son también de unos 2,00 m de canto  
y espesor variable de 0,35 m a 0,50 m. El pretensado de estas últimas  
se realiza con 12, 14 ó 15 barras similares a las anteriores, depen-  
diendo el número de ellas de la carga que han de resistir.

Las armaduras se colocaron en el interior de vainas flexi-  
bles antes de hormigonar. Después de tesar las barras, se procedió a  
inyectar con mortero de cemento aluminoso de relación agua/cemento 0,50  
los huecos que dejaban en el interior de las vainas.

Los materiales empleados en el hormigón se mezclaron en la  
proporción de 51 kg de cemento, 91 de arena, 69 de árido 4/9 en milí-  
metros y 108 de árido de 9/19. La relación agua-cemento fué de 0,40;  
y el hormigón, al que se le exigía una resistencia en probeta cúbica  
de 420 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días, se consolidó con vibradoras de inmersión.

El edificio del taller, cuya superficie en planta es de  
52 x 51 m, resultó de excesiva área para seguir el método de apoyarse

solamente en los puntos correspondientes a las terceras partes de la luz. Por lo que se subdividió en quince estructuras, de una sola planta, separadas por pasillos. Trece de estas estructuras se han cubierto con losas de una sola luz, soportadas por cuatro columnas, llevando dos de ellas pares gemelos de losas que se soportan con seis columnas. Los pasillos formados entre estas estructuras, se han cubierto con losas apoyadas sobre columnas metálicas. Las extremidades de las losas que cubren los pasillos vuelan al exterior.

Dobido a que las cubiertas laminadas son, en cierta medida flexibles y capaces de resistir con garantía grandes distorsiones, no se necesitó de cimientos de tipo especial; sin embargo, se han pre visto medidas contra los asientos y empujes del terreno, que consisten en unas vigas de hormigón armado colocadas entre las soleras de cimientos y bajo las limahoyas de los aleros, así como por debajo de los piñones.

Las figuras 2 y 3 dan una idea del desarrollo del período constructivo. El costo de esta obra se estimó en unos 20 millones de pesetas aproximadamente. El arquitecto municipal de Stoke-on-Trent, Mr. J.R. Piggott, F.R.I.B.A., lleva a su cargo los nuevos colegios; Mr. R. Pemberton y Mr. J.T. Stephons fueron los arquitectos, en calidad de ayudantes encargados de la obra. El ingeniero consultor fué Mr. Donovan H. Loo, M.I.C.E; los señores Reynolds & Young, los estimadores de cubicaciones y materiales; y Hoare, Lox & Partners, los asesores para la calefacción, ventilación e instalaciones eléctricas. Los contratistas principales, encargados también de realizar el yeso y hormigón armado, fueron C. Cornes & Son, de Hanley.

J.J.U.

591-9-8 PRESA DE HORMIGÓN PRETENSADO EN ESCOCIA

Concrete and Constructional E. Julio 1956.

Para la construcción de la presa Allt-na-Lairigo, actualmente en periodo de ejecución por cuenta de la North of Scotland Hydro-Electric Board, se ha proyectado el empleo del hormigón pretensado.

El río Allt-na-Lairigo es un afluente del Fyne in Argyll. El embalse que se formará una vez construida la presa almacenará unos tres millones y medio de metros cúbicos.

La presa tendrá una longitud de aproximadamente 415 m, y su altura será de 22,25 m. El vertedero, partes laterales y la parte de estribos tienen secciones transversales del tipo de gravidad; pero el cuerpo central de la presa, de unos 295 m de longitud, se está construyendo con hormigón pretensado. La figura 1 nos muestra una fase de la construcción de la parte pretensada; la figura 2 es la sección y detalles de las armaduras del pretensado.

Las economías que se obtienen empleando el pretensado, comparadas con el tipo corriente de presas de gravidad, son una consecuencia de las fuerzas verticales de estabilización que se consiguen al tosar las barras. Para lograr un esfuerzo vertical de estabilización por medio del pretensado, en lugar del propio peso del hormigón, el costo se puede reducir a la mitad, y, además, poder hacer sentir este esfuerzo en un lugar determinado. Al disminuir la sección las economías se van nuevamente mejoradas, ya que se reduce también la subpresión, exigiendo excavaciones de menor volumen.

y reduciendo el periodo constructivo.

En este tipo de construcción pretensado la cantidad de hormigón es relativamente pequeña, pero sometida a un gran esfuerzo de compresión. En una presa, sin embargo, donde el esfuerzo de estabilización se obtiene por el peso, las economías que se pueden lograr se refieren a un proyecto que reduce, en la medida de lo posible, el volumen de hormigón, sin olvidar el coste de las armaduras necesarias, acero y anclajes que han de producir el esfuerzo de estabilización necesario. En esta obra, el resultado conjugado entre peso propio y esfuerzo de teso do dió una sección de presa cuyo peso se eleva a 44.000 toneladas, es decir, unos  $18.350 \text{ m}^3$  de hormigón y 48.000 toneladas de esfuerzo vertical que debería obtenerse del pretensado. Por razones prácticas se ha previsto una fuerza constante de pretensado a través de toda la altura de la presa y sin anclajes intermedios. Esta forma de proceder permitió un hormigonado continuo sin soportes provisionales para las barras de pretensado, dejando todas las operaciones de tesoado para hacerlas al final y en la parte superior de la presa después de haber fraguado el hormigón.

El criterio seguido para las fuerzas supuestas difiere de la práctica corriente en el cálculo de las presas de gravidad, ya que en este caso se ha previsto una subpresión completa para el paramento de aguas arriba en el pie, mientras que en la mitad inferior del paramento de aguas abajo se permitirá una tracción principal de  $3,50 \text{ kg/cm}^2$  con el embalse vacío.

Ya que todas las fuerzas son relativamente bajas en el pie de la presa, esto permitió un gran aumento en el brazo de palanca del acero en la base, consiguiendo así una economía no despreciable de armaduras. Para evitar la posible formación de grietas en el paramento de

aguas abajo, debido a la presencia de tracciones, se colocó una pequeña cantidad de armaduras formando tela metálica en dicho paramento, y en los anclajes de la parte superior e inferior se montaron armaduras para resistir a las tensiones que se originan en las chapas correspondientes a estos anclajes. Estas tensiones son del orden de  $175 \text{ kg/cm}^2$ .

Al emprender los trabajos se procedió a la realización de una serie de ensayos para la determinación de la profundidad que necesitaban los anclajes en la roca, y para elegir el tipo de vaina que debía alojar las barras sin adherencia posible, o, lo que es igual, permitiendo que deslizasen en su interior libremente. Para estos ensayos se utilizaron gatos planos Froyssinot, que se encabronaron en el hormigón del fondo de los pocillos de ensayo, en los que después se logró inducir un esfuerzo de 4.400 toneladas.

Métodos constructivos.— La presa se construyó por bloques de 12,80 m de longitud, provistos de dos anclajes de pio, espaciados a 6,40 metros. Cada uno de los anclajes se formó excavando un pozo, de 1,20 m de diámetro y de unos 8,25 m de profundidad, en el granito y por debajo de la zanja de cimientos. El fondo del pozo tenía forma cónica para favorecer el anclaje.

Cada anclaje está constituido por 28 barras de 28,57 mm de diámetro, de acero de alta resistencia, que se tensaron a razón de  $6.600 \text{ kg/cm}^2$ , para reducirla después a una carga de trabajo de  $576 \text{ kg/cm}^2$ , lo que daba un esfuerzo total por anclaje de unas 1.040 toneladas. Las veintiocho barras se han anclado, en cada extremidad, por medio de tuercas que las fijaban a una chapa. Estas barras se dispusieron de tal forma, que permitían dar acceso a la parte central para su montaje y hormigonado del pozo de anclaje.

Las barras se montaron en tres trozos (fig. 2). Los dos primeros corresponden a la parte inferior en la roca, donde se fueron hormigonando, primero en el pozo y después en lo que constituye el cimiento de la presa. Las barras se recubrieron con una cinta impregnada de petróleo mezclado con grasa, sobre la que se colocó otra embutinada para protegerla durante su manipulación y hormigonado. Un de los grupos de barras que forman el primer trozo de los pozos, se puede ver en la figura 3.

Las barras del primer trozo, una vez montadas como se ha dicho, se las descendió con una grúa al fondo del pozo, procediéndose después al hormigonado del fondo cónico del pozo con hormigón de alta calidad de 1:4 que envolvía a las barras y placa de anclaje. Al terminar de hormigonar esta parte se quitaba la plantilla provisional de rigidez de la parte superior del paquete de barras, y se hacía el empalme con el paquete de barras que constituye el segundo trozo. Una vez hecha la conexión se tocaban ligeramente, y, para lo cual, se contaba con una cabeza provisional. Este somero tesado se realizó apretando las tuercas de las barras hasta que éstas se engarzaban y se ponían en posición, procediéndose después a continuar el hormigonado hasta llegar al conducto de drenaje (fig. 2). Por encima de este nivel las barras no se recubrían, pero se las dejaba encerradas en un conducto de 1,20 x 0,70 m, que quedaba hueco y libre hasta terminar con las operaciones de tesado. Este conducto empieza en la parte inferior de los bloques, y puede ser drenado por gravedad.

El hormigonado continuó hasta una cota 4 m por debajo de la coronación de la presa, descendiendo después el tercer paquete de

barras dentro del conducto libre y hormigonando, finalmente, esta parte hasta el anclaje. Durante la unión de estas barras con las correspondientes a las del segundo trozo, las barras del tercer trozo se suspendieron de un caballito metálico, tesoándolas un poco para ondorizarlas y colocarlas en posición.

Con objeto de evitar la adherencia se revistieron las barras antes de hormigonar la parte superior, hormigonando después la cabecera, dejando libre el conducto.

Dos tongadas posteriores de hormigón dieron fin al hormigonado de esta parte y cubrieron la placa de anclaje con hormigón 1:3 de áridos de granito. En la parte central de la placa de anclaje se dejó un hueco, de 15 cm de diámetro, que se comunicaba con el conducto libre de las barras, que se hallaba a una cota 4 m más baja, permitiendo, de esta forma se pudiera llenar de hormigón el conducto libre después de tesar las barras.

A excepción de los anclajes, todo el hormigón se halla sometido a reducidas cargas de trabajo. La dosificación del hormigón es de 1:4 en el fondo, mientras que la correspondiente a la parte superior es de 1:5. El hormigón de la base es de 1:8  $\frac{1}{2}$  en el núcleo, y 1:5 en la parte exterior hasta el paramento. El hormigón se colocó por capas de 1,50 m de espesor.

Los áridos de tamaño máximo de 60 mm, se obtuvieron de canteras de granito y después de un machaqueo; se dosificaron por peso y se mezclaron en una hormigonera de 750 litros de capacidad. La arena procedente del machaqueo se mezcló, en partes iguales, con arena natural, mejorando la docilidad del hormigón por medio de un agente airoso. El hormigón de los pozos de anclaje se colocó por medio de tubos

on forma de canalota, utilizándose un procedimiento similar para rellenar los conductos libres después de tesar las barras. En este último hormigonado se empleó un hormigón  $1:5\frac{1}{2}$ , que dio muy buena docilidad.

El tosado de las barras a partir de las placas superiores de anclaje se puede apreciar en la figura 5. La figura 6 es una vista general de la presa, en una fase en que se ha casi terminado el hormigonado. Los últimos trabajos de la presa están ya en vías de terminación, y pronto podrá empezarse el periodo de embalse.

J.J.U.

457-8-16.—MOMENTOS TRANSVERSALES EN LAS LOSAS

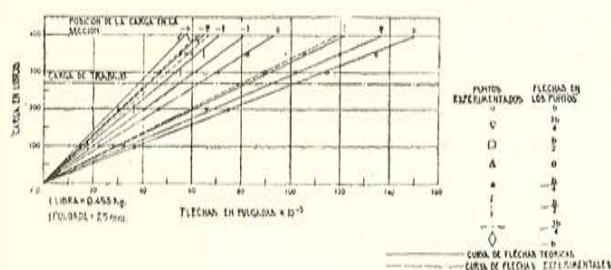


Fig. 1.

Fig. 1.—Curvas de cargas y flexiones correspondientes a puntos de la sección central transversal para una carga situada a  $3/4 b$ .

Fig. 2.—Comparación de los valores teóricos y experimentales de  $\mu$  para  $\theta = 0.4$  y  $z = 1$  para las distintas posiciones de la carga.

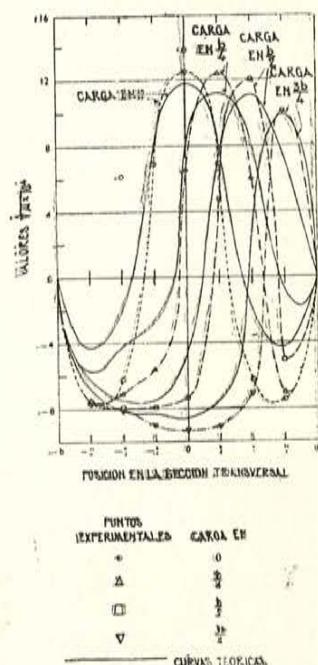


Fig. 2.

591-1-3.—HANGAR PRETENSADO EN EL AEROPUERTO DE HELSINKI

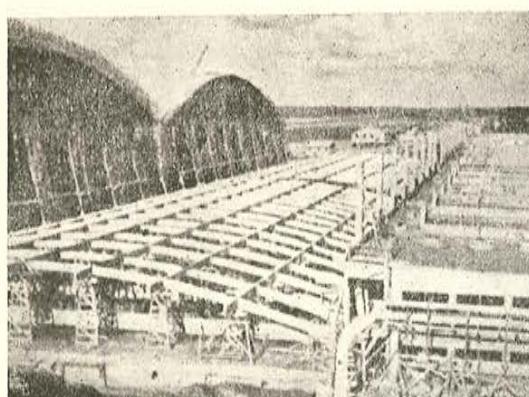


Fig. 1.

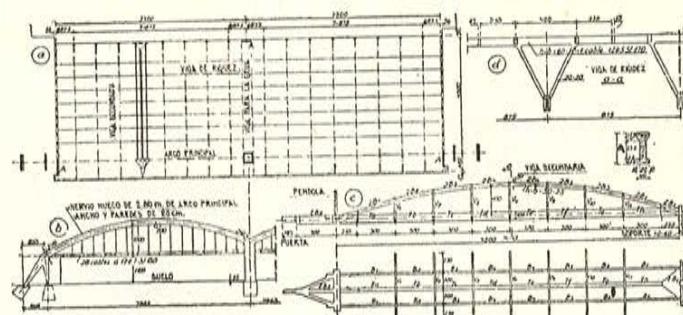


Fig. 2.

Fig. 1.—Vista general del hangar pretensado del aeropuerto de Helsinki.

Fig. 2.—Planta, alzado y detalles de la estructura del hangar.



Fig. 3.

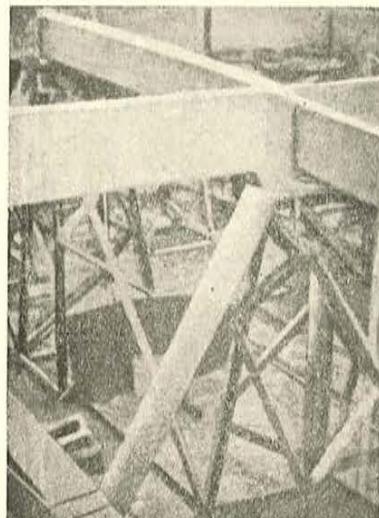


Fig. 3.—Moldes para rejuntado.

Fig. 4.—Unión entre vigas.

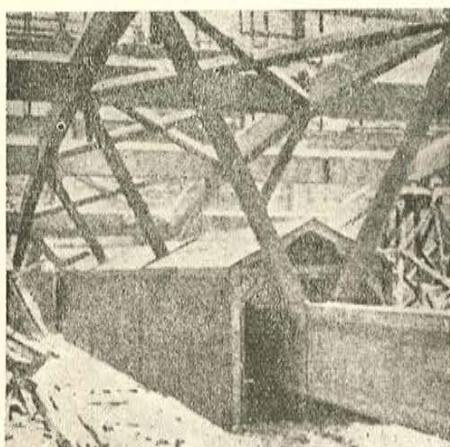


Fig. 5.

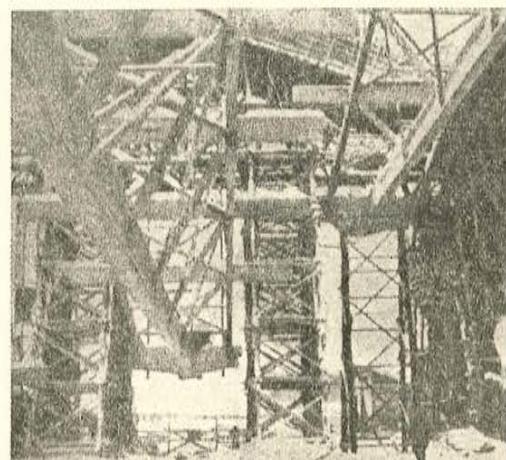


Fig. 7.

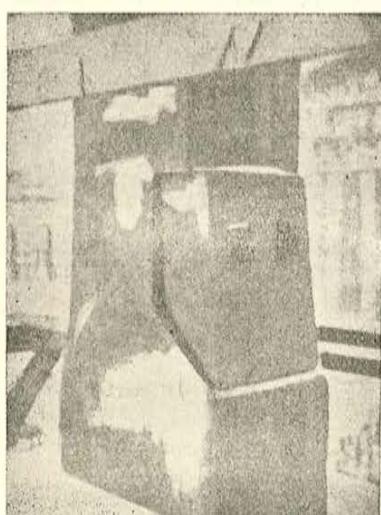


Fig. 6.



Fig. 8.

Fig. 5.—Cámara provisional de protección contra el frío.

Fig. 6.—Elemento provisional para dar rigidez a los soportes posteriores.

Fig. 7.—Una viga, ya levantada y soportada con caballetes. La otra, a su izquierda, en vías de elevación.

Fig. 8.—Aparejo de elevación para la colocación de las vigas.

591-7-3.—PUENTE PRETENSADO DE PIEDRA NATURAL

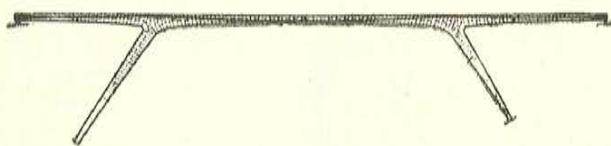


Fig. 1.

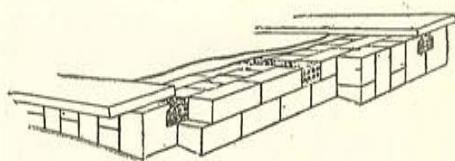


Fig. 3.

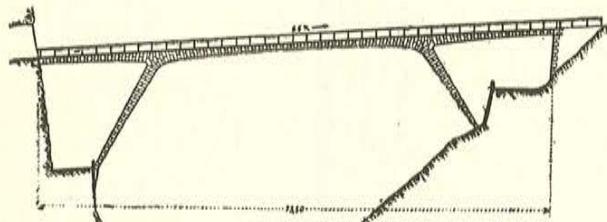


Fig. 2.

Fig. 1.—Disposición general de cables de pretensado, bloques de anclaje y apoyos.

Fig. 2.—Alzado general del puente mostrando la disposición y aparejo de sillares.

Fig. 3.—Perspectiva mostrando la situación de los paquetes de cables de pretensado.

591-9-7.—CIMIENTOS RESISTENTES AL ASIENTO

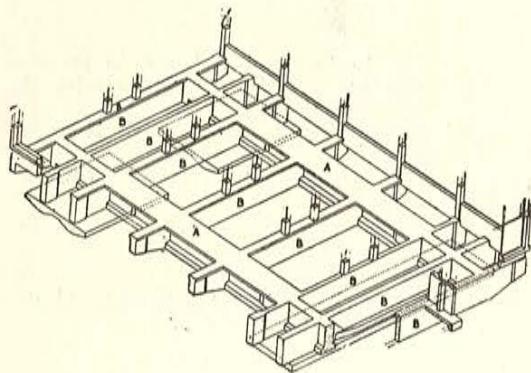


Fig. 1.



Fig. 2.

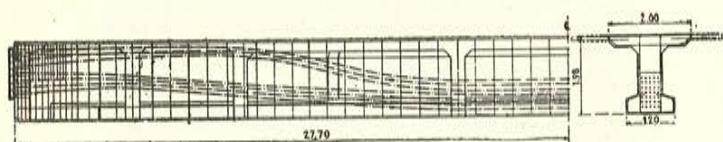


Fig. 4.

Fig. 1.—Disposición de cimientos.

Fig. 2.—Construcción de cimientos.

Fig. 3.—En primer plano, el taller; al fondo, el edificio de los colegios.

Fig. 4.—Semialzado y sección de una viga.

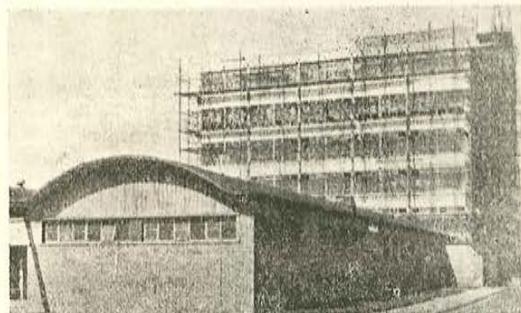


Fig. 3.

591-9-S.—PRESA DE HORMIGON PRETENSADO, EN ESCOCIA

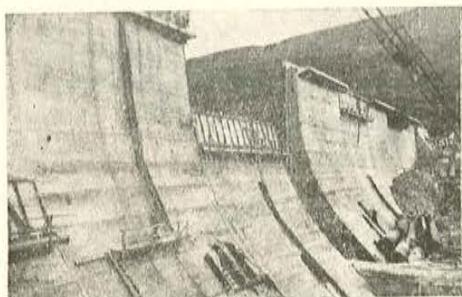


Fig. 1.



Fig. 3.

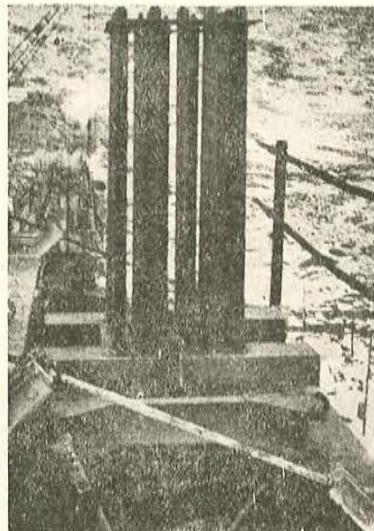


Fig. 4.

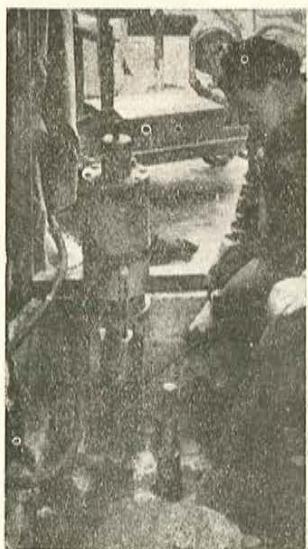


Fig. 5.

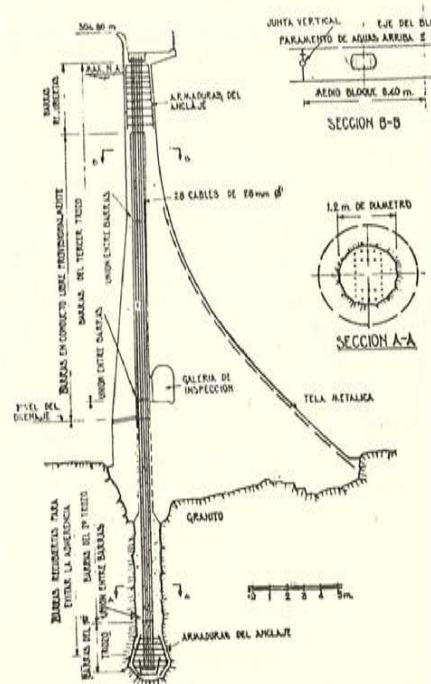


Fig. 2.

Fig. 1.—La presa de hormigón pretensado que se está construyendo sobre el río Allt-na-Lairiga.

Fig. 2.—Sección transversal de la presa y detalles.

Fig. 3.—Paquete de barras ya montadas.

Fig. 4.—Barras correspondientes a la parte superior.

Fig. 5.—Tesado de barras.

Fig. 6.—Paramento de aguas abajo de la presa casi terminada.

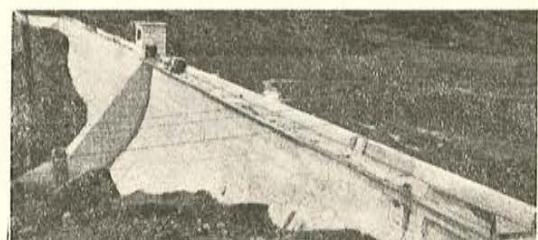


Fig. 6.

