



... la rottura per ...
... quello di esercizio.
... Altre travi identiche sottoposte a sollecitazioni ...
... una oscillazione del carico fr ... la metà di quello di ...
... presentavano anomalie dopo 517.600 alternanze e ...

... must have to be wedged ...
... ere at Thatched Bars until the required number ...
... e, two or four plain wires, also developed number ...
... ave also designed a compensated puller for stretching ...
... 2-in. diam. simultaneously. ...
... Figure 7.

... For the bonded ...
... diam. are commonly ...

... Freccie in mm. ...
... Fase I ...
... 35 ...
... 30 ...
... 25 ...
... 20 ...
... 15 ...
... 10 ...
... 5 ...
... 0 ...
... 0 ...
... 500 ...
... 1000 ...
... 1600 ...

... precompresso sperimentale ...
... es ...
... Spennungen im Erzeugnis ...
... M=28 85 ...
... Abb. 2. Untersucher, auf Biege ...
... ter Spannbetonquerschnitt ...
... au moins ...
... ceux-ci sur ...
... que la pression ...
... ter Schwanz ...
... dieses ...
... und ...
... fan ...
... ab ...

... 180 ...
... 23 ...

... partition dans ma ...



HORMIGON PRETENSADO

ULTIMAS NOTICIAS

Documento descargado de www.e-ache.com el 26/11/2024

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

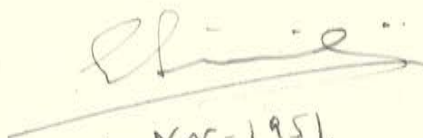
U L T I M O S A V A N C E S

Técnicos en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº. 8


NW-1951.

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

I N D I C E

457-7-2	Anclajes por adherencia	Pág.
457-8-5	Ensayos de un tipo de forjado de hormigón pretensado "	1
591-0-4	La nueva arquitectura de hormigón pretensado	" 2
591-2-7	Puente carretero de hormigón pretensado en Lancashire "	2
591-9-5	Cajones de hormigón pretensado, para los muelles de gran calado de Leith	" 2
837-0-1	Patentes relacionadas con el hormigón pretensado ...	" 3
837-3-4	Empleo de tubos de caucho en el hormigón pretensado. "	4

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

* * * *

457-7-2 ANCLAJES POR ADHERENCIA

(End anchorage and bond stress in prestressed concrete)

Autor: G. Marshall

De: "MAGAZINE OF CONCRETE RESEARCH"

Durante unos diez años, se han realizado en los Laboratorios de Ingeniería Civil de la Universidad de Leeds, diversas investigaciones sobre las propiedades y problemas del hormigón pretensado,

En este artículo, se exponen los resultados obtenidos en los ensayos efectuados con probetas de hormigón pretensado, para determinar las longitudes de anclaje precisas para asegurar una perfecta adherencia entre los alambres y el hormigón. De ellos se deduce, que la longitud inicial de anclaje para alambres de 5 mm de diámetro, sometidos a una tensión de 110 Kg/mm². es de unos 125 diámetros (62,5 cm.) y para alambres de 2 mm. de diámetro, tesos a 157,5 Kg/mm²., de unos 60 diámetros (12, cm.).

Estos valores son aplicables solamente a hormigones de buena calidad. Se ha comprobado que una deficiente colocación del hormigón, puede dar lugar a un aumento muy considerable de las longitudes citadas.

Como consecuencia, se recomienda emplear dispositivos especiales de anclaje cuando se utilizan alambres de 5 mm. de diámetro, o más, como armaduras de piezas cortas de hormigón pretensado. Si, por el contrario, se emplean alambres de 2 mm. de diámetro, puede confiarse en el simple anclaje por adherencia en las secciones cortas.

INTRODUCCION

El hormigón pretensado, que ofrece muchas ventajas sobre el hormigón armado corriente, crea sin embargo, en sus aplicaciones prácticas, algunos problemas que es preciso resolver previamente.

Uno de estos es el relativo a los procedimientos utilizables para transmitir el esfuerzo de pretensado desde los alambres al hormigón. ¿Debe confiarse exclusivamente en la adherencia entre am-

bos materiales, o es preciso recurrir a algún dispositivo especial de anclaje?

Freyssinet, empleaba como armadura de sus primeras obras de hormigón pretensado, barras de acero trabajado en frío, de alta resistencia, de más de 1,5 cm. de diámetro, ancladas en los extremos de las piezas mediante dispositivos mecánicos.

Sin embargo, cuando se empezaron a utilizar los alambres de acero estirado en frío, de menos de 6 mm. de diámetro, y se vio que una longitud extraordinariamente pequeña bastaba para transmitir una tensión de 140 Kg/mm^2 , se pensó que, la adherencia del hormigón, habría de ser suficiente para transmitir la totalidad de los esfuerzos de pretensado.

El optimismo de algunos ingenieros al asegurar que menos de 20 diámetros garantizaban un anclaje perfecto, se basaba en su creencia de que, además de sus mejores cualidades adherentes, los alambres de pequeño diámetro gozaban de la propiedad de que, al soltarlos de los aparatos de tesado, se dilataban radialmente en los extremos libres, en virtud del efecto de Poisson, por lo que se formaban una especie de cuñas que favorecían la adherencia normal.

Sin embargo, no todos los técnicos estaban de acuerdo sobre esta acción de cuña, ni sobre las longitudes de anclaje realmente requeridas para los alambres de los distintos diámetros. Por ejemplo, en las prescripciones suizas "Vorgespannter Beton" (*), se recomienda emplear, como máximo, alambres rectos de 2 mm. de diámetro para los cuales, la longitud de anclaje en el momento de soltar la armadura, se fija en 80-100 diámetros, aumentando posteriormente, a cau

(*) Bericht No 155, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe.

sa de las deformaciones lentas, hasta 170 diámetros.

En la actualidad, existen en servicio en Inglaterra miles de traviesas de hormigón pretensado, para las cuales se han empleado alambres de 5 mm., sin ningún dispositivo especial de anclaje.

Estos hechos fueron los que, principalmente, indujeron a realizar los ensayos que en el presente trabajo se mencionan, encaminados a determinar la distribución de las deformaciones a lo largo de probetas de hormigón pretensado.

Probetas y procedimientos de ensayo

La investigación se efectuó sobre dos series de diez probetas, una, pretensada con 52 alambres de 2 mm. de diámetro y la otra con 12 de 5 mm. La tensión total inicial en cada serie, fué de unos 210 Kg/cm². Las probetas eran de 10 x 10 cm. de sección y su longitud variaba desde 10 a 180 cm. Las tensiones en los alambres de 2 y 5 mm., antes de soltarlos, eran de 157,5 y 110 Kg/mm²., respectivamente. La resistencia al aplastamiento del hormigón empleado de 1 : 1 : 2, era de 80 Kg/cm². Se utilizó cemento muy aluminoso y una relación agua/cemento de 0,375. Con el fin de mejorar la calidad del hormigón, se sometió la mezcla a vibración. El módulo de elasticidad, era de 345.000 Kg/cm². y la retracción, a los dos años, de $4,5 \times 10^{-4}$.

Las distancias entre los testigos colocados en el hormigón, todo a lo largo de las probetas, se midieron con un microscopio móvil, con una aproximación de 1/4.000 mm. Las lecturas se hicieron antes de soltar la armadura e inmediatamente después de soltar, repitiéndolas, posteriormente, varias veces más, con distintos intervalos durante un año. Con estos datos se trazaron los gráficos de distribución de las deformaciones del hormigón a lo largo de las probetas. Dos de ellas se reproducen en las figs. 1 y 2.

RESULTADOS

Distribución de las deformaciones del hormigón

La fig. 1, representa las defrcmaciones del hormigón en las probetas armadas con alambres de 5 mm. de diámetro. Se vé que las deformaciones aumentan muy rápidamente al principio y con más lenti tud después, pero que nunca llegan a ser constantes lo que indica que en ningún punto de la probeta existe perfecta adherencia entre los alambres y el hormigón y que, por consiguiente, hay deslizamien to a lo largo de toda la armadura.

La fig. 2, se refiere a una probeta pretensada con alam bres de 2 mm. de diámetro y en ella se observa una diferencia esenci al respecto a la anterior. Las deformaciones alcanzan rápidamente un valor constante. La longitud requerida para, por adherencia, tms mitir enteramente al hormigón la tensión del acero, no puede esti marse con absoluta exactitud, pero de los valores obtenidos en la fig. 2, se deduce que, la longitud de anclaje, es decir, la longitud desde el extremo de la probeta hasta el punto en que la tensión de adherencia se hace cero, varia entre 60 diámetros (12 cm) al día si guiente de soltada la armadura y 90 diámetros (18 cm) al cabo del año.

Gráfico de deformaciones del acero

Para poder medir las deformaciones del hormigón y al mis mo tiempo las de los alambres de 5 mm. de diámetro, se moldeó una probeta de 3 m. de longitud. En ella, y a distintas distancias a lo largo del alambre, se soldaron unos testigos, que, para protegerlos durante el vertido del hormigón, se rodearon con chapas de latón. Estas chapas se quitaron cuando el hormigón estaba todavía fresco, quedando unos alveolos que, por sus pequeñas dimensiones, apenas mo dificaban prácticamente la adherencia, pero eran suficientes para poder medir, por el libre desplazamiento de los indicadores, el des lizamiento de los alambres.

La distribución de las deformaciones originadas al soltar la armadura, se representa en la fig. 3. La diferencia que en ella se observa entre los dos extremos, se debe a la distinta calidad del hormigón, en cada uno, motivada por el hecho de que, cuando ya se había terminado uno de estos, se averió el vibrador y como el cemento empleado era muy aluminoso, el hormigón fraguó rápidamente por lo que, al aplicar de nuevo el vibrador, una vez reparado, al otro extremo, su efecto fué casi nulo, quedando el hormigón en peores condiciones.

Este suceso fortuito, indica con toda claridad lo que puede ocurrir en la práctica. Resulta evidente que deben utilizarse únicamente hormigones de buena calidad pues, de lo contrario, una gran parte del esfuerzo de pretensado se perderá.

La distribución de las tensiones de adherencia, se representa, juntamente con las deformaciones recuperadas en el acero por pérdida de tensión, en la fig. 4.

La fig. 5, es un gráfico de la correlación entre las tensiones de adherencia y las tensiones residuales.

De estas figuras se deduce que la longitud de anclaje en el extremo bueno de la probeta, varia entre 62,5 y 75 cm. ó 125 y 150 diámetros. Debe hacerse notar que solamente es precisa la mitad de esta longitud para transferir el 80 % del esfuerzo total de pretensado. En el extremo deficiente, la longitud de anclaje, es, aproximadamente, de 400 diámetros.

Consideraciones teóricas

Del estudio de la distribución de la tensión de adherencia a lo largo de las probetas, se saca la conclusión de que, una distribución lineal, implicaría un grave error.

Sin embargo, como la tangente de la curva tensión de ad

rencia tensión residual del acero, es constante, al estar ligada linealmente ambas tensiones, es posible encontrar una ecuación más o menos sencilla que dé el valor del esfuerzo de adherencia a cualquier distancia del extremo libre de la probeta y conociendo éste, deducir otra ecuación para hallar la tensión residual del acero, en cualquier punto.

La tensión de adherencia que aquí se considera, depende de tres factores que son:

- 1º) - Tensión debida al fenómeno de adherencia que se produce en la superficie de contacto entre el hormigón y el acero. El valor de esta tensión, deducido de numerosos ensayos, aunque variable, parece que puede tomarse, con bastante aproximación igual a 7 Kg/cm^2 .
- 2º) - Rozamiento originado por la presión que ejerce el hormigón sobre el acero, a consecuencia de la retracción de aquel.
- 3º) - Rozamiento adicional debido a la dilatación radial de los extremos de los alambres, que dá lugar al efecto de acuñamiento.

La relativa importancia de estos tres factores, es difícil de fijar y en el presente estudio se engloban todos bajo la denominación general de "tensión de adherencia".

Distribución de la tensión de adherencia

Notación

- x = distancia en cm. a un punto cualquiera, medida desde el extremo libre.
- d = diámetro del alambre, en cm.
- f_l = tensión de adherencia en el extremo libre
- f_b = tensión de adherencia en el punto x
- δf_b = variación en la tensión de adherencia, para el incremento δx
- f_s = tensión del acero en el punto x

δf_s = variación en la tensión del acero, para el incremento $\delta \nu$
 Δ y C = constantes.

De la fig. 5 se deduce que, la pendiente de la curva tensión de adherencia-tensión acero, es constante, luego:

$$\frac{\delta f_b}{\delta f_s} = \text{constante} = \Delta \quad (1)$$

Considerando ahora un incremento $\delta \nu$:

Incremento de carga en el acero = tensión multiplicada por el incremento de área.

Es decir:

$$\delta f_s \frac{\pi d^2}{4} = f_b \delta \nu \pi d \quad (2)$$

como $\delta f_s = \frac{\delta f_b}{\Delta}$, sustituyendo este valor en (2), resulta:

$$\frac{\delta f_b}{f_b} = \frac{4\Delta}{d} \delta \nu \quad (3)$$

que al integrar se transforma en:

$$\log_e(f_b) = \frac{4\Delta}{d} \nu + B$$

ó bien:

$$f_b = C e^{\frac{4\Delta}{d} \nu}$$

donde B y C, son constantes de integración

Para $\nu = 0$, $f_b = f_i$ luego $C = f_i$ y teniendo en cuenta que la constante Δ es negativa, la ecuación (5) puede escribirse en la forma:

$$f_b = f_i e^{\frac{-4a}{d} \nu}$$

Por otra parte, el incremento de la tensión residual del acero a lo largo de un incremento $\delta \varphi$, debe ser igual a la tensión de adherencia multiplicada por el área de la superficie, o sea

$$\delta f_s \frac{\pi d^2}{4} = f_i e^{-\frac{4a}{d} \varphi} \pi d \delta \varphi \quad (6)$$

de donde:

$$\delta f_s = \frac{4 f_i e^{-\frac{4a}{d} \varphi}}{d} \delta \varphi \quad (7)$$

e integrado, queda:

$$f_s = \frac{4 f_i}{d} \left[-\frac{d}{4a} e^{-\frac{4a}{d} \varphi} \right] + C \quad (8)$$

y por lo tanto:

$$f_s = -\frac{f_i}{a} e^{-\frac{4a}{d} \varphi} + C \quad (9)$$

Cuando $\varphi = 0$, $f_s = 0$ luego $C = \frac{f_i}{a}$, valor que, introducido en (9) da:

$$f_s = \frac{f_i}{a} \left[1 - e^{-\frac{4a}{d} \varphi} \right] \quad (10)$$

y por consiguiente:

$$f_s = f_{\max} \left[1 - e^{-\frac{4a}{d} \varphi} \right] \quad (11)$$

siendo f_{\max} la máxima tensión residual.

De la fig. (5) se deduce que el valor de la constante A , en las condiciones particulares de hormigón y armadura utilizadas en la experiencia, es $-0,00725$. También se halló que $f_i = 74,5 \text{ Kg./cm}^2$. Esta es, indudablemente, una tensión virtual ya que, en el propio extremo de la probeta, la tensión de adherencia debe ser nula; aunque rápidamente alcance su valor máximo. Este fenómeno no ha podido ser estudiado con detenimiento pues, para hacerlo, hubiese sido preciso realizar varias lecturas en los últimos 2,5 a 5 cm., cosa impracticable por lo que a las deformaciones del acero se refiere, ya que habría que quitar tanto hormigón, para dar libertad de movimiento a los testigos, que se anularía la adherencia.

La tensión de adherencia para alambres de 5 mm. de diámetro, será entonces

$$f_b = 74,5 e^{-0,058 \varphi}$$

La siguiente tabla, evidencia la concordancia de los resultados teóricos con los experimentales.

Distancia (φ) desde el extremo En cm.	12,5	25	37,5	50	75
Tensiones teóricas de adherencia Kg/cm ² .	36	17,5	8,5	4,3	0,97
Tensiones reales de adherencia Kg/cm ²	36,5	16,9	8,6	4,2	0

Se vé que para valores pequeños de la tensión de adherencia hay alguna discrepancia, lo que es lógico ya que la ecuación nunca da una tensión de adherencia cero. El valor de f_b , se aproxima a cero a medida que φ aumenta, pero nunca llega a anularse por comple

to.

Dado un valor de f_b , la longitud de anclaje requerida para que la tensión del acero se transmita al hormigón, viene dada por φ en la ecuación:

$$f_b = 74,5 e^{-0,058\varphi}$$

Para un valor $f_b = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$, la longitud de anclaje es 86,2 cm. Para $f_b = 1 \text{ Kg/cm}^2$, $\varphi = 74,5 \text{ cm.}$ y para $f_b = 1,5 \text{ Kg./cm}^2$, $\varphi = 67,5 \text{ cm.}$

En los casos corrientes en los que el valor aproximado de f_b es $1,5 \text{ Kg/cm}^2$, se puede deducir φ con bastante exactitud. Pero la influencia del tiempo en esta longitud, desgraciadamente, no ha quedado suficientemente determinada en los experimentos realizados y sólo puede afirmarse que, con el tiempo, la distribución de la tensión de adherencia conserva la misma forma, pero se desplaza a lo largo de la probeta, quedando en el extremo un trozo en el que no existe tensión residual, ni de adherencia.

Sería preciso realizar nuevos ensayos para estudiar los efectos:

- a) - del tiempo
- b) - de las diferentes resistencias y mezclas de hormigón
- c) - de las diferentes tensiones iniciales dadas al acero y
- d) - de los diferentes diámetros de los alambres de la armadura.

La fórmula para obtener la tensión residual, (ecuación 11) es muy parecida a la dada por el Dr. Mautner(*).

$$t_x = t_\alpha [1 - e^{-\alpha(r-\varphi)}]$$

(*) Barber and Lester. Journal Soc. Eng. Enero-Junio 1946

en la cual: t_x = tensión inicial del acero

n = longitud a lo largo de la cual se producen deslizamientos

x = distancia desde la sección en la que el deslizamiento es igual a cero

α = constante característica del material

En esta ecuación, sin embargo, el efecto de la diferencia del diámetro en los alambres, no se refleja, si bien, seguramente, irá incluido en la constante del material.

Conclusión

El deslizamiento se produce a lo largo de gran parte de la probeta, pero un alto porcentaje de la tensión total, se transfiere en una pequeña distancia. Esto se deduce, tanto de la fórmula, como de los resultados experimentales.

La expansión radial de los alambres, al soltarlos de los dispositivos de pretensado, debe influir favorablemente en los resultados finales, como se deduce de las altas tensiones de adherencia encontradas. La máxima tensión de adherencia medida, fué unos 14 kg/cm² mayor que, la correspondiente al hormigón armado corriente, la cual varía entre 42 y 45,7 Kg/cm².

La longitud de anclaje inicial para un alambre de 5 mm. sometido a una tensión de 105,5 Kg/mm² y soltado cuando el hormigón tiene 4 días de edad, oscila entre 125 y 150 diámetros. Estos datos son válidos, únicamente, para hormigones de buena calidad. Por consiguiente, parece aconsejable, cuando se usan alambres de 5 mm. de diámetro en estructuras de pequeña longitud, emplear algún dispositivo especial de anclaje. Si se confía exclusivamente en la adherencia, parte del esfuerzo de pretensado puede perderse.

El hecho de que las traviesas pretensadas en servicio en Inglaterra hayan dado buenos resultados en la práctica, puede expli

carse por el amplio margen de seguridad con que se calculó el momento flector que actúa sobre ellas.

Si, por el contrario, se utilizan alambres de 2 mm. de diámetro, puede asegurarse que, por adherencia simplemente, se logrará un buen anclaje de las armaduras. R.P.A.

* * *

457-8-5 ENSAYOS DE UN TIPO DE FORJADO DE HORMIGON PRETENSADO

Autor: Editorial

De: "CEMENTO PORTLAND"

* * *

En este artículo se describen las experiencias realizadas, por el Instituto del Cemento Portland Argentino, con un forjado de piso, constituido por viguetas pretensadas prefabricadas y piezas de relleno moldeadas.

Se describe su montaje, tesado de las armaduras y también las características que han de reunir los aceros y hormigones que se empleen.

Los ensayos de las viguetas se han realizado con una máquina del tipo Amsler y para efectuar las pruebas del forjado ha sido preciso construir un pórtico de hormigón armado.

Para aplicar las cargas concentradas, sobre el conjunto a ensayar, se colocaron dos P N doble T, que transmitían la presión de un gato hidráulico.

En un cuadro se muestran las flechas que han producido las diferentes cargas aplicadas.

Por último se hace un análisis del ensayo realizado.

*
* *

Las posibilidades del hormigón pretensado, aplicado a la vivienda, son grandes, ya que pueden construirse elementos prefabricados, de secciones relativamente reducidas, con grandes economías de acero.

Se presentan en este artículo, las experiencias realizadas, por el Instituto del Cemento Portland Argentino, con un forjado de elementos pretensados prefabricados.

Descripción del sistema

El tipo de forjado es patente, de los ingenieros italianos, Marioni y Noli, y de los suizos Brandestini, Birkmeier y Rös. Se le conoce en Italia con el nombre de "Biartrato", y por "Stahlton" en Sui

za. En la República Argentina se le dá el nombre de "Acerbeton".

La fig. 6 muestra un corte transversal del forjado, que consta de las siguientes partes:

- a) - elementos pretensados denominados viguetas
- b) - bloques huecos de inerte ligero
- c) - hormigón corriente moldeado in situ

La fig. 7 muestra el elemento constitutivo de la vigueta y la 8 el bloque hueco.

En realidad, el forjado constituye un sistema mixto, ya que no es ni totalmente prefabricado, ni enteramente pretensado. Desde el punto de vista de su comportamiento elástico, es simplemente un forjado corriente nervado, en el que se sustituye la armadura por viguetas pretensadas, obteniéndose las siguientes ventajas:

- eliminación total del encofrado
- sensible disminución del apuntalamiento
- gran economía de acero
- rapidez de montaje

factores estos que se traducen en una apreciable economía del proyecto.

El montaje en obra es sencillo: se colocan las viguetas apoyadas en los muros de carga o en vigas, según los casos, separadas entre sí 45 cm. y se las apuntala 1,50 m., para evitar flechas excesivas, ya que son sumamente elásticas. Luego se colocan los bloques huecos entre dos viguetas consecutivas y una ligera armadura de distribución; por último se vierte e iguala el hormigón que forma los nervios y la losa superior.

Las viguetas pretensadas se construyeron con bloques prefabricados con un hormigón constituido por cemento y arena cuya dosificación en peso es de relación 1:3. Estas piezas, cuyas características pueden verse en la fig. 7, se disponen para su montaje unas a con

tinuación de otras. Después se coloca la armadura en unas acanaladuras, de que están previstas, y se las tesa en la medida necesaria fijando sus extremos en cabezas de anclaje especiales fig. 12. A continuación se rellenan los canales con mortero de cemento y arena de granulometría y dosificación conveniente y se vibra con el fin de obtener un perfecto recubrimiento de la armadura.

Es de notar que los acanaladuras no se rellenan en su totalidad con mortero, dejando 1 cm. sin recubrir. Ello tiene por objeto asegurar la unión entre la vigueta y el hormigón que forma la losa nervada.

Una vez que el mortero ha alcanzado una resistencia a la compresión superior a los 300 Kgs/cm², se aflojan lentamente los tornillos de las cabezas de anclaje, para transferir la tensión de la armadura a la pieza en forma lenta y progresiva. Para obtener las viguetas de la longitud requerida es suficiente cortar la armadura en los lugares fijados.

Se ha utilizado un dispositivo de montaje de 21 m. de longitud (fig. 9) que permite la preparación simultánea de dos series de viguetas.

En la fabricación industrial se utilizan bancos de incluso 100 m. de longitud, con cabezas de anclaje que permiten la ejecución de varias series superpuestas de estas.

El tesado de los alambres se realizó con un cabrestante, accionado a mano, leyéndose en un dinamómetro la tensión dada (fig. 10 y 11).

Dado que la precompresión se transmite a la vigueta únicamente por adherencia, el diámetro de la armadura queda limitado a un máximo de 2,5 mm. cuando se emplean alambres lisos, y a 4 mm. si se de superficie rugosa. En las experiencias realizadas se utilizó alambre de acero especial, de 4 mm. con entalladuras superficiales y de

las siguientes características:

Resistencia a la tracción	$\sigma_z \cong 18.900 \text{ Kg/cm}^2$
Límite aparente de elasticidad	$\sigma_s \cong 16.800 \text{ Kg/cm}^2$

al cual se le tesó a 12.000 Kg/cm^2 o sea de $0,125 \times 12.000 = 1.500 \text{ Kg.}$ por alambre.

Ahora bien, una vez transmitida la precompresión a la vigueta la tensión de 12.000 Kg/cm^2 se reduce como consecuencia de:

- fluencia plástica del mortero.
- contracción de fraguado del hormigón relleno,
- acortamiento elástico de la vigueta, y
- fluencia plástica de la armadura.

Las experiencias realizadas en Suiza por el profesor M. P. con el sistema Stahlton, permiten deducir que la pérdida de tensión en la armadura, debida a los factores citados para el caso en estudio, es del orden de los 2.000 Kg/cm^2 . Por lo tanto, al calcular la compresión en la vigueta, sólo se consideró una tensión en los alambres de 10000 Kgs/cm^2 , o sea un esfuerzo total por alambre de $0,125 \times 10.000 = 1250 \text{ Kgs.}$

Cada vigueta lleva 4 alambres, y como su sección transversal incluyendo el mortero de relleno, es de 90 cm^2 . (15×6) resultó una precompresión de

$$\sigma_b^v = \frac{4 \times 1250}{90} \cong 56 \text{ Kg/cm}^2$$

que por estar ubicados los alambres sobre el eje baricéntrico horizontal y simétricamente colocados, puede admitirse como uniformemente distribuida sobre la sección.

Se fabricaron viguetas de 4 m. de longitud, destinadas al montaje del forjado de pruebas, y de 1,20m. para ser ensayadas individualmente a la flexión.

Ensayos preliminares

Se probaron primeramente tres viguetas de 1,20 m. de longitud en una máquina universal Anslor. La luz de ensayo fué de 1 m. aplicándose dos cargas concentradas iguales situadas a una distancia de los apoyos igual a $1/4$ de luz.

La carga media de rotura fué de 915 Kgs. a la que corresponden de un momento en el centro de la vigueta de 11.580 Kgs/cm.

El cálculo teórico del momento de rotura se efectuó de acuerdo con el criterio de Jenson, teniendo en cuenta que la sección de la vigueta está excesivamente armada por ser la cuantía $\mu = 0,0111$ siendo el valor límite de μ_0 , para que en el instante de rotura trabajen simultáneamente el hormigón a una tensión igual a K_b y el acero a σ_s de $\mu_0 = 0,00308$, para el caso analizado.

Como al efectuar el ensayo, el valor de la tensión K_b , del hormigón de las viguetas, fué aproximadamente igual a 400 Kg/cm^2 , el momento teórico de rotura resultó ser de 10.800 Kgs. Puede apreciarse que este valor concuerda con el del ensayo dentro de un 5 %, lo cual, es perfectamente admisible.

Durante el ensayo, pudo apreciarse el comportamiento perfectamente elástico de la vigueta, pues desaparecieron las grietas completamente al retirar la carga que hizo aparecer las primeras fisuras.

Ensayo del forjado

La prueba principal se realizó con un forjado de 3,85 m. de luz entre apoyos y 1,47 m. de ancho, constituido por cuatro viguetas pretensadas, sus correspondientes bloques huecos de relleno y una capa de hormigón de 5 cm. de espesor. A los efectos de aplicación de la carga se construyó un pórtico de 4,50 m. de luz libre interior, 2 m. de altura y capaz de resistir a la rotura 30 t. concentradas en el centro del dintel. El pórtico es autoequilibrante, es decir, que la reacción de la carga aplicada es compensada a través de aquel por las reacciones de apoyo de la estructura a ensayar. En la fig. 13 puede apre-

ciarse la disposición general del pórtico.

La carga se aplicó mediante un gato hidráulico apoyado en dos P.N. doble T que transmitían la carga a otros dos P.N. doble T ubicados en los cuartos de luz del forjado fig. 14 y 15. Debajo de este se colocó un andamio de protección para evitar el derrumbamiento una vez alcanzada la rotura. Se dispusieron 4 flexímetros marcados con 1, 2, 3 y 4 en la fig. 15 para la determinación de las flechas.

Es de notar que, para el ensayo, el forjado se ejecutó en las condiciones más desfavorables, prescindiéndose expresamente de la colocación de estribos y barras de repartición y poniendo los bloques de relleno de modo que existiera coincidencia de juntas con las de los bloques de forjado, cuando en la práctica se acostumbra a colocarlos alternados.

El ensayo se efectuó cargando progresivamente de tonelada en tonelada y descargando en la misma forma con objeto de observar la recuperación elástica y las flechas residuales.

En la tabla I puede observarse el orden sucesivo de las cargas aplicadas y las flechas en el centro, ya corregidas, que se han representado en el gráfico de la fig. 16

TABLA I - Cargas aplicadas y flechas en el centro

Carga t	Flecha mm.	Carga t	Flecha mm.	Carga t	Flecha mm.	Carga t	Flecha mm.
0,25	0,25	2,00	1,53	0	0,25	6,00	10,10
1,00	0,60	3,00	2,67	4,00	3,90	0	0,92
2,00	1,45	0	0,10	5,00	5,75	6,00	10,83
0	0,05	3,00	2,66	0	0,50	7,00	-
1,00	0,80	4,00	3,80	5,00	6,23	8,40	-

El agrietamiento comenzó para una carga próxima a las 7 tone-

ladas y la rotura se produjo para 8,4 t, en forma brusca por agotamiento de la resistencia a la tracción de la armadura.

ANALISIS DEL ENSAYO DEL FORJADO

El forjado tiene un peso propio de 240 Kg/m² y el dispositivo de pruebas equivale a dos cargas concentradas de 202 Kg. cada una situadas a una distancia de los apoyos, igual a 1/4 de la luz. El momento de rotura en la sección en que se produjo la misma, a 40 cm. del centro, incluyendo la sobrecarga y las cargas permanentes, fué de 4,56 tm para todo el ancho.

Ahora bien, este sistema de forjado se calcula para una carga tal que no produzca tracción en el borde inferior del hormigón, es decir que si se llama:

σ_i = tensión en el borde inferior

I_{x0} = momento de inercia respecto al eje neutro
= 21.700 cm⁴ para todo el ancho del forjado

v_i = distancia del eje neutro al borde inferior
= 9,75 cm.

σ_b^y = precompresión de la vigueta
= 56 Kg/cm²

M = momento flector

debe tenerse

$$\sigma_t = \frac{M}{I_{x0}} v_i - \sigma_b^y$$

que permite deducir el momento útil.

$$M_{\text{util}} = \sigma_b^y \frac{I_{x0}}{v_i}$$

y que para el caso ensayado, con una precompresión en la vigueta de 56 Kg/cm², conduce a

$$M_{\text{util}} = 1,25 \text{ tm.}$$

y a una sobrecarga admisible de 175 Kg/cm².

En consecuencia la seguridad a la rotura fué de

$$\eta_{rot} = \frac{4.56}{1.25} \cong 3.65$$

valor ampliamente satisfactorio.

Como comprobación final se calculó el momento teórico de rotura, respecto a la teoría de la plasticidad, empleando el criterio de Jensen.

Según este autor, el momento de rotura vale

$$M_{rot} = z \sigma_z F_e$$

siendo

σ_z = resistencia a la tracción de la armadura = 18.900 Kg/cm²

F_e = sección total de la armadura = 2,05 cm²

$z = Jh$ = brazo elástico.

Para el tipo de hormigón y armadura utilizados, aplicando el criterio de Jensen, se tiene:

$$z = 0,946h = 0,946 \times 12 = 11,35 \text{ cm.}$$

$$\text{y } M_{rot} = 11,35 \times 18.900 \times 2,05 \cong 4,4 \text{ tm.}$$

valor sensiblemente coincidente con el experimental, dentro de 3,5%.

Conclusiones

Los resultados de los ensayos concuerdan con los realizados por el profesor Rös, director del Laboratorio Federal de Ensayo de Materiales de Suiza, con un forjado Stahlton y permite comprobar una vez más la bondad del sistema constructivo.

Este forjado de piso cuando se produzca en escala industrial, ha de significar una verdadera contribución a la solución del problema de la vivienda, por reunir las condiciones, de un comportamiento estático excelente, una evidente economía (por la reducida cantidad de armadura) la eliminación de madera para encofrado y la ventaja adicional de la rapidez de ejecución. C.S.C.

* * *

591-0-4 "LA NUEVA ARQUITECTURA DE HORMIGON PRETENSADO"

(The new architecture of pre-stressed concrete)

Autor: L. W. Elliott

De: "BUILDING DIGEST"

S I N O P S I S

Se hace en este artículo un resúmen de las principales aplicaciones dadas al hormigón pretensado en el campo de la construcción, especialmente, para la fabricación de forjados de pisos y cubiertas; y se indican también algunas de las más importantes posibilidades que, para el futuro, ofrece esta nueva técnica.

Inicialmente, el avance de la técnica del hormigón armado fué muy lento, debido, principalmente, a que por ser aún muy rudimentario el conocimiento que de las características de este nuevo material se tenía, se consideraba que debería comportarse análogamente a los otros materiales anteriormente utilizados, concretamente los metálicos, concepto totalmente equivocado.

Un estudio posterior, más detenido, del hormigón armado, dió a conocer su naturaleza esencialmente monolítica y sus principales propiedades, lo que permitió emplearlo de forma más económica y razonable y ampliar considerablemente su campo de aplicación.

Los arquitectos, aceptaron pronto el nuevo material, pero debido a un inadecuado empleo del mismo, al principio se produjeron varios desgraciados accidentes que perjudicaron considerablemente, por algún tiempo, al desenvolvimiento del hormigón como elemento constructivo.

A pesar de todo ello, y después de numerosos estudios, trabajos e investigaciones se ha llegado al perfecto conocimiento de sus po

sibilidades, sus aplicaciones se hicieron cada vez más numerosas y, día, la popularidad de que goza como material de construcción es innegable.

Más a pesar de ello, siempre que se utiliza el hormigón armado, se presentan algunos problemas que no es posible resolver, como ejemplo, su falta de resistencia a la tracción.

Nuevos estudios fueron iniciados para tratar de vencer estas dificultades y como resultado de ellos se llegó al conocimiento del hormigón pretensado, de características fundamentalmente distintas del anterior, e intermedias entre las del acero y la madera.

La moderna técnica del hormigón pretensado, ha abierto un amplio campo a la iniciativa del ingeniero y del arquitecto, y las ventajas que su aplicación a la construcción ofrece, son muy numerosas, y la actualidad, generalmente reconocidas.

Debo destacarse su comportamiento bajo la acción del fuego puesto en evidencia en diversos edificios y confirmado posteriormente de un modo concreto, por los ensayos realizados por el "Building Research Station", con resultados plenamente satisfactorios.

La característica del hormigón pretensado de eliminar la posibilidad de formación de grietas, le hace especialmente apto para la construcción de estructuras impermeables tales como depósitos, etc. También resulta muy indicado para la fabricación de elementos en los que se producen cambios en el signo de las tensiones, como son por ejemplo las traviesas para líneas férreas y las torres de transmisión.

Como elemento constructivo, en la actualidad, el hormigón pretensado se emplea principalmente, en edificios industriales de grandes luces, en forma de vigas y cerchas o armaduras de cubierta que resultan muy ligeras.

Pero existe además un gran número de piezas de hormigón pre

tensado, que se utilizan como elementos de construcción. Entre ellas, las más corrientes son las destinadas a forjados de pisos, las vigas, y las armaduras para cubiertas.

Los forjados pueden dividirse en dos grupos: El primero comprende los forjados constituidos por un entramado forjado por vigas de hormigón pretensado, generalmente prefabricadas, que se completan con bloques cerámicos huecos. El segundo lo integran los forjados contruidos totalmente con piezas especiales prefabricadas que se enlazan convenientemente unas a otras para formar el piso completo, sin necesidad de emplear material alguno de relleno.

El hormigón pretensado se utiliza también, con gran ventaja, para la construcción de pequeñas piezas prefabricadas tales como cargaderos, correas, viguetas; etc. y otros elementos más complicados como son los cercos de puertas, marcos para ventanas, limahoyas y canales de desagüe, etc.

Debe mencionarse asimismo la aplicación de este nuevo material en la construcción de cubiertas laminares y de estructuras trianguladas de grandes luces para edificios industriales y de tipo especial, como cines, salas de conciertos, etc.

Las posibilidades futuras de esta técnica, son muy interesantes y no se limitan al hormigón. Entre ellas pueden indicarse las siguientes:

Primera: La resistencia del mejor hormigón no llega nunca a igualar a la de la piedra con la cual se fabrica. En la actualidad, existen diversas máquinas capaces de cortar las piedras más resistentes, lo que permite darles la forma que se desee, de una manera fácil y económica. En Francia, se han construido ya algunos puentes empleando bloques de piedra que pueden ser pretensados tan fácilmente como los de hormigón. Este procedimiento ofrece enormes perspectivas, y hace pensar en el renacimiento de la piedra como un moderno material constructivo de la

mejor calidad.

Segunda: Durante la última década, la fabricación de materiales plásticos ha experimentado un avance muy considerable. Los plásticos se caracterizan por su poco peso, y una buena resistencia a compresión. En cambio su resistencia a tracción, es muy pequeña. Teniendo en cuenta estas condiciones, el pretensado puede mejorar mucho su calidad, transformándolos en un buen material de construcción.

Tercera: El vidrio es, probablemente, uno de los materiales que menos han avanzado en sus aplicaciones dentro del campo de la construcción. Sin embargo, parece ofrecer grandes ventajas. Así por ejemplo, podrían obtenerse paredes de ladrillos de vidrio, pretensados, muy adecuadas a los nuevos estilos arquitectónicos. Por otra parte, las fibras de vidrio fuertemente estiradas, tienen una resistencia a tracción muy superior a la del mejor alambre de acero, son más ligeras que éstos, y además, inertes a los agentes químicos. Por todo ello, como es lógico, se ha pensado en la posibilidad de utilizarlas como armadura de los elementos de hormigón pretensado, y en tal sentido se están realizando en Francia importantes estudios y experiencias, bajo la dirección de Mr. Freyssinet.

En resumen, puede afirmarse que el hormigón pretensado es un material constructivo de enormes posibilidades, con el que ya, actualmente, se obtienen notables economías de hormigón y acero, y que permite dar solución a varios problemas hasta la fecha considerados como irresolubles. También debe destacarse que disminuye el peso muerto de las obras, e introduce simplificaciones e importantes economías en los métodos de construcción. R.P.A.

* * *

591-2 PUENTE CARRETERO, DE HORMIGON PRETENSADO, EN LANCASHIRE

(A prestressed concrete road bridge in Lancashire)

Autor: Editorial

De: "CONCRETE AND CONSTRUCTIONAL ENGINEERING"

S I N O P S I S

Se hace una breve reseña de las principales características de un nuevo puente carretero, de 24,4 m. de luz, terminado recientemente en Denton, cerca de Manchester, sobre el río Tame, con un ancho de calzada de 3 m. y capaz de resistir el peso de camiones de hasta diez toneladas. Este nuevo puente, ha sido construido con arreglo a la técnica del hormigón pretensado

En Denton, cerca de Manchester, se ha construido, recientemente, sobre el río Tame, un puente carretero de hormigón pretensado de 24,4 m. de luz (fig. 17). El ancho de la calzada es de 3 m. (fig. 18) y la estructura está calculada para poder resistir el peso de camiones de hasta 10 T.

Teniendo en cuenta que, con el fin de dejar el paso libre al agua aún en el caso de las mayores avenidas previsibles, el espesor de la estructura no podía ser superior a 1,15 m., se adoptó, para la construcción del nuevo puente, la técnica del hormigón pretensado.

La estructura, construida "in situ" sobre una cimbra provisional (fig. 19) está formada por dos vigas de hormigón de 0,46 m. de ancho y 1,15 m. de canto, moldeadas monolíticamente con una placa de 15 cm. de espesor (fig. 18). Cada viga va armada por 18 cables constituidos y tesos por el método Freyssinet, los cuales originan en el hormigón un estado tal de tensión que no se producen en él tracciones bajo las cargas de trabajo. El pliego de condiciones, exigía para este material, una resistencia mínima en probeta cúbica, a los 28 días de 420 Kg/cm². Dicha resistencia, fué generalmente excedida a los siete

días.

Las vigas se moldearon por bloques independientes, de 3 m. de longitud cada uno, que posteriormente se agruparon formando un todo único. Este procedimiento de fabricación por bloques, tiene la ventaja de que cada elemento puede ser sometido a vibración intensa, sin que ello perturbe el fraguado del hormigón de las secciones vecinas.

Para el tesado de los cables se utilizaron dos gatos de doble efecto tipo Freyssinet, que entraron en acción una vez endurecido el hormigón. El esfuerzo total requerido para el tesado de los 36 cables, era de 900 T. que fueron producidas por los citados gatos, invirtiéndose en el total de la operación, cinco días. Al terminar el pretensado, las vigas habían adquirido una contraflecha, en su punto medio, de 16 mm.

En la construcción de las vigas principales, se invirtieron, aproximadamente, 1800 Kg. de acero en cables y 305 Kg. de acero dulce en ostrios y otras armaduras secundarias, necesarias para asegurar el trazado parabólico previsto para la armadura.

El presupuesto total de la obra, ascendió a 8.000 \$ de las cuales, 2.300 \$ correspondieron a la construcción de las vigas de la estructura y de la placa del tablero de puente. R.P.A.

* * * *

591-9-5 CAJONES DE HORMIGON PRETENSADO, PARA LOS MUELLES DE GRAN CALADO DE LEITH

(Deep water quays at Leith prestressing in compressed air caissons)

Autor: Editorial

de: THE INDIAN CONCRETE JOURNAL

S I N O P S I S

En el presente artículo se describen las obras de construcción de un muelle en Leith, para el que se utilizan grandes cajones de hormigón pretensado que constituyen las pilas y sobre los cuales van colocados otros cajones análogos que integran la superestructura. Se indican sus dimensiones y principales características y se expone detalladamente la forma en que han sido realizados los trabajos.

En la zona de ensanche occidental del puerto de Leith, se están construyendo dos muelles de gran calado de 13,7 m. de ancho que tienen, respectivamente, 152,4 y 129,2 m. de longitud y forman un triángulo rectángulo cuya hipotenusa es la línea de costa existente, penetrando el vértice 122 m. mar adentro (fig. 21). La superficie de mar comprendida en dicho triángulo va siendo desecada a medida que las obras avanzan y en ella se construirá un nuevo molino harinero, con silos, almacenes y otros edificios auxiliares. Como preparación para las obras actuales, ha sido preciso realizar importantes trabajos de dragado para preparar el terreno de asiento de los muelles y habilitar en sus proximidades sendos canales de 9 y 6,7 m. de profundidad donde puedan atracar los barcos. Los muelles, una vez terminados y vistos desde mar adentro, tendrán la apariencia de una superestructura maciza de hormigón de 5,5 m. de alto, con un muelle de protección de 13,7 m. de ancho. Cuando esté baja la marea, se verá la parte superior de la infraestructura, y aparecerán una serie de pilas de 4,5 m. de ancho colocadas a 10,7 m. de distancia entre ejes (fig. 20).

En la superestructura del muelle de 152,4 m. se está construyendo un túnel provisto de un transportador de correa, con el fin de facilitar la descarga de los barcos con cereales que en él atraquen. La obra se completará con la colocación de defensas de madera, bolaros y norays, calzadas con pavimento de hormigón, desagües y demás servicios corrientes en los muelles, tales como depósitos de agua dulce, combustible etc.

Construcción de las pilas.- (Cajones inferiores)

La fabricación de las pilas que forman la infraestructura se empezó en seco sobre una grada en la cual se construyeron las delgadas pero fuertemente armadas, paredes de los cajones de hormigón, descansando sobre uno de sus costados. La grada tenía la suficiente longitud para poder realizar simultáneamente la construcción de varios cajones colocados en hilera.

Cuando el primer cajón estaba terminado, se lanzaba al agua y los demás se corrían a lo largo de la fila y se iniciaba la construcción de uno nuevo en el espacio libre del fondo de la hilera. Estos cajones, completamente terminados, pesaban unas 400 T. y fué necesario emplear grandes tanques de acero, flotantes, que se colocaban debajo de su extremo más pesado para poderlos remolcar, a lo largo de la costa, hasta el lugar de su ubicación definitiva, que previamente se tenía ya convenientemente preparado mediante una draga.

Entonces, se ponía el cajón en posición vertical, llenando de agua el tanque flotante y retirándolo y luego se sumergía cuidadosamente el cajón, inundando poco a poco sus compartimentos, hasta dejarlo colocado en el fondo del mar en el lecho para él dispuesto. Después se inyectaba aire comprimido en el compartimento inferior del cajón, para desalojar el agua de la cámara de trabajo, con el fin de que pudieran introducirse en ella los operarios para nivelar el cajón, excavando bajo sus bordes afilados. Una vez extraído todo el tarquin o mate-

rial pobre de cimentación, se rellenaba de hormigón a presión la cámara de trabajo. Después se sacaba con bombas el agua del compartimento superior y se llenaba la totalidad del cajón con hormigón en masa. (fig. 22).

Construcción de la superestructura (cajones superiores)

Los cajones superiores necesarios para enlazar las pilas, se fabricaron también en seco. Tienen la forma de grandes cajas de hormigón armado de 13,7 x 10 m. de sección, con cuatro costados verticales y una base. Estas cajas fueron lanzadas al agua desde una grada y remolcadas hasta el lugar en que habían de ser utilizadas. Una vez colocadas sobre las pilas correspondientes, se construyó, por la parte exterior, un muro de hormigón de 2 m. de espesor. Después se rellenaron los cajones de arena y sobre ella se construyó el tablero de hormigón armado que cierra el cajón.

Pretensado de los cajones inferiores

Evidentemente, era preciso procurar evitar, por todos los medios, la formación de grietas en el techo y paredes de la cámara de trabajo. La presión ejercida por el aire inyectado en el interior de dicha cámara y la del agua sobre sus paredes, podían determinarse con toda exactitud. Igualmente podía medirse, con suficiente aproximación el valor del empuje producido por el terreno. En consecuencia, la armadura de las paredes de los cajones inferiores, se calculó para asegurar la resistencia de dichas paredes a la diferencia entre las presiones interiores y exteriores, en el caso más desfavorable. Si los bordes afilados del cajón, que se clavan en el terreno, tropiezan en algunos puntos con un fondo rocoso, las paredes trabajan como vigas sometidas al peso total del cajón. Previendo esta contingencia, se colocaron además las armaduras longitudinales correspondientes. Estas armaduras longitudinales, empleadas normalmente para prevenir la comba en las estructuras flotantes de hormigón armado, no proporcionaban, en este caso, resultados completamente satisfactorios desde el punto de vista de la eli

minación de grietas, ya que el espesor en el borde de las paredes de los cajones, era solamente de 23 cm. Por tal motivo, en las obras que se describen, se sustituyeron las armaduras longitudinales corrientes, de redondos de acero dulce, por otras de alambres de acero de alta resistencia, prete sos.

El pretensado se realizó con arreglo al método Freyssinet, que consiste en emplear cables formados por 12 alambres de 5 mm., agrupados alrededor de un núcleo hueco y recubiertos por un tubo de 3,2 cm. de diámetro a modo de vaina. Los extremos de estos cables pasan a través de la cavidad cónica de un bloque de anclaje. Cuando el hormigón ha alcanzado la resistencia suficiente, se tesan los cables mediante los gatos de doble efecto característicos de este sistema y se fijan, introduciendo en las cavidades cónicas antes mencionadas, unas cuñas especiales de hormigón endurecido. Finalmente, se rellena el hueco central de cada cable con un mortero fluido inyectado a presión.

Cada uno de los cables, que pesa unos 2 Kg/m.l. equivale a dos redondos de 3 cm. de diámetro. Por consiguiente, su empleo representa un considerable ahorro de acero, y facilita además la colocación de la armadura en tan reducido espacio.

Cajones especiales

Los trabajos previos, incluyendo las gradas de lanzamiento, necesarios para poder construir después los cajones flotantes, llevan mucho tiempo. Para evitar demoras en la terminación de las obras, el primer trozo del muelle adyacente a la costa, se construyó "in situ", estando integrado por tres grandes cajones de hormigón armado, empotrados en el terreno. Estos cajones, que pesaban de 5.000 a 6.000 T. cada uno, se fabricaron por etapas sucesivas, y de ellos, dos forman un muelle auxiliar de 36,6 m. de longitud, construido con vistas a la futura ampliación de la muralla del de 152,4 m., cuyo primer trozo está constituido por el tercer cajón (Fig. 22)

En la unión de los dos muelles principales, se colocó otro cajón especial de esquina que mide 14,8 x 16 m. y tiene una altura tal, que aun después de introducido 14 m. en el fondo del mar, su parte superior sobresale por encima del nivel de las aguas. Teniendo en cuenta las grandes dimensiones y, por consiguiente, el enorme peso de este cajón de hormigón armado, fué preciso construirlo también por sucesivas etapas, sobre una primera base flotante. Los 4,5 m. inferiores, en los que va incluida la cámara de trabajo, se construyeron en tierra, con estructura de acero y formaron la base flotante sobre la cual se realizaron las posteriores etapas de hormigonado. R.P.A.

* * * * *

837-O-1 PATENTES RELACIONADAS CON EL HORMIGON PRETENSADO

(Patents Relating to Prestressed Concrete)

Autor: Curzon Dobell

De: "JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE"

S I N O P S I S

En el presente artículo, después de dar una ligera indicación de los principios fundamentales que rigen la técnica del pretensado, se hace un relato cronológico de las principales patentes que en los diversos países se han concedido en relación con el hormigón pretensado, explicándose al propio tiempo las características fundamentales de los procedimientos de fabricación más importantes protegidos por las referidas patentes.

INTRODUCCION

Se ha escrito ya tanto sobre el hormigón pretensado, que resulta difícil encontrar un tema original de discusión, relacionado con esta nueva técnica. Hasta la fecha, se han publicado 43 libros y más de 500 artículos, casi tantos como estructuras de hormigón pretensado se han construido en todo el mundo, durante el mismo tiempo. Por tal motivo, este trabajo se limita a dar una breve reseña de las patentes relacionadas con el pretensado, las cuales, en general, sólo de pasada han sido mencionadas en los artículos hasta ahora publicados.

PATENTES

Aceptando como definición del principio de pretensado "La acción sobre una estructura de fuerzas exteriores artificiales calculadas para producir tensiones de suficiente magnitud para neutralizar permanentemente los esfuerzos perjudiciales de signo contrario originados por la carga", es evidente que ningún investigador puede pretender adjudicarse la invención del principio del pretensado, ya que el mismo se rige exclusivamente por las leyes naturales de la mecánica, que como tales, no

han podido ser inventadas por nadie. En efecto, el principio del pretensado, de acuerdo con dicha definición ha sido empleado para mejorar la estabilidad de las estructuras, desde los más remotos tiempos.

Cada colono que colocaba una barra curva sometida a tensión, por debajo de una viga que se combaba, para impedir su rotura, utilizaba, aún sin saberlo, este principio. El hombre que tuvo la idea de curvar las duelas de un barril y rodearlas de aros metálicos introducidos a presión por sus extremos, fué, probablemente, el primero en aplicar el principio a una estructura circular. Indudablemente, la primera mujer que utilizó corsé, no hizo, sabiéndolo o no, otra cosa que aplicar fuerzas exteriores para neutralizar las perjudiciales tensiones de dilatación y mejorar la estabilidad y la estética de la estructura.

PRIMEROS AVANCES

Se considera que la primera patente relacionada con una aplicación científica de este principio, fué la relativa a un procedimiento para enrollar un alambre teso, alrededor del cañón de las piezas de artillería y crear en él una compresión con el fin de que la tensión originada por la detonación y el peso del proyectil a lo largo del cañón no sometiese al metal a carga superior a un límite elástico y capaz, por consiguiente, de producir una deformación permanente de las paredes interiores del cañón. Esta patente data de la época de la guerra civil norteamericana y fué concedida con el número 34.977, a Ostrander, en 1882. A esta, siguieron las patentes números 568.914 a nombre de Mittler, en 1896 689.413, a nombre de Roberge, en 1901 y la nº 734.965, a nombre de Shinneler, en 1903, todas ellas relacionadas con la misma aplicación. Otra patente análoga pero destinada a otros fines, fué concedida a Aine, en 1911, con el número 1.006.173. Se trataba de un procedimiento para el arrollamiento del alambre alrededor de las duelas de los barriles de madera.

En cuanto a las primeras patentes relacionadas con la aplicación del principio del pretensado a las estructuras, es interesante ha

cor notar que, contrariamente a la opinión general, muchos de los primeros inventores, fueron americanos. Diversos investigadores coinciden en afirmar que la primera patente concedida en el mundo sobre esta materia fué la norteamericana nº 375.999, solicitada en 1886 y otorgada finalmente en 1898 a P.H. Jackson de San Francisco. Esta patente bajo el título "Construcciones de piedra artificial y pavimentos de hormigón" describe varios procedimientos para estirar los tirantes situados entre los costribos de los arcos, por medio de tornillos tensores, cuñas, etc., Por lo que cae, plenamente, dentro de este campo.

En 1888, C.F. W. Doehring, solicitó en Alemania una nueva patente, de cuya aplicación en Norte-América, sin embargo, no se tiene noticia alguna. Se refería a la fabricación de unas piezas triangulares, a base de mortero y alambres tesos, con destino a la construcción de suelos de madera.

Existen algunas referencias confusas, en relación con patentes alemanas, entre las que pueden citarse la solicitada en 1896 por J. Mahal para "utilizar al máximo la resistencia del hormigón reduciendo sus tensiones de tracción bajo carga" y la de M. Koenen, en 1907 sobre "una fórmula para determinar el esfuerzo de tracción necesario para reducir a ciertos límites el diagrama triangular de distribución de tensiones correspondiente a las cargas de trabajo".

Después de la de Jackson en 1896, la primera patente americana registrada, fué la nº 778.416, concedida en 1904 a R.C. Kyle, en la que se describe un método para la prefabricación de armaduras para vigas. Las armaduras se hacían rígidas, manteniéndolas en posición mediante unas mallas de alambres tesos, sujetos por placas de acero colocadas en los extremos de las vigas. Una vez completa la armadura, se colocaba en un molde en el cual después se vertía el hormigón.

En 1907, se concedió la patente Norte-Americana nº 1.020.587 a un noruego, J. G. F. Lund, para la construcción de bóvedas constituidas

por hiladas de bloques "quebradizos" unidos por mortero, con barras pretensas intercaladas en el interior de las juntas de mortero, entre las hiladas de bloques, a las cuales transmitían una compresión mediante tuercas y arandelas dispuestas en los extremos de las barras.

En 1908, se concedió a un americano, G.R. Steiner, la patente número 903.906 en la cual se proponía aplicar un tesado provisional a las barras de la armadura, cuando todavía el hormigón estaba fresco, con el fin de destruir la adherencia, aumentando posteriormente la tensión, hasta su valor definitivo, una vez endurecido el hormigón.

Como puede apreciarse examinando el contenido de estas primeras patentes, concedidas en el periodo de diez años comprendido entre 1898 y 1908, los inventores tenían un claro concepto de las posibilidades que ofrece el uso del pretensado para mejorar la estabilidad de las estructuras, pero de las pocas noticias que de tal periodo se tienen, se deduce que los primeros intentos realizados para elevar la teoría a la práctica, fracasaron, lo que dió lugar a que se abandonase todo ensayo de pretensado durante los siguientes veinte años. Actualmente se sabe, que, estos primeros fracasos fueron debidos a no haber tomado en consideración los fenómenos de deformación lenta del hormigón. El conocimiento de tales deformaciones es un requisito previo indispensable para el éxito en todo proyecto de pretensado. No es posible en este artículo tratar con el necesario detalle de este fundamental fenómeno que, por otra parte, ha sido detenidamente estudiado por eminentes investigadores tales como Freyssinet, Magnel, Schorer y Crom. No obstante, es preciso señalar que, aún actualmente, existen proyectistas que siguen fracasando en sus intentos de pretensado, por asignar a las armaduras tensiones tan bajas que son incapaces de absorber las pérdidas debidas a la retracción y deformaciones lentas del hormigón y conservan todavía una tensión residual suficiente para mantener el hormigón en compresión permanente, bajo carga. Este peligroso defecto se observa principalmente en los depósitos pretensados mediante redondos estirados con el auxilio de torni

llos tensores.

PATENTES MODERNAS

En esta reseña cronológica de las patentes relacionadas con el hormigón pretensado, es preciso ahora dar un salto de 20 años, desde 1908 a 1928, ya que durante este tiempo, y con una sola excepción, no parece registrada ninguna patente ni trabajo científico sobre el particular. Dicha excepción corresponde a un austriaco K. Wettstein que según manifiesta en una reciente carta dirigida a la "Asociación Suiza de Ensayos de Materiales" ha venido fabricando en Austria, desde 1919, placas de hormigón pretensado armadas con cuerdas de piano sometidas a tensiones muy elevadas. En apoyo de su afirmación cita diversos ensayos realizados en 1924 en la Universidad Técnica de Viena y solicita, como consecuencia, que se reconozca a sus trabajos la debida prioridad sobre los estudios efectuados por Freyssinet y Hoyer.

Sin embargo, como no aparece registrada ninguna patente a nombre de Mr. Wettstein, parece prudente esperar a que pueda demostrar, de un modo evidente la veracidad de sus manifestaciones, antes de emitir sobre el particular un juicio definitivo y reconocer al citado profesor el puesto de honor que reclama como creador de la moderna técnica del pretensado.

Con esto, se llega a Freyssinet, Diel, Hoyer, Hewtt, Crom, Abeles, Magnel, Blaton, Lossier, etc., figuras todas ellas bien conocidas como propulsoras del desarrollo actual del hormigón pretensado. Es difícil determinar cual de ellos fué el primero en percatarse de la importancia de las deformaciones plásticas y de la necesidad de tenerlas en cuenta en el cálculo de las tensiones, pero la mayor parte de los tratadistas coinciden en que tal prioridad corresponde a M. Freyssinet.

Eugenio Freyssinet es un ingeniero francés que se ha dedicado durante los últimos 20 años, a realizar amplios estudios e investigaciones sobre hormigón pretensado. Ha publicado numerosos trabajos sobre el tema y pronunciado diversas conferencias entre las que destaca la del 1°

de Noviembre de 1949, en Inglaterra, con ocasión de una reunión conjunta de la "Institución of Civil Engineers" y la "Société des Ingenieurs Civils de France". Las teorías y los procedimientos explicados en dicha conferencia deben ser reconocidos por todos aquellos que se interesen por estas cuestiones. La primera patente de Mr. Freyssinet, trataba ya de la necesidad de tomar en consideración las deformaciones plásticas. Pero esta fundamental idea pasó desapercibida y casi ignorada, durante varios años, bajo el inocente título de tal patente "pieza de hormigón Armado" que contrasta con los altisonantes de otras mucho menos interesantes. Fué solicitada en Francia el 2 de Octubre de 1928 y concedida con el número 686.547 el 22 de enero de 1930. La correspondiente patente norteamericana, solicitada en 1934, se otorgó, finalmente, el 11 de mayo de 1937, con el número 2.080.074. En su primer apartado dice:

"pieza de hormigón armado constituida por hormigón fraguado y endurecido, que ha experimentado ya la retracción, y armadura de acero, de alto límite elástico, mantenida constantemente en tensión, anclada en dicho hormigón y adherida además a lo largo de su total longitud, con lo cual el citado hormigón se encuentra permanentemente sometido a un esfuerzo de compresión".

Desde entonces los inventos de M. Freyssinet, han sido protegidos por unas diez patentes sucesivas que se refieren a diversos procedimientos de fabricación de tuberías, vigas, etc.

Algunos autores sustentan el criterio de que R.E. Dill, de Alejandria, fué el primero en comprender la necesidad de utilizar para el hormigón pretensado armaduras sometidas a tensiones muy elevadas pero su patente nº 1.686.633, concedida el 18 de Septiembre de 1928, no se refiere a tal cuestión. El método que en ella propone, consiste en recubrir las barras roscadas que utiliza como armadura, con el fin de evitar la adherencia y permitir el estirado de dichos redondos mediante tuercas provistas de las correspondientes arandelas, que se colocan en sus extremos, una vez que el hormigón se encuentra ya suficientemente

durecido. Con arreglo a estas normas se fabricaron numerosos postes en los Estados Unidos, y, previa la correspondiente autorización, las mismas fueron aplicadas más tarde por la "Preload Co." en la construcción del primer depósito pretensado, en 1935. Esta idea de evitar la adherencia de la armadura para poder tesarla más tarde contra el propio hormigón ya endurecido, fué también la base de las patentes n^{os} 1.781.699 concedida en 1930 a Parmely y 2.185.749 otorgada en 1940 a R.D. Kennedy en 1940 y vendida después a la "Preload Corp."

En 1938, Edwald Hoyer, en Alemania, ideó un nuevo método para la fabricación de elementos de hormigón pretensado, que consiste en someter, simultáneamente, un gran número de delgadas cuerdas de piano a tensiones extremadamente elevadas, apoyando los aparatos de tesar contra estribos exteriores, independientes de las piezas a fabricar. Una vez tésos los alambres, se vierte el hormigón a su alrededor, en moldes convenientemente dispuestos y cuando la masa está ya fraguada y ha adquirido la dureza necesaria, se sueltan los alambres de sus anclajes provisionales con lo que se transfiere al hormigón de la pieza la tensión de la armadura, originándose así el pretensado. El anclaje definitivo se confía exclusivamente a la adherencia por lo cual las vigas y placas de hormigón construidas con arreglo a este procedimiento, pueden cortarse después para darlas las dimensiones requeridas. En casi todos los países, incluso en el Canadá, se han concedido patentes para este método, pero en los Estados Unidos ha sido denegada la correspondiente solicitud. Durante la última guerra, se fabricaron en Alemania, de acuerdo con el sistema Hoyer, una gran cantidad de placas y vigas de pequeñas dimensiones y, posteriormente, se montaron numerosas nuevas fábricas, actualmente en pleno funcionamiento, especialmente en los países Escandinavos.

El primero que aplicó el principio del hormigón pretensado a la construcción de depósitos cilíndricos, fué William S. Howett, de Chicago, que en 1937 obtuvo la patente n^o 2.091.444, para el tésado de re

dondos, por medio de tornillos tensores, alrededor de paredes circulares. Estas armaduras se recubrían posteriormente con una caja de hormigón y gunita para evitar su corrosión. J.M. Crom, colaborador de Hewett demostró más tarde la imposibilidad de crear por el método propuesto, tensiones suficientemente elevadas para obtener una compresión permanente en el hormigón, lo que lo indujo a iniciar nuevas investigaciones que dieron como resultado su primera patente nº 2.364.966, que fué seguida de otras cinco patentes sucesivas, todas ellas relacionadas con procedimientos para emplear alambres sometidos a elevada tensión, en la construcción de grandes depósitos cilíndricos y cúpulas.

En 1941, W.B. Miller, de la "Lewiston Pipe Co.", de Chicago, obtuvo las patentes nºs. 2.236.107 y 2.236.108, relativas a nuevos procedimientos para armar tuberías con alambres arrollados sobre ellas a tensiones elevadas, y recubiertos de gunita para protegerlos de la corrosión.

Las más recientes y quizás más prácticas de las patentes relacionadas con el pretensado de piezas rectilíneas tales como vigas y placas, son las concedidas en Europa a G. Magnel y "Empresa Bleton-Auber S.A.", de Bruselas. El fundamento del método del profesor Magnel, aparece ampliamente explicado en su libro "Hormigón Pretensado", publicado en 1948. Actualmente, estas patentes se están empleando en la construcción de grandes edificios, hangares, y puentes entre los cuales puede citarse el primer puente de tramos continuos, de hormigón pretensado, sobre el Sclayn, en Bélgica. En el puente de Walnut Lane, en Filadelfia, del que tanto se ha escrito ultimamente, se aplicaron también estas patentes.

El último nombre a considerar, cronológicamente, es el de Henry Lossier, que ha obtenido patentes en Europa para utilizar cementos expansivos que produzcan dilataciones regulables del hormigón, venciendo la resistencia de las barras de la armadura introducidas en su masa, obteniéndose de esta manera el deseado grado de compresión del

hormigón. M. Lossier, ha publicado numerosos e interesantes artículos acerca de su teoría en "Ingenieur Civil" y otras revistas técnicas europeas. No obstante, por ahora parece difícil llegar a obtener de un modo sencillo y seguro tales hormigones ya que es preciso añadir una exacta cantidad de diversos productos químicos, en un determinado momento de la fabricación, para lograr, precisamente, la dilatación justa correspondiente a la magnitud del esfuerzo de pretensado requerido.

En Norteamérica se han concedido unas 80 patentes para diversos procedimientos de pretensado. De ellas, 56 son posteriores a 1930. En la actualidad, existen en estudio, por lo menos, unas veinte nuevas aplicaciones para las cuales indudablemente, no tardará mucho en solicitarse las correspondientes patentes. Como siempre que se inicia una nueva técnica, el volumen de patentes es muy elevado y continua aún aumentando a medida que surgen nuevos campos de aplicación. R.P.A.

* * * * *

837-3-4 EMPLEO DE TUBOS DE CAUCHO EN EL HORMIGÓN PRETENSADO

(Use of inflatable rubber tubes in prestressed concrete)

Autor: Editorial

De: "CONCRETE AND CONSTRUCTIONAL ENGINEERING"

S I N O P S I S

Se describen, en el presente artículo, unos nuevos tubos de caucho, de procedencia americana, que pueden ser utilizados para la construcción de piezas de hormigón pretensado, según ha quedado demostrado mediante las experiencias con ellos realizadas recientemente, en Francia, por M. Freyssinet, de las cuales se hace una breve reseña en este trabajo.

Desde hace algún tiempo, se fabrican en América, con el nombre registrado de "Ductube" unos tubos especiales de caucho, que se pueden inflar y desinflar y se utilizan como machos para formar agujeros, y conductos, en el interior de las masas de hormigón, durante su moldeo. Estos tubos, están constituidos por dos capas de tiras de caucho, arrolladas en hélice y armadas con un alambre también helicoidal.

Recientemente, en Francia, M. Freyssinet ha realizado algunos ensayos con el fin de comprobar si los referidos tubos podían ser adaptados a la construcción de piezas de hormigón pretensado, habiendo obtenido resultados completamente satisfactorios. Con ellos se puede, con gran facilidad, formar en el hormigón los conductos por los cuales posteriormente, se introducen los cables de pretensado. Para los anclajes y cables tipo Freyssinet, constituidos por 12 ó 18 alambres, son apropiados los tubos "Ductube" que, desinflados, tienen 22 mm. de diámetro exterior.

Uno de los ensayos efectuados, se hizo con una viga de 13 T. (Fig. 23 y 24), armada con 39,6 m. de cable de 12 y 18 alambres, que se

moldeó utilizando estos tubos. Los tubos, inflados, se colocaron en el encofrado, sujetándolos con alambres cada 1,20 m. Su rigidez es suficiente para, en dicho intervalo, conservar por sí solos la curvatura y alineación conveniente. En los extremos de la viga se acoplaron a los centros de anclaje, a los cuales atraviesen, formando una junta perfectamente estanca que no requiere la aplicación de asfalto ni masilla de ninguna clase.

Pocas horas después de moldeada la viga, y cuando ya el hormigón había endurecido, se desinflaron los tubos con lo que se alargaron y destorcieron, pudiendo después un sólo hombre, con toda facilidad, retirarlos de la pieza introduciéndose posteriormente los cables de pretensado, por los conductos dejados en la masa del hormigón por dichos tubos, sin dificultad. R.P.A.

* * * * *

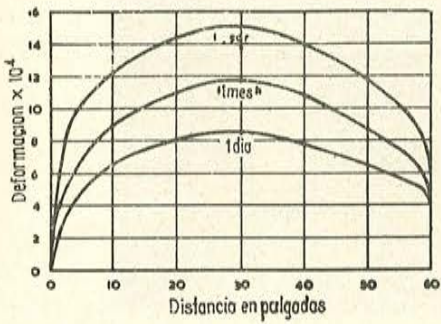


Fig. 1.

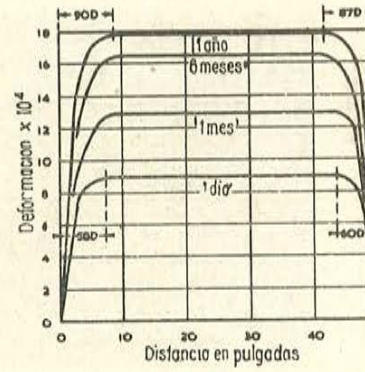


Fig. 2.

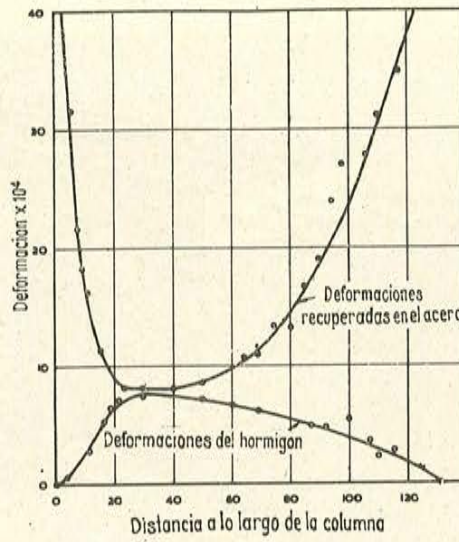


Fig. 3.

End anchorage and bond stress in prestressed concrete

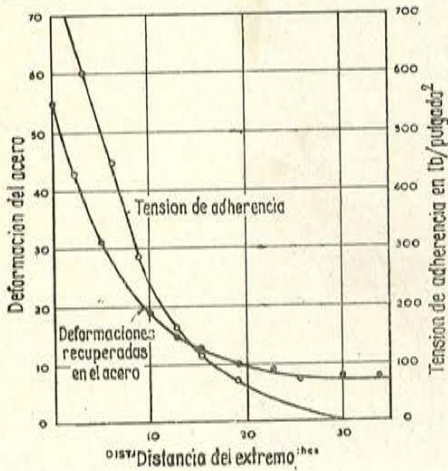


Fig. 4.

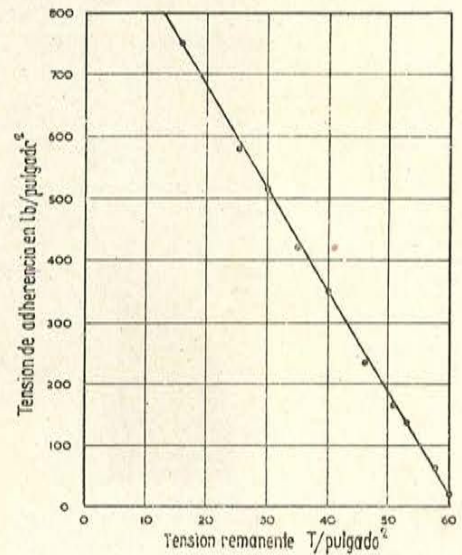


Fig. 5.

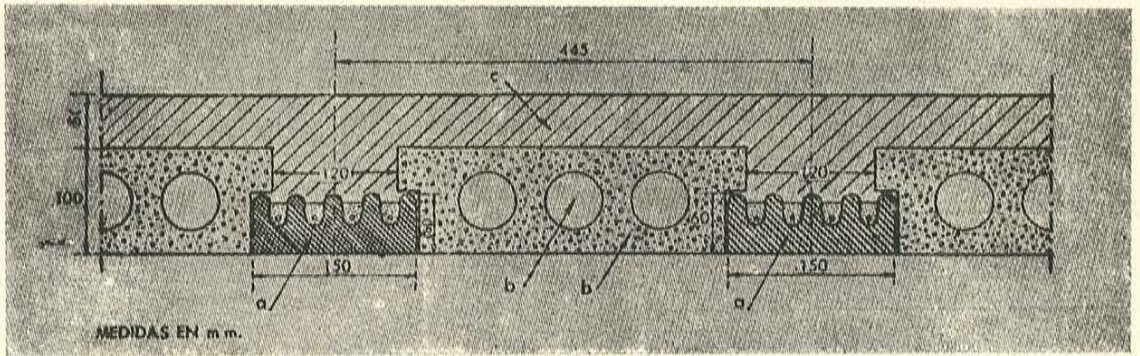
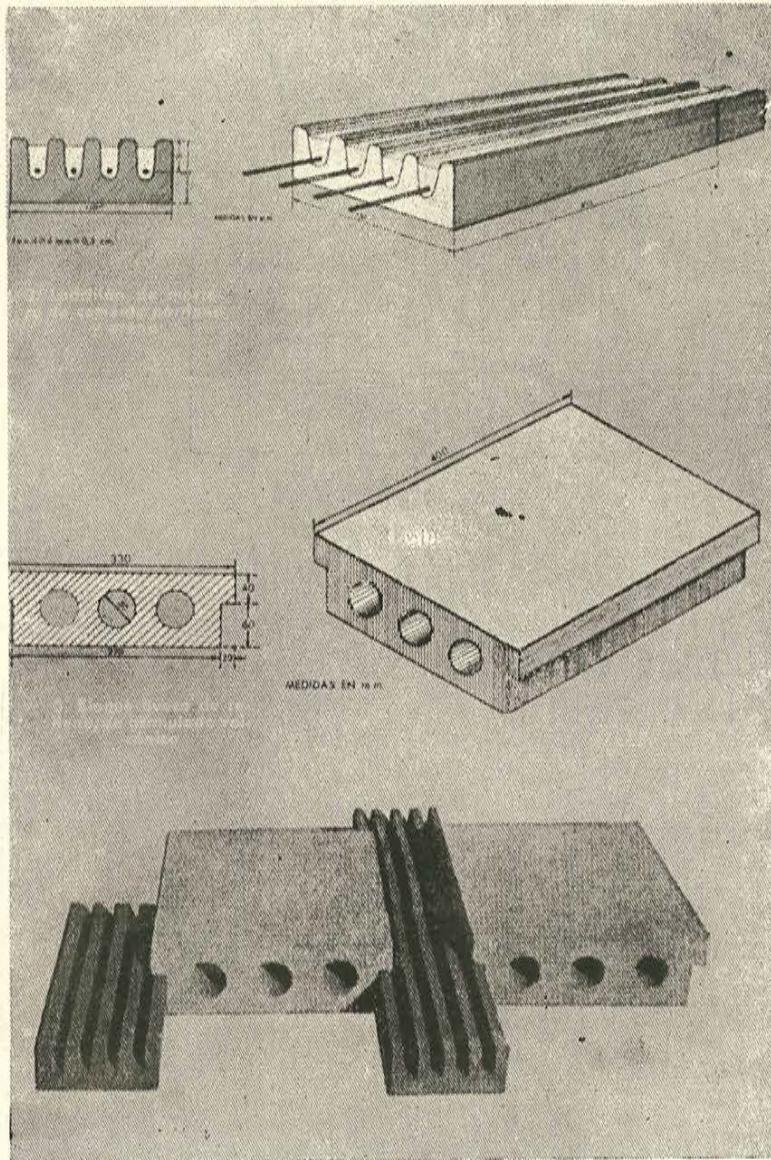


Fig. 6.



Figs. 7 y 8.

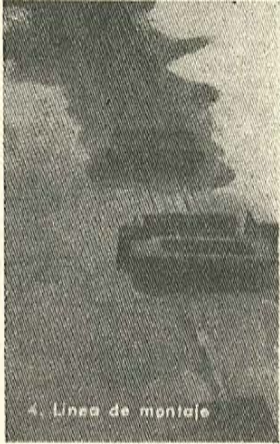


Fig. 9.

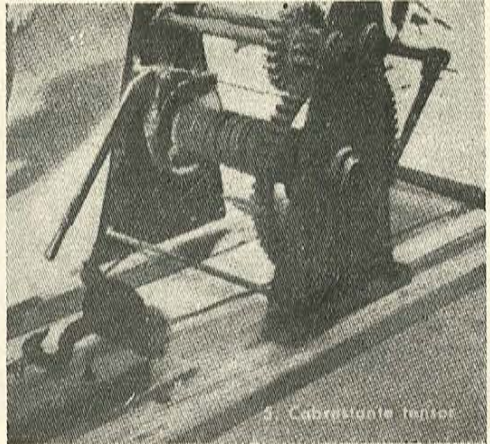


Fig. 10.

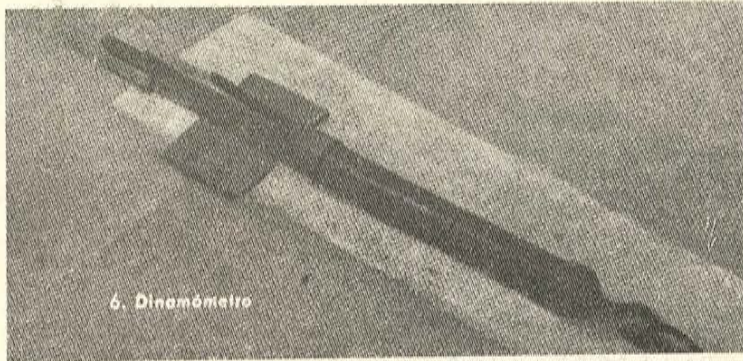


Fig. 11.

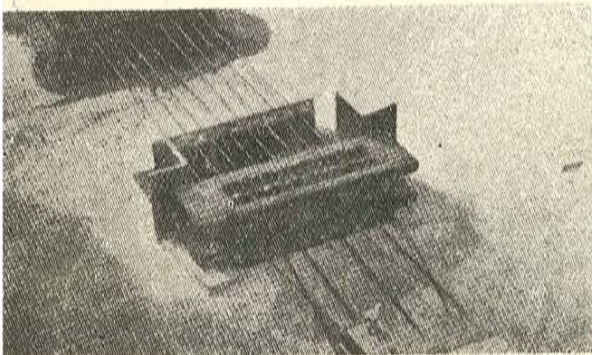


Fig. 12.

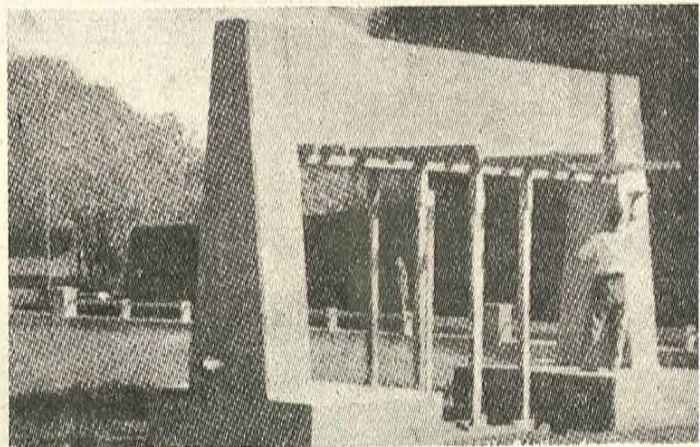


Fig. 13.

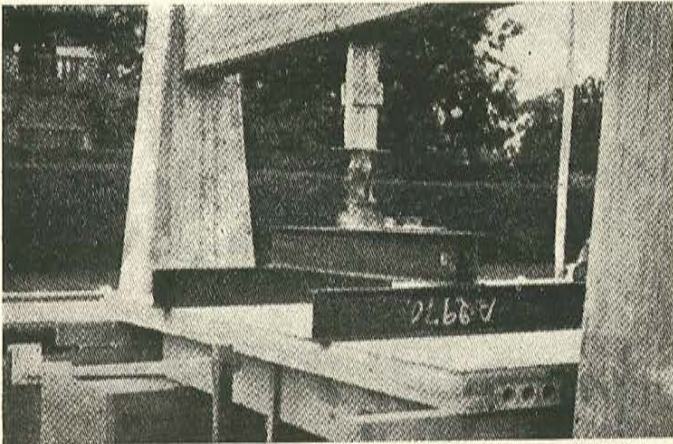
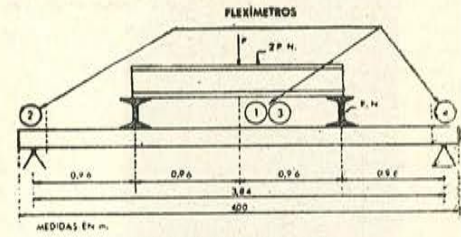
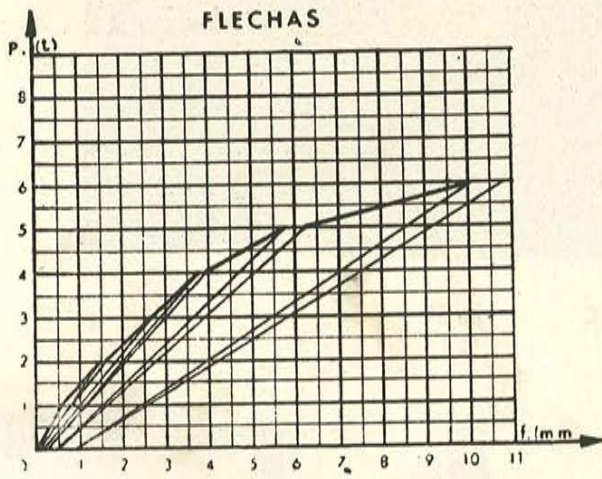


Fig. 14.



18. Esquema del dispositivo de carga

Fig. 15.



19. Flechas en el centro del entrepiso

Fig. 16.

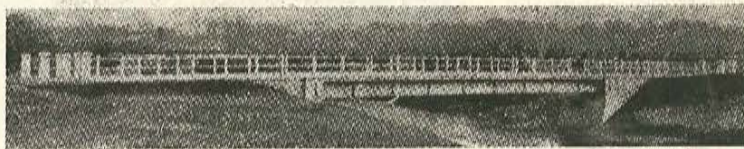


Fig. 17.

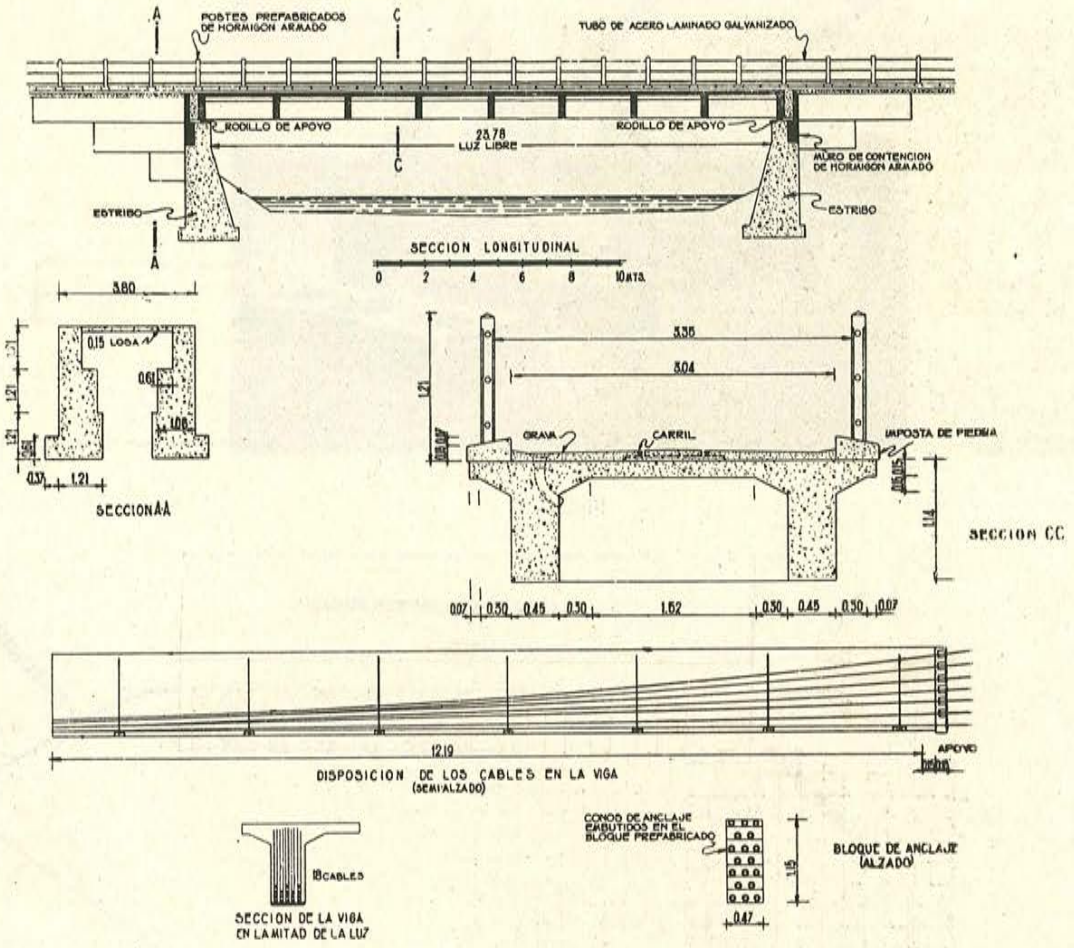


Fig. 18.

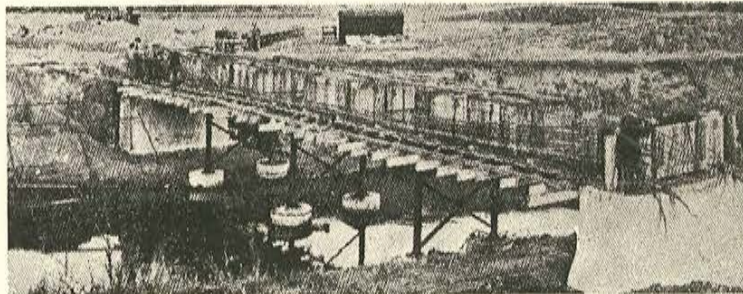


Fig. 19.

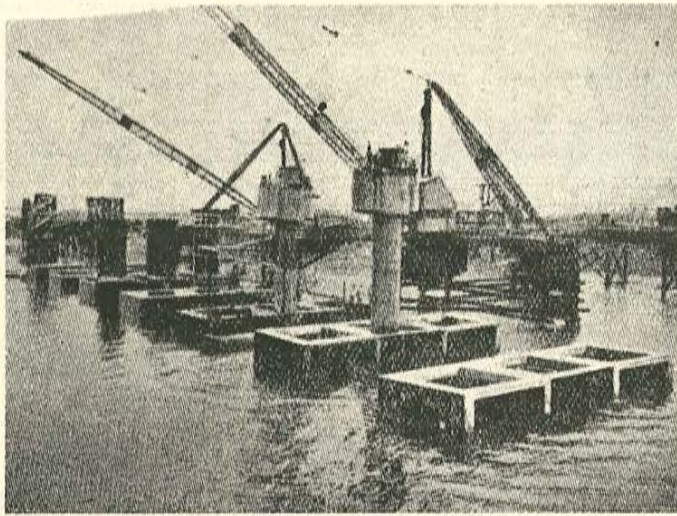


Fig. 20.

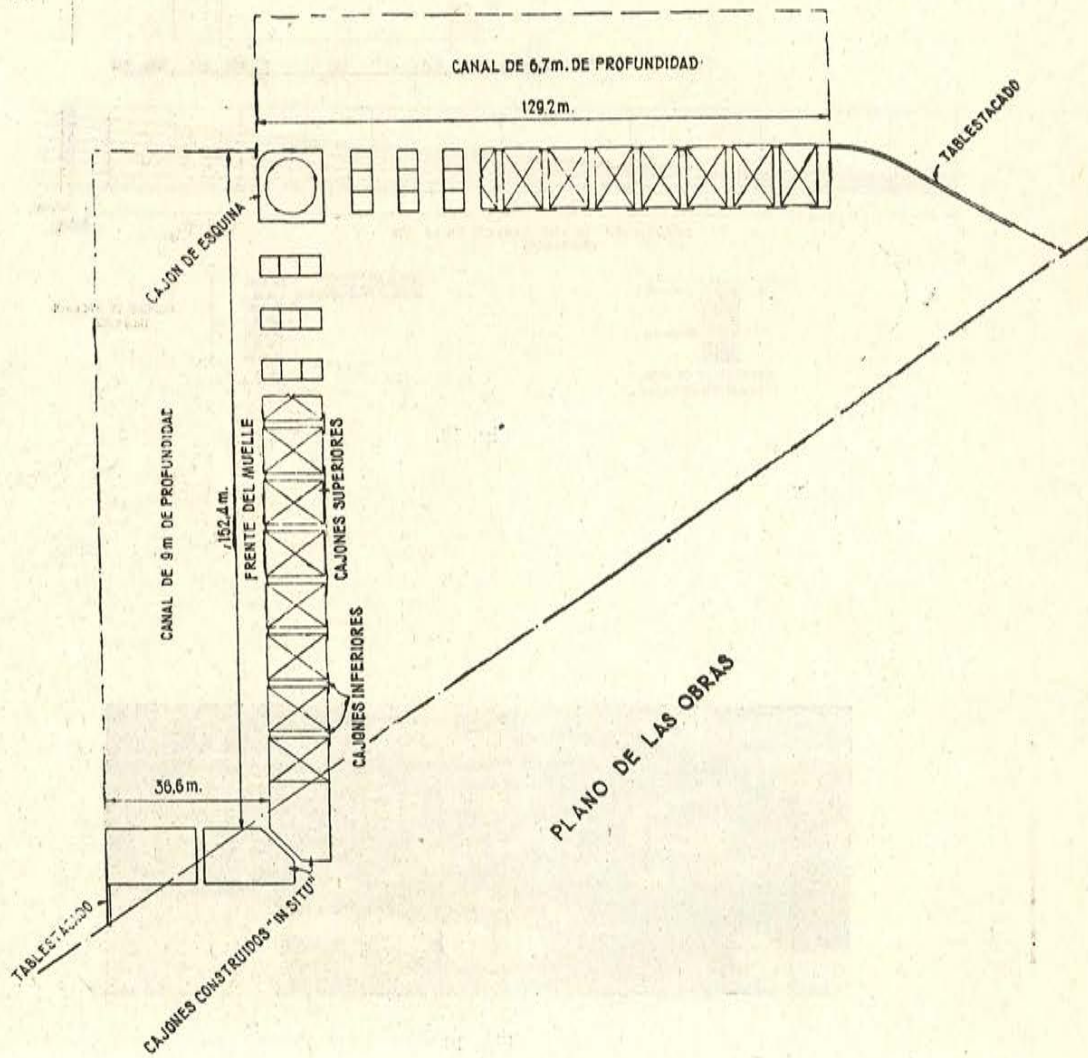
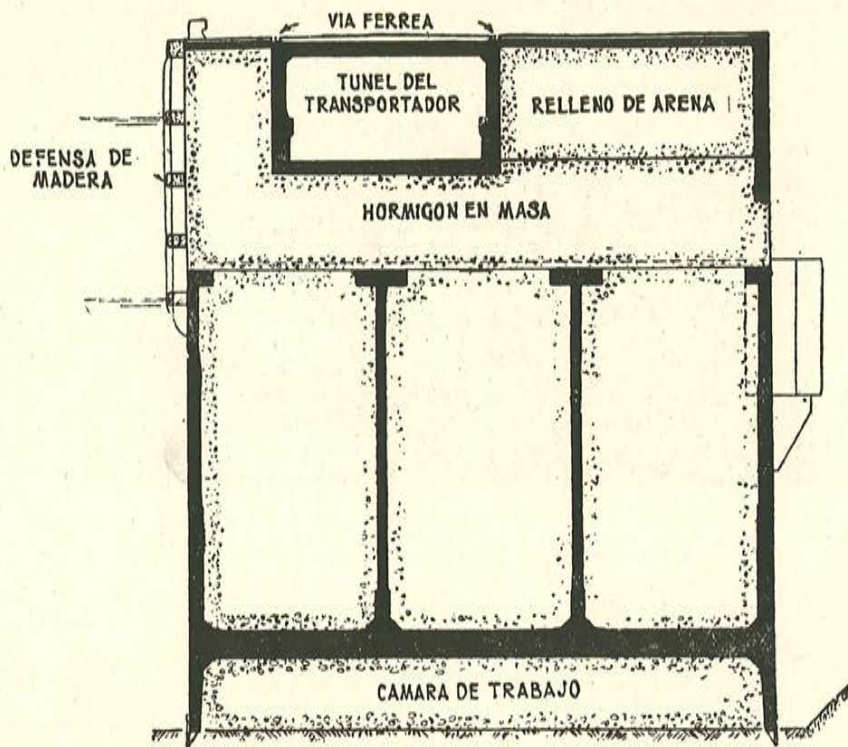


Fig. 21.



SECCION DEL MUELLE DE 152.4m DE LONGITUD

Fig. 22.

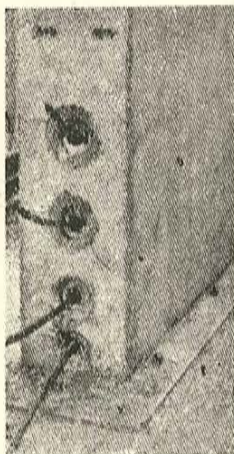


Fig. 23.

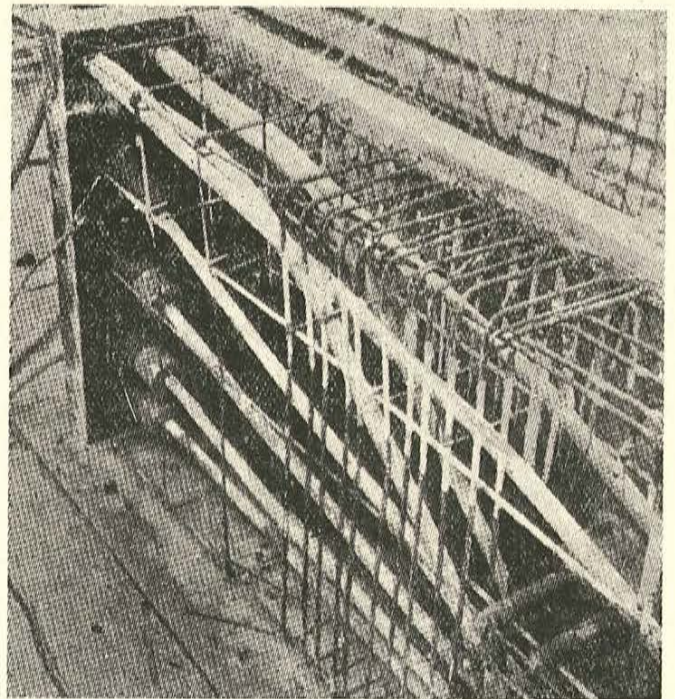
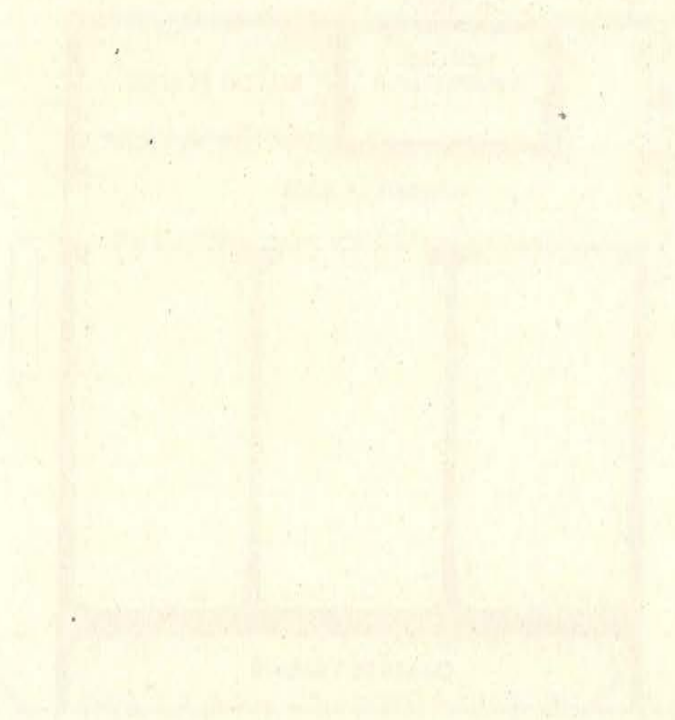


Fig. 24.



Faint, illegible text or markings located below the red stamp.

