

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

ULTIMOS AVANCES
Técnicos en Estructuras
Hormigén Pretensado
Boletin de circulación limitada
Nº. 8

NW-1951.

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

INDICE

457-7-2	Anclajes por adherencia Pa	ig.
	Ensayos de un tipo de forjado de hormigén pretensado "	
591-0-4	La nueva arquitectura de hormigón protensado "	. ,
591-2-7		
591-9- 5	Cajones de hormigén pretensado, para los muelles de gran calado de Leith	
837-0-1	Patentes relacionadas con el hormigón protensado "	
	Empleo de tubos de caucho en el hormigen pretensado. "	

NOTA:

El Instituto, una de cuya finalidades es divulgar los traba jos 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 tésis e: puesta

* * * *

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

457-7-2 ANCLAJES POR ADHERENCIA

(End anchorage and bond stress in prestressed concrete)
Autor: G. Marshall

Do: "MAGAZINE OF CONCRETE RESEARCH"

Durante unos diez años, se han realizado en los Laboratorios de Ingenieria Civil de la Universidad de Loeds, diversas inves tigaciones 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 de terminar las longitudes de anclajo precisas para asegurar una perfecta adherencia entre los alambres y el hormigón. De ellos se dedu ce, que la longitud inicial de anclaje para alambres de 5 mm de dia metro, sometidos a una tensión de 110 Kg/mm2. es de unos 125 diâmetros (62,5 cm.) y para alambres de 2 mm. de diâmetro, tesos a 157,5 Kg/mm2., de unos 60 diâmetros (12, cm.).

Estos valores son aplicables solamente a hormigónes de buona 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 recomiende emplear dispositivos especiales de anclaje cuando se utilizan alambres de 5 mm. de diâmetro, o más, como armaduras de piezas cortas de hormigón pretensado.
Si, por el contrario, se emplean alambres de 2 mm. de diâmetro, pue
de confiarse en el simple anclajo por adherencia en las secciones es
tremas.

INTRODUCCION

El hormigón protensado, 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 estes es el relativo a los procedimientes utilizables para transmitir el esfuerzo de pretensado desde los alambres al hormigón. ¿Debe confiarse exclusivamente en la adherencia entre ambos 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 frio, de alta resistencia, de más de 1,5 cm. de diâmetro, ancladas en los extre—mos de las piezas mediante dispositivos mecânicos.

Sin embargo, cuando se empezaron a utilizar los alambros de acero estirado en frío, de menos de 6 mm. de diâmetro, y se vió que una longitud extraordinariamente pequeña bastaba para transformir una tensión de 140 Kg/mm², se pensó que, la adherencia del homigón, habria de ser suficiente para transmitir la totalidad de los esfuerzos de pretensado.

El optimismo de algunos ingenieros al asegurar que mende 20 diâmetros garantizaban un anolaje perfecto, se basaba en su
creencia de que, además de sus mejores cualidades adherentes, los
lambres de pequeño diâmetro gozaban de la propiedad de que, al sol
tarlos de los aparatos de tesado, se dilataban radialmente en los
extremos libres, en virtud del efecto de Poisson, por lo que se for
maban una especie de cuñas que favorecian 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 ejem plo, en las prescripciones suizas "Vorgespannter Beton" (*), se recomienda emplear, como máximo, alambres rectos de 2 mm. de diámetro por los cuales, la longitud de anclaje en el momento de soltar la armadura, se fija en 80-100 diámetros, aumentando posteriormento, a cau

^(*) Bericht Nº 155. Eidgenossische Materialprufungs und Versuchsen stalt 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 anolaje.

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 x 10⁻⁴.

Las distancias entre los testigos colocados en el hormi - gón, todo a lo largo de las probetas, se midieron con un microsco - pio móvil, con una aproximación de 1/4.000 mm. Las lecturas se hicie ron antes de soltar la armadura e inmediatamente después de soltar, repitiéndolas, posteriormente, varias veces más, con distintos in - tervalos 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 deformaciones del hormigón en las probetas armadas con alambros de 5 mm. de diâmetro. Se vé que las deformaciones aumentan muy rapidamente al principio y con más lentitud 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 diâmetro y en ella se observa una diferencia esenciâl respecto a la anterior. Las deformaciones alcanzan râpidamente
un valor constante. La longitud requerida para, por adherencia, tras
mitir enteramente al hormigôn la tensión del acero, no puede estimarse 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 diâmetros (12 cm) al día si
guiente de soltada la armadura y 90 diâmetros (18 cm) al cabo del
año.

Gráfico de deformaciones del acero

Para poder medir las deformaciones del hormigón y al mismo tiempo las de los alambres de 5 mm. de diâmetro, 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 modificaban 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 so habia terminado uno de estos, se averió el vibrador y como el cento empleado era muy aluminoso, el hormigón fraguó rápidamente por el que, al aplicar de nuevo el vibrador, una vez reparado, al otro entremo, su efecto fué casi nulo, quedando el hormigón en peores condiciones.

Este suceso fortuito, indica con toda claridad lo que pode ocurrir en la práctica. Resulta evidente que deben utilizarse o incamente hormigones de buena calidad pues, de lo contrario, una guan 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. 6 125 y 150 diâmetros. Debe hacerse notar que solamente es precis la mitad de esta longitud para transferir el 80 % del esfuerzo total de pretensado. En el extremo deficiente, la longitud de anclaje, es, appoximadamente, de 400 diâmetros.

Consideraciones teóricas

Del estudio de la distribución de la tensión de adherecia a lo largo de las probetas, se saca la conclusión de que, una distribución lineál, implicaria 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 mós 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 aqui 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 pued tomarse, con bastante aproximación igual a 7 Kg/cm².
- 29) Rozamiento originado por la presión que ejerce el hormigón so bre el acero, a consecuencia de la retracción de aquel.
- 3º) Rozamiento adicional debido a la dilatación radial de los extremos de los alambres, que da lugar al efecto de acuñamiento.

La relativa importancia de estos tres factores, es dificil 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

- > = distancia en cm. a un punto cualquiera, medida desde el extremo libre.
- d = diametro del alambre, en cm.
 - fi= tension de adherencia en el extremo libre
 - h= tension de adherencia en el punto >
- Variación en la tensión de adherencia, para el incremento ()

 1 tensión del acero en el punto >

 δf_5 = variación en la tensión del acero, para el incremento $\delta > \Delta_4 C$ = constantes.

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

$$\frac{\delta \delta b}{\delta \delta s} = \text{constante} = A \tag{1}$$

.Considerando ahora un incremento δ_{\wp} :

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

Es decir:

$$\delta f_5 = \frac{\pi d^2}{4} = f_b \delta \rho \pi d \tag{2}$$

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

$$\frac{\delta f_b}{f_b} = \frac{4\Delta}{d} \delta \varphi \tag{3}$$

que al integrar se transforma en:

6 bien:

donde B y C, son constantes de integración

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

Por otra parte, el incremento de la tensión residual del acero a lo largo de un incremento $\mathcal{S}_{\mathcal{P}}$, debe ser igual a la tensión de adherencia multiplicada por el area de la superficie, o sea

$$\delta f_s \frac{\pi d^2}{4} = f_i e^{\frac{4a}{d} \omega} \pi d\delta \omega \qquad (6)$$

de donde:

$$\delta f_{5} = \frac{4 f_{i} e^{\frac{4 a}{d} \varphi}}{d} \delta \varphi \tag{7}$$

e integrado, queda:

$$\delta_{s} = \frac{4 \int i}{d} \left[-\frac{d}{4a} e^{\frac{-4a}{d}} \right] + C \tag{8}$$

y por lo tanto:

$$f_8 = -\frac{f_i}{a} e^{-\frac{4a}{d}} + C \tag{9}$$

Cuando p = 0, $f_5 = 0$ luego $C = \frac{f_1}{a}$, valor que, introducido en (9) da:

$$S_{s} = \frac{\delta i}{a} \left[1 - e^{\frac{4\alpha}{d} \varphi} \right] \tag{10}$$

y par consiguiente:

$$J_S = J_{\text{max}} \left[1 - e^{\frac{4a}{\sigma}} \right] \tag{11}$$

siendo fmax. 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 ex tremo 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 pués, para hacerlo, hubiese sido preciso realizar varias lecturas en los últimos 2,5 a 5 cm., cosa impractica ble por lo que a las deformaciones del acero se refiere, ya que habria que quitar tanto hormigón, para dar libertad de movimiento a los testigos, que se anularia la adherencia.

La tensión de adherencia para alambres de 5 mm. de diáme - tro, será entonces

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

Distancia () 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	3.6,5	16,9	8,6	4,2	0

Se vé que para valores pequeños de la tensión de adheren - cia hay alguna discrepancia, lo que es lógico ya que la ecuación nun ca 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 ma que la tensión del acero se transmita al hormigón, viene dada por φ en la ecuación:

Sb = 74,5 e-0,058 p

Para un valor $f_b = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$, la longitud de anolaje es 86,2 cm. Para $f_b = 1 \text{ Kg/cm}^2$, $\gamma = 74.5 \text{ cm}$. y para $f_b = 1.5 \text{ Kg./cm}^2$, $\gamma = 67.5 \text{ cm}$.

En los casos corrientes en los que el valor aproximado de \$\int_{\text{b}}\$ es 1,5 Kg/cm², se puede deducir \$\text{con}\$ 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 ten sión de adherencia conserva la misma forma, pero se desplaza a lo la go de la probeta, quedando en el extremo un trozo en el que no existe te tensión residual, ni de adherencia.

Seria preciso realizar nuevos ensayos para estudiar los o fectos:

- 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 diametros de los alambres de la armadura.

La formula para obtener la tensión residual, (ecuación 19 es muy parecida a la dada por el Dr. Mautner(*).

$$t_{x} = t \propto \left[\ell - e^{-\alpha(n-\nu)} \right]$$

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

on la cual: tx= tensión inicial dol acero

- n = longitud a lo largo de la cual se producen deslize...
- p = distancia dosde la sección en la que el deslizamien to es igual a cero
- α = constanto 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 incluído 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 adherencien encontradas. La máxima tensión de adherencia medida, fué unos 16 m cm² mayor que, la correspondiente al hormigón armado corriente, cual varia entre 42 y 45,7 kg/cm².

La longitud de anclaje inicial para un alambro de 5 mm. comotido 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. do diámetro en estructuras de pequeña longitud, emplear algún dispositivo especial de anclaje. Si se confia exclusivamente en la adheren cia, 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 momen to flector que actúa sobre ellas.

Landen a see a

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

* * *

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

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, constituído 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 maquina del tipo Amsler y para efectuar las pruebas del forjado ha sido pre ciso construir un pórtico de hormigón armado.

Para aplicar las cargas concentradas, sobre el conjunto a en sayar, se colocaron dos P N doble T, que transmitian 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 prefabrica - dos, de secciones relativamente reducidas, con grandes economías de a cero.

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 Rōs. Se le conoce en Italia con el nombre de "Biarmato", 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) hormigôn 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 forja do corriente nervado, en el que se sustituye la armadura por viguetas pretensadas, obteniendose las siguientes ventajas:

- eliminación total del encofrado
- sonsible disminución del apuntalamiento
- gran economia de acero
- rapidoz de montaje

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

yadas en los muros de carga o en vigas, según los casos, separadas en tre si 45 cm. y se las apuntala 1,50 m., para evitar flechas excesi - vas, ya que son sumamente elásticas. Luego se colocan los bloques hue cos entre dos viguetas consecutivas y una ligera armadura de distribu ción; por último se vierte e iguala el hormigón que forma los nervica y la losa superior.

Las viguetas pretensadas se construyeron con bloques prefabricados con un hormigón constituído por cemento y arena cuya dosificación en peso es de relación 1:3. Estas piezas, cuyas característi cas 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 desificación 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 tota lidad con mortero, dejando 1 cm. sin recubrir. Ello tiene por objet 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 tor nillos de las cabezas de anclaje, para transferir la tensión de la armadura a la pieza en forma lenta y progresiva. Para obtener las vi - guetas de la longitud requerida es suficiente cortar la armadura en los lugares fijados.

So ha utilizado un dispositivo de montaje de 21 m. de longitud (fig. 9) que permite la preparación simultênea de dos serios 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 unicamente 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 so de superficie rugosa. En las experiencias realizadas se utilizó alambre de acero especial, de 4 mm. con entalladuras superficieales y de

las siguientes características:

Resistencia a la tracción $G_z \cong 18.900 \text{ Kg/cm}^2$ Limite aparente de elasticidad $G_s \cong 16.800 \text{ Kg/cm}^2$

al cual se le tesó a 12.000 Kg/cm^2 o sea de 0,125 x 12.000 = 1.500 Kg. por alambre.

Ahora bien, una vez transmitida la precompresión a la vigue ta la tensión de 12.000 Kg/cm² 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. Con el sistema Stahlton, permiten deducir que la pérdida de tensión el la armadura, debida a los factores citados para el caso en estudio, es del orden de los 2.000 kg/cm². Por lo tanto, al calcular la compresión en la vigueta, sólo se consideró una tensión en los alambres de 10000 kgs/cm², o sea un esfuerzo total por alambre de 0,125 x 10.000 = 1250 kgs.

cada vigueta lleva 4 alambres, y como en sección transversa incluyendo el mortero de relleno, es de 90 om2. (15 x 5) resultó una precompresión de

$$G_b^{\nu} = \frac{4 \cdot 1250}{90} \cong 56 \text{ Kg/om}^2$$

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

Se fabricaron viguetas de 4 m. de longitud, destinadas al mor taje del forjado de pruebas, y de 1,20m. para ser ensayadas individual mente a la flexión.

Ensayos preliminares

Se probaron primeramente tres viguetas de 1,20 m. de longitud en una máquina universal Amsler. 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 modia do rotura fué do 915 Kgs. a la que correspon de un momento en el contro de la vigueta de 11.580 Kgs/cm.

El cálculo teórico del memento de retura se efectuó de acucar de 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 límito de μ_o , para que en el instante de retura trabajon simultáneamente el hormigón a una tensión igual a $K_b y$ el acoro a G_5 de $\mu_o = 0.00308$, para el case analizado.

Como al ofoctuar ol ensayo, el valor de la tensión K, del hormigón de las viguetas, fué aproximadamente i ual a 400 kg/cm², el momente teórico de retura resultó ser de 10.800 kgs. Puede aprociarse que este valor concuerda con el del ensayo dentre de un 5 %, le cual, es perfectamente admisible.

Duranto el ensayo, pude aprociarse el comportamiento perfectamente elástico de la vigueta, pues desaperecieron las grietas completamente al retirar la carga que hizo aparecer las primeras fisuras.

Ensayo del forjado

La pruoba principal so realizó con un forjado de 3,85 m. de luz entre apoyos y 1,47 mm. de ancho, constituído 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 portido de 4,50 m. de luz libre interior, 2 m.— de al tura y capaz de rentir a la retura 30 t. concentradas en el contro del dintel. El pórtido es autocquilibrante, 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 de P.N. doble T que transmitian la carga a etros des 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 fleximetros 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, prescindiendose exprofeso de la coloca - ción de estribos y barras de repartición y poniendo los bloques de relleno de modo que existiera coincidencia de juntas con las de los blo - ques de forjado, cuando en la práctica se acostumbra a colocarlos alternados.

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

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

Flocha Flecha Carga Carga Flecha Flecha Carga Carga mm. t mm. t t t mm. mm. 6,00 0,25 10,10 1,53 0 0,25 2,00 0.25 0,92 3,90 0 2,67 4.00 3,00 1,00 0,60 10,83 6,00 5,75 0.10 5,00 1,45 0 2,00 7,00 0,50 0 2,66 3,00 0,05 0 6,23 8,40 5,00 3,80 1,00 0,80 4,00

TABLA I - Cargas aplicadas y flechas en el centro

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 agotamien to 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:

O; = tensión en el borde inferior

I x = momento de inercia respecto al eje neutro

= 21.700 cm4 para todo el ancho del forjado

Vi = distancia del eje neutro al borde inferior

= 9,75 cm.

 G_{b}^{V} = precompresión de la vigueta

 $= 56 \text{ Kg/om}^2$

M = momento flector

debe tenerse

$$\sigma_{t} = \frac{M}{I_{xa}} v_{i} - \sigma_{b}^{v}$$

que permite deducir el momento útil.

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

Mutd = 1,25 tm.

y a una sobrecarga admisible de 175 Kg/cm2.

En consecuencia la seguridad a la rotura fué de

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

siendo

 G_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:

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

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

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

Conclusiones

Los resultados de los ensayos concuerdan con los realizados por el profesor Rôs, 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.

- Instituto Técnico de la Construcción y dol Cemento -

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

(The new erchitecture of pre-stressed concrete)
Autor: L. W. Elliott

Do: "BUILDING DIGEST"

SINOPSIS

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 hormigén armado fué muy lente, debido, principalmente, a que por ser aún muy rudimentario el conocimiento que de las características de este nuevo material se mia, se consideraba que deberia comportarse análogamente a los etros interiales anteriormente utilizados, concretamente los metálicos, concepto to 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 econômica y razonable y ampliar considerablemente su campo de aplicación.

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

A pesar de todo ello, y después de numeroses estudios, treba jos e investigaciones se ha llegado al perfecto conocimiento de sus pe sibilidades, sus aplicaciones se hicieron cada vez más numerosas y, día, la popularidad de que goza como material de construcción es inn gable.

Más a pesar de ello, siempre que se utiliza el hormigón ar do, 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 est dificultades y como resultado de ellos se llegó al conocimiento del l migón pretensado, de características fundamentalmente distintas del terior, e intermedias entre las del acero y la madera.

La moderna técnica del hormigón pretensado, ha abierto un plio campo a la iniciativa del ingeniero y del arquitecto, y las ven jas 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 posteriormento 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 ej plo las traviesas para lineas férreas y las torres de transmisión.

Como elemento constructivo, en la actualidad, el hormigón p tensado se emplea principalmente, en edificios industriales de grande luces, en forma de vigas y cerchas o armaduras de oubierta que resul tan 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 com prende los forjados constituídos por un entramado forjado por vigue — tas de hormigón pretensado, generalmente prefabricadas, que se completan con bloques cerámicos huecos. El segundo lo integran los forjados construídos 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 canalones de desague, 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 intere - santes 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 econômica. En Francia, se han construído 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 ca racterizan por su poco peso, y una buena resistencia a compresión. E cambio su resistencia a tracción, es muy pequeña. Teniendo en cuenta e tas 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 grandos ventajas. Así por ejemplo, podrias obtenerse paredes de ladrillos de vidrio, pretensados, muy adecuadas a los nuevos estilos arquitectónicos. Por otra parto, 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 estan 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 economias 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 economias 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"

SINOPSIS

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

En Denton, cerca de Manchester, se ha construído, reciente mente, 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 ca miones de hasta 10 T.

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

La estructura, construída "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 vá armada por 18 cables constituídos y tesos por el método Freyssinet, los cuales originan en el homigón un estado tal de tensión que no se producen en él tracciones be jo las cargas de trabajo. El pliego de condiciones, exigia para este material, una resistencia mínima en probeta cúbica, a los 28 días de 420 Kg/cm² Dicha resistencia, fué gonoralmente excedida a los siete

dias.

Las vigas so 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 tosado de los cables se utilizaron dos gatos de doble efecto tipo Freyssinet, que entraren 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, invirtiéndo se en el total de la operación, cinco días. Al terminar el protensado a 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 estribos y otras armaduras secundarias, necesarias para asegurar 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 tructura y de la placa del tablero de puente. R.P.A.

* * * *

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

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

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

de: THE INDIAN CONCRETE JOURNAL

SINOPSIS

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 estan 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 triângulo rectangulo cuya hipotenusa es la linea de costa existente, penetrando el ver tice 122 m. mar adentro (fig. 21). La superficie de mar comprendida en di cho triângulo va siendo desecada a medida que las obras avanzan y en ello se construirá un nuevo molino harinero, con silos, almacenes y otros ed ficios auxiliares. Como preparación para las obras actuales, ha sido preparación para la preparación paración para la preparación paración ciso realizar importantes trabajos de dragado para preparar el terreno de asiento de los muelles y habilitar en sus proximidades sendos canal de 9 y 6,7 m. de profundidad donde puedan atracar los barcos. Los mue lles, una vez terminados y vistos desde mar adentro, tendran la aparier cia de una superestructura maciza de hormigón de 5,5 m. de alto, con ... muelle de protección de 13,7 m. de ancho. Cuando esté baja la marea, verá la parte superior de la infraestructura, y aparecerán una serie pilas de 4,5 m. de ancho colocadas a 10,7 m. de distancia entre ejes (f. 20).

En la superestructura del muelle de 152,4 m. se está constr yendo un tú nel provisto de un transportador de correa, con el fin d facilitar la descarga de los barcos con cereales que en él atraquen. La obra se completará con la colocación de defensas de madera, bolar dos y norays, calzadas con pavimento de hormigón, desagues y demás ser vicios 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 s empezó en seco sobre una grada en la cual se construyeron las delgada pero fuertemente armadas, paredes de los cajones de hormigón, descan sando sobre uno de sus costados. La grada tenia la suficiente longitu para poder realizar simultáneamente la construcción de varios cajones colocados en hilera.

Cuando el primer cajon estaba terminado, se lanzaba al agua los demás se corrian a lo largo de la fila y se iniciaba la construcción de uno nuevo en el espacio libre del fondo de la hilera. Estos cijones, 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 tenia y convenientemente preparado medianto una draga.

Entonces, se ponia el cajón en posición vertical, llenando de agua el tanque flotante y retirándolo y luego se sumergia cuidadose mente 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 câmara de trabajo, con el fin de que pudieran introducirse en ella los operarios para nivelar el cajon, excavando bajo sus bordes afilados. Una vez extraído todo el tarquin o mate-

rial pobre de cimentación, se rellenaba de hormigón a presión la câmara 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 remalcadas 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 me dios, la formación de grietas en el techo y paredes de la camara de tra bajo. La presión ejercida por el aire inyectado en el interior de di -cha camara y la del agua sobre sus paredes, podian determinarse con to da exactitud. Igualmente podia 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 in teriores y exteriores, en el caso más desfavorable. Si los bordes afilados del cajón, que se clavan en el terreno, tropiezan en algunos pun tos 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 longitu dinales, empleadas normalmente para prevenir la comba en las estructuras flotantes de hormigón armado, no proporcionaban, en este casso, 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 des criben, se sustituyeron las armaduras longitudinales corrientes, de redondos de acero dulce, por otras de alembres de acero de alta resistencia, prete sos.

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 diá metro 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 do ble efecto característicos de este sistema y se fijan, introduciendo en las cavidades cónicas antes mencionadas, unas cuñas especiales de horgón endurecido. Finalmente, se rellena el hueco central de cada cable con un mortero fluído inyectado a presión.

Cada uno de los cables, que pesa unos 2 Kg/m.l. equivale a dorredondos de 3 cm. do diâmetro. 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 domoras en la terminación de las obras, el primer trozo del muelle adyacente a la costa, se construyó "in situ", el tando integrado por tros 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 au xiliar de 36,6 m. de longitud, construído con vistas a la futura amplia ción de la muralla del de 152,4 m., cuyo primer trozo está constituído por el tercer cajón (Fig. 22)

En la unión de los dos muelles principales, se colocó otro c jón 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 sup rior sobresale por encima del nivel de las aguas. Teniendo en cuenta la grandes dimensiones y, por consiguiente, el enorme peso de este cajón d hormigón armado, fué preciso construirlo también por sucesivas etapas, sobre una primera base flotante. Los 4,5 m. inferiores, en los que va i cluída la cámara de trabajo, se construyeron en tierra, con estructura de acero y formaron la base flotante sobre la cual se realizaron las po teriores etapas de hormigonado. R.P.A.

* * * * *

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

837-0-1 PATENTES RELACIONADAS CON EL HORMIGON PRETENSADO

(Patents Relating to Prestressed Concrete)
Autor: Curzon Dobell

Do: "JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE"

SINOPSIS

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 paísos se han concedido en relación con el hormigón pretensado, explicandose al propio tiempo las características fundamentales de los precedimientos de fabricación más importantes protegidos por las referidas patentes.

INTRODUCCION

Se ha escrito ya tanto sobre el hormigón pretensado, que resulta dificil encontrar un tema original de discusión, relacionado con
esta nueva técnica. Hasta la fecha, so han publicado 43 libros y más de
500 artículos, casi tantos como esta ucturas de hormigón pretensado se
han construído 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 permanen temente 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 mecânica, 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, utiliza ba, 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 circulas. 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 apli. cación científica de este principio, fué la relativa a un procedimiento para enrollar un alambre teso, alrededor del cañon de las piezas de artilleria y crear en él una compresión con el fin de que la tensión o riginada por la detonación y el peso del proyectil a lo largo del cañon no sometiese al metal a carga superior a un limite elastico y capaz, por consiguiente, de producir una deformación permanente de las pare des interiores del cañon. Esta patente data de la época de la guerra ci vil norteamericana y fuô concedida con el número 34.977, a Ostrander, en 1882. A esta, siguieron las patentes números 568.914 a nombre de Mi tler, 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 apl cación. Otra patente análoga pero destinada a otros fines, fuó concedi da 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 aplica ción del principio del pretensado a las estructuras, es interesante ha

cer notar que, contrariamente a la opinión general, muchos de los priros inventores, fueron americanos. Diversos investigadores coinciden
afirmar que la primera patente concedida en el mundo sobre esta materia
fué la norteamericana nº 375.999, solicitada en 1886 y otorgada final mente en 1898 a P.H. Jackson de San Francisco. Esta patente bajo el titulo "Construcciones de piedra artificial y pavimentos de hormigén" d
cribo varios procedimientos para estirar los tirantes situados entre los
estribos de los arcos, por medio de ternillos 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 no ticia alguna. Se referia a la fabricación de unas piezas triangulares, a base de mortero y alambres tesos, con destino a la construcción de suclos de madera.

Existen algunas referencias confusas, en relación con paten tes 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 redu
cir 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 vigua. Las armaduras se hacían rigidas, manteniéndolas en posición mediante una 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 transmitian 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 proponia aplicar un tesado provisional e las barras de la armadura, cuando todavía el hormigón estaba fresco, co 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 tenian un claro concepto de las posibilida. des que ofrece el uso del pretensado para mejorar la estabilidad de les 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 conocimien to de tales deformaciones es un requisito previo indispensable para el éxito en todo proyecto de pretensado. No es posible en este artículo tra tar con el necesario detalle de este fundamental fenómeno que, por otra parto, ha sido detenidamente estudiado por eminentes investigadores tales como Freyssinet, Magnel, Schorer y Crom. No obstante, es preciso se ñalar que, aûn actualmente, existen proyectistas que siguen fracasando en sus intentos de pretensado, por asignar a las armaduras tensiones tensiones de pretensado. bajas que son incapaces de absorber las pérdidas debidas a la retrace y deformaciones lentas del hormigón y conservan todavía una tensión r... sidual suficiente para mentener 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 a hormigón pretensado, es preciso ahora dar un salto de 20 años, desde 1908 a 1928, ya que durante este tiempo, y con una sóla excepción, no a parece registrada ninguna patente ni trabajo científico sobre el particular. Dicha excepción corresponde a un austriaco K. Wettstein que se gún manifiesta en una reciente carta dirigida a la "Asociación Suiza da Ensayos de Materiales" ha venido fabricando en Austria, desde 1919, pla cas de hormigón pretensado armadas con cuerdas de piano sometidas a tensiones muy elevadas. En apoyo de su afirmación cita diversos ensayos relizados en 1924 en la Universidad Técnica de Viena y solicita, como con secuencia, que se reconozca a sus trabajos la debida prioridad sobre lo estudios efectuados por Freyssinet y Hoyer.

Sin embargo, como no aparece registrada ninguna patente a non bre de Mr. Wettstein, parece prudente esperar a que pueda demostrar, de un modo evidente la veracidad de sus manifestaciones, antes de emitir s bre el particular un juicio definitivo y reconocer al citado profesor e 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 dificil 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 ingoniero 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 1º

de Noviembre de 1949, en Inglaterra, con ocasión de una reunión conjunta de la "Institutión of Civil Engineers" y la "Societó des Ingenieurs Civils de France". Las teorías y los procedimientos explicados en dich 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 temar en consideración las deformaciones plásticas. Pero esta fundamental idea pasó desapercibida y casi ignorada, durant varios años, bajo el inocente título de tal patente "pieza de hormigón Armado" que contrasta con los altisonantes de otras mucho menos interesentes. 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 paten te nortegmericana, 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 di cho 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 tuberias, vigas, etc.

Algunos autores sustentan el criterio de que R.E. Dill, de Alejandria, fué el primero en comprender la necesidad de utilizar par 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 el recubrir las barras rescadas que utiliza como armadura, con el fin devitar la adherencia y permitir el estirado de dichos redondos median tueroas provistas de las correspondientes arandelas, que se colocan el 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 mis mas 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 hor migón ya endurecido, fué también la base de las patentes nos 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, simultaneamente, un gran número de delgadas cuerdas de piano a tensiones extremadamente elevadas, apoyando los aparatos de tesar con tra estribos exteriores, independientes de las piezas a fabricar. Una vez tésos los alambres, se vierte al hormigón a su alrededor, en moldes convenientemente dispuestos y cuando la masa está ya fraguada y ha ad quirido 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 defini tivo se confia exclusivamente a la adherencia por lo cual las vigas y placas de hormigón construídas 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 acuer do con el sistema Hoyer, una gran cantidad de placas y vigas de pequenas dimensiones y, posteriormento, se montaron numerosas nuevas fâbricas, 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 nº 2.091.444, para el tesado de re

dondos, por medio de tornillos tensores, alrededor de paredes circulares. Estas armaduras se recubrian posteriormente con una caja de hormi
gón 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 perma nente en el hormigón, lo que le indujo a iniciar nuevas investigacio nes 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 tuberias 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 rectilineas tales como vigas y
placas, son las concedidas en Europa a G. Magnel y "Empresa Blaton-Auber S.A.", de Bruselas. El fundamento del método del profesor Magnel,
aparece ampliamente explicado en su libro "Hormigón Pretensado", publi
cado en 1948. Actualmente, estas patentes se están empleando en la cons
trucción de grandes edificios, hangares, y puentes entre los cuales pu
de citarse el primer puente de tramos contínuos, 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, ven ciendo la resistencia de las barras de la armadura introducidas en su masa, obteniendose de esta manera el dese-ado grado de compresión del

hormigón. M. Lossier, ha publicado numerosos e interesantes artículos acerca de su teoria 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 exeta 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 1932. 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 ma va técnica, el volúmen 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 HORMIGON PRETENSADO

(Use of inflatable rubber tubes in prestressed concrete)
Autor: Editorial

De: "CONCRETE AND CONSTRUCTIONAL ENGINEERING"

SINOPSIS

Se describen, en el presente artículo, unos nuevos tubos de caucho, de procedencia americana, que pueden ser utilizados para la con trucción 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 pue den inflar y desinflar y se utilizan como machos para formar agujeros, y conductos, en el interior de las masas de hormigén, durante su moldeo. Estos tubos, están constituídos por dos copas de tiras de caucho, arrolladas en hélice y armadas con un alambre también helicoidal.

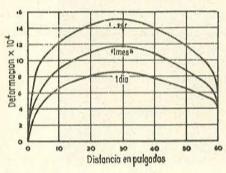
Recientemente, en Francia, M. Proyscinet ha realizado algunos ensayos con el fin de comprobar si los referidos tubos pedian ser
adaptados a la construcción de piesca de hormigón protensado, habiendo
obtenido resultados completamente satisfactorios. Con ellos se puede,
con gran facilidad, formar en el hormigón los conductos por los cuales
posteriormente, se introducen los cables de pretensado. Para los anela
jes y cables tipo Freyssinet, constituídos por 12 ó 18 alambres, son a
propiados los tubos "Ductubo" que, desinflados, tienen 22 mm. de diáme
tro exterior.

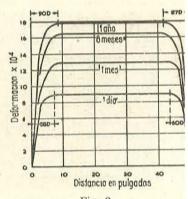
Uno de los ensayos efectuados, se hizo con una viga de 13 T. (Fig. 23 y 24), armada con 39,6 m. de cable de 12 y 18 alambres, que se

moldeó utilizando estos tubos. Los tubos, inflados, se colocaron en el encofrado, sujetándolos con alambres cada 1,20 m. Su rigidez es suficiento para, en dicho intervalo, conservar por si sólos la curvatura y alineación conveniente. En los extremos de la viga se acoplaron a los comos de anclaje, a los cuales atraviesen, formando una junta perfectam te estanca que no requiere la aplicación de asfalto ni masilla de ningua na 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, interarlos de la pieza introducióndose posteriormente los cablos de pretensado, por los conductos dejados en la masa del hormigón por dichos tibos, sin dificultad. R.P.A.

* * * * * *









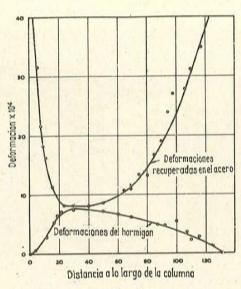
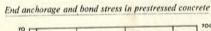


Fig. 3.



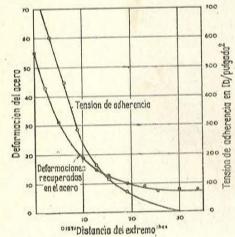


Fig. 4.

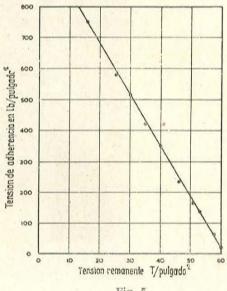


Fig. 5.

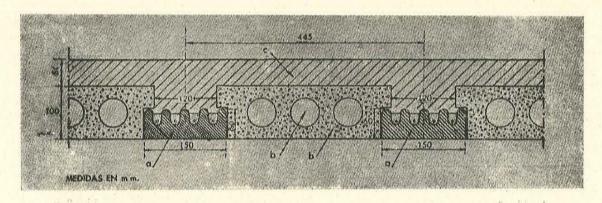
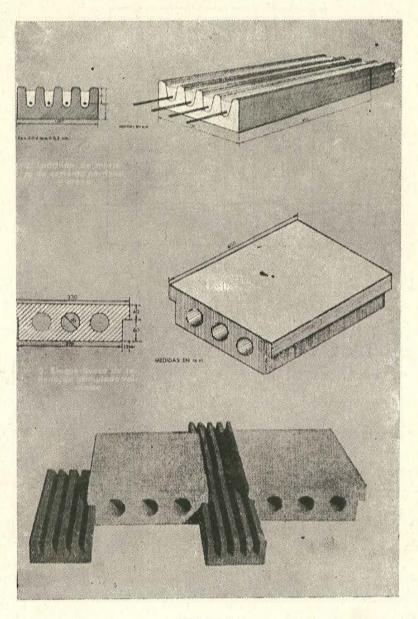


Fig. 6.



Figs. 7 y 8.



Fig. 9.

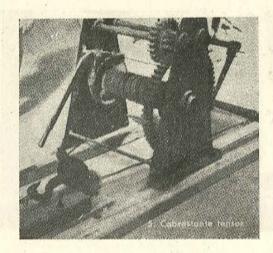


Fig. 10.

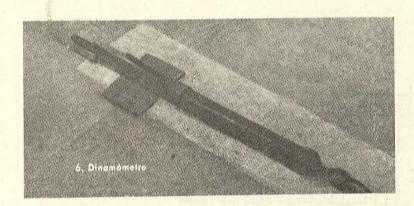


Fig. 11.

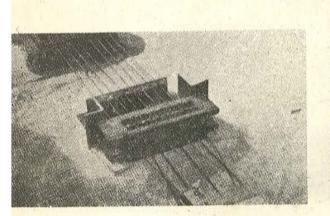


Fig. 12.

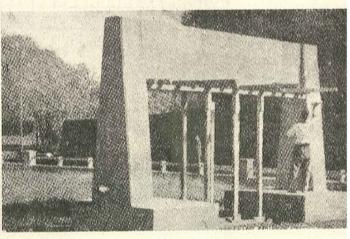


Fig. 13.

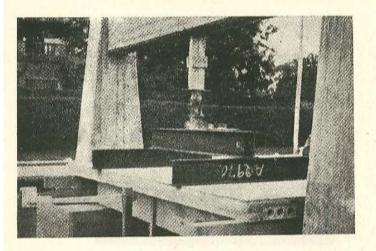


Fig. 14.

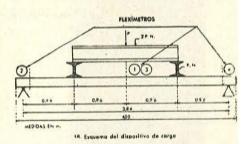


Fig. 15.

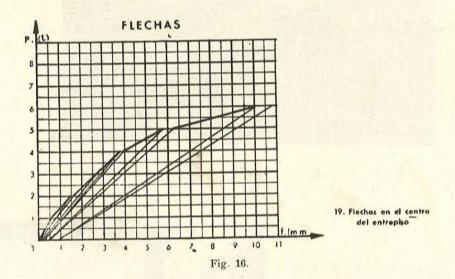




Fig. 17.

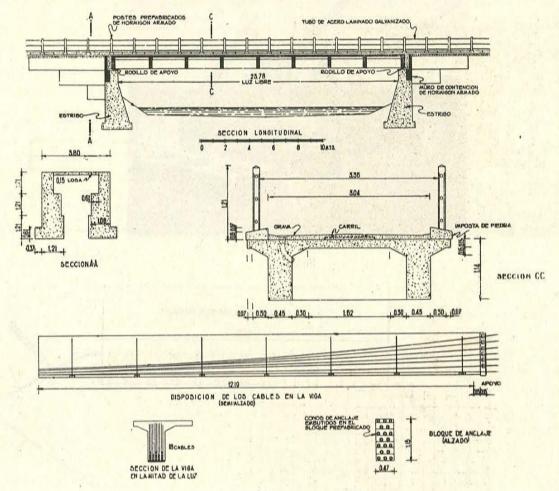


Fig. 18.

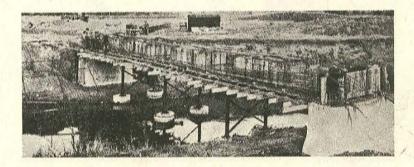
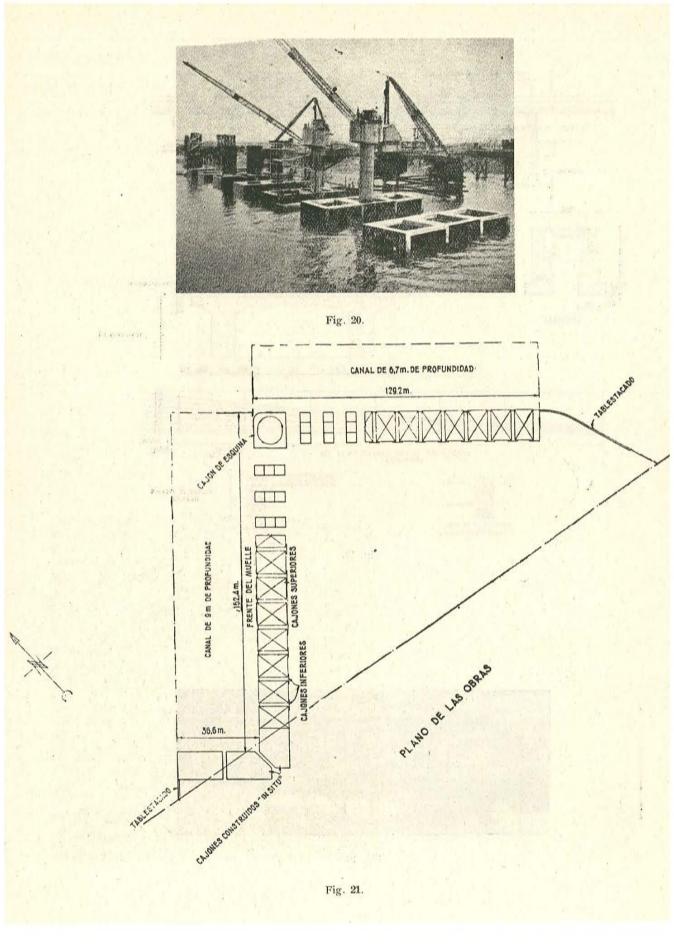
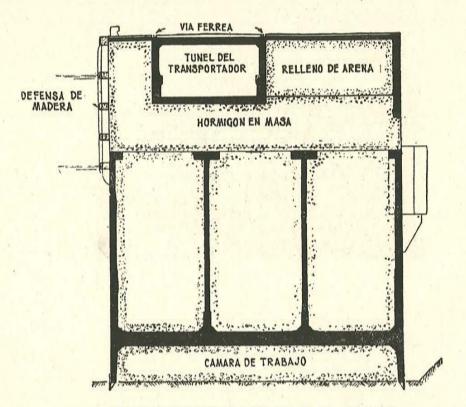


Fig. 19.





SECCION DEL MUELLE DE 152.4m DE LONGITUD

Fig. 22.

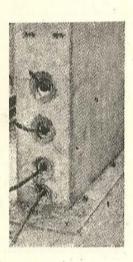


Fig. 23.

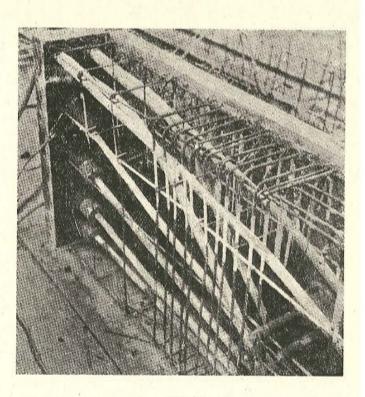


Fig. 24.

