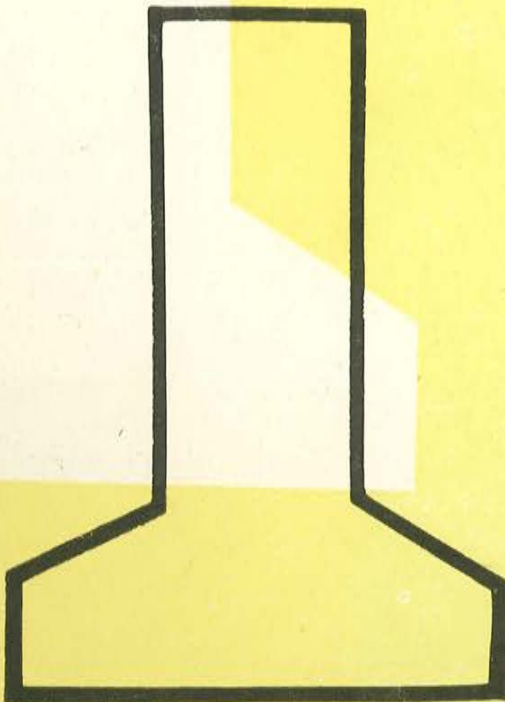
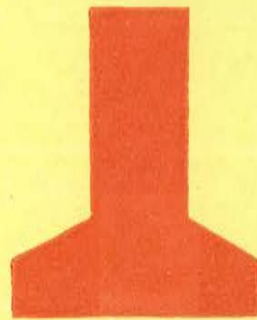


ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 38 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

a

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

ULTIMAS NOTICIAS
Técnicas en Estructuras
Hormigón Pretensado
Boletín de circulación limitada



Nº 38

Mayo-Junio 1957

-- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO --

I N D I C E

=====

457-8-12	1º.- Investigación fotoelástica de anclajes en el hormigón pretensado.- S.P.Christodoulides.	1
457-8-13	2º.- Efecto de la tensión de tesado y cuantía en la resistencia a flexión de vigas de hormigón pretensado.- J.M. Prentis.	11

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 ex puesta.

457-8-12 INVESTIGACION FOTOELASTICA DE ANCLAJES EN EL HORMIGON PRE-
TENSADO

Por S. P. Christodoulides, ingeniero.

Para la investigación de las tensiones alrededor de los anclajes de los cables de vigas de hormigón pretensado, representadas por modelos simplificados, se han empleado métodos normales fotoelásticos bidimensionales. Las tensiones máximas de tracción aparecieron en la línea central del esfuerzo aplicado, separándose las tensiones sobre esta línea mediante las ecuaciones de Lamé-Maxwell. La magnitud y distribución de estas tensiones no coincidieron con las previamente calculadas siguiendo los métodos ordinarios de cálculo.

Los dos métodos actualmente disponibles para calcular los bloques de anclaje de vigas de hormigón pretensado, consideran un sistema bidimensional de tensiones, pero olvidan la presencia de vainas o conductos y la inclinación de las cargas de tesado. El método de Y Guyon se basa en una solución, que no satisface a las ecuaciones de elasticidad; y el debido a G. Magnel, ajusta una parábola cúbica a las condiciones empíricas en la extremidad. Las contradicciones presentes en la práctica sugieren que los dos procedimientos subestiman las tensiones de tracción transversales a las cargas en la extremidad. Estos fracasos se ponían de manifiesto por la aparición de grietas horizontales a lo largo del eje central del anclaje, si se trataba de un solo cable, o en la parte central entre anclajes donde existían más de un cable.

Los ensayos fotoelásticos realizados en Holanda se lleva

ron a cabo creyendo apoyarían los trabajos de Guyon y Magnel, pero resultaron inadecuados a este supuesto comportamiento dentro del campo de una confirmación cuantitativa.

Previamente a una investigación de tipo tridimensional de problema de anclaje en la extremidad, se efectuó una serie de ensayos fotoelásticos bidimensionales. En estos ensayos se investigó, primeramente, un modelo que simulaba a una viga de sección rectangular, pretensada con dos cables cuyos anclajes se dispusieron simétricamente respecto al centroide de la sección de la extremidad. Los resultados de esta investigación no coincidieron con los calculados por los métodos ordinarios empleados para proyectar.

En este trabajo se describe un estudio bidimensional, en el que se han investigado dos modelos fotoelásticos, cada uno de los cuales representa una viga de sección uniforme y rectangular, pretensada con un cable anclado en el centroide correspondiente a la sección de la extremidad de la viga.

El efecto del conducto del cable y la inclinación de éste, únicamente pueden ser considerados en los modelos tridimensionales.

Primer modelo.-

a) Este modelo, fig. 1, presentaba las dimensiones $1 \frac{1}{2} \times 2 \times 0,235$ pulgadas, para la anchura, altura y espesor, respectivamente. Se cargó, centralmente, sobre la cara de $1 \frac{1}{2}$ pulgadas, por medio de un bloque de acero de $\frac{1}{4} \times \frac{1}{4} \times 0,235$ pulgadas que representaba el anclaje. Como se puede apreciar en la figura, la carga aplicada se distribuyó sobre $\frac{1}{6}$ de la longitud de la cara de carga. La cara del bloque que transmitía la carga, se recubrió con papel para asegurarla.

uniformidad de la carga aplicada. La carga se aplicó al bloque por medio de una bola de acero, que se dejaba, parcialmente, en un hueco, semiesférico, practicado en la parte superior del bloque.

En la parte inferior del modelo se colocó una pieza, de igual material, cuyas dimensiones son $1 \frac{1}{2} \times \frac{3}{4} \times 0,235$ pulgadas para la anchura, altura y espesor, respectivamente. Esta pieza servía de soporte del modelo y, además, para repartir uniformemente las presiones ejercidas sobre el modelo. Entre la base de esta pieza y el bastidor del dispositivo que daba los esfuerzos del ensayo, se colocó a la misma finalidad una guarnición de corcho. El modelo, esta pieza y los elementos para la transmisión de la carga se montaron y ajustaron entre los dos brazos del bastidor que suministraba el esfuerzo de ensayo. El material empleado para el modelo es "Araldite B", es decir una resina de fraguado en caliente.

b) Las curvas isoclinas e isocromáticas se establecieron a través del modelo, por observaciones llevadas a cabo en un banco de procedimientos fotoelásticos, utilizando las técnicas normales de fotoelasticología.

Una isoclina es el lugar geométrico de todos los puntos de un material, sometido a los esfuerzos del ensayo, en los que las direcciones principales son paralelas a cierta dirección. Una curva isocromática es el lugar geométrico de todos los puntos de un material, sometido al esfuerzo de prueba, en los que la diferencia de las tensiones principales es constante. En la figura 1 se han representado las curvas isocromáticas, y en la figura 2, a la izquierda, las isoclinas. Partiendo de estas dos figuras se establecieron dos puntos isotrópicos, I_1 e I_2 , en posiciones idénticas, cada uno de ellos en el borde longitudinal del modelo y a $7/16$ pulgadas, aproximadamente

de las esquinas superiores del modelo. En estos puntos, una tensión principal es normal al borde del modelo y, por tanto, las demás desaparecen.

c) En la figura 2, a la derecha, las líneas de las tensiones principales, es decir, las envolventes de estas líneas, se han representado obteniéndolas de las isoclinas. Las líneas de trazo lleno de esta figura son las líneas Q correspondientes a una tensión principal, y las dibujadas con trazo punteado son las líneas P de la otra tensión principal.

De acuerdo con la notación convencional de este trabajo, las tensiones de compresión son negativas, y las de tracción, positivas. La diferencia entre tensiones principales, es decir, $Q - P$, es pues negativa en un punto bastante lejano del borde cargado del modelo para que exista una distribución uniforme, ya que en esta región $P = 0$, Q se halla en compresión. Debido a razones de continuidad, la diferencia $Q - P$ no cambia de signo y, por tanto, es negativa en cualquier parte del modelo.

Las partes de las líneas P del borde longitudinal que se hallan por encima de I_1 e I_2 , se interceptan formando ángulos rectos con las líneas Q. Esto quiere decir que, puesto que $Q = 0$ y como se trata de una tensión normal a un borde libre no cargado, P es positivo, es decir, una tracción. Con un razonamiento similar se puede deducir el resultado general de que las tensiones del borde son tracciones en todas las partes de la cara cargada, a excepción de la parte comprendida bajo la carga. Las tensiones en los límites cambian a compresión en los puntos isotrópicos I_1 e I_2 .

Los resultados se comprobaron utilizando un ensayo independiente, en el que se aplicó el método Sénarmont para compensar y

determinar el signo de las tensiones.

d) En las disposiciones de las isocromas e isoclinas de las figuras 1 y 2 se puede apreciar que, a unas $1 \frac{3}{4}$ pulgadas a partir del borde cargado del modelo, la distribución de tensiones es sensiblemente uniforme, y que, a una distancia aproximadamente igual a la profundidad del modelo, sólo existe una compresión uniforme.

La determinación del retardo relativo en esta región uniformemente solicitada puede servir para obtener el valor de la franja en el material. Para una carga total de 56 libras, el retardo relativo observado en los puntos en que existe un estado uniforme de compresión es de $112/180$ de longitudes de ondas, lo que da para el valor de la franja en el material:

$$f \approx 60 \text{ libras/pulg}^2 / \text{franja/pulgada.}$$

El valor de la franja en el modelo es, aproximadamente:

$$\approx 60/0,235 = 255 \text{ libras/pulg}^2 / \text{franja.}$$

Esto nos indica que los números de la figura 1 se han de multiplicar por 255 para obtener la diferencia de tensiones principales, $Q - P$, en libras/ pulg^2 . Estos valores se confirmaron con ensayos independientes, en los que se utilizaron una placa de tracción y un disco sólido para calibrar la "Araldite" empleada para el modelo, tanto a tracción como a compresión. El valor de franja en este material resultó ser el mismo para tracción que para compresión.

e) Los valores del retardo relativo y ángulos de las isoclinas se han dado en los Cuadros I y II, respectivamente, y los gráficos típicos del retardo relativo se han representado en la figura. Partiendo de los valores del retardo relativo, se calcularon las ten

siones máximas del esfuerzo cortante utilizando la conocida fórmula:

$$\text{Máximo esfuerzo cortante} = \frac{1}{2} (P - Q),$$

donde: P y Q son las tensiones principales.

Las curvas de igual valor de máximo esfuerzo cortante se han representado en la figura 1, donde se puede observar que el máximo correspondiente al esfuerzo cortante se halla en la línea central a una corta distancia por debajo de la carga, y es igual a 540 grados, o :

$$540/112 \approx 5 \times \text{la compresión media.}$$

f) Del estudio de las líneas de tensiones principales se pueden derivar una serie de conocimientos muy útiles, desde el punto de vista cualitativo. Refiriéndonos a la figura 2, $Q - P$ es negativo en cualquier parte. Así, pues, tomando una línea P, por ejemplo, la eAB, y partiendo del punto "s" sobre el borde longitudinal, la tensión principal P en este punto es cero.

Aplicando la ecuación de Lamé - Maxwell:

$$\frac{P}{r_s} + (P - Q) \rho_1 = 0,$$

en la que "s" es el arco de la línea P y ρ_1 el radio de curvatura de la línea Q, y considerando la integración sucesiva a lo largo de la línea eAB:

$$P - Q > 0; \rho_1 > 0 \quad \text{y} \quad r_s < 0$$

El término $\frac{P}{r_s}$, sin embargo, es positivo y P es una tracción que aumenta a medida que se avanza partiendo del punto "e" sobre el borde longitudinal hacia la línea de simetría.

Se pueden aplicar consideraciones similares a todo el modelo, a excepción de la región comprendida entre la esquina y la lí-

nea formada por I_1C_3 , para demostrar que la tensión transversal P se halla en tracción, y llega a su valor máximo en la línea de simetría.

En la región de la esquina, y partiendo de la esquina y siguiendo una línea P cualquiera de la tensión principal excepto la ODF (fig. 2), un razonamiento similar demuestra que la tensión principal P se halla en compresión, y crece hasta encontrar la línea I_1 donde empieza a decrecer. En el caso de ODF , P se halla siempre en compresión. Esto está en concordancia con la conclusión anterior de que la tensión máxima de tracción se halla sobre la línea de simetría del modelo.

Las ecuaciones de Lamé-Maxwell se emplearon para separar las tensiones a lo largo de la línea de simetría y las trayectorias transversales, como por ejemplo, eAB , fG_1H_1 , etc.

La concordancia de los valores de las tensiones principales obtenida por estos dos métodos en puntos sobre la línea de simetría, da una comprobación de la exactitud de este trabajo. En el cuadro III se representa una aplicación práctica de la integración por pasos sucesivos.

Segundo modelo.

En este caso, el modelo empleado es similar, en dimensiones, al primer modelo. Se cargó con un bloque de acero de $1/4 \times 1/4 \times 0,15$ pulgadas, es decir, el esfuerzo distribuido bajo el bloque cubrió $1/10$ de la cara de carga (fig. 4). Este modelo se preparó con resina "Columbia" C.R.39.

En la figura 4 se pueden apreciar las isoclinas, y las líneas de las tensiones principales en la figura 5. Partiendo de es-

tas dos figuras se establecieron los puntos isotrópicos en los bordes longitudinales, a una distancia aproximada de $9/16$ pulgadas de la esquina. Las tensiones en el borde son similares a las que se hallaron en el primer modelo.

Los valores de los retardos relativos se han transcrito en la figura 6 y tabulado en el Cuadro IV. A una distancia aproximadamente igual a la profundidad del modelo, existe un estado uniforme de compresión, tal como era de esperar según el principio de Saint Venant. El valor para la franja en este material se calculó de igual forma que para el primer modelo, y resultó ser de 100 libras/pulg²/franja/pulgada de espesor. La tensión principal máxima se hallaba igualmente sobre la línea de simetría. Las tensiones se separaron a lo largo de esta línea, como se hizo con el otro modelo, y los resultados se llevaron a la figura 7.

Conclusiones.-

a) La tensión máxima principal de tracción se presenta sobre la línea de simetría y próxima al anclaje. En el primer modelo de compresión distribuida sobre $1/6$ de la cara de carga, la tensión máxima de tracción fué de 91 libras/pulg², para una carga de 56 libras, y una compresión media de 159 libras/pulg.², o sea, que la tensión principal de tracción es igual al 57 por ciento de la compresión media. En el segundo modelo, donde la compresión se distribuyó sobre solamente $1/10$ de la cara de carga, la tensión máxima de tracción se hallaba también sobre la línea de simetría y a proximidad del anclaje. La tensión principal de tracción es aproximadamente igual al 65 por ciento de la media de compresión.

La solución de Guyon da tensiones transversales de compresión por debajo de los anclajes, en una región que se extiende a toda la profundidad de la viga, incluyendo la línea de simetría del anclaje.

Para un anclaje que cubre un cuarto de la cara de carga la tensión transversal máxima de tracción sobre la línea de simetría y más allá de la extensión de tensiones de compresión, Guyon halló que resulta ser igual al 34 % de la tensión media de compresión (Los resultados de las investigaciones de tipo tridimensionales, considerando la inclinación de los cables y el efecto de los conductos de éstos, no se hallaban en concordancia con los métodos normales de cálculo).

b) Los puntos isotrópicos sobre los bordes longitudinales se separaban más de la cara cargada, a medida que disminuía la longitud de distribución de presión bajo el anclaje. Esto parece seguir las corrientes prácticas de ingeniería, que admiten que una carga se extiende formando un ángulo de 45° a partir del límite de la zona de distribución de la carga. Estos puntos isotrópicos separaban las tensiones de tracción de las de compresión en los bordes longitudinales.

c) Al calcular los valores correspondientes a las franjas del material empleado en la región de compresión uniforme, se logró una medida del grado de exactitud de estos trabajos fotoelásticos. Los valores obtenidos para estas franjas se compararon con los hallados independientemente, partiendo de ensayos realizados sobre modelos en tracción y discos a compresión. Los errores eran siempre menores del 8%. En el primer modelo se logró una comprobación calculando las tensiones principales por dos métodos diferentes; en este caso, las discrepancias también resultaron ser menores del 8 %.

El autor se congratula recordando su gratitud a H.J. Collins y H.T. Jessop por su ayuda y encomio para la realización de este trabajo.

J. J. U.

Bibliografía.-

Guyon, Y.-"Hormigón Pretensado"

Magnel, G.-"Hormigón Pretensado"

Ingenieur. Año 41 (holandés)

Christodoulides, S. P.-" Investigación fotoelástica de ar
clajes en vigas de hormigón pre-
tensado" (Londres).

Christoduolides, S.P.-" Investigación bidimensional en los
anclajes de vigas postesadas".

457-8-13 EFECTO DE LA TENSION DE TESADO Y CUANTIA EN LA RESISTENCIA A FLEXION DE VIGAS DE HORMIGON PRETENSADO

Por J.M. Prentis, ingeniero.

- S i n o p s i s -

Se da cuenta de los resultados de dieciocho ensayos sobre vigas de hormigón pretensado. Estas vigas se moldearon por grupos de tres unidades. Estos grupos se diferenciaban entre sí por las tensiones de pretensado y la cuantía, siendo ésta suficientemente grande para evitar la rotura de armaduras antes de llegar a la ruina de la pieza. Se realizaron dos clases de ensayos: en la primera serie se emplearon tres grupos de tres vigas, usando tensiones extremas de pretensado y realizando los ensayos el autor de este trabajo en la segunda serie los ensayos se hicieron independientemente, bajo los auspicios de F. C. H. Nisbet, y siguiendo el mismo camino que en los realizados por el autor en lo que respecta al dimensionado y cuantía de armaduras, pero empleando hormigones de mayor resistencia y tensiones de pretensado más próximas al campo de la práctica.

Las vigas empleadas en los ensayos tenían un canto total de 10 cm, de los que sólo 6,5 eran efectivos. Las anchuras eran de dos tipos: unas de 30 mm y las otras de 40 mm. La longitud entre apoyos era de 1,15 m, y los 38 cm centrales de la luz se cargaron de tal forma que la viga se hallaba sometida a momentos flectores uniformes. Tanto la cuantía de las armaduras como las tensiones de pretensado, demostraron tener un efecto apreciable sobre la resistencia de las vigas sometidas a flexiones.

- - - - -

Introducción.-

En el Magazine of Concrete Research nº 9, el Dr. K. Hajnal-Kónyi describe unos ensayos realizados sobre dos vigas de hormi

gón pretensado que llegaron al estado de ruina debido a la rotura del acero. La resistencia se mostró considerablemente en exceso a la vista en la teoría del profesor A. L.L. Baker (2).

Además aunque las vigas se hallaban claramente insuficientemente armadas, la teoría preveía la ruina por aplastamiento del migón, así como el aumento de resistencia que se podía lograr con mayor tensión de pretensado. El Dr. Hajnal-Kónyi señaló que, en este ensayo particular, la resistencia no podía ser aumentada operando así debido a la rotura del acero, ya que el esfuerzo máximo posible de éste había sido desarrollado.

Esto se puede explicar admitiendo que las constantes empíricas empleadas en la teoría son muy conservativas. Se pueden elegir las constantes de manera que la teoría coincida con los resultados prácticos, y prever la ruina debida a la rotura del acero en el momento correcto. Bajo estas condiciones, la teoría muestra que las variaciones de las tensiones de pretensado pueden tener solamente un efecto insignificante en la resistencia a la rotura. Sin embargo, el Dr. Hajnal-Kónyi manifiesta en su estudio que cuando una viga sufre un colapso en la compresión, el momento límite de rotura es independiente del valor de la tensión de precompresión y tiene el valor indicado por Whitney, expresado de la siguiente forma:

$$M = 0,33 \quad b d^2 c_c .,$$

lo que se opone a las predicciones de la teoría de Baker.

Los ensayos, que se describen a continuación, se hicieron con objeto de estudiar si la resistencia a la ruptura de una viga que llega al estado de ruina en la zona de compresiones es función de la cuantía de armaduras, la tensión de pretensado o de las dos.

Descripción del sistema.-

Las vigas ensayadas, cuyas escuadrias se han definido anteriormente, se pretensaron con alambres de 12 galgas imperiales inglesas (12 S.W.G.), es decir, de 2,64 mm de diámetro, con una carga de ruptura de 80 kg/mm^2 . Al variar el espesor o anchura de la viga y el número de cables, se emplearon tres tipos de cuantía: 0,45, 0,91 y 1,22 %. La tensión del acero debida al pretensado variaba de 0,00 a 85 % del límite de ruptura a tracción. Las cargas se aplicaron sobre una viga auxiliar, que se extendía unos 200 mm a cada lado del centro de la viga. En la figura 1 se puede apreciar la disposición general para el ensayo.

En la extremidad correspondiente a la parte de la izquierda, se puede apreciar el anclaje y dinamómetro empleado para medir el esfuerzo de tesado. En la extremidad opuesta se ha montado un gato de tornillo. En cada extremidad se ha colocado una placa de acero para la transmisión del esfuerzo de tesado a unos perfiles en U, de acero, que actúan como encofrados durante el moldeado de la viga. En la figura 2 se puede ver el conjunto de estos encofrados. Las almas de estos perfiles metálicos se refinaron, y se colocaron elementos para mantener el espaciado mediante pernos que permitían dar el ancho de la viga y fijar la posición de las armaduras con exactitud. El esfuerzo de tesado se transmitía al hormigón al quitar estos encofrados metálicos o perfiles en U. Esta última operación se podía realizar gracias a la forma de cuña de la extremidad de estos perfiles metálicos.

Las vigas presentaban una sección mucho menor que la que era de desear. Las dimensiones resultaron ser una consecuencia de los medios inmediatos de que se disponía. Con objeto de obtener tres ti-

pos de vigas pretensadas con otros tantos grados de tesado, se utilizaron tres juegos de encofrados que permitían el moldeo simultáneo de tres vigas que se tesarían con la misma tensión. Como las vigas eran tan pequeñas, no hubo inconveniente alguno para hormigonarlas por tandas de a tres a la vez. De este hecho, así como la gran exactitud de los encofrados, se deduce que cualquier variación de la resistencia en flexión de la viga se puede aducir por entero a cambio del esfuerzo de tesado. A fin de almacenar las tres vigas bajo las mismas condiciones, los perfiles en U de los encofrados no se quitaban hasta el mismo día del ensayo. Así pues, aparte de los efectos de retracción que serían los mismos en las tres vigas, el hormigón no se hallaba sometido a sollicitación alguna en cada caso, hasta una hora antes de ensayo; además, el pequeño efecto de pretensado que pudiera existir se había perdido debido al efecto de deformación lenta en el hormigón.

El extensímetro.-

Este dispositivo de medida se describe en el texto citado en la nota 3 de la bibliografía que se acompaña, y se puede apreciar en la figura 3, en la que se le ve montado sobre una viga de acero. Los bloques rectangulares de acero, se acoplan a la superficie de la cara superior de la viga de hormigón por medio de pernos retenidos en la cara inferior y embebidos en el hormigón. La deformación longitudinal, a una distancia conocida sobre el plano superficial de la viga, se registra en un círculo graduado, desmontable, del extensímetro. La curvatura se obtiene con un detector de tornillo que actúa eléctricamente. Estas dos medidas permiten calcular la profundidad del eje neutro y la deformación de flexión en cualquier nivel de la viga. La longitud del dispositivo de medida es de 300 mm. Las deformaciones se determinan con el mismo grado de exactitud que con el

dispositivo de Metzger. Debe hacerse notar, sin embargo, que con semejante dispositivo de medida, aplicado a vigas de pequeña longitud, los valores locales de la formación y profundidad del eje neutro pueden diferir considerablemente de los correspondientes a las medias de los valores registrados.

Procedimiento de ensayo.-

Las vigas se ensayaron en un tipo de máquina operada por palancas. Como sólo se tomaban dos medidas en cada estado de la prueba, ésta resultó ser de poca duración. El tiempo necesario para cargar una viga hasta llegar a su ruina era del orden de una hora.

Las vigas no pretensadas se cargaban rápidamente hacia la carga de ruptura, tomando medidas de veinte o treinta estados intermedios. Las vigas pretensadas se iban cargando hasta que aparecían las primeras grietas, descargándose después. A continuación se volvía a aplicar la carga, que iba aumentando hasta llegar a la ruina de la viga. Computando las dos lecturas de los instrumentos respecto a las cargas, el momento correspondiente a la aparición de las grietas fué determinado. Para este momento flector se puede calcular el brazo de palanca suponiendo que la distribución de esfuerzos es del tipo triangular. El momento flector dividido por el brazo de palanca da el esfuerzo del acero, el que, en este estado, es ligeramente mayor al del pretensado. Al conocer esto, las deformaciones de la carga cero en el hormigón pueden ser calculadas.

Resultados.-

Los resultados obtenidos por el autor sobre las nueve vigas ensayadas se han recopilado en el Cuadro I.

Las tres vigas de las series B fueron las primeras que se

prepararon y ensayaron. Desafortunadamente, debido al esfuerzo constante, las vigas no pretensadas sufrieron su ruina. La deformación máxima de flexión registrada antes de llegar a la ruina fué de 0,00 mostrando así que la viga probablemente podía soportar mayor carga antes de llegar a su ruina en flexión.

Las otras dos vigas de este grupo llegaron a la ruptura aplastando el hormigón dentro del espacio que comprendía al aparato de medida.

En las dos series A y B, las placas sobre las que se cargaban las vigas se hallaban retranqueadas respecto a la superficie superior del hormigón; de esta forma, las placas servían como elementos adicionales para mantener el espaciado que debía fijar la anchura de las vigas exactamente. En la tercera viga de la serie A no existía consolidación alguna por debajo de la placa, resultando así que la rotura por flexión se presentó en la sección debilitada, dando un momento de ruptura algo bajo. Este fué el único caso, en el que las placas retranqueadas sobre las que se cargaba fueron la causa de una ruina prematura; sin embargo, se decidió que su empleo no se extendiera a los ensayos de las series C.

Todas las vigas del grupo C se comportaron satisfactoriamente, en lo que concierne a la ruina por aplastamiento del hormigón dentro de la longitud del espacio ocupado por el extensímetro. En el caso de una viga sometida a mayores esfuerzos de tesado, se hicieron visibles las grietas y ruina simultáneamente, por lo que no existió oportunidad alguna para controlar el estado del pretensado en la forma que se ha descrito anteriormente.

Todas las vigas de Nisbet, relacionadas en el Cuadro II, se comportaron satisfactoriamente.

Medidas de las deformaciones

En el Cuadro I se han recogido solamente las medidas de deformación de los casos correspondientes a roturas en las que el hormigón se aplastó en la zona comprendida por el extensímetro. Esto ha obligado a eliminar las vigas A3 y B1. Para la viga C3 no se han tabulado las medidas de la deformación, aun tratándose de un ensayo satisfactorio. Las lecturas han sido omitidas debido a la presencia simultánea de grietas y aplastamiento, lo que hace imposible el cálculo exacto de la deformación de la fibra extrema y el de la profundidad del eje neutro.

Es evidente que cuando la longitud del extensímetro es casi cinco veces el canto efectivo de la viga, las deformaciones registradas serán bajas, y la posición del eje neutro aparecerá bajo, comparándolo con los valores reales correspondientes a la sección donde se ha producido la ruina.

Resumiendo, los valores derivados de las lecturas obtenidas de los extensímetros, son cantidades medias basadas en una longitud de extensímetro de 300 mm, por lo que se deberán tomar como aplicables, solo aproximadamente, a la sección particular en que se ha efectuado la ruptura.

Comentario general a los resultados

Se debe resaltar que aunque las vigas eran pequeñas

se moldearon con gran precisión. Realizado un control ocasional, éste dió por resultado que el error máximo en la anchura fué de 0,125 mm. El canto efectivo, al que se le concedió mayor importancia, no logró tanta exactitud; sin embargo, el error no excedió de 0,75 mm. Cada grupo de tres vigas se moldeó con hormigón de la misma masada, mezclada a mano, con objeto de que la variación de la calidad del hormigón en uno de ellos fuera pequeña. Para evitar una posible variación de la adherencia del hormigón con las armaduras de pretensado, éstas se limpiaron previamente con acetona. Las vigas se conservaron recubiertas con arpilleras húmedas hasta el día de realizar los ensayos. Operando de esta forma se podía atribuir cualquier variación de resistencia entre los elementos de un grupo como causa casi exclusiva de la variación del esfuerzo de pretensado.

La comparación entre los diferentes grupos no es tan directa como era de desear, ya que no se moldearon todos a la vez, y existía una variación en la resistencia de las probetas cúbicas. Las vigas correspondientes al grupo C son algo más estrechas que las otras. Las investigaciones realizadas en cada grupo dieron pruebas de que la resistencia aumenta, apreciablemente, cuanto mayor sea el esfuerzo del pretensado. También se puede notar que, cuando el esfuerzo de tesado es nulo, la resistencia aumenta, sensiblemente, al aumentar las armaduras en el hormigón, efecto que parece disminuye al aumentar el esfuerzo de tesado.

Comparación con la teoría del profesor Baker.-

Es conveniente reproducir la teoría. Utilizando los símbolos del profesor Baker, la profundidad del eje neutro ($n_1 d$) en el momento de producirse la ruina de la viga rectangular viene expresada por la ecuación:

$$n_1 = \frac{T}{\alpha c' b d}, \quad (1)$$

donde: T es el esfuerzo del acero a tracción;

α es un factor de forma, que define el área del hormigón en el diagrama de tensiones y deformaciones;

c' es la tensión en la fibra extrema del hormigón;

b es la anchura de la viga, y

d es el canto de la viga.

El momento de ruptura se obtiene en la ecuación siguientes:

$$M = T(d - \gamma n_1 d),$$

en cuya expresión $\gamma n_1 d$ da la profundidad del centro de compresión

Al sustituir T por su equivalente se tiene:

$$\frac{M}{bd^2} = \alpha c' n_1 (1 - \gamma n_1) \quad \text{ó}$$
$$\frac{M}{bd^2 c_u} = \left(\frac{\alpha c'}{c_u} \right) n_1 (1 - \gamma n_1), \quad (2)$$

donde: c_u es la resistencia en probeta cúbica.

Relacionando las deformaciones en las armaduras y hormigón tendremos:

$$n_1 = \left(1 + \frac{e'_s}{F' e'_c} \right)^{-1}, \quad (3)$$

donde: e'_s y e'_c son, respectivamente, las deformaciones en el acero y en las fibras extremas superiores del hormigón en el momento de producirse la ruina de la viga, y F' es un factor empleado para relacionar la deformación del acero con la deformación media del hormigón a la altura del acero o armadura.

La ecuación (1) se puede poner bajo la forma:

$$n_1 = \frac{t_u}{100 (s/c')} p_s, \quad (4)$$

donde: t_u es la tensión en el acero en el momento de la ruina de la viga, y p_s es el porcentaje o cuantía del acero.

Para las vigas pretensadas, el profesor Baker recomienda los siguientes "límites de seguridad" para las constantes empí-

ricas que se expresan:

$$\begin{aligned}\alpha c' &= 0,5 c_u, \text{ para } c_u \text{ mayor que } 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0,6 c_u, \text{ para } c_u \text{ menor que } 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ \gamma &= 0,4; e'_c = 0,002 \text{ y } F' = 1,00\end{aligned}$$

Empleando estos factores la teoría se puede presentar en forma de curvas, como se puede apreciar en la figura 4. La mitad de la parte superior del diagrama muestra una serie de curvas referentes a los ejes t_u y n_1 . La ecuación (4) da las series de líneas radiales que parten del origen y cuya pendiente es función de $p_s/\alpha c'$, o, como se ven en el diagrama, de c_u/p_s . La deformación del acero e'_s depende del grado de pretensado de las armaduras, t_o , y de t_u , es decir, de la tensión del acero en el momento de la ruptura de la viga. Así se han obtenido las series de curvas que da lugar la ecuación (3)

Estas curvas sólo son aplicables para el tipo particular de acero que empleó el autor en los ensayos y para $F'e'_c = 0,002$. El diagrama de tensiones en función de deformaciones correspondiente al acero se ha representado en la figura 5. La mitad inferior de la figura 4 muestra la expresión $M/bd^2 c_u$ como ordenadas, y n_1 , como abscisas para $\alpha c' = 0,5 c_u$ y para $\gamma = 0,4$. Por tratarse de una curva simple hubiera sido posible evitar esta determinación por medio de una escala a lo largo del eje n_1 . Sin embargo, esta escala no sería lineal y, por tanto, presentaría menor facilidad para la lectura.

Antes de hacer una comparación de los resultados de los ensayos, debemos prestar atención a las características generales de la figura 4. La teoría prevé que cualquiera que sea el valor del esfuerzo de pretensado, un aumento en la cuantía del acero o un descenso en la resistencia del hormigón será causa de aumento del momento límite de ruptura. Este efecto se acentúa aumentando el esfuerzo de

pretensado. La resistencia aumenta con el esfuerzo de pretensado, siempre que los demás factores permanezcan iguales. En la figura 6 se puede apreciar el efecto que resulta de aumentar el factor $F'e'_c$. Esta acción aumenta la resistencia, pero disminuye los efectos del pretensado y de la cantidad de armaduras. Las figuras 4 y 6 se refieren solamente a vigas que llegan a la rotura por compresión. La ruina por tracción tiene lugar cuando la línea apropiada de c_u/p_s pasa hacia la izquierda de la terminación de la curva correspondiente a t_o . Debe notarse que, mientras la ruina se ha previsto para $t_o = 0$ y $c_u/p_s = 20.000$ en la figura 4, en la figura 6 se puede ver que la tracción de rotura se presenta cuando $F'e'_c = 0,008$. Así, pues, una estimación por defecto de F nos puede llevar a prever una rotura por compresión, en lugar de producirse por tracción. Este estado de cosas explica el desacuerdo existente entre la teoría y los resultados experimentales del Dr. Hajnal-Kónyi.

El empleo de las constantes del profesor Baker nos conduce a obtener la posición del eje neutro en cada viga ensayada, por medio de la intersección de las curvas apropiadas correspondientes a c_u/p_s y t_o . Los valores experimentales obtenidos para el término M/bd^2c_u han sido llevados, como ordenadas correspondientes a los valores calculados de n_1 , a la mitad inferior de la figura 4. En total se han indicado dieciséis resultados, referentes a las series del autor, omitiendo las vigas A3 y B1 y los nueve resultados obtenidos por Mr. Nisbet.

La impresión general que da esta figura, es que la teoría sobreestima la resistencia de vigas que tienen menor cantidad de armaduras y esfuerzo de pretensado, mientras que tiende a subes

timar las que llevan mayor porcentaje de acero y esfuerzo de pretensado más importante. Sin embargo, está completamente claro que la predicción general de la teoría, de que estas dos variables tienen un efecto pronunciado sobre la resistencia, es un principio firme. En efecto, los resultados experimentales dan un aumento de resistencia en mayor proporción que el previsto por la teoría.

La falta de concordancia entre la práctica experimental y los resultados teóricos, debe obedecer a los valores insuficientemente exactos de varias constantes, tales como: $\alpha c'$, $F'e'_0$, etc., por lo que se estudiaron los efectos que dan lugar las variaciones de estas constantes.

La posición del centro de compresión relativa al eje neutro viene determinada por la constante γ , que se supone vale 0,4. No es probable que se cometa un error apreciable en esto y, en cualquier caso, a pequeñas variaciones de γ corresponden efectos secundarios sobre el momento de rotura, a excepción de los casos en que n_1 tiene grandes valores.

El factor $\alpha c'$ tiene mucha más influencia directa sobre el momento. Los resultados experimentales sugieren que el valor atribuido de $0,5 c_u$ es bastante razonable. Si $\alpha c'$ descendiera a, por ejemplo, $0,4 c_u$, el efecto tendría por consecuencia la reducción de las ordenadas de la curva prevista $M/bd^2 c_u$, en la relación 0,4 : 0,5. Al mismo tiempo, la pendiente de las rectas c_u/p_s disminuiría en la misma proporción, lo que movería los puntos experimentales hacia la derecha. Esto no afectaría significativamente la pendiente de la curva que podría dibujarse sobre los puntos experimentales. La discrepancia entre el aumento de resistencia debido al aumento de la cuantía y esfuerzo de pretensado, de acuerdo con las predicciones teóricas y demostrado

prácticamente, permanecería. Esto nos lleva a la conclusión de que esta discrepancia se debe a $F'e'_c$.

Se ha supuesto que $F'e'_c$ es constante, y su valor igual a 0,002. Anteriormente se ha insistido en que las medidas de la deformación se pueden considerar solamente como indicativas. Los valores de F que han sido calculados dependen de estas medidas aproximadas de la deformación. Aun con estas reservas, se desprende claramente de los resultados que F no es en efecto una constante y que, en cada conjunto de tres vigas, crece a medida que aumenta el esfuerzo de pretensado.

El aumento del esfuerzo de pretensado a partir de la operación de tesado hasta llegar al valor correspondiente en el momento de la ruptura, decrece a medida que el esfuerzo de tesado es mayor. Esto obedece a que un aumento del esfuerzo de pretensado hace descender el eje neutro, y, mientras que la deformación del hormigón se mantiene casi constante, la deformación del hormigón a la altura de las armaduras decrece. Por tanto, al aumentar el esfuerzo de pretensado, el esfuerzo de adherencia que ha de desarrollarse es menor, dando así una tendencia menor al deslizamiento y un aumento de F . Contrariamente a esto, un esfuerzo menor de pretensado se traduce en un valor menor de F . Este efecto debe, sin embargo, ser limitado, ya que, como ha demostrado el Dr. Hajnal-Kónyi, F puede ser sensiblemente mayor que 1,00 en las vigas que sufren la ruina por rotura del acero.

El número de ensayos antes mencionado es muy limitado para permitir que se pueda deducir una ley general que gobierne la variación de F , aun tratándose de un solo tipo de acero, como se ha he

cho en estos ensayos.

Conclusiones generales.-

El objeto de los ensayos que se han descrito ha sido el de comprobar las predicciones de la teoría del profesor Baker en vigas de hormigón pretensado que han llegado al estado de ruina por aplastamiento del hormigón. Todas las vigas empleadas eran del tipo pretensadas y, a excepción de una rotura debida al esfuerzo cortante, las demás llegaron a la ruina por compresión. Las predicciones particulares que debían ser comprobadas fueron:

- a) - que la tensión de ruptura aumenta con la cuantía
- b) - que la resistencia a la ruptura aumenta con el valor del esfuerzo de pretensado.

Se han estudiado dos series de ensayos: una, correspondiente al autor, y la otra, a Nisbet. Las dos series de ensayos se realizaron independientemente, aunque se emplearon los mismos aparatos y métodos. Las resistencias del hormigón era mayores en los ensayos de Nisbet, quien no empleó los grados extremos de pretensado que usó el autor; esto no obstante, los dos conjuntos de resultados se hallan en una cercana coincidencia.

Usando $c' = 0,5 c_u$ (el profesor Baker sugiere $0,6 c_u$ para $c_u < 280 \text{ kg/cm}^2$ y $0,5$ para $c_u > 280 \text{ kg/cm}^2$), $\nu = 0,4$ y $F'e'_c = 0,002$ (valores indicados por el profesor Baker), los resultados experimentales correspondientes están en concordancia perfecta con los equivalentes teóricos, como se puede apreciar en la figura 4.

Existe, sin embargo, una discrepancia regular que se puede explicar, mostrando que F' es una variable dependiente del grado de pretensado. Se considera que los ensayos no son suficientemente

comprehensivos, ni que las medidas de las deformaciones presentan adecuada precisión para sugerir una ley específica que describa las variaciones de F , aunque parezca que F aumenta con el esfuerzo de pretensado. En un sentido esta conclusión no es afortunada, puesto que la introducción de una ecuación más, que permite dar las variaciones de F' , probablemente complicaría la teoría y haría más difícil su aplicación. Tal como se presenta actualmente, la teoría es, probablemente la mejor, tal como aparece en la figura 4, que permite una fácil interpolación de valores intermedios de $F'e'$. Sin embargo, este diagrama no permite ajustes sencillos que acomoden las variaciones de F' .

Se dice con frecuencia que las vigas pretensadas armadas excesivamente llegan súbita y violentamente a la ruina. Ciertamente, esto ocurre así, cuando las vigas llevan los anclajes en la extremidad sin que exista adherencia. En una viga de hormigón pretensado, una gran cantidad de la energía de deformación se almacena en los cables. Cuando una viga sin adherencia llega a la rotura por compresión, los cables se pueden contractar casi instantáneamente a su longitud no tesada. La energía de deformación liberada se manifiesta en algo así como una forma explosiva de ruina. Este fenómeno viene aumentado por el hecho de que el hormigón de gran resistencia tiende a romperse súbitamente. Con las vigas descritas anteriormente, la ruina se produjo abruptamente en apariencia por no haber sido anunciada la inflexión de la viga, pero no violentamente. Esto se explica por dos razones: en primer lugar porque el hormigón no era de una gran resistencia, y, en segundo lugar, lo que es más importante, no existió una liberación instantánea de toda la energía de deformación acumulada en las armaduras. En la mayor parte de la longitud de la viga, la adherencia mantuvo los cables en su estado de extensión por el esfuerzo de pretensado.

El autor agradece la colaboración de Mr. Nisbet. Los ensayos se realizaron con la autorización y aliento del profesor J. Allen. Los cables de las armaduras fueron suministrados por la casa British Ropes Ltd.

J. J. U.

BIBLIOGRAFIA

- (1) - Nisbet, F.C.H. Tesis sometida en contribución parcial a las exigencias para el Honours Degree in Engineering, de la Universidad de Aberdeen, 1955.
- (2) - Baker, A.L.L. Investigaciones recientes sobre hormigón armado y sus aplicaciones al proyectar. Journal of Civil Engineers. Vol. 35, nº 4, febrero 1951, páginas 262-298, discusión páginas 298 - 329.
- (3) - Prentis, J.M. Combinación de deformación y registrador de curvatura para el empleo de ensayos de vigas de hormigón. Journal of Scientific Instruments. Vol. 32, nº 1, de enero de 1955, página 19-21.
- (4) - Baker, A.L.L. Más investigación sobre hormigón armado y sus aplicaciones a la carga de ruptura en el proyecto. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol. 2, Parte 3, de 1953, páginas 269-310.

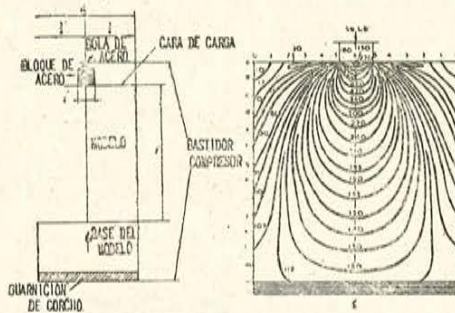


Fig. 1.

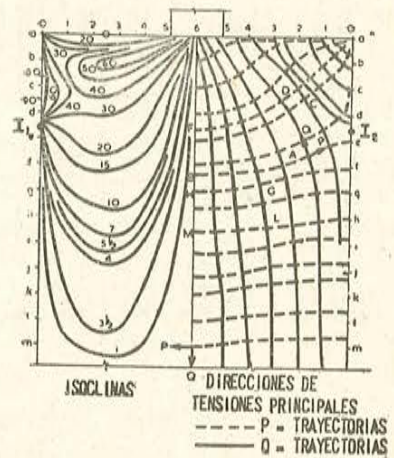


Fig. 2.

VALORES DEL RETARDO RELATIVO EN GRADOS. (1º modelo)

	CARGA = 50 LIBRAS					F = 255 lb / in ² FRANJA								
	0	1	2	3	4	5	6	5	4	3		2	1	0
a	11	21	31	40	50	730	150	730	10	31	21	11	a	
b	-11	0	13	64	178	440	593	440	162	63	16	0	-11	b
c	-17	16	56	116	214	370	400	370	214	118	54	16	-17	c
d	-7	40	84	142	221	290	318	291	223	142	85	40	-7	d
e	+7	62	108	152	207	254	269	252	207	154	107	65	+7	e
f	30	82	118	156	192	219	233	221	193	157	118	80	30	f
g	45	90	122	152	180	200	210	200	180	152	122	90	45	g
h	68	95	122	145	166	177	185	177	163	145	120	95	68	h
i	82	102	118	141	157	160	168	160	157	141	118	102	82	i
j	89	105	115	135	147	150	153	150	147	135	115	105	89	j
k	100	108	112	130	137	139	143	139	137	130	112	108	100	k
l	105	110	112	125	127	130	133	130	127	125	112	110	105	l
m	106	110	112	118	120	122	125	122	120	118	112	110	106	m
n	110		115		115		120		115		115		110	n
o	112		112		112		112		112		112		112	o
p														p

Cuadro 1.

ANGULOS DE ISOCLINAS EN GRADOS (1º modelo)

	0	1	2	3	4	5	6	5	4	3	2	1	0
a	42	64	65	55	30	0	60	35	25	26	48		
b	36	45	41	34	17	0	73	56	49	45	54		
c	65	59	60	67	76	0	14	23	30	31	25		
d	70	66	67	70	79	0	11	20	23	24	20		
e	76	74	75	76	83	0	7	14	15	16	14		
f													
g	80	80		85		0		5		10			
h													
i	88	88		88		0		2		2			
j													
k	90	90		90		0		0		0			
l													
m	90	90		90		0		0		0			
n													
o													
p													

Cuadro 2.

Fig. 1.—Primer modelo empleado en la investigación fotoelástica de este trabajo a la izquierda, y representación de las curvas isocromas (máximo esfuerzo cortante), a la derecha.
 Fig. 2.—Curvas isoclinas a la izquierda, y direcciones de las tensiones principales a la derecha.

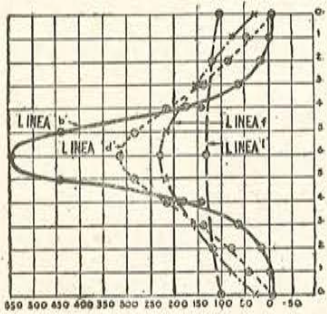
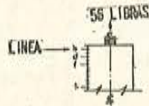
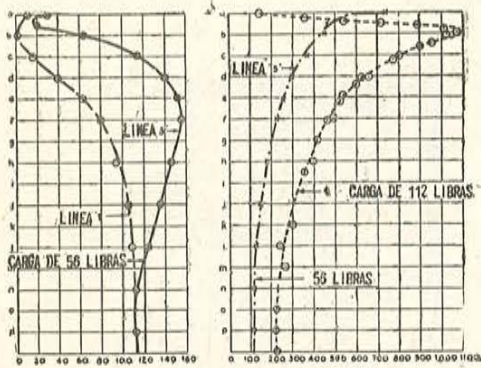


Fig. 3.

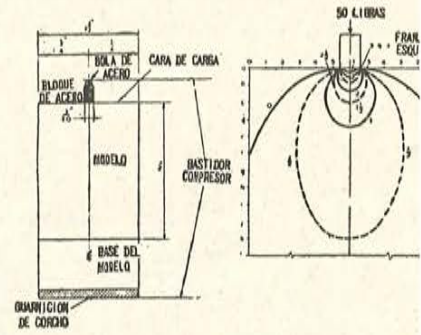


Fig. 4.

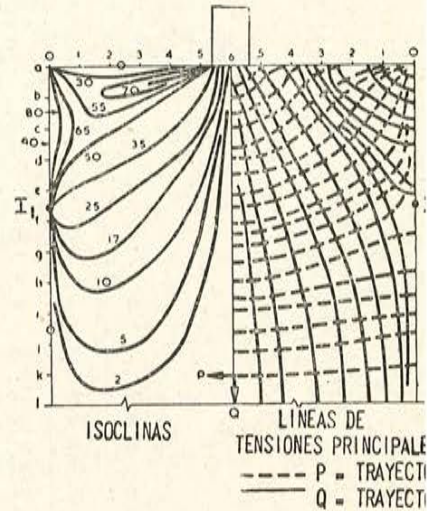


Fig. 5.

Fig. 3.—Gráficos del retardo relativo, en grados.

Fig. 4.—Segundo modelo a la izquierda, y curvas isocromas a la derecha.

Fig. 5.—Isoclinas y líneas de tensiones principales en el segundo modelo.

INTEGRACION A LO LARGO DE LA LINEA ab DE LA TENSION PRINCIPAL, SEGUN LAS ECUACIONES DE CAHE-BAXWELL

PUNTO	GRADOS $Q = P$	$\frac{lb/in^2}{Q-P}$	α_1	α_2	$\frac{P_1}{\alpha_1}$	α_3	lb/in^2					
							P	Q	$P+Q$	$P-Q$		
0	17°	-24										
1	69°	-94	+5°	.6 × 1/2	.145 × 8	1.3 × 1/2	17.7	9.0	0	-24	-24	
2	115°	-163	+5°	.78 × 1/2	.125 × 8	1.2 × 1/2	24.5	21.0	9	-85	-75	
3	155°	-225	+5°	.9 × 1/2	.097 × 8	1.1 × 1/2	24.0	24.0	30	-133	-103	
4	190°	-270	+5°	1.5 × 1/2	.058 × 8	1.1 × 1/2	17.2	21.0	54	-169	-115	
5	210°	-297	+2 1/2°	1.5 × 1/2	.028 × 8	1.1 × 1/2	9.2	13.0	88	-209	-121	
6	223°	-316			0	1.0 × 1/2	0	5.0	93	-223	-130	

Cuadro 3.

SEGUNDO MODELO		RETARDO RELATIVO EN GRADOS						ISOCLINAS EN GRADOS						
		0	1	2	3	4	5	6	5	4	3	2	1	0
+15	5							15						
	15							103	414	28	52			0
0	28							123	248	19	35			27
	53							192	15	25				40
-20	62							100	8	16				29
	102							135	7	13				22
-35	62							122	5	11				17
	81							106	4	7				12
50	62							95	3	6				9
	81							86	2	3				6
58	61							78	1	2				3
	69							70	0	1				2
60	60							65	0	0				0
	60							62						0

Cuadro 4.

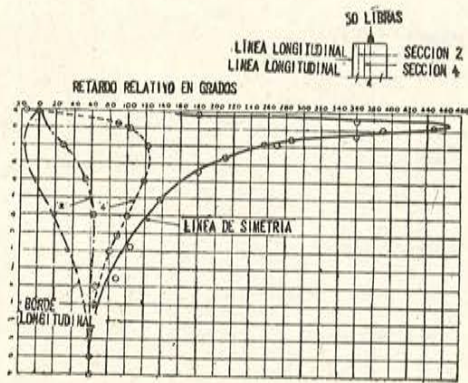


Fig. 6.

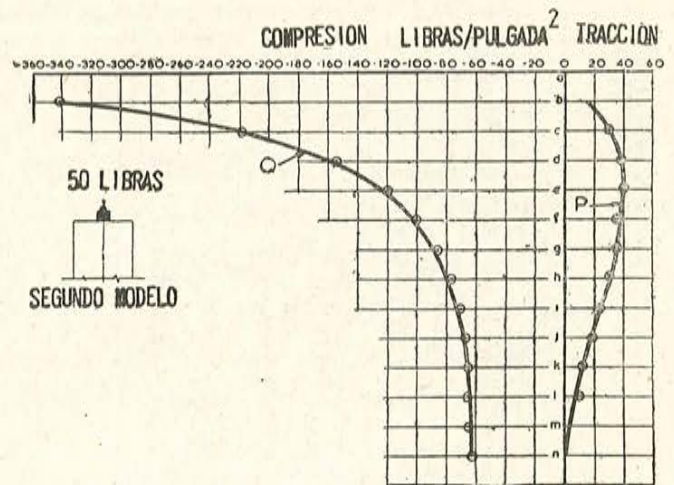


Fig. 7.

Fig. 6.—Valores del retardo relativo.

Fig. 7.—Curvas de tensiones en el segundo modelo.

457-8-13. EFECTO DE LA TENSION DE TESADO Y CUANTIA EN LA RESISTENCIA A FLEXION DE VIGAS DE HORMIGON PRETENSADO

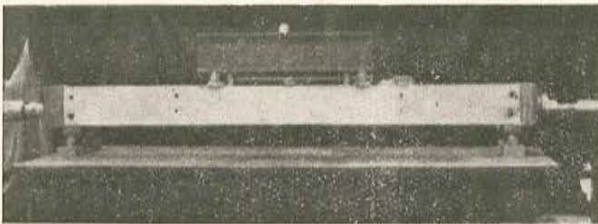


Fig. 1.

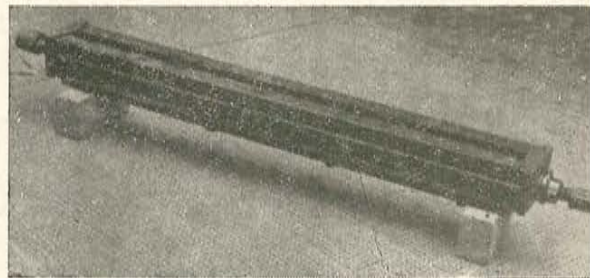


Fig. 2.

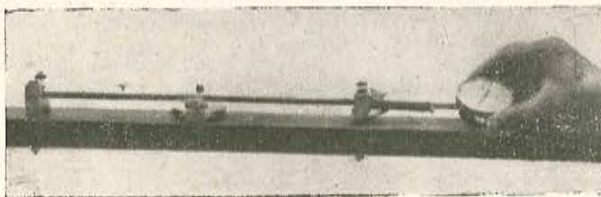


Fig. 3.

Fig. 1.—Disposición general del ensayo.

Fig. 2.—Encofrado.

Fig. 3.—Extensímetro y curvímetro.

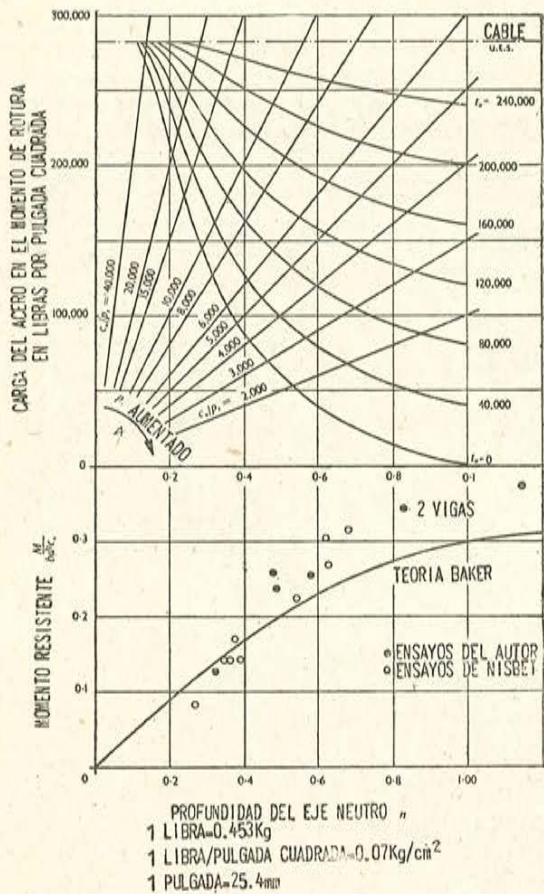


Fig. 4.

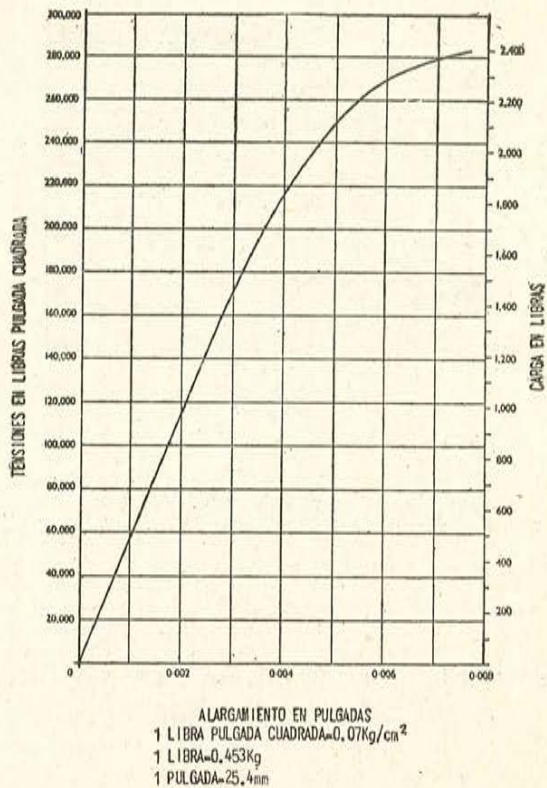


Fig. 5.

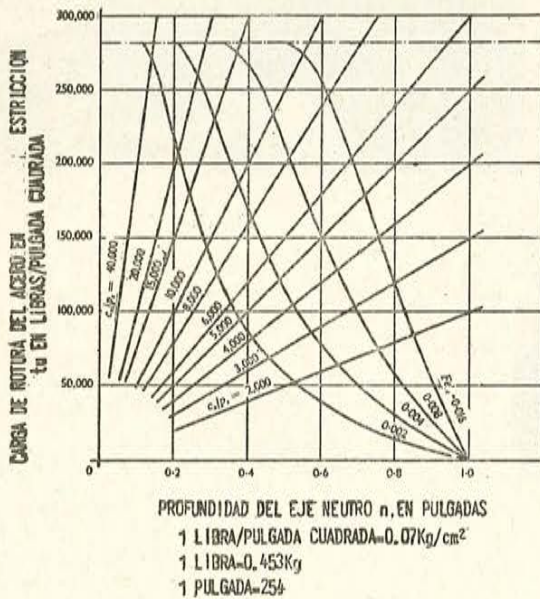


Fig. 6.

Fig. 4.—Comparación de los resultados teóricos y experimentales.

Fig. 5.—Diagrama de tensiones y deformaciones de un cable de acero de 12 galgas S. W. G., es decir, de 2,64 mm de diámetro.

Fig. 6.—Efecto de la variación de $F' e'_n$ según la posición del eje neutro.

	Series A			Series B			Series C		
ANCHURA DE VIGA EN P ²	1½			1½			1½		
AREA DE LA SECCION EN P ²	0.0170			0.0340			0.0340		
CUANTIA	0.453			0.906			1.22		
RESISTENCIA DE CUBOS EN P ²	3,440			4,930			3,650		
Nº DE VIGA	A1*	A2*	A3	B1	B2*	B3*	C1*	C2*	C3*
ESFUERZO DEL ACERO EN L	0	2,240	c 3,700	0	4,050	7,500	0	3,740	c 7,500
MOMENTO DE RUPTURA L.P	—	3,960	5,040	—	5,650	10,250	—	6,260	c 8,660
MOMENTO DE RUPTURA, POR FLEXION IGUAL	4,120	7,400	> 8,570	> 6,880	11,750	15,790	6,640	8,740	9,570
PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO IGUAL	0.128	0.239	> 0.266	> 0.149	0.254	0.342	0.253	0.341	0.372
DEFOMACION FIBRA EXTREMA, X 10 ⁴	1.77	1.94	APLASTAMIENTO	ROTURA POR	1.83	1.95	1.30	2.16	ROTURA POR FISURACION SIN POSIBLE CALCULO DE DEFORMACION
VALOR SUPUESTO PARA ESFUERZO DEL ACEPO AL ROMPERSE	0.71	0.78	PERO NO EN LA LONGITUD DEL EXTENSIMETRO	ESFUERZO CORTANTE	0.73	0.78	0.52	0.87	
ae/ε _{cu}	50.9	42.6			41.2	31.6	25.7	28.7	
F ²	0.4	0.4			0.4	0.4	0.4	0.4	
	2.300	4.300			6.640	9.100	3.350	5.320	
	0.25	0.43			0.49	0.63	0.63	0.60	
	2.0	4.8			1.9	3.9	1.4	3.7	

* EL APLASTAMIENTO APARECIO DENTRO DE LA LONGITUD DEL EXTENSIMETRO

Cuadro 1.

	Series A			Series B			Series C		
ANCHURA DE VIGA EN P ²	1½			1½			1½		
AREA DE LA SECCION EN L ²	0.0170			0.0340			0.0340		
CUANTIA	0.453			0.906			1.22		
RESISTENCIA DE CUBOS EN L/P ²	5,200			5,200			5,800		
Nº DE VIGA	NA1	NA2	NA3	NB1	NB2	NB3	NC1	NC2	NC3
ESFUERZO DEL ACERO, TP EN L	0	1,590	2,320	0	3,550	5,070	0	3,770	4,640
MOMENTO DE ROTURA A FLEXION EN $\frac{M}{lbd^3cu}$	4.030	6,890	8,290	6,880	10,920	13,110	5,800	12,420	12,920
	0.083	0.141	0.170	0.141	0.224	0.269	0.142	0.305	0.315

L = LIBRAS
P = PULGADAS

UNA LIBRA = 0.453 KG.
UNA PULGADA = 25.4 MM.

Cuadro 2.

