ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



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

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica

ULTIMAS NOTICIAS
Técnicas en Estructuras
Hormigén Pretensado
Boletín de circulación limitada

№ 38

Mayo-Junio 1957

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

INDICE

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

NOTA.- 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 tesisex puesta.

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

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 foto elásticos 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 priviamente calculadas siguiendo los métodos ordinarios de cálculo.

Los dos métodos actualmente disponibles para calcular lo bloques de anclaje de vigas de hormigón pretensado, consideran un si tema 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 la condiciones empíricas en la extremidad. Las contradicciones presente en la práctica sugieren que los dos procedimientos subestiman las te siones de tracción transversales a las cargas en la extremidad. Esto fracasos se ponían de manifiesto por la aparición de grietas horizon tales a lo largo del eje central del anclaje, si se trataba de un so lo cable, o en la parte central entre anclajes donde existían más dun 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 ensayo fotoelásticos bidimensionales. En estos ensayos se investigó, primeramente, un modelo que similaba a una viga de sección rectangular, pritensada 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, preten sada 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 $1\frac{1}{2}$ X 2X0,235 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 1/4 X 1/4 X 0,235 pulgadas que representaba el anclaje. Como se puede apreciar en la figura, la carga aplicada se distribuyó sobre 1/6 de la longitud de la cara de carga. La cara de bloque que transmitía la carga, se recubrió con papel para asegurar 1

uniformidad de la carga aplicada. La carga se aplicó al bloque por m dio 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, digual material, cuyas dimensiones son $1\frac{1}{2}\times3/4\times0$,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 yel batidor del dispositivo que daba los esfuerzos del ensayo, se colocó cla misma finalidad una guarnición de corcho. El modelo, esta pieza los elementos para la transmisión de la carga se montaron y ajustamentre los dos brazos del bastidor que suministraba el esfuerzo de o sayo. El material empleado para el modelo es "Araldite B", es decir una resina de fraguado en caliente.

b) Las curvasisoclinas e isocromáticas se establecieron a través del modelo, por observaciones llevadas a cabo en un banco o 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 la 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 la tensiones principales es constante. En la figura 1 se han represent do las curvas isocromáticas, y en la figura 2,a la izquierda, las i soclinas. Partiendo de estas dos figuras se establecieron dos punt isotrópicos, I e I en posiciones idénticas, cada uno de ellos e 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 ten siones principales, es decir, las envolventes de estas líneas, se han representado obteniéndolas de las isoclinas. Las líneas de trazo lle no 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 mode lo para que exista una distribución uniforme, ya que en esta región P = O, Q se halla en compresión. Debido a razones de continuidad, la diferencia Q - P no cambia de signo y, por tanto, es negativa en cual quier 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 = O 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 3/4 pulgadas a partir del borde cargado del modelo, la distribución de tensiones es ser siblemente uniforme, y que, a una distancia aproximadamente igual la profundidad del modelo, sólo existe una compresión uniforme.

La determinación del retardo relativo en esta región un: formemente 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 co
presión es de 112/180 de longitudes de ondas, lo que da para el valo
de la franja en el material:

f¥60 libras/pulg²/franja/pulgada.

El valor de la franja en el modelo es, aproximadamente: $\sim 60/0,235 = 255 \text{ libras/pulg}^2/\text{franja}$.

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/ pulg². Estos valores se confirmaron con ensayos independientes, en los que se utilizaron una placa de tracción 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 isc clinas se han dado en los Cuadros I y II, respectivamente, y los gra ficos típicos del retardo relativo se han representado en la figura Partiendo de los valores del retardo relativo, se calcularon las ter siones máximas del esfuerzo cortante utilizando la conocida fórmula:

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 :

. 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, le 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:

en la que "s" es el arco de la linea P y n el radio de curvatura d la linea Q, y considerando la integración sucesiva a lo largo de l linea eAB:

El término P, sin embargo, es positivo y P es una trac ción 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 m delo, a excepción de la región comprendida entre la esquina y la lí nea formada por I₁C3, 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 l ODF (fig. 2), un razonamiento similar demuestra que la tensión principal P se halla en compresión, y crece hasta encontrar la línea I donde empieza a decrecer. En el caso de ODF, P se halla siempre e compresión. Esto está en concordancia con la conclusión anterior d 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 linea de simetría y las trayect rias transversales, como por ejemplo, eAB, fG1H1, etc.

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

Segundo modelo .-

En este caso, el modelo empleado es similar, en dimensi nes, al primer modelo. Se cargó con un bloque de acero de 1/4×1/4; × 0,15 pulgadas, es decir, el esfuerzo distribuído bajo el bloque o brió 1/10 de la cara de carga (fig. 4). Este modelo se preparó co resina "Columbia" C.R.39.

En la figura 4 se pueden apreciar las isoclinas, y las l neas de las tensiones principales en la figura 5. Partiendo de estas 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 la 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 se bre la línea de simetría y próxima al anclaje. En el primer modelo o presión distribuída sobre 1/6 de la cara de carga, la tensión máximo de tracción fué de 91 libras/pulg², para una carga de 56 libras, y un 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 to bién 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 compr sión por debajo de los anclajes, en una región que se extiende a tod la profundidad de la viga, incluyendo la línea de simetría del ancla je. Para un anclaje que cubre un cuarto de la cara de carga la tensión transversal máxima de tracción sobre la línea de simetrí y más allá de la extensión de tensiones de compresión, Guyon halló que resulte ser igual al 34 % de la tensión media de compresión (Lo resultados de las investigaciones de tipo tridimensionales, conside rando la inclinación de los cables y el efecto de los conductos de éstos, no se hallaban en concordancia con los métodos normales de cáculo).

- b) Los puntos isotrópicos sobre los bordes longitudinales se separaban más de la cara cargada, a medida que disminuía la k gitud de distribución de presión bajo el anclaje. Esto parece segui: las corrientes prácticas de ingeniería, que admiten que una carga s extiende formando un ángulo de 45° a partir del límite de la zona d distribución de la carga. Estos puntos isotrópicos separaban las tesiones de tracción de las de compresión en los bordes longitudinale
- c) Al calcular los valores correspondientes a las franjas del material empleado en la región de compresión uniforme, se l
 gró una medida del grado de exactitud de estos trabajos fotoelásticos. Los valores obtenidos para estas franjas se compararon con lo
 hallados independientemente, partiendo de ensayos realizados sobre m
 delos en tracción y discos a compresión. Los errores eran siempre m
 nores del 8%. En el primer modelo se logró una comprobación calcula
 do las tensiones principales por dos métodos diferentes; en este ca
 so, 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 e te 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 on vigas de hormigón pretensado" (Londres).

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

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

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

Por J.M. Prentis, ingeniero.

-Sinopsis-

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 primeras rie 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. Haj nal-Kónyi describe unos ensayos realizados sobre dos vigas de hormi gón pretensado que llegaron al estado de ruina debido a la rotura da acero. La resistencia se mostró considerablemente en exceso a la projeta en la teoría del profesor A. L.L. Baker (2).

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

Esto se puede explicar admitiendo que las constantes el píricas empleadas en la teoría son muy conservativas. Se pueden el gir las constantes de manera que la teoría coincida con los resultados prácticos, y prever la ruina debida a la rotura del acero en momento correcto. Bajo estas condiciones, la teoría muestra que la variaciones de las tensiones de pretensado pueden tener solamente efecto insignificante en la resistencia a la rotura. Sin embargo, Dr. Hajnal-Kónyi manifiesta en su estudio que cuando una viga sufrun 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:

$$M = 0.33 \text{ bd}^2 c_0...$$

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

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

Descripción del sistema .-

Las vigas ensayadas, cuyas escuadrías se han definido am teriormente, 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/mm². Al variar el espesor o anchura de la viga y el número de cables, se emplearon tres tipos de cuantía: 0,45, 0,91, 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 izquien da, 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 espaciamiento mediante pernos que permitían dar el an cho 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 util zaron tres juegos de encofrados que permitían el moldeo simultáneo o tres vigas que se tesarían con la misma tensión. Como las vigas era tan pequeñas, no hubo inconveniente alguno para hormigonarlas por ta das de a tres a la vez. De este hecho, así como la gran exactitud d los encofrados, se deduce que cualquier variación de la resistencia en flexión de la viga se puede aducir por entero a cambio del esfue zo de tesado. A fin de almacenar las tres vigas bajo las mismas con diciones, los perfiles en U de los encofrados no se quitaban hasta e 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 a metido a solicitación 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 hormigó

El extensimetro.-

Este dispositivo de medida se describe en el texto cita do en la nota 3 de la bibliografía que se acompaña, y se puede apre ciar en la figura 3, en la que se le ve montado sobre una viga de a cero. Los bloques rectangulares de acero, se acoplan a la superfici de la cara superior de la viga de hormigón por medio de pernos retenidos en la cara inferior y embebidos en el hormigón. La deformació 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 do flexión en cualquier nivol 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 pue den 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 prue ba, 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 la 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 vi gas 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 cortante, 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 ca gaban las vigas se hallaban retranqueadas respecto a la superficie perior del hormigón; de esta forma, las placas servían como element adicionales para mantener el espaciamiento que debía fijar la anchu ra de las vigas exactamente. En la tercer viga de la serie A no exi tía consolidación alguna por debajo de la placa, resultando así qu la rotura por flexión se presentó en la sección debilitada, dando u momento de ruptura algo bajo. Este fué el único caso, en el que las p cas retranqueadas sobre las que se cargaba fueron la causa de una re na prematura; sin embargo, se decidió que su empleo no se extendier a los ensayos de las series C.

Todas las vigas del grupo C se comportaron satisfactori mente, en lo que concierne a la ruina por aplastamiento del hormigó dentro de la longitud del espacio ocupado por el extensímetro. En e caso de una viga sometida a mayores esfuerzos de tesado, se hiciero visibles las grietas y ruina simultáneamente, por lo que no existió oportunidad alguna para controlar el estado del pretensado en la fo; ma 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 extensimetro 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 ob tenidas de los extensímetros, son cantidades medias basadas en una longitud de extensímetro de 300 mm, por lo que se deberán to mar 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 ma yor sea el esfuerzo del pretensado. También se puede notar que, cuando el esfuerzo de tesado es nulo, la resistencia aumenta, sen siblemente, 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 sí bolos del profesor Baker, la profundidad del eje neutro (n_1d) en e momento de producirse la ruina de la viga rectangular viene expresada por la ecuación:

$$n_1 = \frac{T}{C \cdot C \cdot bd}$$
 (1)

donde: T es el esfuerzo del acero a tracción;

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 siguio

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

en cuya expresión y n₁d da la profundidad del centro de compresió

te:

Al sustituir T por su equivalente se tiene:

$$\frac{M}{bd^{2}} = c(c'n_{1} (1 - Yn_{1}))$$

$$\frac{M}{bd^{2}c_{u}} = \frac{c(c')}{c_{u}} n_{1} (1 - Yn_{1}),$$
(2)

donde: cu es la resistencia en probeta cúbica.

Relacionando las deformaciones en las armaduras y hormigón tendremos:

$$n_1 = \begin{pmatrix} 1 + \frac{e'_S}{F'e'_C} \end{pmatrix} -1 , \qquad (3)$$

donde: e's y e'c son, respectivamente, las deformaciones en el ace ro 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:

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

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

Para las vigas pretensadas, el profesor Baker recomien da los siguientes "límites de seguridad" para las constantes empíricas que se expresan:

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 tu y n₁. La ecuación (4) da las series de líneas radiales que parten del origen y cuya pendiente es función de p_s/c/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 de cir, 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/bd²cu como ordenadas, y n₁, como abcisas para c'= 0,5cu y para = 0,4. Por tratarse de una curva simple hubiera sido posible evitar esta determinación por medio de una esca la a lo largo del eje n₁. Sin embargo, esta escala no seríe 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 descen so 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 com presión. La ruina por tracción tiene lugar cuando la línea apropiada de cu/p pasa hacia la izquierda de la terminación de la cur va correspondiente a to. Debe notarse que, mientras la ruina se ha previsto para to = 0 y cu/p = 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 con duce a obtener la posición del eje neutro en cada viga ensayada, por medio de la intersección de las curvas apropiadas correspondien tes 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 insuficientemen te exactos de varias constantes, tales como: cor, F'e'c, 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 neu tro viene determinada por la constante , 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 corresponden efectos secundarios so bre el momento de rotura, a excepción de los casos en que n, tiene grandes valores.

el momento. Los resultados experimentales sugieren que el valor atribuído de 0,5 cu es bastante razonable. Sixo descendiera a, por ejem ple,0,4 cu, el efecto tendría por consecuencia la reducción de las or denadas de la curva prevista M/bd²cu, en la relación 0,4 : 0,5. Al mis mo tiempo, la pendiente de las rectas cu/ps 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' 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 esfuer zo 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 tra duce en un valor menor de F. Este efecto debe, sin embargo, ser limitado, ya que,como ha desmostrado 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 par ra 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 per ra c_u <280 kg/cm² y 0,5 para c_u > 280 kg/cm²), = 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 pue de explicar, mostrando que F' es una variable dependiente del grado de pretensado. Se considera que los ensayos no son suficientemente comprensivos, ni que las medidas de las deformaciones presentan ade cuada 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 permiteura fácil interpolación de valores intermedios de F'e'. Sin embargo, es te 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 ami, cuando las vigas llevan los anclajes en la extremidad sin que emista 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 inflextón 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 importan te, no existió una liberación instantánea de toda la energía de defor mación 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. Vo. 35,nº 4, febrero 1951, páginas 262-298, discusión páginas 298-- 329.
- (3) Prentis, J.M. Combinación de deformación y registrador de curva tura 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 t Institution of Civil Engineers. Vol. 2, Parte 3, de 1953, páginas 269-310.

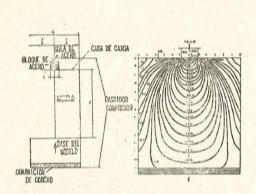


Fig. 1.

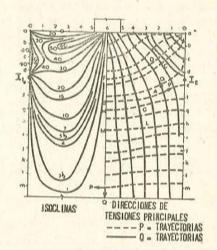


Fig. 2.

| 0 | CALIC | A = 56 LII | | | | | 2 | | | F . 255 11 | /in2/FRA | | |
|-----|-------|------------|-----|-----|--------|-----|-----|--------|-----|------------|----------|-----|-----|
| 0 | - | | 3 | 4 | 5 | 6 | , 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | 0 | |
| | - 11 | 21 | 31 | 10 | 730 | 150 | 730 | 10 | 31 | 21 | 11 | | 7 |
| -11 | 0 | 13 | 64 | 178 | 440 | 545 | 440 | 182 | 63 | 16 | 0 | -11 | |
| -17 | 16 | 56 | 116 | 214 | 370 | 400 | 370 | 214 | 118 | 54 | 16 | -17 | 1 3 |
| - 7 | 40 | 84 | 142 | 221 | 290 | 318 | 291 | 223 | 142 | 85 | 40 | - 7 | |
| + 7 | 62 | 108 | 152 | 207 | 254 | 269 | 252 | 207 | 154 | 107 | 65 | + 7 | |
| 30 | 82 | 118 | 156 | 192 | 219 | 233 | 221 | 193 | 157 | 118 | 80 | 30 | 1 3 |
| 45 | 90 | 122 | 152 | 180 | 200 | 210 | 200 | 180 | 152 | 122 | 90 | 45 | |
| 68 | 95 | 122 | 145 | 166 | 177 | 185 | 177 | 163 | 145 | 120 | 95 | 68 | |
| 82 | 102 | 118 | 141 | 157 | 160 | 168 | 160 | 157 | 141 | 118 | 102 | 82 | |
| 89 | 105 | 115 | 135 | 147 | 150 | 153 | 150 | 147 | 135 | 115 | 105 | 89 | |
| 100 | 108 | 112 | 130 | 137 | 139 | 143 | 139 | 137 | 130 | 112 | 108 | 100 | 1 |
| 105 | 110 | 112 | 125 | 127 | 130 | 133 | 130 | 127 | 125 | 112 | 110 | 105 | 3 |
| 106 | 110 | 112 | 118 | 120 | 122 | 125 | 122 | 120 | 118 | 112 | 110 | 106 | - |
| 110 | | 115 | | 115 | | 120 | | 115 | | 115 | | 110 | 1 |
| 112 | | 112 | | 112 | Policy | 112 | | 112 | | 112 | | 112 | |
| | | 0117 | 1.1 | | 1 9 | 700 | | 20.636 | | 200 | | 220 | |

Cuadro 1.

| | 0 1 | 2 | 3 | 4 | . 5 | 6 | - 5 | 4 | 1 | 2 | 1 |
|---|-----|----|----|----|-----|---|-----|----|----|-----|----|
| Б | 42 | 64 | 65 | 55 | 30 | 0 | 60 | 35 | 25 | 26 | 48 |
| 0 | 36 | 45 | 41 | 34 | 17 | 0 | 73 | 56 | 49 | 45 | 54 |
| d | 65 | 59 | 60 | 67 | 76 | 0 | 14 | 23 | 30 | 31 | 25 |
| | 70 | 66 | 67 | 70 | 79 | 0 | 11 | 20 | 23 | 24 | 20 |
| ſ | 76 | 74 | 75 | 76 | 83 | 0 | 2 | 14 | 15 | 16 | 14 |
| 8 | | | | | | | | | | | |
| h | 80 | 60 | | 85 | | 0 | | 5 | | 10 | 16 |
| | | | | | | | . " | | | N N | |
| | 88 | 88 | | 88 | - | 0 | | 2 | | 2 | 2 |
| k | | 1 | | | 1.4 | | | | | | |
| 1 | 90 | 90 | | 90 | | 0 | | 0 | | c | 0 |
| m | | | | | | | | | | | |
| 0 | 90 | 90 | | 90 | | 0 | | 0 | | 0 | 0 |
| | | | | 2 | | | | | | | |

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.

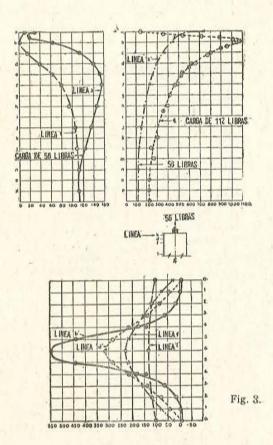


Fig. 3.—Gráficos del retardo relativo, en grados.
Fig. 4.—Segundo modelo a la izquierda, y curvas isocromas a la derecha.
Fig. 5.—Isoclinas y líneas de tensiones principales en el segundo modelo.

THTEGRACION A LO LARGO DE LA LINEA MAS DE LA TENSION PRINCIPAL, SEGUN LAS ECUNCIONES DE LANE-BAXRELL

| PUNTO GRADOS Q = P. | SPADOS' INCOME | 100 | | rΦ, | | 0.00 | | lb/in* | | | |
|---------------------|----------------|------|------|-------|----------|-------|------|---------|----|-------|------|
| | | | νФ, | 29, | 75, | ** | /P | BEDIA . | Р | Q | P+0 |
| 0 | 17* | - 24 | | | | | | 9.0 | 0. | - 24 | - 2 |
| 1 | 69* | - 94 | +.5" | .6×1 | ,145 × 8 | 1.3×4 | 17.7 | 100000 | 9 | - 85 | - 7 |
| 2 | 215* | -163 | + 5" | .78×4 | .125 × 8 | 1.2×4 | 24.5 | 21.0 | 30 | -133 | -10 |
| 3 | 157* | -223 | + 5" | .9×1 | .097 × 8 | 1.1×1 | 24.0 | 24.0 | 54 | -169 | -11 |
| 4 | 190* | ~270 | +5° | 1.5×4 | ,058 × 8 | 1.1×4 | 17.2 | 21.0 | 75 | - 195 | - 12 |
| 5 | 210* | -297 | +24" | 1.5×4 | .028 × 8 | 1.1×4 | 9.2 | 13.0 | 88 | -209 | -12 |
| 6 | 223" | -316 | 100 | | 0 | 1.0×4 | 0 | 5.0 | 93 | -223 | -13 |

Cuadro 3.

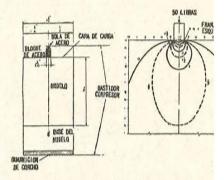


Fig. 4.

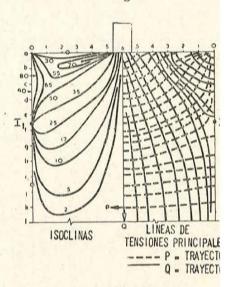
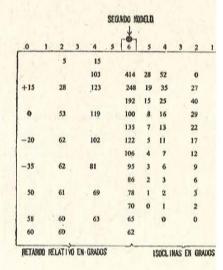
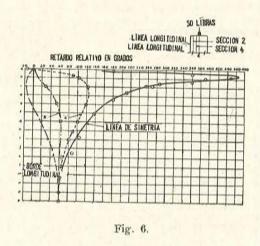


Fig. 5.



Cuadro 4.



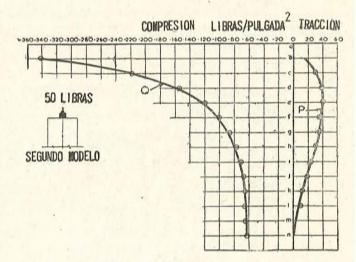


Fig. 7.

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 FLEXIOI DE VIGAS DE HORMIGON PRETENSADO

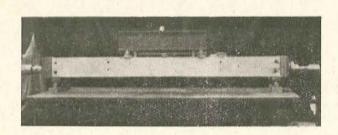


Fig. 1.

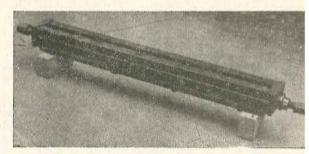
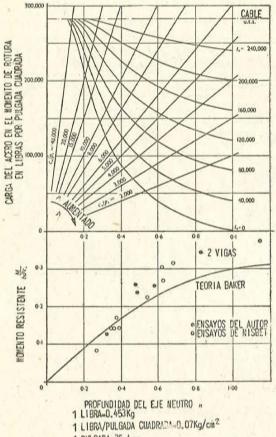


Fig. 2.



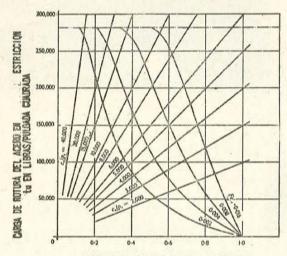
Fig. 3.

Fig. 1.—Disposición general del ensayo. Fig. 2.—Encofrado. Fig. 3.—Extensímetro y curvímetro.



1 PULGADA=25.4mm

Fig. 4.



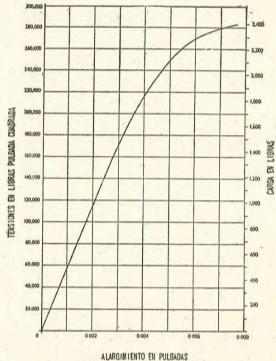
PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO n.EN PULGADAS 1 LIBRA/PULGADA CUADRADA-O.O7Kg/cm²

1 L1BRA=0.453Kg

1 PULGADA=254

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/10/2025

Fig. 6.



1 LIBRA PULGADA CUADRADA=0.07Kg/cm² 1 LIBRA=0.453Kg

1 PULGADA-25.4mm

Fig. 5.

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.

de 2,64 mm de diámetro. Fig. 6.—Efecto de la variación de F' e' según la posición del eje neutro.

| | Series A | | | 100 | Series I | 1 | Series C | | |
|---|----------|----------------------|---|---|--|---|-------------------------------|---|--|
| ANCHURA DE VIGA EN P ? AREA DE LA SECCION EN P? CUANTIA RESISTENCIA DE CUBOS EN P? | | 0:01 0:45 3,44 | 3 | | 1½ 0-0340 0-906 4,930 | | 1¼ 0·0340 1·22 3,650 | | |
| Nº DE VIGA | Al* | A2* | A3 | ВІ | B2* | B3* | CI* | C2* | C3* |
| ESFUERZO DEL ACERO EN L MOMENTO DE RUPTURA L.P. MOMENTO DE RUPTURA POR FLEXION [GUAL [L.P.] PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO IGUAL DEFOPMACION FIBRA EXTREMA, X 10 ⁴ . VALOR SUPUESTO PARA ESFUERZO DEL ACEPO AL ROMPERSE. ACCION | 0 | 4,300 0.43 | 5,040 > 8,570 > 0.266 APLASTA MIENTO PERO NO EN LA LONGITUI | > 6,880 > 0-149 ROTURA POR ESFUERZO CORTANTE | 4,050 5,650 11,750 0·254 1·83 0·73 41·2 0·4 6,640 0·49 1·9 | 7,500 10,250 15,790 0-342 1-95 0-78 21-6 0-4 9,100 0-63 3-9 | 0 | 3,740 6,260 8,740 (·341 2·16 0·87 28·7 0·4 5,320 0·60 3·7 | c 7,500 c 8,660 9,570 0.372 ROTURA POR FISURACION SIN POSIBLE CALCULO DE DEFORMACION |

^{*} EL APLASTAMIENTO APARECIO DENTRO DE LA LONGITID DEL EXTENSIMETRO

Cuadro 1.

| | | Series A | | 113 | Series I | 1 | Series C | | |
|---|---|--------------------------|-----|---------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| ANCHURA DE VIGA EN P AREA DE LA SECCION EN L ² CUANTIA RESISTENCIA DE CUBOS EN L/P ² | | 0:0170 0:453 5,200 | | 1 ½ 0-0340 0-906 5,200 | | | 1 t 0-0340 1-22 5,800 | | |
| Nº DE VIGA | NAI | NA2 | NA3 | NBI | NB2 | NB3 | NCI | NC2 | NC3 |
| SFUERZO DEL ACERO. TP EN L MOMENTO DE ROTURA A FLEXION E Mondhot ² cu | 0 1,590 2,320 4,030 6,890 8,290 0;083 0-141 0-170 | | | 0 6,880 0·141 | 3,550 10,920 0-224 | 5,070 13,110 0-269 | 0 5,800 0·142 | 3,770 12,420 0·305 | 4,640 12,920 0:315 |
| | - LIBRA | | | | GADA = 2 | | - | 0 76 | |

Cuadro 2.

