



## ENSAYO A LA FLEXION DE UNA VIGA DE HORMIGON PRECOMPRIMIDO DE TAMAÑO NATURAL

Ernesto GOMEZ\*  
Fernando YAÑEZ\*

### RESUMEN

*Se describe el ensayo a la flexión de una viga de 10 m de luz cuya zona traccionada era de hormigón precomprimido prefabricado y el resto de hormigón armado colocado en sitio, la cual se sometió a cargas estáticas y a cargas cíclicas. Se colocaron instrumentos para medir flechas y deformaciones en varias secciones; se observó, además, la fisuración y el desarrollo de las grietas.*

*Se hace un análisis de la carga de fisuración y del comportamiento general de la viga, se comparan los resultados con las hipótesis de cálculo y con normas y se analiza la probable capacidad de carga de la viga.*

### INTRODUCCION

Para el conocimiento cabal del hormigón armado, tanto corriente como precomprimido, se han realizado muchos trabajos experimentales. Están en primer lugar de importancia los estudios sistemáticos hechos para verificar la validez de las hipótesis que se adoptan en la concepción teórica del material. Por medio del análisis de los resultados de numerosas experiencias de flexión de esta naturaleza, realizadas en diversas épocas y países, se ha ido conociendo cada vez con mejor aproximación los límites de fisuración y de rotura y otras características del comportamiento de las vigas de hormigón armado, si bien es cierto que todavía queda algún margen de incertidumbre. Esta clase de experiencia puede programarse y enmarcarse dentro de las dimensiones y de la capacidad de carga de los

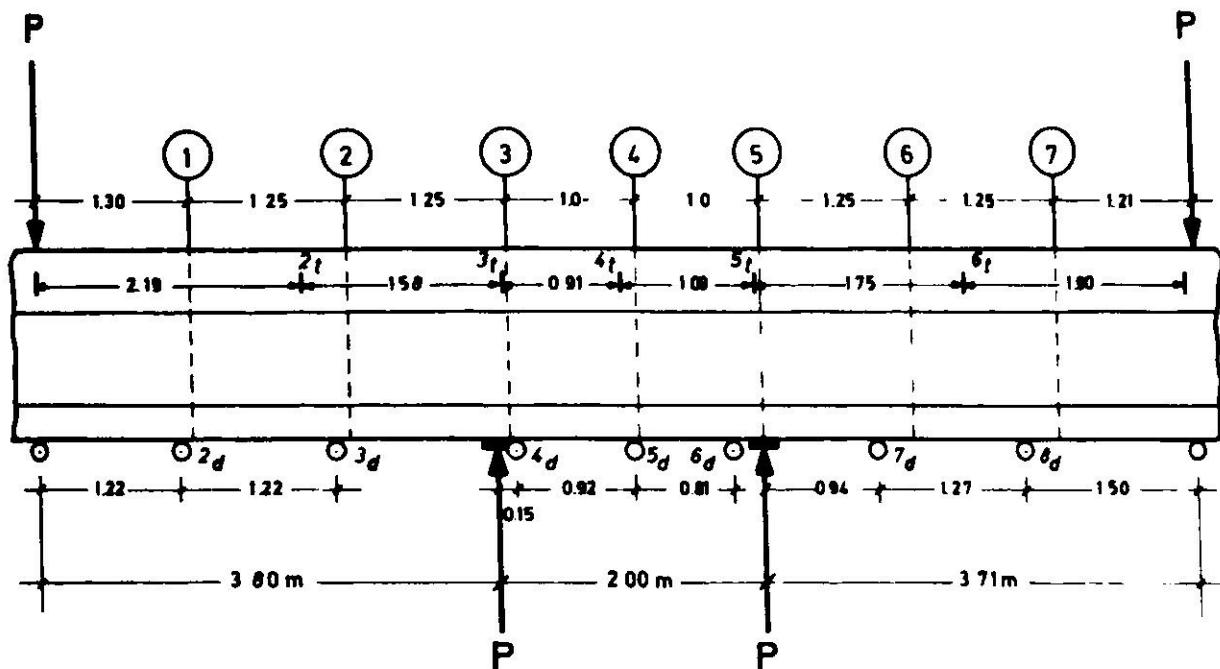
---

\* Investigadores de IDIEM.

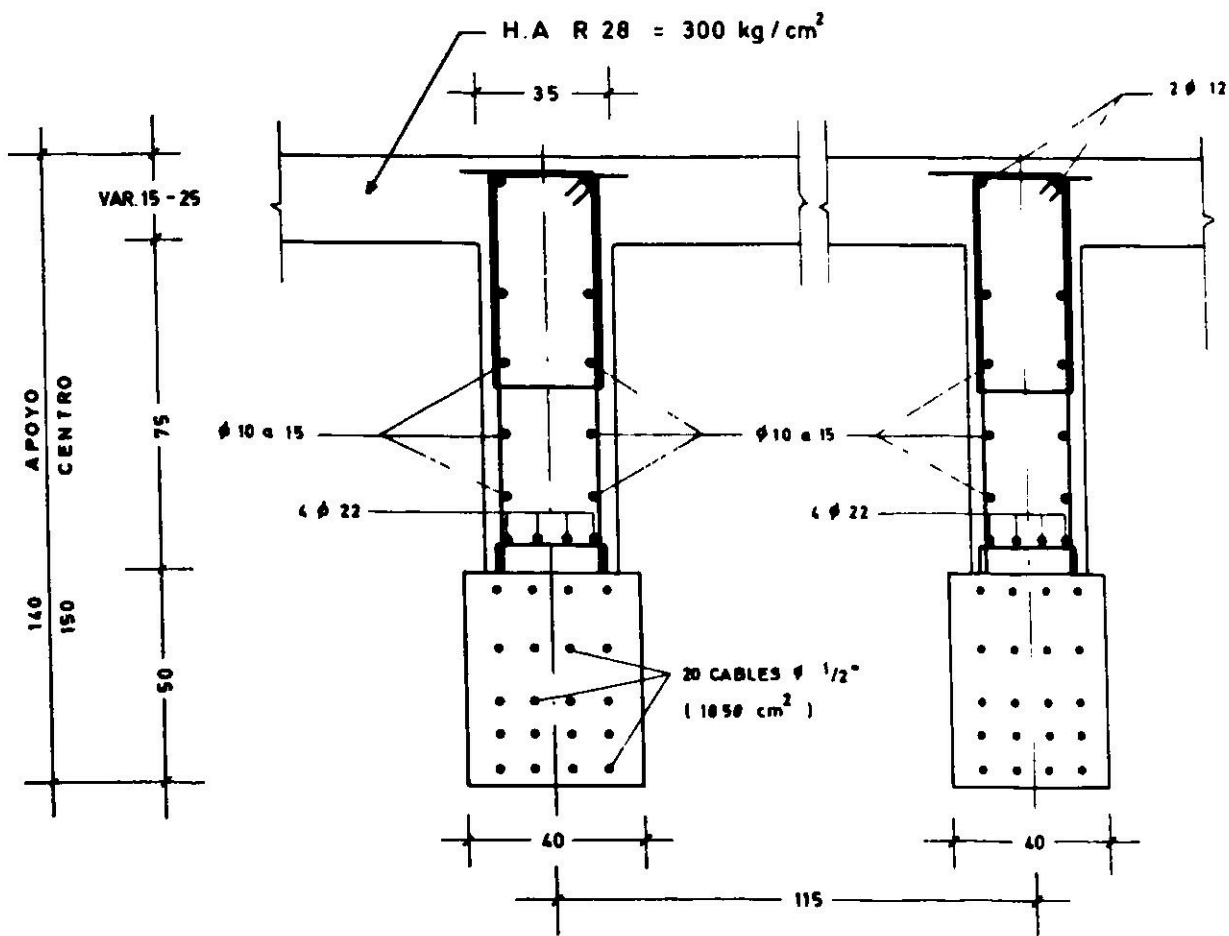
equipos y de las máquinas de ensayo de que se disponga, o sea, son relativamente simples desde el punto de vista de la ejecución experimental, pero plantean problemas serios en los aspectos de programación y de interpretación. Las dificultades son muchas si, por razones prácticas, hay que limitar el número de elementos que se ensayan; esto sucedió, por ejemplo, en las experiencias realizadas por Y. Guyon<sup>1</sup>, en 1972, sobre vigas continuas de hormigón precomprimido, que comprendieron sólo 4 vigas; pero, disminuyen si no hay limitaciones de número, como en las de Warwaruk, Sozen y Siess<sup>2</sup>, de 1962, sobre vigas isostáticas de hormigón precomprimido, en que se ensayaron 82.

Están, además, los ensayos realizados con un propósito más restringido e inmediato, como es medir o comprobar la resistencia real de alguno de los elementos estructurales de tamaño natural de un conjunto de unidades iguales que conforman un proyecto específico, o bien, de un prototipo de piezas que se piensa construir en gran número. En tales ensayos es necesario programar los procedimientos y las instalaciones de carga según cuáles sean las dimensiones y la resistencia esperada de la pieza que se somete a ensayo. Muchas veces el problema principal de ellos reside en dar con el procedimiento práctico para realizarlos, porque, generalmente, entran en juego grandes cargas y dimensiones; pero, la interpretación es casi siempre directa y simple. Se pueden hacer ensayos en los elementos ya colocados en las obras y que se mantendrán en ella después de la prueba; en tal caso no se puede llegar más que a cargas iguales o poco superiores a la de servicio, a lo más hasta las de fisuración en hormigón precomprimido, y la información que se obtiene es escasa. Los ensayos a la rotura son de mucho más interés práctico. Ya desde los primeros tiempos del hormigón precomprimido se hicieron ensayos de éstos: se puede citar, entre muchos, el de una viga de gran luz<sup>3</sup> del puente Walnut Lane en 1949, el de una viga del primer puente de hormigón precomprimido construido en EUA en 1951, descrito por G. Magnel<sup>4</sup>, el de varios marcos y vigas hechos en Holanda<sup>5</sup> antes de 1951, todos ellos llevados a cabo en el terreno mismo y con dispositivos de carga diseñados especialmente en cada caso.

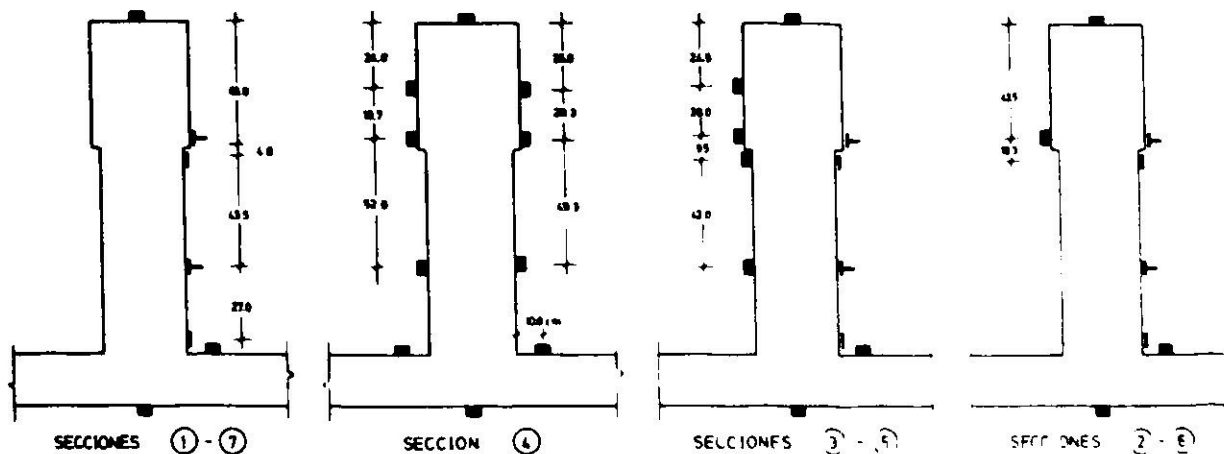
En este trabajo se informa sobre un ensayo a la flexión de una viga destinado a esclarecer ciertas dudas sobre el diseño de la misma. Era una viga de grandes dimensiones y capacidad de carga y debido a ello la realización de la prueba planteaba problemas de ejecución. Después de barajar varias soluciones posibles se optó por hacer el ensayo en laboratorio, en la instalación de carga de IDIEM, que estaba recién terminada y cuyas dimensiones son del orden de las que se necesitaban. La ejecución en laboratorio tiene claras ventajas experimentales sobre la realización de la prueba en sitio y por eso se eligió esta solución en el caso presente, a pesar de que la longitud de la instalación era inferior a la de la viga completa y fue necesario cortar un trozo en cada extremo de ésta para que cupiera.



Disposición del ensayo. Ubicación de las secciones de medidas de flechas con comparadores,  $\odot$ , con nivel topográfico, l, y de las secciones donde se colocaron extensómetros,



Corte transversal de la viga, mostrando sus dimensiones y armadura.



Posición de los extensómetros: ■ cuerdas vibrantes; ┆ rosetas; | estampillas simples.

Fig. 1. Esquemas de la viga y de la ubicación de los instrumentos.

## ENSAYOS

La viga ensayada formaba parte de la cubierta de techo de una obra subterránea sobre la cual circulará el tránsito público. Era una pieza compuesta por una parte inferior prefabricada precomprimida de 50 cm de altura y 40 cm de ancho, armada con 20 cables de  $0.929 \text{ cm}^2$  de sección transversal cada uno y una parte superior hormigonada en sitio con hormigón corriente, formada por alma de 75 cm de altura y 35 cm de ancho, que continúa en una losa que la liga a vigas vecinas iguales para completar un sistema de cubierta continua. La viga se cortó con un trozo de losa a cada lado formando ala de 115 cm de ancho nominal y 25 cm de espesor en el centro de la luz. En la Fig. 1 se presenta un corte transversal de la viga con sus dimensiones y armaduras, tanto de pretensión como corrientes.

La longitud total de la viga era de 14.80 m. Para su ensayo hubo que acortarla a una longitud de 10.20 m, sacándole un trozo de aproximadamente 2.30 de cada extremo, para que cupiera en la instalación de ensayo.

### Métodos de ensayo

La viga se ensayó a la flexión en una instalación formada por dos vigas de acero longitudinales principales, a las cuales se fijan por pernos, en las posiciones deseadas, dos vigas transversales de apoyo y dos marcos para aplicación de las cargas. Las cargas se producen y controlan por un sistema de gatos hidráulicos accionados por una bomba y las correspondientes instalaciones de impulsión y comando. El sistema permite la aplicación de cargas estáticas, cargas pulsantes y cargas alternadas. En la Fig. 2 se presenta una vista de la instalación con la viga colocada en posición y todo el sistema listo para proceder al ensayo; a saber, gatos, aparatos de generación y control de la presión hidráulica, extensómetros e instrumentos de lectura y de registro.

La viga se colocó en posición invertida - zona pretensada, traccionada, hacia arriba - apoyándose con el ala en dos apoyos situados a 1 m de distancia del centro cada uno, y se le aplicó cargas iguales en cada uno de sus extremos, según el esquema de la Fig. 1. Se aplicaron cargas estáticas y cargas pulsantes.

### Instrumentos de medida

Se colocaron instrumentos de dos tipos para medir deformaciones del hormigón: extensómetros de resistencias eléctricas y extensómetros de cuerdas vibrantes. Los primeros se leyeron con puentes de Wheatstone de manejo manual con indicadores de agujas y los segundos, con un instrumento Maihak con pantalla de rayos catódicos de accionamiento manual y con otro Maihak impresor digital de barrido automático.

Se colocaron dos sistemas de medición de flechas. Uno estaba constituido por comparadores graduados en 0.01 mm apoyados en diversas posiciones en la parte inferior del ala de la viga. El otro, por cintas de papel milimetrado pegadas



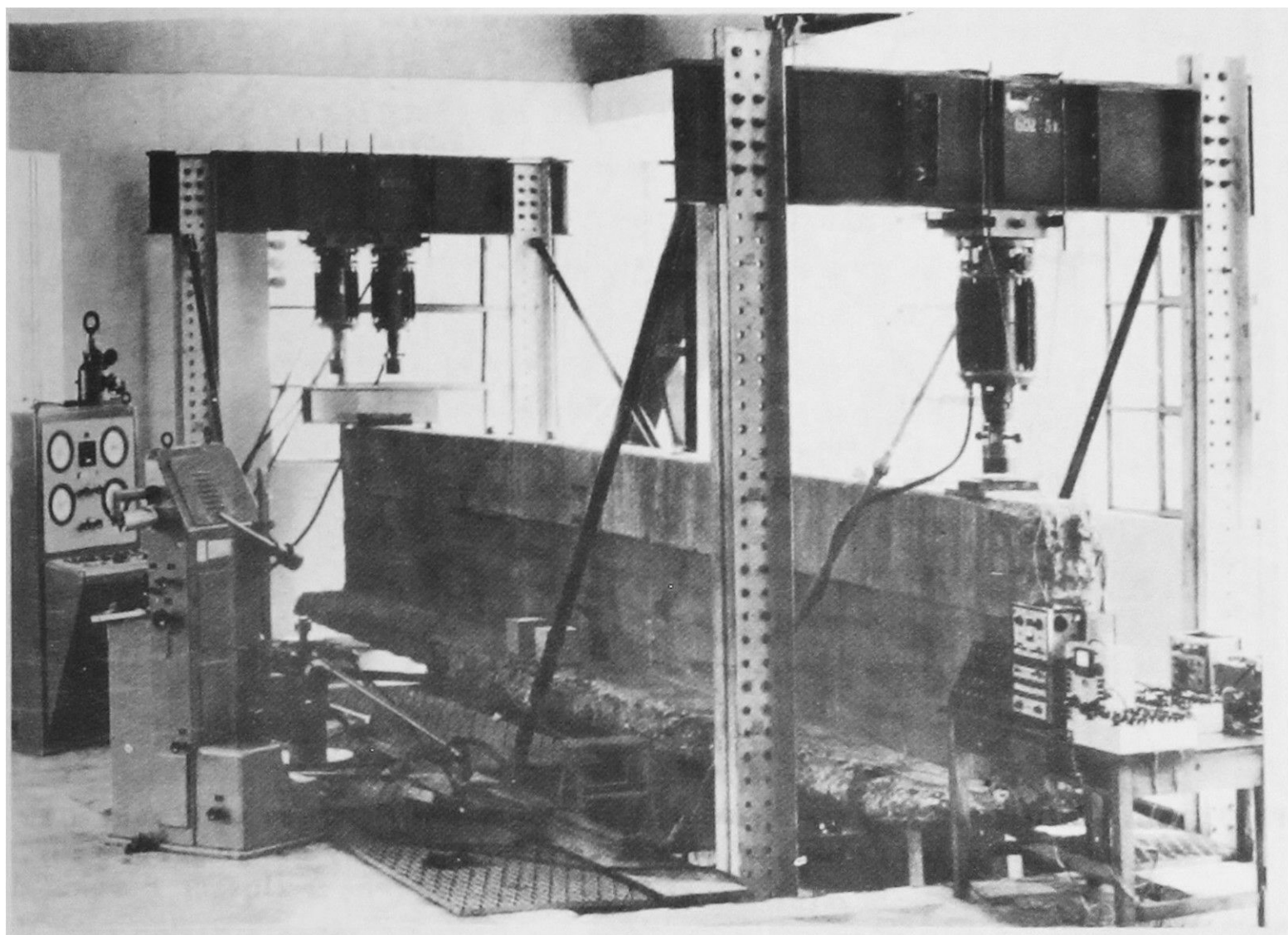


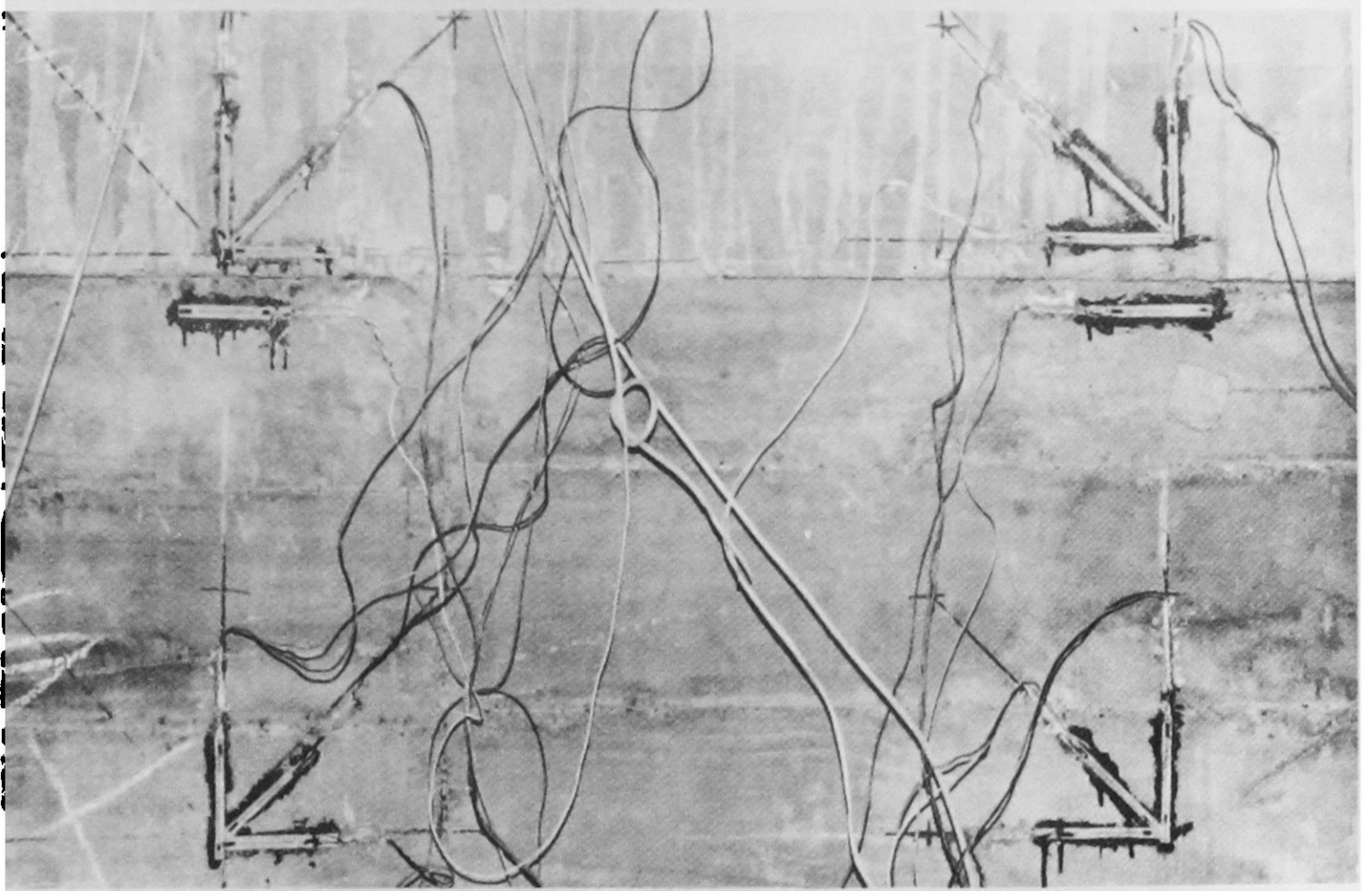
Fig. 2. Viga colocada en posición de ensayo.

en varias posiciones en un costado de la viga, las cuales se leían con un nivel topográfico con precisión de 0.01 mm. En la Fig. 1 se muestra la ubicación de los extensómetros, de los comparadores, de las cintas milimetradas y de las estaciones de lectura. En la Fig. 3 se ven algunos extensómetros eléctricos colocados en la viga, y en la Fig. 4 se ven dos cuerdas vibrantes colocadas en la zona pretensada, en un costado de la viga y se divisa parcialmente una tercera en la cara superior.

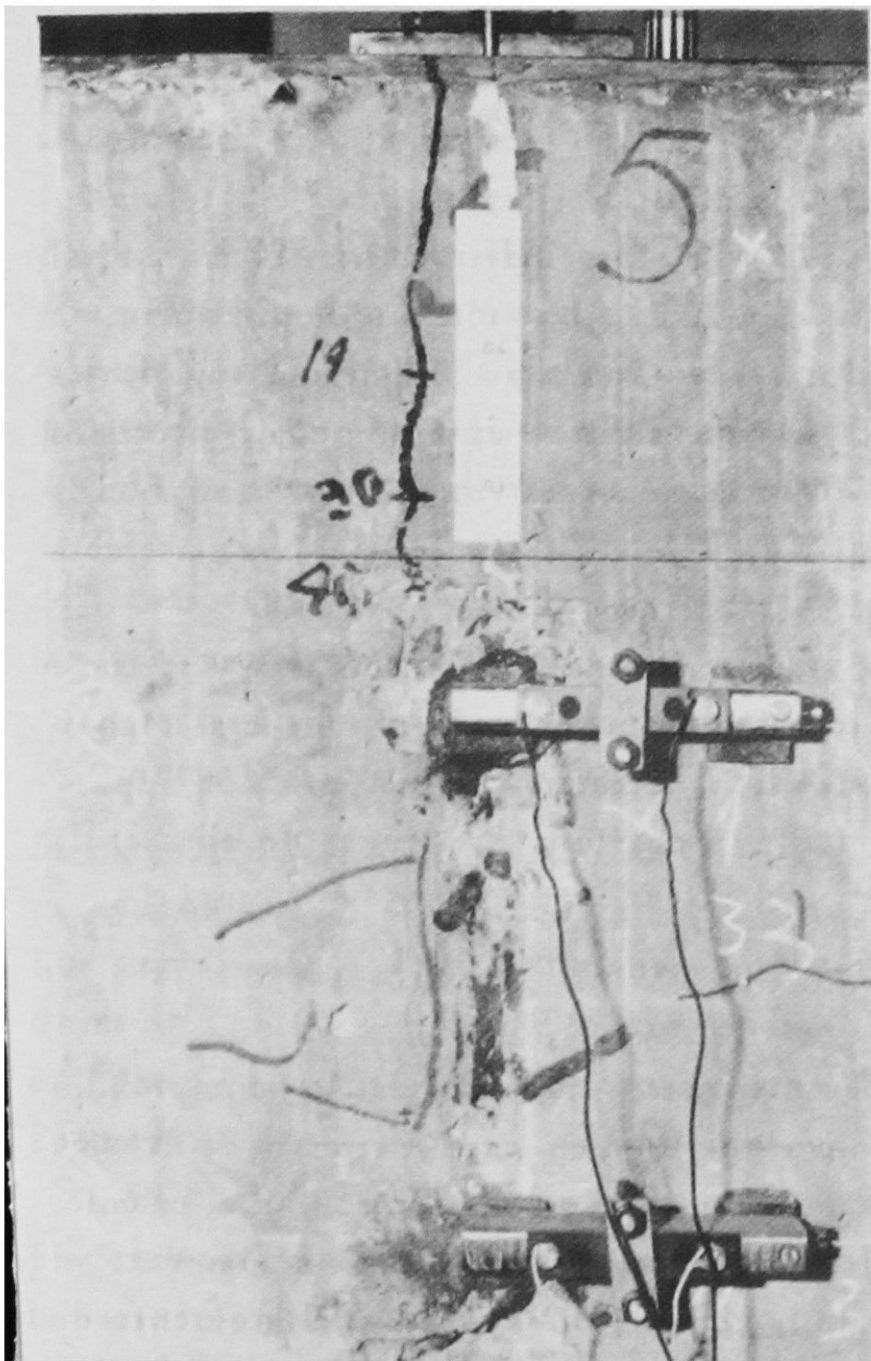
Se observaron las grietas que aparecían en cada etapa de carga y se trazó con plumón su desarrollo y su punto de término en cada una de esas etapas. La observación se hizo a simple vista para detectarlas y después con lupa y microscopio de 40 aumentos para medir la abertura de algunas de ellas en la cara superior de la viga.

### Pruebas de carga

Se hicieron 8 sesiones de carga, en diferentes días, y cada una de ellas comprendió varias etapas. Las cargas que se aplicaron, una en cada extremo de la viga iguales entre sí, estaban relacionadas con las que se consideraron en el cálculo. Así, se eligieron cargas de 8 toneladas que reproducen aproximadamente el momento al centro del peso propio de la viga; de 30 toneladas, el momento de



**Fig. 3.** En la zona pretensada se ven 2 grupos de extensómetros eléctricos a  $45^\circ$  entre sí. En la zona hormigonada en sitio, dos extensómetros individuales y dos grupos de 3 a  $45^\circ$ .



**Fig. 4.** Se ven dos cuerdas vibrantes colocadas en la zona pretensada al costado de la viga y una en la parte superior.

las cargas permanentes uniformemente distribuídas de cálculo; de 49, el de las permanentes más las de servicio uniformemente repartidas supuestas en el cálculo; de 75 toneladas, el de las máximas probables uniformemente repartidas según el criterio de ACI 318-1971<sup>6</sup>; de 95, el de las de agotamiento según DIN 1045<sup>7</sup>, y de 100 toneladas que son las máximas alcanzables en la instalación disponible. Hubo algunas cargas intermedias entre las mencionadas.

En cada etapa se leyeron todos los instrumentos y se observaron las grietas, lo más cerca que se pudo del término de cada etapa. Este criterio se adoptó después de la primera sesión, que sirvió para probar el sistema y ajustar el procedimiento. A partir de la segunda sesión cada etapa tuvo una duración fija, es decir, se aumentaba la carga hasta alcanzar el valor prefijado en aproximadamente dos minutos y se la mantenía en este valor hasta completar 20 minutos. Con esa duración se podían leer todos los instrumentos sin apresuramiento. Sin embargo, en la sesión 2, después de descargar hasta 8 toneladas, en la etapa 11, se mantuvo esa carga durante tres horas y después se aumentó a 30 toneladas y ésta se mantuvo durante 16 horas, hasta el día siguiente, en que se descargó.

En la sesión 3 se hizo una primera etapa hasta 30 toneladas y después se aplicaron 40 000 ciclos de carga pulsante entre 30 y 49 toneladas. En la sesión 4 se aplicaron otros 55 100 ciclos de carga pulsante iguales a los anteriores, y en la sesión 5 se aplicaron 55 500 ciclos más. En total se aplicaron 150 600 ciclos de carga pulsante entre 30 y 49 toneladas, a razón de aproximadamente 2 ciclos por segundo. (El período fundamental de vibración de la viga es de aproximadamente 130 c/s).

La sesión 6 fue repetición de la 2 hasta la etapa 10 de ésta, con descarga total a continuación. La sesión 7 fue repetición de la anterior hasta la etapa 10, después se incrementaron las cargas por etapas hasta 49 toneladas; en seguida se subió a 55 y de allí de 5 en 5 toneladas hasta alcanzar la capacidad máxima de carga del sistema, que es de 100 toneladas en cada extremo.

La sesión 8 y final fue repetición de la sesión 6.

Después de realizadas todas las pruebas de carga se extrajeron testigos cilíndricos del hormigón precomprimido y del hormigón corriente y cada uno de ellos fue sometido a ensayo de compresión simple, en que se determinaron las deformaciones en función de las cargas para establecer el módulo de elasticidad del hormigón y se midió la carga de rotura.

Las características de los cables de pretensado se conocían por ensayos previos.

Por último, se determinó la tensión real de los cables de pretensión en tres vigas compañeras de la ensayada. El procedimiento consistió en descubrir un trozo de 1 m de cable en el centro de cada viga, colgarle pesos conocidos a mitad del trozo y medir las deflexiones correspondientes. La tensión se calcula por medio de la conocida fórmula:  $T = P \cdot l / 4\delta$ ; en que  $T$ , es la tensión del cable;  $P$ , la carga al centro y  $\delta$  la deflexión.

## RESULTADOS

## Ensayos de los materiales

En la Fig. 5 se presenta una curva cargas deformaciones, que es la media de 4 testigos cilindricos del hormigón precomprimido de 14.8 cm de diámetro y 30 cm de altura ensayados a la compresión a la fecha del ensayo de la viga. En ellos se midieron las deformaciones correspondientes a etapas uniformemente espaciadas de cargas y además la carga máxima, para cada cilindro.

De esta curva se deduce que el valor del módulo de elasticidad secante para una tensión de compresión de aproximadamente 120 kgf/cm<sup>2</sup> es de 268000 kgf/cm<sup>2</sup>. La resistencia media cilíndrica a la compresión fue de 530 kgf/cm<sup>2</sup>.

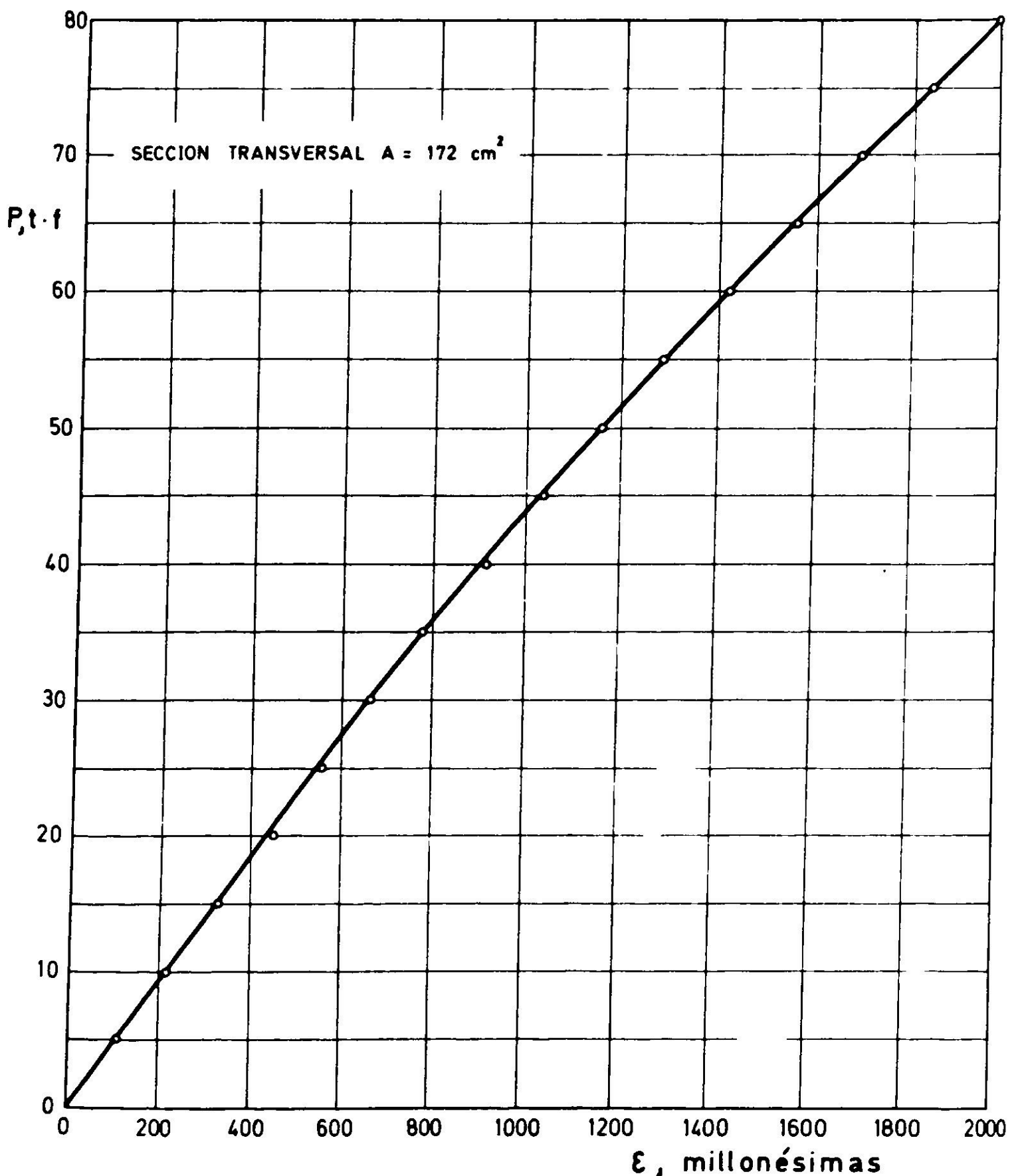


Fig. 5. Curva cargas deformaciones, media de 4 testigos cilíndricos de hormigón pretensado.



Se determinó también el módulo y la resistencia cilíndrica a la fecha del ensayo, del hormigón colocado en sitio y se obtuvieron los valores de  $E = 280\,000$  kgf/cm<sup>2</sup> y  $\sigma_r = 480$  kgf/cm<sup>2</sup>.

En dos testigos de hormigón precomprimido se midió la resistencia a la tracción por hendimiento y se obtuvo como valor medio  $\sigma_h = 33.8$  kgf/cm<sup>2</sup>.

Las características del acero de pretensado se establecieron por ensayos previos en que se obtuvo la curva completa de cargas deformaciones. Los resultados fueron: tensión de rotura 18900 kgf/cm<sup>2</sup> y tensión de fluencia al 0.2% de deformación remanente, 16700 kgf/cm<sup>2</sup>.

La tensión de los cables, medida en la forma descrita anteriormente, fue de 8900 kgf; la tensión inicial de precompresión fue, según datos de proyecto y de construcción, de 12500 kgf.

### Flechas de la viga

Como se ha dicho anteriormente, las flechas se midieron con 9 comparadores y 7 reglillas observadas con un nivel topográfico, ubicados en las posiciones que se señalan en la Fig. 1. Los primeros se retiraron en la sesión 7, después de aplicar la carga de 70 toneladas.

En la Fig. 6 se presentan las flechas en función de las cargas para dos de esas posiciones, las correspondientes a las mayores flechas, obtenidas de datos experimentales en la sesión de ensayo hasta 100 toneladas<sup>8</sup>. Los datos de los otros medidores se presentan más adelante en el análisis y comentario de los resultados. En todo caso, la Fig. 6, trazada a base de las medidas directas, sin elaboración, muestra por lo menos dos zonas claramente diferenciadas, cuyo significado y origen se comentarán detalladamente más adelante.

### Deformación medidas con extensómetros

En total había 52 extensómetros de resistencias eléctricas y 40 de cuerdas vibrantes colocados en las posiciones que indica la Fig. 1. En general, los resultados experimentales obtenidos<sup>8</sup> no fueron muy consistentes y en especial los de los extensómetros de resistencias eléctricas dejaron muchas dudas sobre intervención de factores no controlados.

En la Fig. 7 se presentan las deformaciones unitarias medidas con cuerdas vibrantes a diferentes cargas en las secciones designadas con los números 3, 4 y 5 en la Fig. 1. La primera y la última son las de mayor momento y la tercera la central. Se observa que la distribución de las deformaciones en función de la altura de la viga es aproximadamente lineal hasta 60 toneladas en la sección 4 y en cierto modo también en la sección 3, pero es bastante anómala en la sección 5. En todas ellas se acusan, sin embargo, los aspectos generales normales de aumento de deformaciones con las cargas y descenso del eje neutro.

La falta de linealidad es más marcada en la zona de tracción y aumenta con las cargas, lo cual tiene explicación en la fisuración de esa zona.



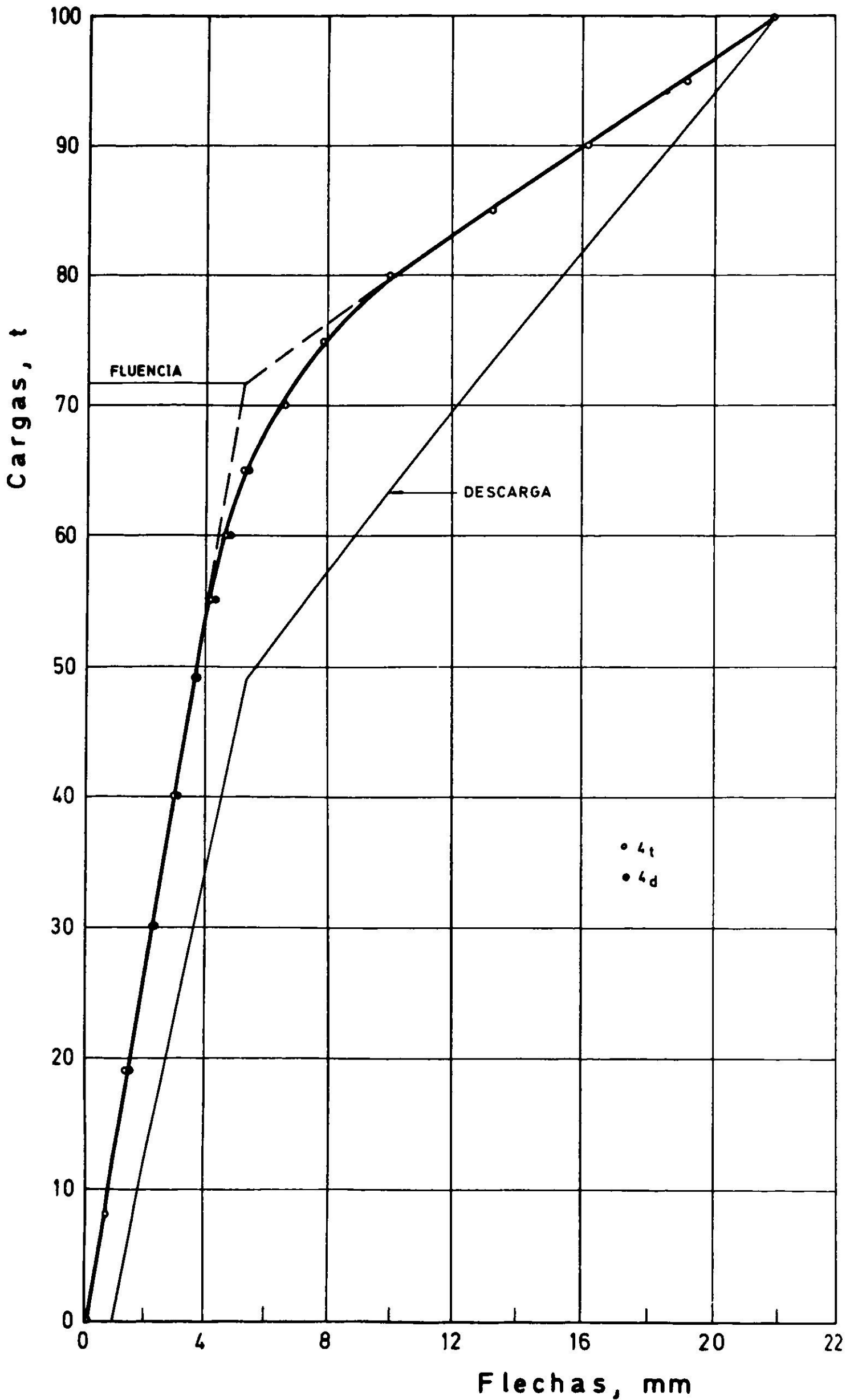


Fig. 6. Flechas en función de las cargas para los puntos 4<sub>t</sub> y 4<sub>d</sub>.

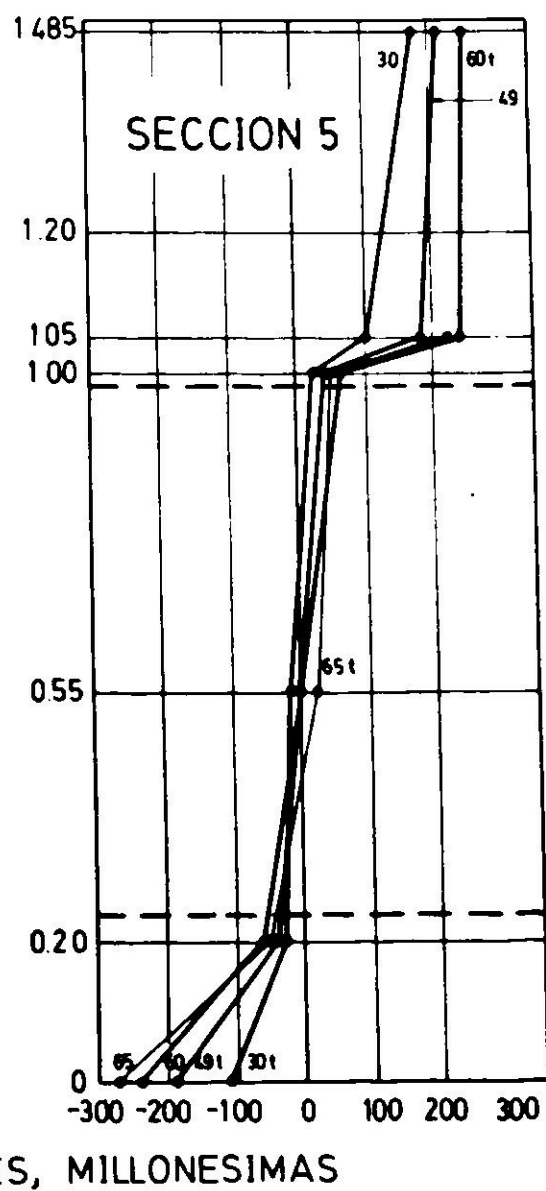
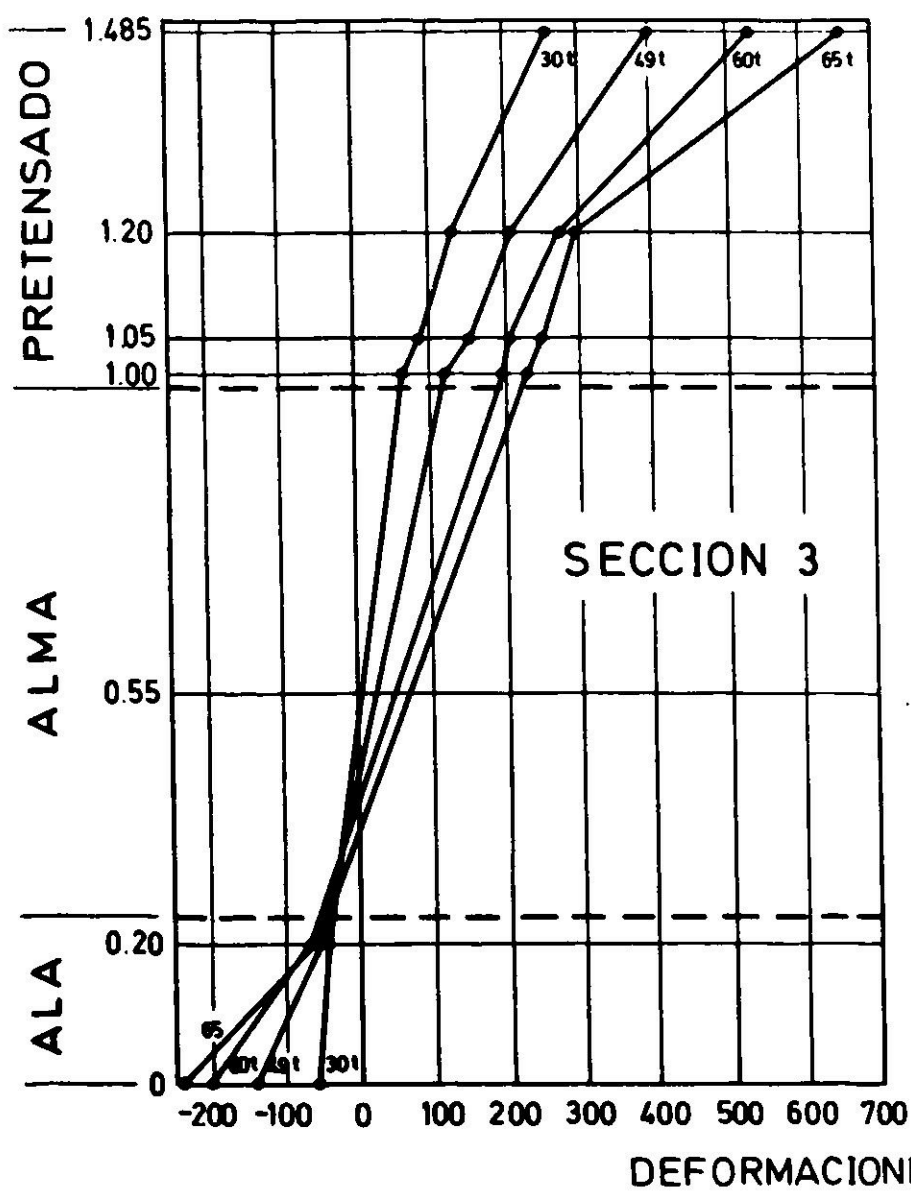
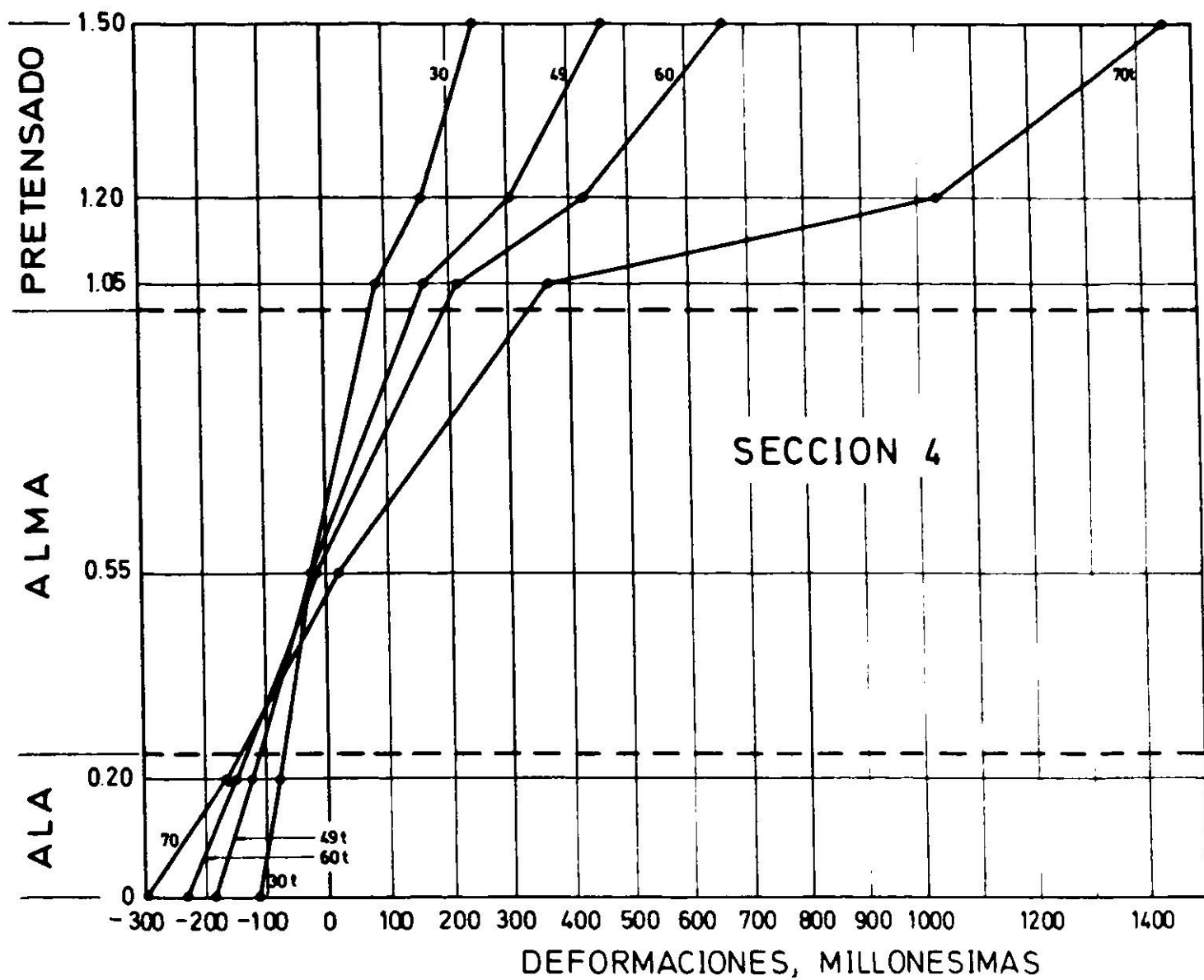


Fig. 7. Deformaciones medidas con cuerdas vibrantes para diferentes cargas en 3 secciones.

## Fisuración

Con cargas de 19 toneladas se detectaron las dos primeras fisuras, que se produjeron prácticamente a plomo de los apoyos, en coincidencia con la sección de momentos máximos de cada voladizo de la viga. Al aumentar las cargas, aparecieron nuevas grietas con una distribución bastante simétrica con respecto al centro y las existentes crecieron y se abrieron más. Las aberturas de las dos primeras fisuras, las únicas que se midieron, fueron de 0.05 mm. con 19 toneladas y 0.15 mm con cargas de 49 toneladas. La aplicación de 150000 ciclos de carga entre 30 y 49 toneladas produjo algunas variaciones en el sistema de grietas. Se pudo apreciar que tales variaciones consistieron en que las grietas se alargaron, pero no aparecieron nuevas grietas; sus aberturas aumentaron de 0.15 mm a 0.20 mm para cargas de 49 toneladas.

Con cargas de 70 toneladas aparecieron grietas de tracción diagonal.

Por último, con cargas de 100 toneladas, las aberturas de las grietas medidas fueron de 0.7 mm, y al descargar y volver a cargar hasta 49 toneladas, las aberturas de las grietas no variaron con relación al valor anteriormente anotado para estas cargas.

En la Fig. 8 se ve una fotografía del estado de agrietamiento de la parte central de la viga con cargas de 100 toneladas. En la Fig. 9 se muestra la distribución de grietas después de la primera etapa de cargas de 19 toneladas (primeras grietas), después de la primera aplicación de cargas de 49 toneladas, después del ciclaje y después de aplicar 100 toneladas.

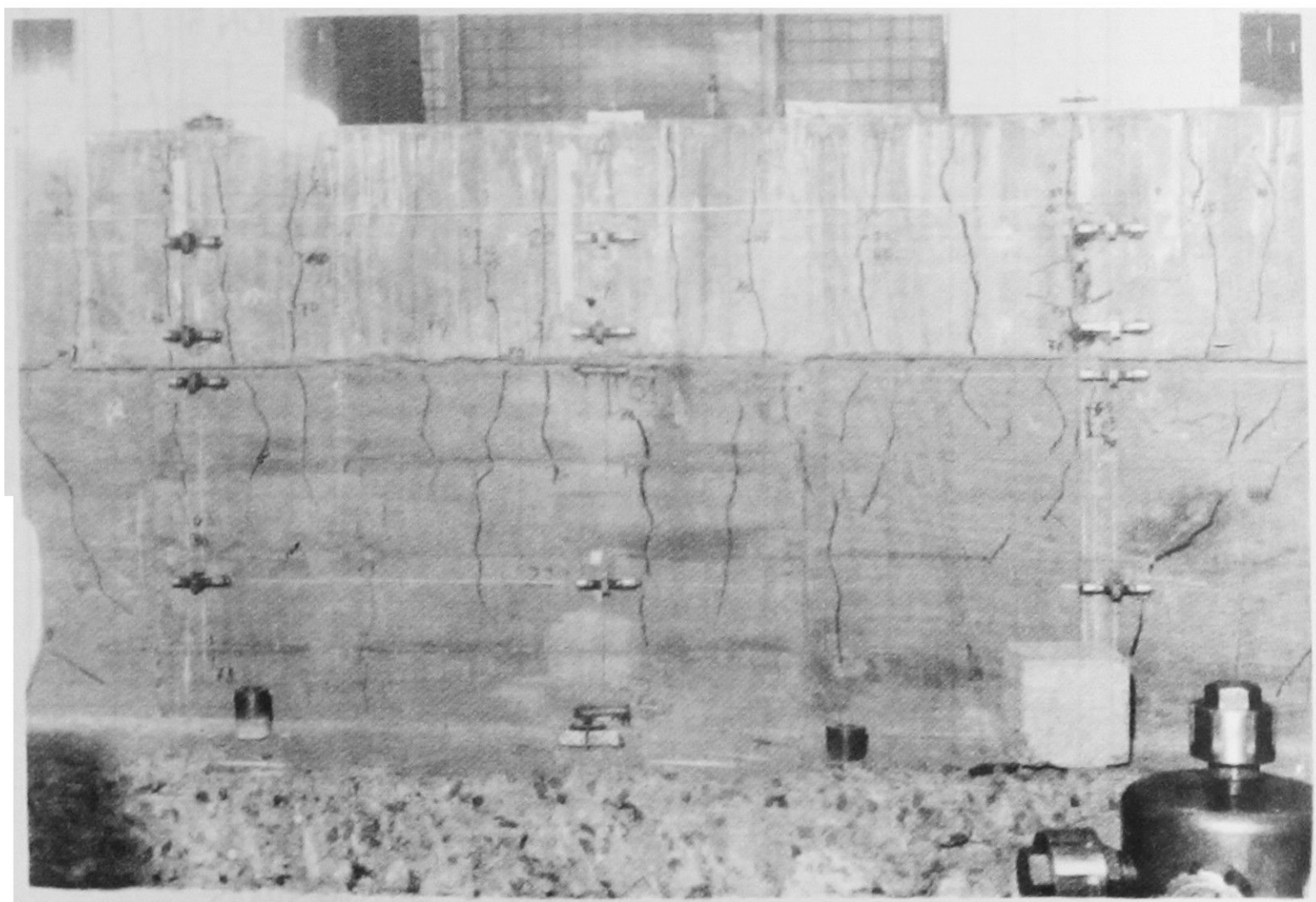


Fig. 8. Estado de agrietamiento de la parte central de la viga después de aplicar 100 toneladas.

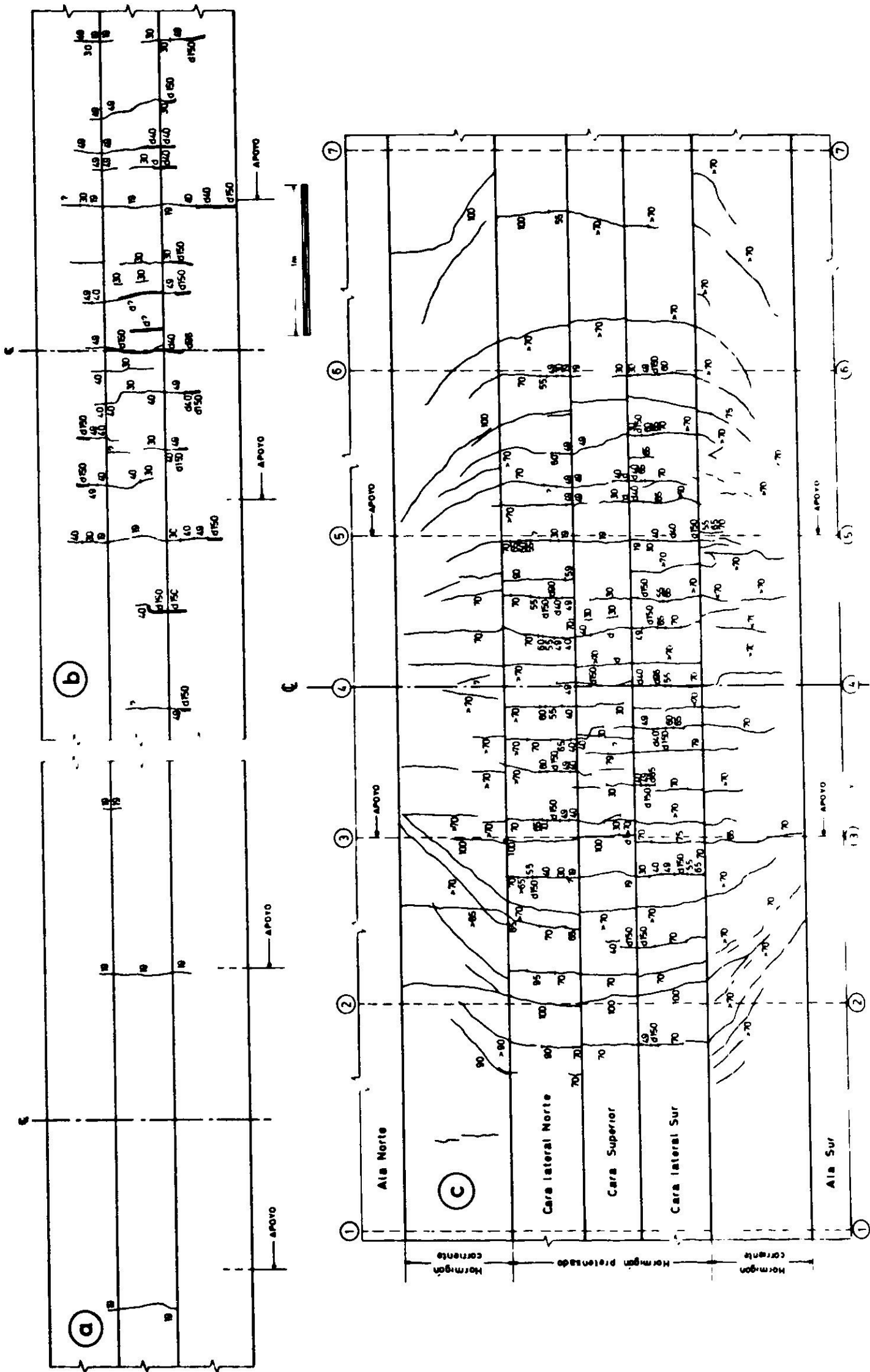


Fig. 9. Distribución de grietas: a) después de la 1ª carga de 19 t, b) después de la 1ª carga de 49 t y después de 150 000 ciclos de carga, c) después de aplicar 100 t.

## INTERPRETACION Y COMENTARIOS

### Flechas de la viga

Para hacer el análisis de las flechas en función de las cargas se resolvió trazar un diagrama común de todas las flechas medidas en las diferentes posiciones, en función de un momento de flexión corregido o referido a una sección de referencia  $M_i^* = k_i M_i$ , en que  $M_i^*$  es el momento corregido en la sección  $i$ ,  $M_i$  es el momento real en la sección  $i$  para una carga dada y  $k_i$  es el factor de corrección, obtenido dividiendo  $M_i$  por el momento flector que actuando en la sección de referencia produce en ella igual flecha que  $M_i$  en la sección  $i$ . Se tomó como sección de referencia aquella en que está situado el comparador 5, Fig. 1. Los factores  $k_i$  se obtuvieron calculando las flechas por el método de la viga conjugada en etapa elástica. Puesto que el momento de inercia de la viga disminuye desde el centro hacia los extremos, por reducción de la altura, se calculó la ley de variación y, despreciando términos de potencias superiores por ser pequeños, se adoptó la expresión aproximada lineal:  $I_x = 0.1756 - 0.005978x$ , en que  $I_x$  es el momento de inercia en  $m^4$  de la sección situada a la distancia  $x$  metros del centro en valor absoluto;  $0.1756 m^4$  es el valor del momento de inercia central. Se obtuvo también el área de la sección transversal,  $A_x = 0.774 - 0.0162x$  en  $m^2$  y la altura de la fibra neutra por encima de la fibra superior del cordón pretensado por la expresión lineal aproximada,  $z_x = 0.3976 - 0.0126x$  en  $m$ .

En la Fig. 10 se han colocado los puntos de las cinco medidas hechas con nivel topográfico y la mayoría de los correspondientes a los obtenidos con los comparadores, dejando fuera aquellos que se confundían con los anteriores. También se trazó la recta OA, que corresponde a la relación entre momentos y flechas de la sección de referencia calculadas en etapa elástica e incrementadas en las deflexiones de corte, que son del orden del 8% de las correspondientes a flexión.

Los valores obtenidos, corregidos según el artificio descrito anteriormente, se sitúan en una parte inicial prácticamente común y después se ramifican a diferentes alturas. La parte común está compuesta por un segmento de la recta OA y por otro que calza bien con una recta, que se trazó a ojo. Los puntos de las ramificaciones también están dispuestos en líneas aproximadamente rectas, las cuales se trazaron igualmente a ojo. Cada una de éstas se enlazó a la recta común con una curva

La recta OA intersecta al segmento siguiente en un punto que corresponde al momento producido en la sección de referencia por cargas de 17 toneladas.

En resumen, el diagrama puede representarse idealmente por tres líneas rectas. La primera corresponde a la etapa de comportamiento prácticamente elástico de la viga y se prolonga hasta el comienzo de la fisuración. Según la experiencia realizada sólo se podía decir que aquella se produjo entre las cargas de 8 y 19 toneladas; pero el diagrama permite definirla a un valor de cargas muy



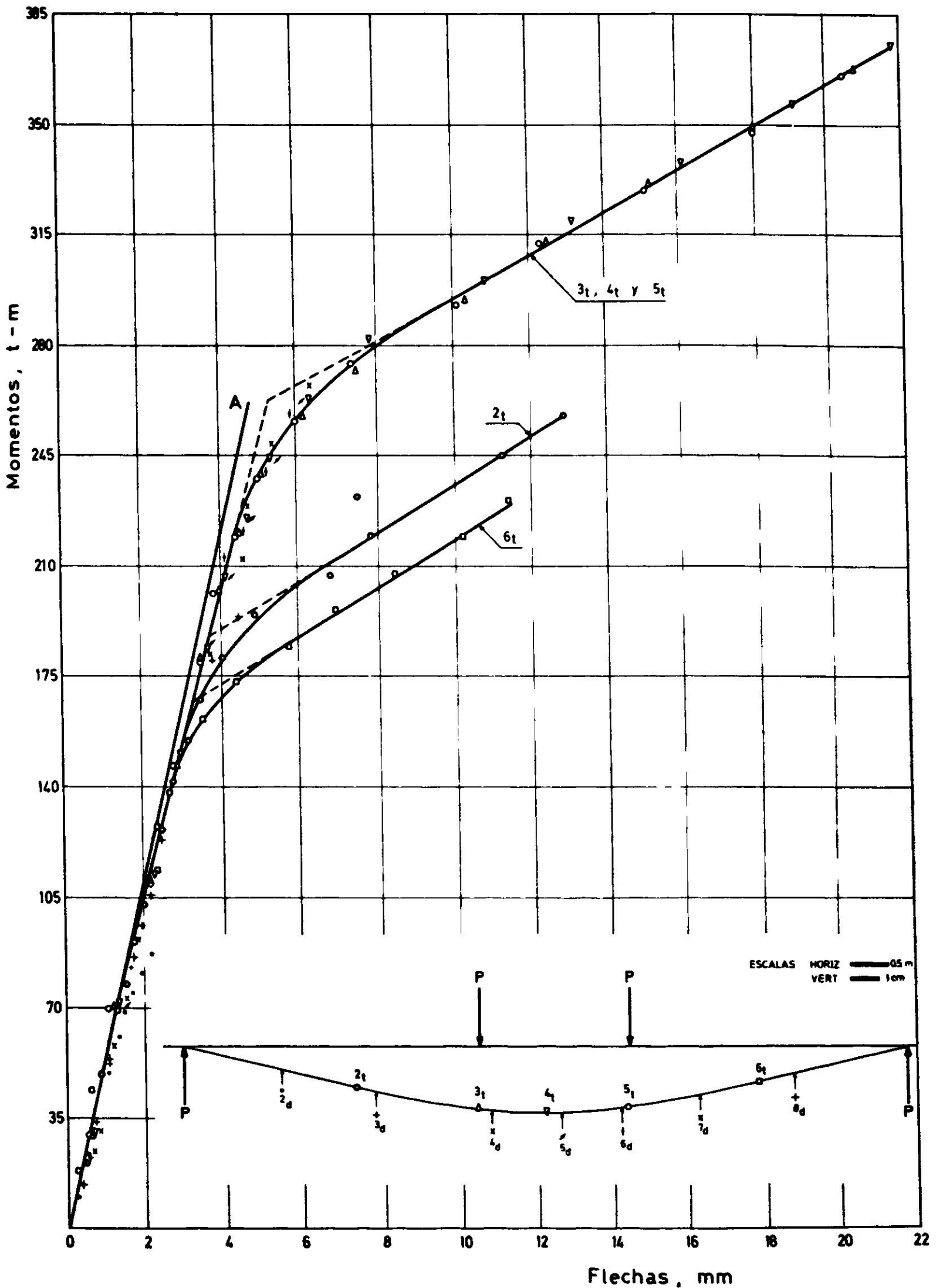


Fig. 10. Flechas de todos los puntos de medición en función de los momentos referidos a la sección 5d. En la parte inferior hay un esquema de las deflexiones de la viga para cargas de 100 toneladas con la escala vertical muy amplificadas.

cercanas a 17 toneladas y son éstas las que debemos considerar como las de comienzo de fisuración.

La separación entre la recta OA, correspondiente a la etapa elástica, y el segundo segmento del diagrama real, se debe en principal medida a la abertura de las grietas. En principio, es posible calcular las diferencias entre las flechas teóricas y las reales, conociendo las aberturas de las grietas y sus ubicaciones. Inversamente, se puede obtener una buena estimación de la abertura de las grietas, conociendo su ubicación y las diferencias entre las flechas teóricas y las reales. En efecto, el incremento de las flechas producido por las grietas se puede asimilar a un giro de un trozo de viga en torno a la grieta y en un ángulo igual a la razón entre la abertura de la grieta y la distancia de la fibra traccionada al eje neutro de la viga.

En el caso presente se hizo sólo un cálculo aproximado, porque no existió a priori la intención de hacer esta verificación y los datos reunidos no eran suficientes. De todas maneras, los valores calculados son del mismo orden que los reales y ello muestra que el procedimiento tiene validez.

Las intersecciones entre la segunda recta y las sucesivas ramificaciones corresponden, sin lugar a dudas, al comienzo de la fluencia de los cables pretensados en la zona de momento máximo. Ellas se producen con cargas de 71.8 toneladas, valor medio de las cinco intersecciones (uno de los puntos de intersección es triple).

#### Cálculo de las cargas de fisuración

Para calcular el momento de flexión que da origen a la fisuración se requiere conocer los diagramas de tensión deformación, tanto del acero como del hormigón a compresión y a tracción y el estado de tensiones en la sección transversal de la viga por efecto de la pretensión. A menudo no se cuenta con los diagramas completos del hormigón, entonces se puede hacer un cálculo elástico en el que se agrega la hipótesis complementaria de que la primera fisura se produce cuando el hormigón alcanza la tensión de rotura a la tracción por flexión. Si esta última no se ha determinado experimentalmente, puede recurrirse a correlaciones entre ella y la resistencia a la rotura por compresión del hormigón: una de ellas<sup>2</sup>, aplicada a las condiciones presentes, da un valor de 45.5 kgf/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, en este caso se había medido la resistencia a la tracción por hendimiento del hormigón con la cual la de flexotracción está relacionada en forma más confiable que con la de compresión. Se obtuvo 33.8 kgf/cm<sup>2</sup> a hendimiento y utilizando una correlación presentada por M. Piñeiro et al<sup>9</sup>, se llega a 47.7 kgf/cm<sup>2</sup> de resistencia a la flexotracción.

Por efecto de la pretensión se producen tensiones sólo en el cordón prefabricado de la viga. Estas son de compresión y su cálculo da un valor de 111 kgf/cm<sup>2</sup> en la fibra inferior y de 67 kgf/cm<sup>2</sup> en la superior.

De manera que la primera fisura se producirá cuando el momento externo alcance un valor tal que la tracción que él origina en la fibra inferior llegue a  $47.7 + 111 = 159$  kgf/cm<sup>2</sup>. Tal momento es de 305 t-m y las cargas que lo

producen son de 80 toneladas. Las cargas que efectivamente iniciaron la fisuración fueron de 17 toneladas, menos de la cuarta parte de las teóricas. La diferencia tiene que deberse a efectos de cargas imprevistas que se originaron durante la colocación del hormigón en sitio, las que provocaron un momento adicional en el cordón pretensado y tal momento no sólo anuló la compresión en la fibra inferior, sino que la dejó traccionada con una tensión que el cálculo indica fue de  $14 \text{ kgf/cm}^2$ .

#### Momento de fluencia

Es el momento mayor que existe en la viga cuando el acero de pretensión entra en fluencia. En este tipo de acero no existe un punto de fluencia natural o neto y debido a ello suele tomarse un punto convencional correspondiente a 0.2% de deformación remanente. Según el diagrama del acero empleado, en este punto hay una componente elástica de deformación de 0.85%. La deformación previa provocada por la pretensión era de 0.49%; en consecuencia, la adicional derivada del momento de fluencia será de 0.36%.

El cálculo del momento de fluencia puede hacerse por varios métodos; entre ellos elegimos el de aproximaciones sucesivas, en que se comienza a tantear con un valor arbitrario para la deformación por compresión del hormigón en la fibra extrema y se va corrigiendo en sucesivos pasos hasta que se obtenga equilibrio estático, o sea, igualdad entre las fuerzas de compresión y las de tracción.

El equilibrio se produjo para una deformación del hormigón de 0.00075, que corresponde a una tensión por compresión de  $210 \text{ kgf/cm}^2$  y a un momento de fluencia de 316 t-m. Las cargas correspondientes son de 83 toneladas.

Las que efectivamente iniciaron la fluencia fueron de 71.8 toneladas, el 87% de las calculadas, lo que señala que el momento adicional imprevisto disminuyó las cargas de fluencia de la viga, pero en una proporción mucho menor que lo que disminuyó las de fisuración.

#### Momentos de rotura

Desgraciadamente no se pudo llegar a la carga de rotura de la viga y sólo se puede hacer una estimación de ella; por ejemplo, por un método de aproximaciones sucesivas, como en el caso anterior.

El punto de partida fue suponer rotura por compresión del hormigón. Como deformación máxima se adoptó el valor  $\epsilon_u = 0.004$ , deducido del análisis de un gran número de datos en un programa experimental de la Universidad de Illinois<sup>2</sup>. Para las deformaciones del acero se eligieron valores por tanteos sucesivos en busca del equilibrio estático, usando el diagrama de deformación del acero para convertir las deformaciones en tensiones. Sin embargo, no se alcanzó el equilibrio hasta una deformación del acero de 0.05, que es la de rotura descontada la de pretensión y la accidental previa.

Lo anterior significa que la rotura de la viga se producirá, con mucha probabilidad, por falla del acero. No se puede hacer una afirmación categórica al respecto, porque el cálculo es aproximado y la diferencia entre un tipo y otro.

de rotura, en este caso, podría ser del orden de las imprecisiones del cálculo.

En esta nueva condición se partió con la deformación de 0.05 en el acero y se eligieron por tanteos sucesivos valores de la deformación del hormigón hasta obtener el equilibrio estático. Este se obtuvo con  $\epsilon = 0.0033$  que corresponde a una tensión de compresión de cerca de  $480 \text{ kgf/cm}^2$  y a un momento de 425 t-m. Las cargas que producen ese momento son de 112 toneladas. Estos valores corresponden a la sección situada a 1 m del centro de la viga y para obtener el momento resistente de la sección central hay que multiplicar por la relación entre las alturas incrementada en 15% aproximadamente<sup>2</sup>, resultando un momento de 490 t-m. Todavía más, si agregamos la contribución de las armaduras corrientes, el momento puede subir a 540 t-m aproximadamente.

En el caso de que no se hubiesen producido los momentos adicionales imprevistos mencionados anteriormente, las cargas de rotura habrían resultado levemente mayores, debido a que la deformación disponible del acero hubiese sido un poco superior a 0.05. Tal vez el único aspecto en que esa pequeña diferencia pueda ser de alguna significación es que disminuye la probabilidad de que la rotura se produzca por agotamiento del acero, aspecto que es importante en este caso, porque se está en una condición límite entre los dos posibles modos de rotura.

Comparación con otros criterios de rotura. Se calculó la carga de rotura por flexión de la viga según diferentes criterios y los resultados obtenidos se dan en la Tabla I, junto con los valores de los parámetros utilizados: deformación unitaria máxima del hormigón,  $\epsilon_c$ ; tensión de compresión cilíndrica de cálculo del hormigón,  $f'_c$ ; tensión de compresión cúbica de cálculo del hormigón,  $f_{cu}$ . Además se consideró una resistencia del acero pretensado de  $17\,600 \text{ kgf/cm}^2$ .

TABLA I

## MOMENTOS DE ROTURA DE CALCULO POR FLEXION DE LA VIGA

Método	$\epsilon_c$	$f'_c$ kgf/cm <sup>2</sup>	$f_{cu}$ kgf/cm <sup>2</sup>	M t-m
Abeles <sup>10</sup>	—	240	—	440
BS, CP 110-72 <sup>11</sup>	0.0035	—	300	437
BS, CP 110-72 <sup>11</sup>	0.0035	—	500	456
T. Y. Lin <sup>12</sup>	0.0034	240	—	438
P.C.I. <sup>13</sup>	—	240	—	422
DIN 4227 <sup>7</sup>	0.002	—	300	420
DIN 4227 <sup>7</sup>	0.002	—	300	374 <sup>(1)</sup>
CEB 76 <sup>14</sup>	0.0035	240	—	445 <sup>(2)</sup>
ACI 318-71 <sup>6</sup>	0.003	240	—	443

(1) Sin incluir las armaduras de acero corriente.

(2) No cumple con la restricción de esta norma de que la deformación del acero  $\Delta\epsilon_{sp} \leq 0.01$ . Para que cumpliera sería necesario una armadura mínima de  $29.66 \text{ cm}^2$ .

En estos cálculos se ha supuesto una deformación inicial del acero por pretensado de 0.55%, correspondiente a la que tendría cuando la deformación en el hormigón circundante es cero: se calculó como la deformación efectiva más la deformación por acortamiento elástico del hormigón.

Vale la pena hacer un comentario sobre la cuantía del acero de esta viga, la cual se puede calcular como sigue:

$$A_s = A_{sp} + (f_{sy}/f_{su}) \times A_{sn}$$

$$\rho = A_s/A_c$$

en que:

$A_{sp}$ , es el área de armaduras pretensadas,

$A_{sn}$ , es el área de armaduras corrientes,

$f_{sy}$ , es el límite de fluencia del acero corriente,

$f_{su}$ , es la resistencia última del acero pretensado,

$A_c$ , es el área total de hormigón,

$\rho$ , es la cuantía.

resulta:

$$\rho = 0.26\%$$

Según T.Y. LIN si la cuantía está entre 0.3 y 0.8% se produce una rotura dúctil. Si es inferior a 0.15% puede ocurrir que los cables se corten en el instante del agrietamiento del hormigón traccionado; y si es superior a 1% es probable que el colapso se produzca por rotura sin que el acero experimente una deformación sustancial, o sea, se produciría una rotura frágil.

En el caso presente la cuantía real es inferior a 0.3%, o sea, se está en la zona en que puede ocurrir rotura frágil, tal como lo hicimos ver en un capítulo anterior, aunque no hay riesgo, y la experiencia así lo mostró, de coincidencia de rotura de cables con agrietamiento del hormigón traccionado.

También viene al caso comentar sobre cuál debería ser la capacidad de carga de la viga. Nos parece evidente que tendría que ser muy parecida, aunque algo superior, a las cargas máximas que se estime probable que ocurran durante la vida útil de la viga. Establecer cuál debe ser la diferencia entre ambas es un problema difícil, que está relacionado con el grado de incertidumbre o de variabilidad de las cargas máximas probables y de las propiedades resistentes de la viga.

Si aceptamos como bueno el criterio de asignación de cargas máximas probables de alguna norma, por ejemplo la ACI 318-71<sup>6</sup>, el margen de sobredimensionamiento a la rotura dependerá sólo de la variabilidad de las propiedades resistentes de la viga, que difícilmente sobrepasa un 20% en condiciones de fabricación bien controlada, y la relación entre el momento de rotura de la viga y el momento producido por tales cargas no debiera ser mayor de 1.25.

El momento para las cargas máximas según ACI 318-71, es de 313 t-m y la



relación aludida varía entre 1.34 y 1.45, según los datos de la Tabla I.

Estas son relaciones nominales, o sea, calculadas a priori. La verdadera no se conoce, ya que no se pudo llegar a la rotura de la viga; sin embargo, estimamos que el momento de rotura calculado a posteriori, con los datos reales de la viga, que es de 540 t-m, refleja mejor la capacidad de carga de la viga y con respecto a este valor la relación de sobredimensionamiento es de 1.72 que, sin duda, es demasiado alto.

#### Módulo de elasticidad del hormigón

Los módulos de elasticidad medidos para los dos hormigones de la viga difieren significativamente de los que resultan de calcularlos por algunas de las fórmulas más conocidas y aplicadas, como se suele hacer en la etapa de cálculo y dimensionamiento en hormigón armado y pretensado.

Entre las fórmulas más utilizadas están la de la norma ACI 318-271<sup>6</sup>, que convertida a unidades métricas para un hormigón normal de 2400 kg peso por metro cúbico, da

$$E = 16000 \sqrt{\sigma_r} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad 1$$

y la del CEB<sup>15</sup>, que es:

$$E = 9300 \sqrt[3]{\sigma_{ct} + 8} \text{ (MPa)} \quad 2$$

en que  $\sigma_r$  es la tensión de rotura por compresión cilíndrica del hormigón y  $\sigma_{ct}$  es la tensión característica de rotura por compresión cilíndrica del hormigón.

El módulo medido para el hormigón precomprimido en el ensayo de compresión cilíndrica fue  $E = 268000 \text{ kgf/cm}^2$  y su resistencia a la rotura fue  $\sigma_r = 530 \text{ kgf/cm}^2$ . Los calculados son  $E = 368000 \text{ kgf/cm}^2$  y  $E = 375000 \text{ kgf/cm}^2$ , según fórmulas 1 y 2 respectivamente.

Para el hormigón en sitio se obtuvo por medición  $E = 280000 \text{ kgf/cm}^2$  y  $\sigma_r = 480 \text{ kgf/cm}^2$ . Los valores correspondientes de las fórmulas 1 y 2 son  $E = 350000 \text{ kgf/cm}^2$  y  $E = 365000 \text{ kgf/cm}^2$ .

Hay diferencias del orden de 28% en el primer caso y de 22% en el segundo entre los valores calculados y los medidos y en ambos por exceso, o sea, del lado de la inseguridad. Por otra parte las flechas calculadas con los módulos medidos concuerdan bien con las obtenidas en la etapa anterior a la fisuración, lo cual es una confirmación indirecta de que aquéllos no estaban afectados de error.

Conviene comentar este aspecto. Las fórmulas citadas y otras del mismo tipo se han deducido de correlaciones empíricas. Ellas son válidas sólo dentro del rango de valores en que se han hecho variar aquellos parámetros que fueron objeto de investigación. Fuera del rango y cuando entran en juego otros parámetros, además de los que se tomaron en cuenta, los resultados de las fórmulas pueden ser muy diferentes a los reales.

En particular, la fórmula 1 fue propuesta por Pauw<sup>16</sup> y supone implícitamente que  $E$  depende sólo de la resistencia a la compresión y del peso por unidad de volumen del hormigón. No hace intervenir la relación cemento árido, ni el tipo de árido, que sin lugar a dudas tienen influencia en el valor de  $E$ . Por otra parte,

la resistencia más alta que aparece en los datos experimentales<sup>16</sup> es bastante inferior a las de los hormigones de esta viga. Por último, hay una dispersión bastante alta entre los valores experimentales y los de la curva representativa de la fórmula de Pauw. La fórmula 2 tiene un fundamento muy similar a la 1.

Estas razones bastan para explicar que los módulos medidos no coincidan con los calculados y hacen evidente que estos últimos sólo pueden tomarse como primeras aproximaciones.

#### BIBLIOGRAFIA

1. GUYON, Y. Etude expérimentale de poutres continues en béton précontraint. *Travaux*, año 37, n° 222 (abril 1953), pp. 245–254; año 37, n° 223 (mayo 1953), pp. 273–283; año 37, n° 225 (julio 1953), pp. 354–360.
2. WARWARUK, J; SOZEM, M.A. y SIESS, Ch.P. Strength and behavior in flexure of prestressed concrete beams. *University of Illinois Station Bulletin*, vol. 60, n° 5, (agosto 1962), pp. 30–33; 68; 59; 28.
3. R.R.B. Ensayo sobre una viga de gran luz de hormigón pretensado. *Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento*, reproducido de *Concrete*, diciembre 1949.
4. MAGNEL, G. Le pont en béton précontraint de Philadelphie et l'essai jusqu'à rupture d'une de ses poutres de 47 mètres de portée. *La Technique des Travaux*, enero – febrero de 1951, pp. 3–15.
5. HAAS, M. Essais de charge sur poutre en béton précontraint. *Travaux*, año 35, n° 196 (febrero 1951), pp. 203–206.
6. ACI 318-71. Building code requirements for reinforced concrete. *ACI Manual of concrete practice. Part 2*, pp. 318–66; 318–67; 318–51; 318–22.
7. DIN 4227. Spannbeton Richtlinien für Bemessung und Ausführung. *DIN Taschenbuch 37, Baunormen Beton-und Stahlbetonbau*, 1972, pp. 281–283.
8. IDIEM. *Certificado de ensaye N° 132824*. Informe sobre prueba de carga de una viga; octubre 1976.
9. PIÑEIRO, M.; VALENZUELA, S. y GENTA, J. El ensayo de flexotracción y el ensayo de hendimiento del hormigón. *Revista del IDIEM*, vol. 6, n° 2, (octubre 1967), pp. 99–119.
10. ABELES, P.W. *An introduction to prestressed concrete*, vols. 1 y 2. Concrete Publications Ltd., Londres, 1966.
11. BS, CP 110-72. *British standard, code of practice*. British Standard Institution, Londres, 1972.
12. LIN, T.Y. *Design of prestressed concrete structures*. Wiley, 1963, 2ª edición.
13. P.C.I. *Prestressed concrete building code requirements*. Prestressed Concrete Institute, EUA, 1961.
14. CEB 76. Code modele pour les structures en béton. *Bulletin d'Information n° 117-F*, Comité Euro-Internacional du Béton, París, diciembre 1976.
15. CEB. Code de référence pour les structures en béton. *Bulletin d'Information n° 111*, octubre 1975, p. 27.
16. PAUW, A. Static modulus of elasticity of concrete as affected by density. *Journal of the American Concrete Institute, Proceedings*, vol. 57, n° 6, (diciembre 1960), pp. 679 et seq.

**TESTING OF A FULL SIZE COMPOSITE PRESTRESSED CONCRETE BEAM****SUMMARY**

*A 10 m long beam made of a prestressed prefabricated tendon and an in situ fabricated compressed zone was submitted to flexure loads, both static and cyclic. The beam was supported at two central sections 2 m apart and was loaded at each end with a cantilever arm of 3.80 m. Deflexions and deformations were measured during load aplicaciones at various positions along the beam span by means of appropriate instruments, and fissures and cracks were observed and marked as they appeared after each load increment. Loads were applied by steps up to 100 ton at each end which was the uppermost available load capacity.*

*An analysis is made of the beam behavior and experimental results are compared with design assumptions and with ACI, CEB, DIN and other specifications criteria for flexural strength.*