

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

PATRONATO "JUAN DE LA CIERVA CODORNIU"

ENSAYOS SOBRE HORMIGON PRETENSADO

CONFERENCIA

POR EL

Prof. Ing.º F. CAMPUS

RECTOR DE LA UNIVERSIDAD DE LIEJA
DIRECTOR DE LOS LABORATORIOS DE INGENIERIA
CIVIL E HIDRAULICA FLUVIAL



INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL CEMENTO

MADRID, NOVIEMBRE 1950

ENSAYOS SOBRE HORMIGON PRETENSADO

Conferencia del Prof. F. CAMPUS de la Universidad de Lieja

I. EXPERIENCIAS

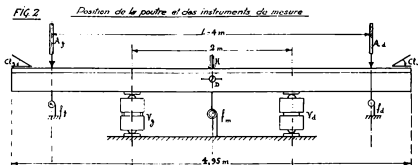
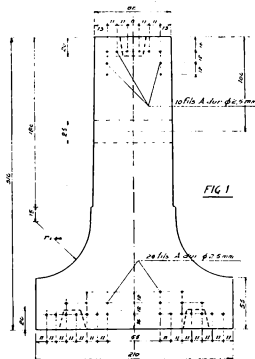
A) Ensayos estáticos de una viga del tipo Hoyer.

Entre los escombros de un refugio para submarinos alemanes en la costa belga se encontró una viga de 4,95 m. de longitud (cuya sección transversal en T puede verse en la figura 1), armada con 34 alambres de acero de 2,5 mm. de diámetro, 24 colocados en el ala y 10 en el extremo del alma. Ésta está atravesada por orificios de 25 mm. de diámetro distanciados entre sí 250 mm. y cuyo eje dista del borde del nervio 100 mm, desconociéndose todas las demás características de dicha viga.

Con objeto de realizar una investigación sobre su estructura y sus propiedades mecánicas fué enviada al laboratorio, comenzándose los ensayos en 1948 cuando la viga tendría aproximadamente de 5 a 7 años.

En dichos ensayos se trataba de determinar su comportamiento elástico, carga de fisuración, carga de rotura, características elásticas y, a ser posible, el esfuerzo de pretensado en la época de la experiencia.

Primera mente se la sometió a flexión, colocándola sobre



dos apoyos distantes entre sí 4 m., bajo dos cargas iguales simétricas situadas cada una a 1 m. del apoyo correspondiente y separadas por lo tanto, 2 m. entre sí. Esta sollicitación fué aplicada en dos sentidos:

- 1.º Sobre la viga colocada en posición «normal», de forma que el ala trabajase a tracción.
- 2.º Sobre la viga colocada en posición «inversa», de manera que el ala trabajase a compresión.

Los esfuerzos de flexión fueron producidos por medio de gatos de rotura Amsler, controlados por dinamómetros pendulares. La figura 2 indica el dispositivo experimental y la posición de los

aparatos de medida: 3 flexímetros, 2 clinómetros, elongámetros para indicar las tensiones en el hormigón y dinamómetros Huggenberger para medir los esfuerzos de los alambres.

Con el fin de poder medir estas últimas tensiones, se hicieron, en las caras superior e inferior de la viga (fig. 1), unas entalladuras de 25×25 mm. de sección y 20 mm. de profundidad, separadas entre sí 250 mm. Estas entalladuras dejaron los alambres al descubierto y sobre ellos se trazaron unas marcas. Posteriormente, por medio de un comparador de la «Cambridge Instruments Co» de doble microscopio (fig. 3), se midieron las distancias entre las marcas correspondientes a las sucesivas entalladuras.

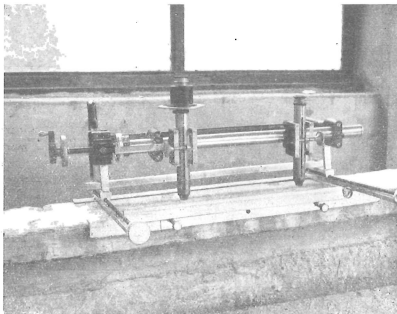


FIG. 3

En los ensayos efectuados se obtuvieron los resultados y conclusiones siguientes:

1.º Tanto en la posición normal como en la inversa, las flechas obtenidas en el punto medio son sensiblemente proporcionales a las cargas, siempre que éstas se mantengan por debajo del límite de fisuración; por otra parte, dichas flechas son reversibles.

2.º El límite de fisuración es de 2 t. por gato en posición normal y de 0,8 t. por gato en posición inversa.

3.º Las inclinaciones en los extremos de la viga confirman los datos deducidos de las flechas el apartado 1.º).

4.º Igual ocurre con las deformaciones medidas en el hormigón de las caras superior e inferior, siendo la flexión normal. Las demás deformaciones del hormigón son más bien irregulares.

5.º Los aumentos de tensión en los alambres son muy irregulares bajo el efecto de las cargas, tanto si se miden directamente por medio de los dinamómetros Huggenberger (base 20 mm.), como si se deducen de las lecturas acumuladas en el comparador de microscopio (base 2.000 mm.) en la sección del momento flector constante. No obstante, la concordancia de algunas medidas indica que, en flexión normal, y con una carga de 2,5 t. por gato (superior a la carga de fisuración), el aumento de tensión es aproximadamente de $13,5 \text{ Kg/mm}^2$. En cambio, bajo la carga de fisuración, este aumento es de unos 10 Kg/mm^2 . Las variaciones de tensión medidas son un 30 % mayores que las calculadas.

6.º Se ha calculado el coeficiente de rigidez EI de la viga a partir de las flechas y de las inclinaciones por flexión obtenidas, tanto en posición normal, como en posición inversa.

Los valores deducidos son:

$$\left. \begin{array}{l} 6,1 \times 10^6 \text{ Kg. cm}^2 \text{ partiendo de las flechas} \\ 7,1 \times 10^6 \text{ Kg. cm}^2 \text{ partiendo de las inclinaciones} \end{array} \right\} \text{ media: } 6,6 \times 10^6$$

7.º De acuerdo con las dimensiones de la sección se tiene:

$$I_b = 360 \text{ cm}^4 \quad \omega_a = 1,666 \text{ cm}^2 \text{ (0,465 \% de armadura)}$$

$$I = 32.500 \text{ cm}^4 \text{ (para m. } \dots \frac{E_a}{E_b} \dots 10).$$

Para $E_b = 203.000 \text{ Kg/cm}^2$, se obtiene $EI = 6,6 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

8.º En medida directa sobre probetas cilíndricas obtenidas de la viga una vez efectuados los ensayos se ha deducido que, para tensiones de compresión de hasta 200 Kg/cm^2 , $E_b = 220.000 \text{ Kg/cm}^2$; de donde $E_l = 7,5 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$. La resistencia a la rotura del hormigón era de 460 Kg/cm^2 .

9.º Se ha encontrado que la resistencia de los alambres de pretensado era de 230 Kg/cm^2 , siendo su límite elástico prácticamente idéntico. El alargamiento de rotura, medido sobre una longitud de 7,5 veces el diámetro, era de 5 % y la estricción de 22 %.

10. En la determinación de la tensión de pretensado, efectuada a partir de la diferencia entre la longitud de los alambres en el estado inicial de la viga sin carga y la de los alambres desnudos, después de la demolición de la viga, se ha tropezado con varios inconvenientes. Durante la destrucción del hormigón desaparecieron algunas de las marcas hechas en los alambres; por otra parte, se comprobó que, además de los hilos de pretensado, existían telas metálicas formadas por alambres de 2 mm., que al realizar las entalladuras habían quedado al descubierto, confundiéndolos, en un principio, con los de pretensado. Éstos se encontraban también envueltos por un hilo de acero de 2 milímetros arrollado en hélice de 12,5 cm. de paso, aproximadamente. Como tensión probable de pretensado en los alambres se obtuvo la de 35 Kg/mm^2 , que corresponde a una compresión del hormigón próxima a los 16 Kg/cm^2 en las secciones no dañadas.

11. Debe hacerse notar que debido a los huecos existentes en las almas, así como a las entalladuras realizadas en las caras superior e inferior de la viga, se ocasionaron perturbaciones de una sensible influencia sobre todas las medidas, especialmente sobre las de las tensiones.

En estas condiciones, de las deformaciones observadas para las cargas límites de fisuración, teniendo en cuenta el valor de E_b medido, se dedujo una resistencia probable a la fisuración, en el hormigón, del orden de 55 Kg/cm^2 . Las tensiones del hormigón medidas en las caras superior e inferior de la viga sometida a flexión normal bajo las cargas de fisuración son inferiores, en un 10 %, a los valores calculados.

12. Las grietas, producidas tanto por la flexión normal como por la inversa, se presentan perfectamente elásticas; vuelven a cerrarse al descargar la viga y reaparecen ante nuevas cargas.

13. Posteriormente la viga fué sometida a flexión simple bajo una carga creciente. Su comportamiento fué regular hasta las 2,5 t. por gato, (carga máxima en los anteriores ensayos). Bajo una carga de 3 t., las grietas de la zona extendida se multiplicaron (una cada 10 cm. aproximadamente). Con 3,5 t., el hormigón comprimido del borde del alma se disgregó bajo la presión de los gatos. Al cargarse con 3,7 t., aparecieron a ambos lados de los gatos grietas oblicuas debidas al esfuerzo cortante, aumentando también mucho la flecha. Entre las 3,7 y las 4 t., una de las grietas del esfuerzo cortante produjo una clara rotura (fig. 4), pero después de la descarga las grietas de la zona extendida volvieron a cerrarse.

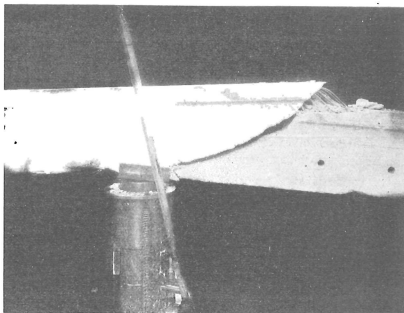


FIG. 4

14. Ni durante el ensayo ni aun en el momento de la rotura de la pieza bajo la carga de 4 t. se observó ningún deslizamiento de los alambres; tampoco se rompió ningún alambre.

En resumen, no obstante ser de características corrientes, el comportamiento de la vigueta fué normal. La mediocre resistencia del hormigón a pesar del tiempo transcurrido desde su fraguado y, sobre todo, el débil valor de su módulo de elasticidad, indican una gran flexibilidad. Por otra parte se trata de un hormigón de árido fino, rico en mortero y que, sin duda, había sufrido una gran retracción. La pequeña magnitud del esfuerzo de pretensado de los alambres, desproporcionado para su resistencia, hace suponer una elevada pérdida de dicho esfuerzo a causa de la retracción y las deformaciones lentas del hormigón. No pudo determinarse el relajamiento de los alambres ni su deslizamiento. Es muy probable que el esfuerzo de pretensado haya sido aplicado cuando el hormigón estaba aún fresco, lo que habría permitido un deslizamiento inicial a los alambres, pero esto no deja de ser una suposición. Sin embargo, los resultados de estos ensayos *a posteriori*, pueden considerarse como satisfactorios.

B) Ensayos estáticos de una viga del tipo Lesage.

Esta viga es de sección rectangular, de 9 m. de longitud, 0,54 m. de canto y 0,25 m. de anchura ($\Omega_b = 1.350 \text{ cm}^2$) y va armada con 36 alambres de 5 mm. ($\omega_b = 7,06 \text{ cm}^2$, $\omega_b/\Omega_b = 0,522 \%$).

La distancia entre apoyos es de 8,50 m. y la viga está calculada para resistir la acción de dos cargas aisladas simétricas de 5 t., separadas entre sí 4 m. ($M_{\text{max}} = 11.250 \text{ Kg.m.}$).

Tensión inicial de los alambres de pretensado: 85 Kg/mm².

Esfuerzo inicial de pretensado, previsto: 61.800 Kg.

Esfuerzos iniciales de pretensado en el hormigón de la sección media, calculados de acuerdo con el esfuerzo inicial previsto:

1.º En la fibra superior: —43,3 Kg/cm² (tracción).

2.º En la fibra inferior: 156,5.

Estas tensiones son en realidad falsas, puesto que el pretensado da lugar a que actúe la sollicitación debida al peso muerto de la viga, como consecuencia de la contraflexión producida. En estas condiciones, las tensiones calculadas bajo el efecto del pretensado y del peso muerto inmediatamente después de la puesta en tensión, son:

1.º Para la fibra superior: — 16,9 Kg/cm² (tracción).

2.º Para la fibra inferior: 126,65 Kg/cm².

Las variaciones de tensión, calculadas bajo la acción de las dos cargas normales de 5 t., son:

$$\begin{aligned} & 97,4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en la fibra superior y} \\ & -110,00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en la fibra inferior (tracción).} \end{aligned}$$

Se admite que, bajo la carga de trabajo, el esfuerzo de pretensado se reduce en un 15 % (como consecuencia de la retracción, de la fluencia del hormigón y de los alambres). Así, las tensiones totales, calculadas bajo las cargas de trabajo, son:

En la fibra superior:

$$\begin{aligned} & -0,85 \times 43,3 + 26,4 + 97,4 = 87 \text{ Kg/cm}^2 \\ & 0,85 \times 156,50 - 29,85 - 110 = 6,85 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (tracción) (1).} \end{aligned}$$

Los cables de pretensado están dispuestos según se indica en la figura 5 y se componen de dos cordones dobles de 18 alambres de 5 mm. de diámetro. Los extremos de estos cordones se adhieren

(1) Los valores de las tensiones calculadas son los indicados en el proyecto del autor de la viga, M. G. Lesage, ingeniero del A. I., Lg.

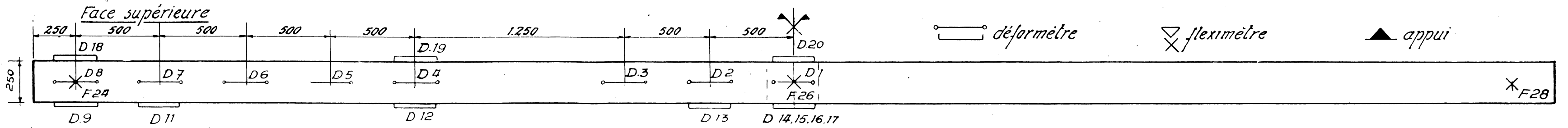
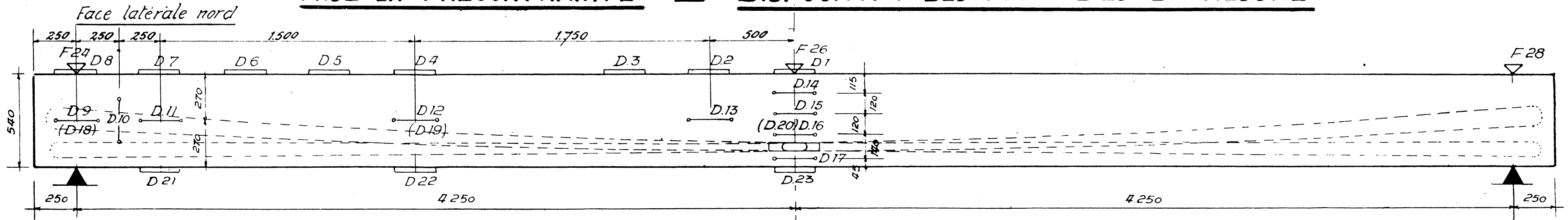
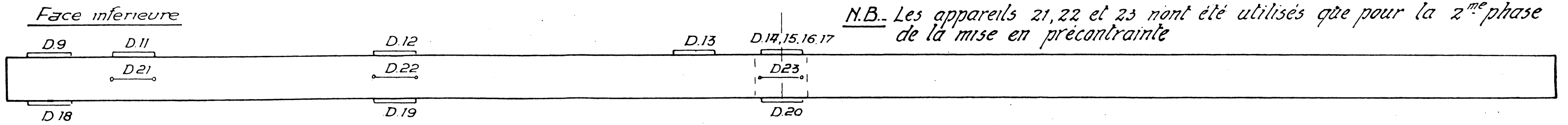


FIG. 5 MISE EN PRECONTRAINTE — DISPOSITION DES APPAREILS DE MESURE



N.B. - Les appareils 21, 22 et 23 n'ont été utilisés que pour la 2^{me} phase de la mise en précontrainte



al hormigón, cerca de los apoyos, en una longitud de 0,80 m. Esta adherencia reduce a un valor admisible la presión ejercida sobre las placas de anclaje colocadas en los extremos de la viga.

Fuera de la zona de adherencia los alambres se recubren con papel bituminoso, con objeto de que no se adhieran al hormigón, lo cual es necesario para facilitar el tesado una vez vertido el hormigón. Dicho tesado se realiza como a continuación se indica.

Los extremos interiores de los dos cables dobles se superponen en el centro de la viga. Un orificio de hormigón, rodeado por una caja de palastro y reforzado por algunas armaduras, permite introducir, transversalmente a la viga entre dichos extremos, una cuña de acero por medio de un gato. Al avanzar la cuña se separan los dos extremos de los cables ya citados, con lo que se produce el tesado.

Previamente, mediante ensayos en el laboratorio se determinan los valores de los coeficientes de rozamiento de las cuñas de acero y el valor del radio de curvatura mínimo admisible en los extremos de los cables, que apoyan sobre los bordes redondeados de los orificios en los que actúan las cuñas. Estos factores no se tendrán en cuenta en este estudio.

La viga fué moldeada el 29 de enero de 1948 en el laboratorio, empleando un hormigón ordinario constituido por:

800 l. de grava de río 5/20 mm.

400 l. de arena de río 0/2 mm.

400 Kg. de cemento de altos hornos de gran resistencia.

Este hormigón dió una resistencia a la rotura en probetas cúbicas de 16 cm. de arista, de 242 Kg/cm² a los 36 días, y su módulo de Young, medido después del mismo plazo en un prisma de 16 × 16 × 50 cm., fué de 230.000 Kg/cm² para cargas inferiores a 195 Kg/cm².

El alambre, de 5 mm. de acero al carbono, presentó una resistencia a la rotura de 170 Kg/mm², con un alargamiento del 4 % sobre 400 mm. de longitud, y una estricción de 36 %.

No se pudo determinar su límite de fluencia dada la larga duración de los ensayos que para ello serían precisos, pero si se observó una fluencia apreciable a los 3 segundos y bajo tensiones superiores a los 100 Kg/mm².

Se realizó un primer tesado a los 34 días, el 3 de marzo de 1948. La operación se efectuó en dos fases. En la viga se colocaron numerosos flexímetros y elongómetros, cuyas lecturas se hicieron en función del esfuerzo realizado por el gato sobre la cuña utilizada para la puesta en tensión de los cables. No se considera útil reproducir dichos resultados que por otra parte estuvieron fuertemente influenciados por el rozamiento de los cables en sus alojamientos.

La contraflecha de pretensado medida ha sido inferior a la mitad de la prevista en el cálculo y lo más anómalo fué la observación de acortamiento, tanto en la parte superior como en la inferior de la viga, cuando la puesta en tensión debía ocasionar un alargamiento en la primera.

Examinando los diagramas obtenidos, M. Lesage ha llegado a la conclusión de que existe un esfuerzo de pretensado de 59.100 Kg., es decir, una tensión en los cables de 83,8 Kg/mm².

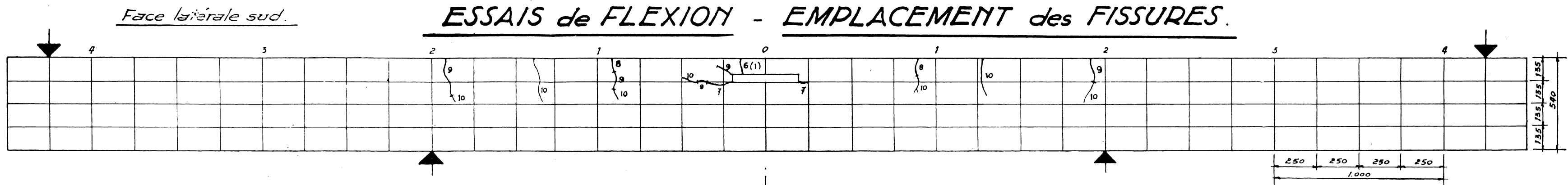
En estas condiciones se efectuó un primer ensayo de flexión el día 4 de marzo de 1948, elevándose las cargas hasta las 6 t. por gato.

La figura 6 muestra el diagrama de las elásticas de las sucesivas flexiones. La flecha calculada para dos cargas de 5 t., para $E = 230.000 \text{ Kg/cm}^2$ fué de 12,8 mm.; la observada en el ensayo fué de 11 mm.

En la figura 7 pueden verse las deformaciones longitudinales proporcionales, correspondientes a la sección media.

Se observa que el eje neutro es casi invariable hasta las 6 t. y que dista de la cara superior 285 mm., mientras que el cálculo da la distancia de 253,5 mm. Esta diferencia se debe sin duda a que en el cálculo no se tienen en cuenta ni la caja de palastro ni las armaduras que refuerzan el orificio en el que se colocan los cables ni tampoco las cuñas introducidas.

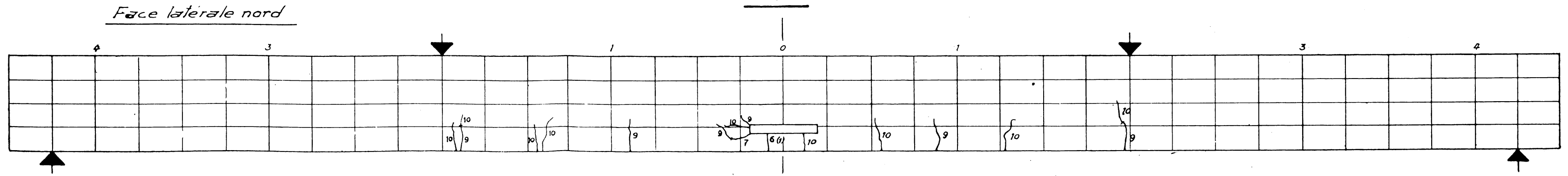
ESSAIS de FLEXION - EMPLACEMENT des FISSURES.

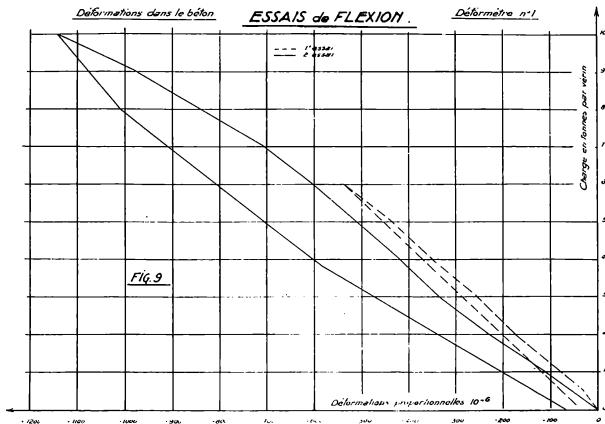


Les chiffres indiquent pour chaque fissure ou tronçon de fissure la charge en tonnes à laquelle les fissures ont été repérées (charge par vérin)

Les chiffres placés entre parenthèses pour la charge de 6 tonnes indiquent qu'il s'agit du 1^{er} essai.

FIG. 8



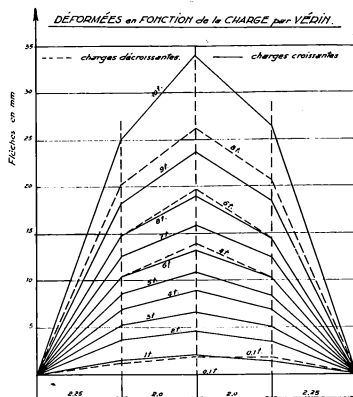


vez se observaron alargamientos en la cara superior de la viga, aunque inferiores a los acortamientos medidos en la primera operación.

Al día siguiente se efectuó el segundo ensayo de flexión. La figura 10 representa las distintas elásticas. Se observa una histéresis notable que corresponde al momento de la descarga, pero la flecha permanente es pequeña. Bajo una carga de 5 t. producida por los gatos la flecha fué ligeramente inferior a la del primer ensayo de flexión (10,88 mm.).

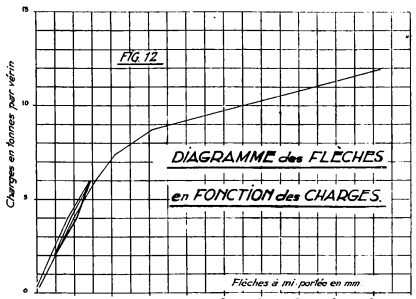
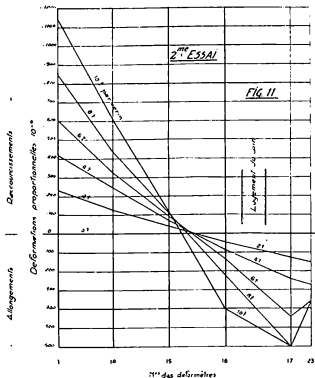
La figura 11 reproduce las deformaciones proporcionales en la sección media. Para cargas inferiores a las 6 t. la fibra neutra se mantiene a la misma altura que en el primer ensayo; después, para cargas de 8 a 10 t., se eleva por efecto de la fisuración creciente de la parte inferior de la viga. Se com-

FIG. 10 **2^{me} ESSAI de FLEXION.**



prueba que al producirse las fisuras entre los elongómetros cesan los alargamientos de las fibras inferiores.

La figura 8 representa el proceso de fisuración que se desarrolla especialmente a partir de una carga de 88 t. por gato no tomando en consideración las pequeñas grietas que se producen accidentalmente cerca de la cavidad ya citada. Las grietas que se observaron en el primer ensayo no volvieron a aparecer hasta que la carga por gato se elevó a 7 t.



En la figura 9 se observa un aumento de la deformación proporcional de la fibra superior bajo la carga de 5 t. por gato, con relación a la del primer ensayo de flexión (medida con el aparato D1 en la sección media). Otros elongómetros (D3), en idéntico resultado, difícilmente explicable (1). El aparato D23, colocado en la sección media de la cara inferior, registró exactamente el mismo resultado que en el primer ensayo.

Al descargar la viga, todas las grietas desaparecieron por completo a partir de la carga de 6 t. por gato. En ninguno de los dos ensayos se observaron signos de flexión en sentido transversal.

El 18 de marzo de 1949, 414 días después de hormigonada la viga, se realizó un ensayo de flexión estática a rotura; se midió solamente la flecha central. La viga fue sometida a dos ciclos de cargas, de 6 t. por gato cada uno, después de los cuales se procedió a un ensayo a rotura.

La figura 12 reproduce la variación de las flechas medidas en función de las cargas. Después del segundo ciclo la flecha permanente no era más que de 0,87 mm. Bajo la carga de 6 t. por gato, al final del segundo ciclo, la flecha fue superior en un milímetro a la registrada en los anteriores ensayos de flexión.

La figura 13 indica que las grietas observadas son las mismas que en los ensayos de flexión antes realizados, pero que aparecen

(1) Hay que observar que bajo el efecto del segundo pretensado y teniendo en cuenta la acción del peso muerto, la cara superior estaba sometida a tracciones elevadas.

bajo cargas inferiores (las primeras aparecen para cargas de 4 t. en lugar de 6), lo que indica una disminución notable del esfuerzo de pretensado durante un año.

Bajo la carga de 12 t., las grietas próximas a las cargas A y B (fig. 13) aumentaron cerca de 4 mm., poniendo de manifiesto una notable fluencia instantánea de los alambres.

Bajo la carga de 12,5 t. por gato, se produjo, en las inmediaciones de la carga B, la rotura por explosión del hormigón de la zona comprimida (fig. 13 y 14). Las grietas se cerraron casi inmediatamente.

Al continuar el ensayo apareció una grieta longitudinal que dejó al descubierto una capa de alambres en los que no había signo alguno de corrosión. Un cuarto de hora después de realizar la descarga completa de la viga se desprendió bruscamente de la parte central de la cara inferior una gran placa de hormigón (fig. 13 y 15). No se observó la rotura de ningún alambre.

El 20 de abril de 1949 se rompieron dos probetas cúbicas de 16 cm. de arista que habían sido moldeadas al mismo tiempo que la viga (edad = 446 días). Su resistencia a compresión fué de 338 a 360 Kg/cm². El 27 de abril de 1949 (edad = 453 días) fué cargado nuevamente el prisma que se utilizó el 5 de marzo de 1948 para los ensayos de elasticidad. El valor de E registrado fué de 253.000 Kg/cm², para cargas inferiores a 150 Kg/cm²; la carga de rotura fué de 315 Kg/cm².

No obstante la gran perturbación causada por la cavidad central de la zona extendida y a pesar de la pequeña grieta por ella ocasionada, la rotura se produjo por aplastamiento del hormigón comprimido. El coeficiente de seguridad a la rotura alcanzó el valor normal y satisfactorio de 2,5, a pesar de que el hormigón era de resistencia bastante mediocre. El proceso de destrucción se desarrolló fuera de las zonas que en principio parecían más peligrosas (el centro y los extremos); bien es verdad

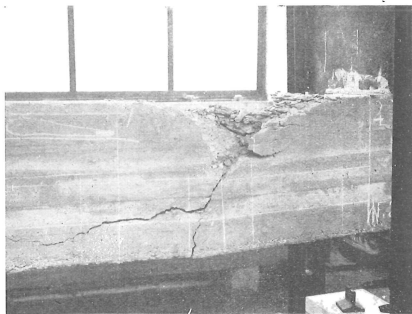
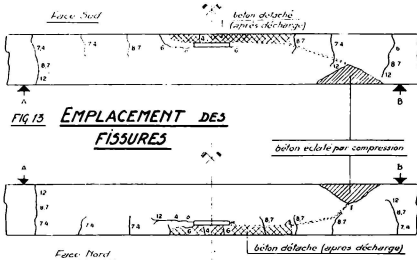


FIG. 14

que éstas habían sido reforzadas en parte por ligeras armaduras, especialmente por estribos dispuestos en los extremos de la pieza. El aspecto de la rotura hizo suponer que la colocación de estribos había aumentado algo la resistencia a la rotura, o por lo menos atenuado la destrucción haciéndola menos violenta. A falta de pretensado transversal, la colocación de estribos parece tan recomendable como cuando se trata de hormigón armado. No obstante, el ensayo no demuestra que sea absolutamente necesario emplearlos para alcanzar una resistencia máxima suficiente.

Por las características de la viga se altera en este caso el concepto del coeficiente de seguridad a la fisuración. Si no fuese por grietas provocadas por la cavidad central parece que el coeficiente

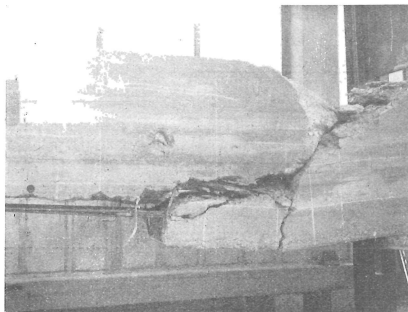


FIG. 15

de seguridad a la fisuración habría sido próximo al valor normal (1,40 a 1,50). Debe hacerse notar, por otra parte, que el agrietamiento, aunque sea prematuro, es menos peligroso en el hormigón pretensado que en el hormigón armado, ya que las grietas vuelven a cerrarse después de descargada la pieza, y la rotura no se produce ni por las grietas ni por la fluencia o rotura de los alambres. En la viga ensayada los alambres no eran rectilíneos, sino curvos, con radios de curvatura muy pequeños, y además no estaban adheridos al hormigón, circunstancias todas ellas muy desfavorables. No obstante, la rotura sobrevino por aplastamiento del hormi-

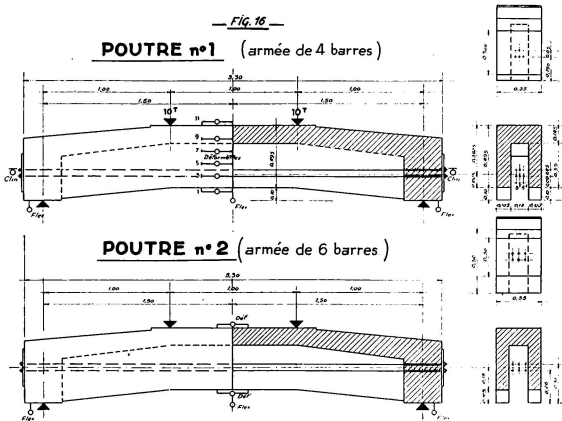
C) Ensayo de vigas tipo Wets.

En Bélgica se construyó una pasarela en Malheide, sobre el canal de Charleroi a Bruselas, de 44,50 m. de luz, constituida por un arco muy rebajado (flecha = 0,73 m.) atirantado por aceros especiales de alta resistencia y elevado límite de fluencia (H. Santilman, *Annales des Travaux Publics*, de Bélgica, febrero y abril de 1948). Antes de ejecutar esta obra se realizó un ensayo sobre una pasarela experimental de 30 m. de luz (C. Wets, *Science et Technique*, Bruselas, número del 9 de octubre de 1946; *Procés verbal*, número 9 de 1946, de l'A. B. E. M.).

En este estudio no se va a hacer referencia ni a la obra ni a la experiencia citadas, ya conocidas, sino solamente a los ensayos realizados en el laboratorio sobre vigas de este tipo, pero de pequeñas dimensiones, limitadas por las longitudes de las barras de acero especial que en el año 1947 ha sido posible conseguir.

Se construyeron las vigas en 1947 y se ensayaron en abril de 1949 (a los 20 meses de hormi-

— Fig. 16 —



gonadas). El pretensado se hizo a primeros de octubre de 1947. Su longitud total era de 3,30 m. y fueron calculadas para soportar dos cargas simétricas de 10 t., distintas entre sí y de los apoyos 1 m.; la luz, por tanto, era de 3 m. Las vigas eran de sección en U y estaban ligeramente curvadas, con una flecha central de 0,10 m. (fig. 16). Una estaba armada con 4 barras (número 1), la otra con 6 (número 2), dispuestas como se indica en la figura 16. Las barras eran de 15 mm. de diámetro. En sus extremos llevan un ensanchamiento realizado en caliente y un roscado efectuado con anterioridad al tratamiento térmico. La parte ensanchada tiene 20 mm. de diámetro y la rosca 0,015 de paso, a 60°. La tuerca de anclaje tiene una altura de 20 mm. y su sección una dimensión máxima de 32 mm.

Las barras apoyan en los

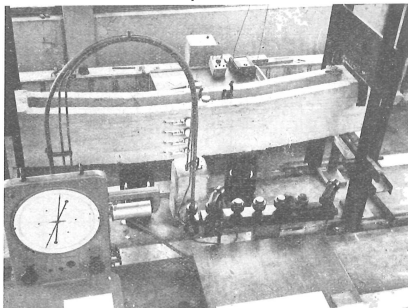


FIG. 17

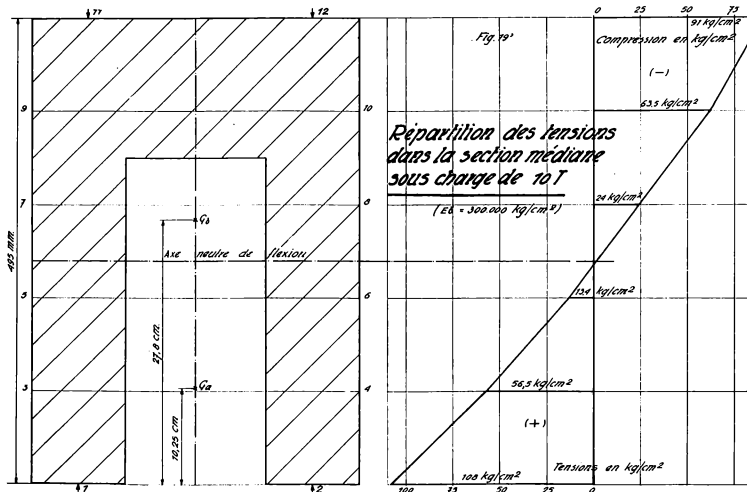
extremos sobre placas de acero de 13 mm. de espesor. Se tesan por medio de un gato provisto de un manómetro y se sujetan apretando inmediatamente las tuercas de anclaje sobre las placas apoyadas contra los extremos macizos de las vigas de hormigón, reforzadas por armaduras.

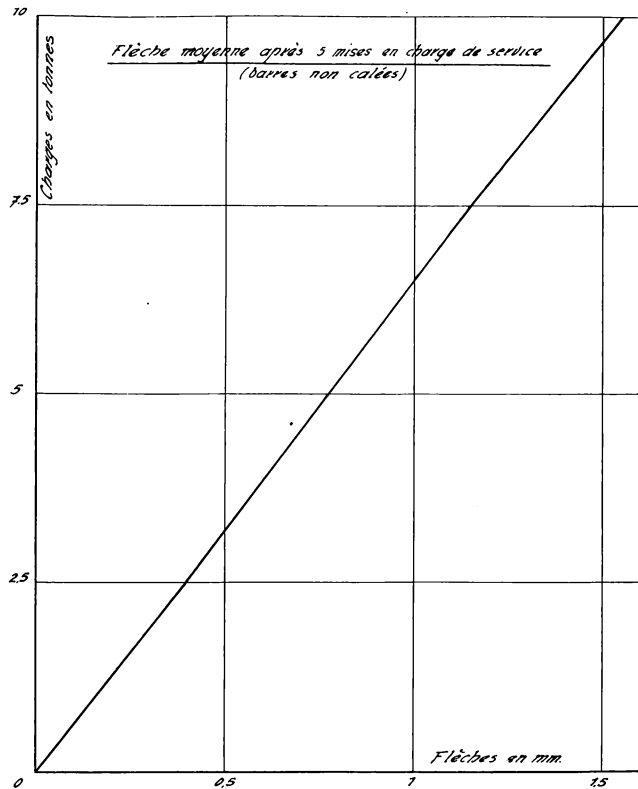
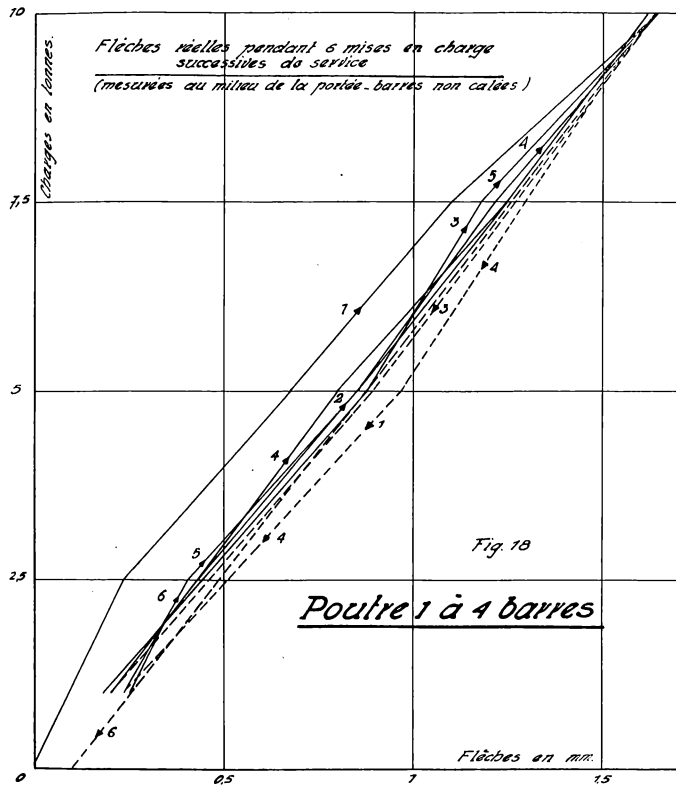
En la figura 17 puede verse el dispositivo experimental. La viga está invertida con relación a su posición normal. El peso propio (unos 300 Kg/m.) actúa en sentido inverso de las sobrecargas aplicadas; sus efectos son despreciables. Se ha tomado como punto de partida, para realizar las diversas medidas, la posición de la viga colocada sobre los gatos con una pequeña sobrecarga (650 Kg. por gato).

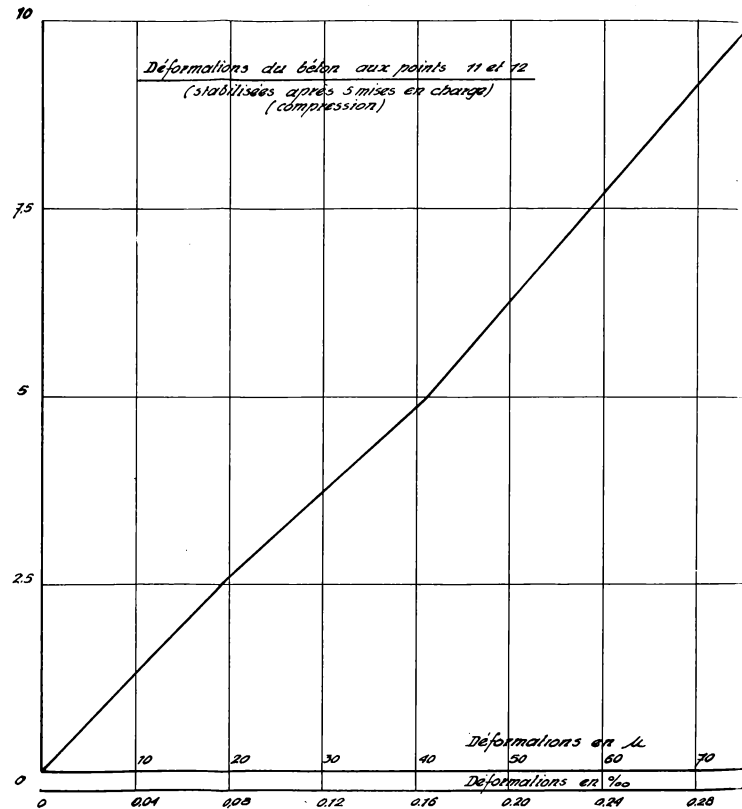
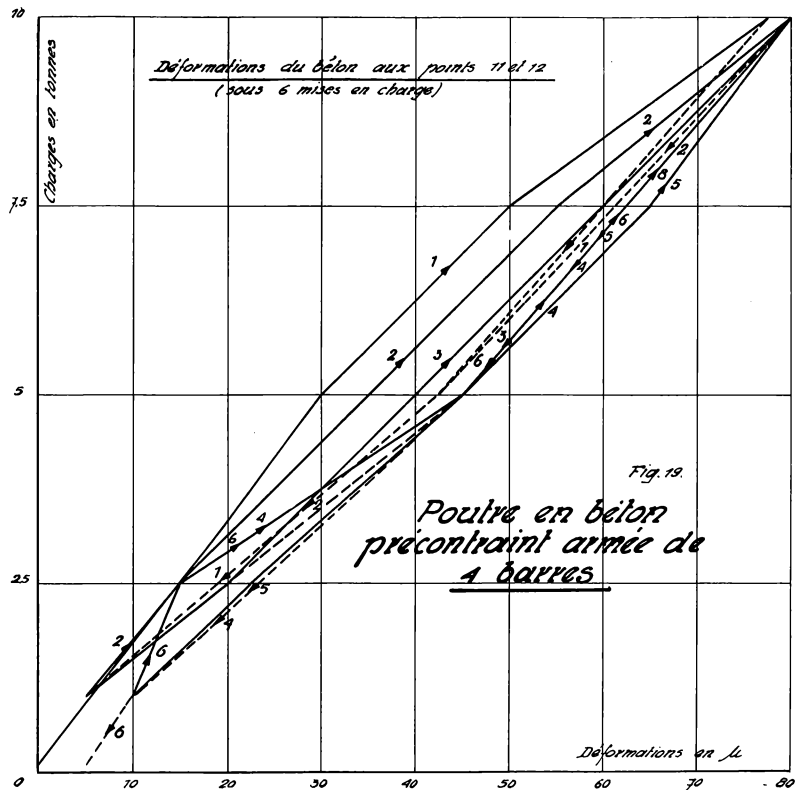
Para ensayar la viga I, de 4 barras, se colocaron 12 elongómetros en la sección media (ver fig. 16), dotados de comparadores micrométricos de cuadrante, que apreciaban desde 0,01 a 0,001 de mm. En cada extremo se colocó un clinómetro y se dispusieron 3 flexímetros, uno bajo cada apoyo y otro en el punto medio. Sobre cada una de las 3 barras de la zona inferior (superior en la posición de ensayo) se fijó un dinamómetro Huggenberger.

Con el fin de poder obtener los diagramas de elasticidad se sometió la viga a varios ciclos de carga de 1 a 10 t. por gato, pasando por 2,5, 5 y 7,5. En estos primeros ensayos las barras estaban totalmente aisladas. En la figura 18 pueden verse los diagramas de las flechas en el punto medio, y en la figura 19 los diagramas de las tensiones en varios puntos de la viga y en la sección media, bajo la carga de 10 t. por gato. Se observa que, antes de la fisuración, la elasticidad es perfecta y que se cumple bastante rigurosamente la ley de proporcionalidad, a pesar de que las barras están libres; esto es consecuencia de la pequeña magnitud de las flechas correspondientes a los límites de carga ensayados.

Después de la rotura se procedió a la determinación del módulo de Young en un prisma de hormigón de $100 \times 100 \times 350$ mm., extraído del ala comprimida de la viga y orientado según su







eje. Para cargas menores de 150 Kg/cm^2 se obtuvo $E = 300.000 \text{ Kg/cm}^2$. La resistencia al aplastamiento medida en dos probetas cilíndricas de 100 cm^2 de sección y 10 cm . de altura, obtenidas de la misma forma, fué de 470 y 307 Kg/cm^2 ; la media es 388 Kg/cm^2 . La resistencia al aplastamiento del prisma sólo llegó a 235 Kg/cm^2 .

Bajo la carga de 10 t . por gato se midió una flecha de $1,55 \text{ mm}$., aproximadamente (fig. 18); para el valor citado de E , la flecha calculada era de $1,20 \text{ mm}$., aproximadamente. Se observa, por lo tanto, una fuerte discordancia. Sin embargo, la flecha medida debe corregirse, ya que los flexímetros de los extremos se encontraban a 13 cm . de los apoyos, hacia el exterior.

La inclinación en los extremos de la viga, bajo la carga de 10 t ., es de $12,67 \times 10^{-4}$ radianes. Calculada de acuerdo con la fórmula correspondiente a las piezas rectas se halla el valor $12,5 \times 10^{-4}$. En este caso la concordancia es perfecta (1). Realizando la corrección de la flecha medida, de conformidad con este valor de la inclinación, se obtiene $1,38 \text{ mm}$., que se aproxima más al valor calculado.

Estos cálculos se realizan suponiendo $I = 268.000 \text{ cm}^2$ sin tener en cuenta las armaduras, que están libres, ni el ligero aumento de tensión de las barras de pretensado. En estas condiciones, el eje neutro teórico se encuentra a $21,7 \text{ cm}$. del borde comprimido y a $27,8 \text{ cm}$. del extendido. De aquí se deduce:

$$\sigma_b = \frac{10.000.000 \times 21,7}{268.000} = 81 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en lugar de los } 91 \text{ medidos.}$$

$$\sigma'_b = \frac{10.000.000 \times 27,8}{268.000} = 103,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en lugar de los } 108 \text{ medidos.}$$

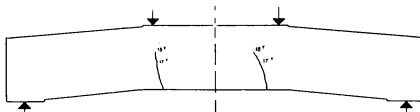
Estas discordancias podrían atenuarse mediante una ligera modificación del valor E . El diagrama obtenido no corresponde, por otra parte, a la posición teórica del eje neutro sino que le sitúa a la mitad del canto (fig. 19).

Las tensiones medidas en las tres barras superiores por medio de los dinamómetros Huggenberger no son iguales para todas las barras, sino que oscilan entre $3,19$ y $3,83 \text{ Kg/mm}^2$, valores que son superiores al de $2,55 \text{ Kg/mm}^2$ calculado, que desde luego es bastante pequeño en valor absoluto.

Después de estos primeros ciclos de carga, y con el fin de evitar todo desplazamiento relativo entre la viga y las barras, se fijaron éstas al ala comprimida de la pieza por medio de unos tacos de madera y, en estas condiciones, se aplicaron nue-

EMPLACEMENT des FISSURES.

POUTRE n°1



POUTRE n°2

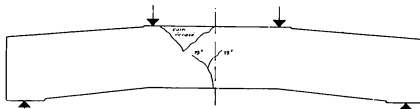


FIG. 20

(1) La concordancia es peor cuando se tiene en cuenta el empuje; el cálculo da entonces el valor $12,26 \times 10^{-4}$ radianes.

vos ciclos de carga, entre 1 y 10 t. por gato. Los resultados obtenidos fueron análogos a los anteriores.

Entonces, la viga fué sometida a una carga creciente hasta que se produjo la primera grieta. Bajo una sollicitación de 17 t. por gato aparecieron en los nervios simultáneamente dos grietas simétricas (fig. 20). Al realizar la descarga y entre 9 y 10 t. las grietas se hicieron casi invisibles. Cargada otra vez la viga, al llegar a las 9 t., aproximadamente, volvieron a ser observadas; pero se mantuvieron muy finas hasta las 14 t., aumentando después progresivamente. Para cargas mayores se propagaron y agrandaron considerablemente (más de un centímetro) y las flechas crecieron muy deprisa. La rotura sobrevino de un modo brusco, bajo una carga de 27,85 t., por rotura sucesiva de las dos barras exteriores del grupo de tres; una de ellas se rompió por el punto medio y la otra

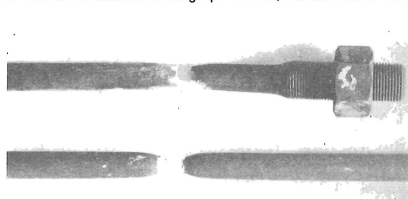


FIG. 21

hacia un extremo, pero en un punto alejado de la parte rosca. La rotura fué violenta; las barras fueron lanzadas lejos a pesar de las pantallas protectoras dispuestas en los extremos. Una descarga inmediata de la viga evitó la rotura de las otras dos barras.

Las dos barras rotas (fig. 21) presentaban estricciones de 26,5 y 24,2%, cuya media es 25,35%. El diámetro se redujo de 15 mm. a 14,75 mm. fuera de la

zona de estricción. Ensayada a tracción una de estas barras se obtuvieron los siguientes resultados:

| | |
|--|-----------------------------|
| Límite de proporcionalidad | 132 Kg/mm ² . |
| Límite de rotura | 152 Kg/mm ² . |
| Módulo de Young | 19.000 Kg/mm ² . |
| Estricción | 36,6 % |
| Alargamiento de rotura (base 50 cm.) | 2,4 % |

A pesar de la precisión con que se realizaron las observaciones de las cargas que produjeron la primera grieta, así como de las que produjeron las posteriores, no se pudo deducir ningún valor plausible de la resistencia del hormigón a tracción, ni tampoco del valor efectivo del esfuerzo de pretensado en el instante del ensayo. Según el proyecto y las observaciones realizadas en el instante de aplicar el esfuerzo de pretensado, el valor inicial de éste debía ser $4 \times 13,9 = 55,6$ t., que corresponde a una tensión media de las barras de 79,5 Kg/cm². Teniendo en cuenta que la excentricidad de este esfuerzo es 27,8 — 10,25 = 17,55 cm., le corresponde, teóricamente, a las fibras extremas de los nervios comprimidos una tensión de 151 Kg/cm² y — 35,5 Kg/cm² a las fibras extremas del alma sometidas a tracción. En el instante de aplicarse el esfuerzo de pretensado se pusieron de manifiesto deformaciones que, admitiendo el valor $E_b = 300.000$ Kg/cm², suponen una compresión máxima de 137 Kg/cm².

De acuerdo con lo expuesto, el límite de fisuración relativo al esfuerzo de pretensado exclusivamente, corresponde a una carga de 14,6 t. por gato, suponiendo que no haya habido pérdida en el esfuerzo inicial, lo cual no es probable. Parece, sin embargo, que dicha pérdida ha sido pequeña por haber sufrido el hormigón la mayor parte de su retracción antes de aplicar el esfuerzo de pretensado y por no tener el acero relajamiento. Se ha intentado determinar las tensiones de pretensado que subsisten en las barras antes del ensayo, por medio de la observación de su frecuencia fundamental

de vibración transversal. De este modo se dedujeron tensiones de 79,5, 66, 70 y 59 Kg/mm², admitiendo una longitud libre, en las barras, de 3 m.

Si bien estas cifras no son del todo exactas, las diferencias de las frecuencias propias (52,8, 48, 49,5 y 45,5) indican claramente variaciones apreciables de tensión y evidencian la dificultad de realizar un pretensado completamente uniforme y de conocer con certidumbre su valor real.

Posteriormente se procedió a realizar los ensayos sobre la Viga II, armada por 6 barras idénticas a las de la viga I (fig. 16).

El dispositivo experimental era completamente análogo al de la viga I, pero los aparatos de medida empleados fueron tan sólo 3 flexímetros, 4 clinómetros colocados sobre las caras superior e inferior de las piezas y 3 elongómetros Baldwin unidos a las tres barras inferiores (superiores en la posición de ensayo). Las barras se fijaron, desde el comienzo, como en el ensayo de la viga I.

Se efectuaron dos ciclos de carga de 0 a 10 t. por gato.

En este caso se midieron flechas de 1,11 mm., valor que es ligeramente inferior al calculado. Por lo que respecta a las tensiones, éstas fueron de 79,49 Kg/cm² (en el cálculo 84,5), y 86,5 Kg/cm² (en el cálculo 109), sin tener en cuenta las barras. La discordancia es grande, lo que permite suponer que el valor de E_s , que no ha sido determinado, es superior a los 300.000 Kg/cm² considerados.

Bajo una carga de 19 t. (fig. 20) se hicieron visibles las primeras grietas, que se produjeron en el punto medio de cada nervio. Desaparecieron bajo la carga de 10 t. para volver a ser visibles a partir de las 15 t.

En el ensayo hasta rotura efectuado se observaron grietas muy amplias, y se llegó a la carga de 29,5 t. por gato. Se mantuvo esta carga durante 5 minutos, sin rotura alguna y se alcanzó el límite de capacidad de los gatos (30 t.). Al día siguiente se aplicó un nuevo ciclo de carga y la viga se rompió de un modo violento, por aplastamiento del hormigón en la zona comprimida, bajo una carga de 28,5 t. por gato. Simultáneamente, uno de los cordones cedió, provocando una flexión lateral de la viga (figura 22).

Según el proyecto y su ejecución, esta viga debía tener un pretensado inicial de $6 \times 13,2 = 79,2$ t., de donde se deduce para el acero una tensión de 74,5 Kg/mm². Teniendo en cuenta que la excentricidad del esfuerzo respecto a la sección del hormigón era de $27,6 - 18 = 9,6$ cm., las tensiones iniciales teóricas de este material debían ser:

Compresión: 149,5 Kg/cm². En las fibras extremas del ala.

Compresión: 2,1 Kg/cm². En las fibras extremas del alma. El límite de fisuración relativo al esfuerzo de pretensado exclusivamente, corresponde según lo expuesto a una carga de 13,7 t. por gato. También en esta viga la pérdida de esfuerzo de pretensado debió ser muy pequeña.

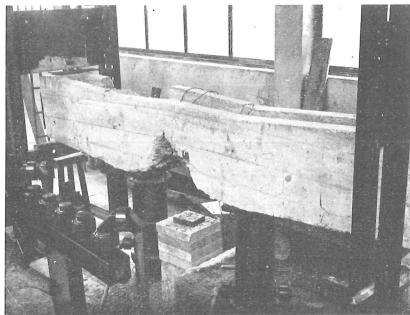


FIG. 22

Los elongómetros dieron resultados muy dudosos. Bajo cargas de 10 t. por gato, se registraron aumentos de tensión en las barras de 1,38, 2,84 y 1,34 Kg/mm² (1).

En el momento de la rotura, uno de los elongómetros se desprendió, los otros dos, correspondientes a las barras extremas del grupo de tres, registraron, después de la descarga, tensiones de precompresión de 52,6 y 86,5 Kg/mm², valores que, evidentemente, ofrecen poca garantía. Sin embargo, inducen a pensar, de acuerdo con la desviación lateral registrada en la rotura, y las observaciones realizadas al efectuar el pretensado, que éste no fué muy uniforme.

Debe destacarse que aun en el caso de haber irregularidades, éstas no han alterado el comportamiento normal de la viga, ni se han manifestado hasta el momento de la rotura.

El interés de estos ensayos estriba en el hecho de haberse obtenido roturas elásticas por aptamiento del hormigón y por rotura de las barras, bajo cargas poco más o menos iguales, y en el aspecto de los agrietamientos, muy localizados en el caso de barras desnudas. Los alambres sin adherencia del ensayo B, habían dado también fisuras localizadas, pero más numerosas, y los hilos adherentes del ensayo A, un agrietamiento muy uniformemente repartido.

Las dos vigas I y II, tienen, sensiblemente, el mismo coeficiente de seguridad a la rotura (2,785 y 2,95), pero el coeficiente de seguridad al agrietamiento de la I, es muy inferior al de la II, especialmente después de la primera fisuración.

D) Conclusiones:

Como el hormigón armado, el hormigón pretensado se comporta en los ensayos como un material complejo, aunque no tanto como el armado, antes de la aparición de grietas. En este estado, y en lo que respecta a flechas e inclinaciones, el hormigón pretensado tiene un comportamiento elástico de conjunto, completamente regular, que satisface de manera satisfactoria a las fórmulas clásicas de proporcionalidad. Esto ocurre, especialmente, en el caso de ser los alambres adherentes y teniendo en cuenta dichos alambres al determinar las características elásticas de las tensiones.

Cuando los alambres o barras de pretensado van al descubierto y aislados del hormigón, el conjunto continúa siendo elástico, pero las deformaciones independientes del hormigón y de las barras de pretensado pueden perturbar la proporcionalidad de las deformaciones a los esfuerzos que las originan. Este efecto es despreciable en las débiles deformaciones correspondientes a las cargas de trabajo. Cuando los alambres están introducidos en la masa del hormigón, pero no adheridos a él, el rozamiento de los alambres en sus fundas produce, asimismo, algunas perturbaciones.

La observación de los efectos elásticos producidos por el esfuerzo de pretensado no concuerda, generalmente, con la teoría elemental de la resistencia de materiales.

En este caso, como en todos, la determinación de las tensiones del hormigón presenta bastante dificultad. Sin embargo, a menudo dichas tensiones concuerdan bastante bien con las deducidas por el cálculo para las fibras extremas más comprimidas y a veces también para las más extendidas, mientras no exista fisuración. Es más difícil obtener resultados que concuerden con el cálculo en las fibras intermedias; para ello es preciso aplicar un número suficiente de ciclos de carga sucesivos. Todo esto es consecuencia lógica de la propiedad que posee toda pieza heterogénea de comportarse de acuerdo con las leyes elementales de la elasticidad en su conjunto; pero de presentar divergencias bastante considerables en lo que a la distribución de tensiones se refiere. Las variaciones de tensión en las barras de pretensado son difíciles de registrar. En el caso de barras adherentes o embebidas en el hormigón, para poder tener acceso a las barras es preciso adoptar ciertas medidas

(1) Valor calculado 1,61 Kg/mm².

que perturban el comportamiento elástico del conjunto de la pieza. Si las barras están al descubierto, la colocación de aparatos puede presentar también alguna dificultad y, en todo caso, las variaciones a medir son relativamente pequeñas.

La mayor dificultad estriba, sin duda, en poder conocer exactamente los esfuerzos de pretensado. Su medida indirecta por la compresión del hormigón es, desde luego, poco satisfactoria. Cuando se mide la tensión inicial por medio de los manómetros de los gatos de pretensado, o bien mediante el alargamiento de los alambres, los resultados obtenidos tampoco son dignos de crédito. Por otra parte, dicha medida no permite conocer el esfuerzo de pretensado efectivo en un instante cualquiera. En el caso de alambres embebidos, adherentes o no, no existe método alguno de medida en el que pueda evitarse la destrucción del hormigón. Si los alambres de pretensado están al descubierto puede aplicarse el método de la deformación transversal de los mismos. Si la longitud total del alambre es L , y la porción comprendida entre dos de sus puntos, distantes entre sí l , se desplaza una distancia d de su posición de equilibrio, por un esfuerzo transversal T , la tensión de pretensado del alambre Ω es, sensiblemente:

$$\sigma_p = \frac{T l}{4d \Omega} = \frac{2 E d^2}{L l}$$

con la condición de que d sea muy pequeña con respecto a l .

La validez del método ha sido comprobada por MM. Louis y Déhan, los cuales han utilizado también otro procedimiento que consiste en aplicar a los alambres tesos la fórmula de la frecuencia de las cuerdas vibrantes, produciendo las vibraciones con un pequeño electroimán, que sirve al mismo tiempo de receptor y permite medir dicha frecuencia.

En el caso de barras de acero especiales y grueso diámetro, las vibraciones se pueden registrar asimismo (ver ensayo C) por medio de un «vibrógrafo» sensible, con tal de tener en cuenta, en la fórmula, la rigidez de la barra; pero los resultados así obtenidos son poco aceptables.

El concepto de la seguridad en el hormigón pretensado difiere bastante del que se tiene para otros materiales, debido a la elevada resistencia de los aceros empleados y al hecho de que, su límite elástico, es casi igual al de rotura. La reacción elástica subsiste, no sólo después de la fisuración (que ya, por sí sola, representa un proceso de destrucción), sino incluso, después de la rotura, en el caso de que ésta se produzca por aplastamiento del hormigón, que es lo normal cuando se trata de solicitaciones estáticas.

Las deformaciones lentas que sufre el hormigón no pueden engendrar grietas, ni disminuir su capacidad de resistencia a tracción, debido a la compresión inicial de la pieza, originada por el esfuerzo de pretensado, que subsiste a pesar de la existencia de dichas contracciones. Por consiguiente, la seguridad a la fisuración se obtiene a la vez como consecuencia del pretensado inicial y de la total resistencia del hormigón a tracción, que puede ser del mismo orden de magnitud que el valor medio de la compresión inicial límite. Resulta, en consecuencia, que puede obtenerse, bajo una solución estática, una seguridad a la fisuración comprendida entre 1,3 y 1,9, según que se tenga en cuenta o no la resistencia a tracción del hormigón. Hay que destacar que si se ha alcanzado el límite de fisuración establecido teniendo en cuenta dicha resistencia, es decir, si se ha producido una primera grieta, se reduce la carga de fisuración ulterior que, desde entonces, solo será contrarrestada por el esfuerzo de pretensado. Resulta lógico, por lo tanto, calcular la seguridad de la fisuración, teniendo en cuenta el margen de seguridad que proporcionan las resistencias a tracción del hormigón, y valorando las pérdidas del esfuerzo de pretensado.

Por lo que respecta a la seguridad de la rotura, su valor es, normalmente, superior en un 50 %, o más, al correspondiente a la seguridad a la fisuración, pero es menos cómodo y, sobre todo, menos lógico referirse a aquella antes que a ésta. Por otra parte, debe tenerse en cuenta la seguridad a la rotura de las barras, ya que es posible provocar su rotura estática.

Es preciso todavía realizar numerosos estudios e investigaciones sobre la retracción, deformabilidad y fluencia de los hormigones así como sobre el relajamiento de los aceros de pretensado, con el fin, especialmente, de determinar la conveniencia, o no, de emplear hormigones de alta resistencia y poca deformabilidad, así como aceros de elevado límite de fluencia. Es necesario asimismo, vigilar atentamente la magnitud de los esfuerzos de pretensado en el momento de su creación, cuidado de su uniformidad, y de que coincidan con los valores calculados en el proyecto. En fin, conviene poder comprobar ulteriormente el valor de estas tensiones, para lo cual resulta aconsejable emplear cables desnudos, colocados en lugares accesibles, en el interior de vigas-cajón.

II. EXPERIENCIAS Y REALIZACIONES

A) Ensayos de vigas tubulares cilíndricas.

En 1946, la Compañía belga de ferrocarriles reanudó la construcción de la presa de Eupen, suspendida, con motivo de la guerra, desde 1940. El ejército de ocupación se había llevado la grúa de cables que se empleaba en la obra, sin que posteriormente hubiese posibilidad de recuperarla. Con este motivo, la Compañía proyectó construir una pasarela de servicio sobre pilotes, cuyos montantes estaban construídos por vigas tubulares, cilíndricas, de hormigón pretensado. Los montantes de agua arriba, cuya separación entre ejes era de 3,30 m., fueron superpuestos a los pozos de inspección y de drenaje que existían en la parte ya ejecutada de la presa. Dichos montantes tenían 12 m. de alto y una vez incorporados al hormigón de la coronación de la presa, que aun no había sido construída en una altura igual a la indicada, aseguraban la continuidad de los pozos de inspección hasta la zona más elevada de la obra. La existencia de estos pozos facilitaba el anclaje inferior de los tirantes de pretensado, en vigas metálicas empotradas en las paredes de los pozos, a 2 m. por debajo de la base de las columnas. Los montantes de aguas abajo se apoyaban sobre el hormigón de la parte antigua de la presa; en ella se dispusieron anclajes para los cables de pretensado. Los pilotes estaban separados entre sí de 7,75 a 8 m., y servían de apoyo a la pasarela que debía soportar una grúa de 20 t., 2 trenes de 20 t., las tolvas destinadas a la puesta en obra del hormigón, etc., así como los efectos del viento, en un valle bastante abierto (se admitió una presión de 200 Kg/m²).

La colocación de palizadas metálicas, por otra parte inútiles, habrían originado, en esta época de escasez de materiales, retrasos inadmisibles. El tablero metálico fué totalmente recuperado posteriormente sin perder nada de su valor; estaba constituido por viguetas. Las vigas tubulares de hormigón, que quedaban incorporadas a la obra, eran económicas y de fácil y rápida ejecución por los propios medios de la empresa. Cada montante estaba formado por la superposición de 12 anillos de hormigón vibrado de 1 m. de altura, 0,80 m. de diámetro interior y 0,12 m. de espesor (diámetro exterior 1,04 m.). Los cables de pretensado estaban constituídos por 24 hilos de 5 mm., tesos a 85 Kg/mm², produciendo un esfuerzo longitudinal axil de 40 t.

Antes de comenzar la ejecución de la obra la empresa quiso realizar diversos ensayos en el laboratorio.

En 1946 se hizo un primer ensayo en la obra. Sobre una plataforma con rodillos, que permitía las deformaciones horizontales transversales (fig. 23), se colocó una viga tubular de 24 m. de longitud, perfectamente sujeta en sus extremos por medio de dos piezas de madera, sobre un apoyo de fábrica. En el punto medio de la viga, entre el 12° y el 13° anillos, se interpuso una placa de palastro de acero, enganchada a un polipasto de cable, accionado por un cabrestante. Los esfuerzos se midieron por medio de un dinamómetro anular muy preciso, que se colocó junto a la viga, para esfuerzos inferiores a los 5.000 Kg., y en el extremo opuesto al polipasto, para esfuerzos superiores, con el fin de evitar los daños que pudiera ocasionar una rotura eventual. Se dispusieron, asimismo, cuatro flexímetros (dos de ellos flanqueando el palastro y los otros dos en los apoyos) y cuatro elongámetros situados, por parejas, sobre las dos generatrices opuestas del plano meridiano horizontal a 50 cm. (puntos medios de los anillos) y a 1 m. (unión entre dos elementos) de distancia del palastro medio (fig. 24). Se rellenaron de mortero las juntas entre cada dos anillos y se aplicó un esfuerzo

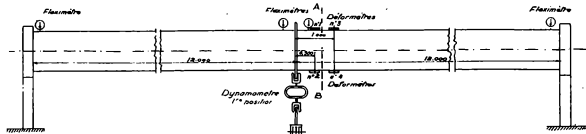


SCHÉMA du DISPOSITIF d'ESSAI
VUE en PLAN

FIG 23

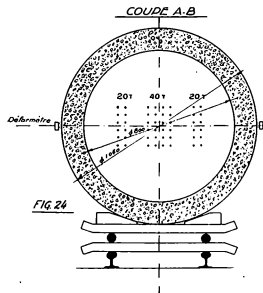


FIG 24

de tracción de 40 t. según el cable axial. Además se colocaron dos cables suplementarios, de 12 hilos de 5 mm., sometidos a una tensión de 20 t. cada uno, para reemplazar al efecto a las cargas verticales en la base de las columnas. La figura 23 reproduce la sección transversal. Estos cables no se enlazan a la viga más que en su sección media por medio de la placa de palastro de acero.

FLÈCHES au MILIEU de la DOUTRE.

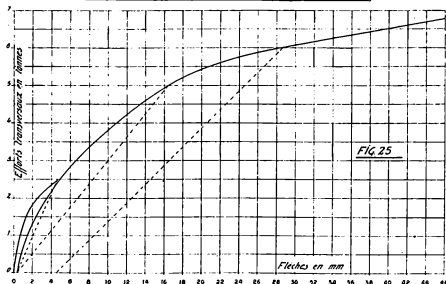


FIG 25

La figura 25 reproduce el diagrama de las flechas obtenidas en los ciclos de cargas sucesivas a que se sometió la viga, de 2.500, 5.000, 6.000 y 7.000 Kg., con sus correspondientes descargas intermedias. A partir de las 7 t. no se pudo aumentar

ya la tensión, siendo la flecha final alcanzada de 356 mm.; el hormigón cedió en el punto medio de la zona comprimida (fig. 26 y 27). Una vez descargada la viga se observó la existencia de una flecha permanente de 8 mm.; la viga conservó gran parte de su elasticidad.

Con el fin de obtener el módulo de elasticidad total del hormigón en las condiciones del ensayo se colocaron, antes del tesado de los cables, varios elongómetros. Sin embargo, las circunstancias no permitieron obtener dicho módulo.

La sección de la viga es de 3.470 cm²; de donde se deduce que la compresión inicial es

$$\frac{80.000}{3.470} = 23,06 \text{ Kg/cm}^2.$$

El módulo de flexión de la viga es 72.500 cm⁴.

Bajo las cargas de 2.500, 4.000, 5.000 y 7.000 Kg., las tensiones calculadas son, respectivamente. 19,85, 31,70, 39,70 y 55,60 Kg/cm² en la sección situada a 0,50 m. del punto medio y 19,00, 30,40, 38,00 y 53,20 Kg/cm² en la sección situada a 1 m. de dicho punto. Añadiendo a estas tensiones la teórica de pretensado, no se puede explicar la rotura del hormigón, por compresión, bajo la carga de 7.000 Kg., a no ser que se tenga en cuenta el hecho de que el hormigón debe agrietarse ampliamente en la junta de los anillos. Debe señalarse que para un esfuerzo cortante inferior a los 3.000 Kg. las juntas pueden agrietarse. Las deformaciones específicas registradas por los elongóme-

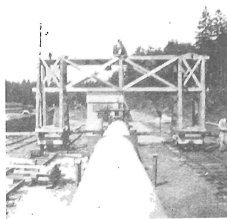


FIG. 26

tros hacen pensar que este hecho se produce, en efecto, bajo una carga próxima a dicho valor, lo que aumenta la compresión del hormigón. En consecuencia, no es posible dar ninguna interpretación a las lecturas de los elongómetros que concuerdan con las tensiones teóricas calculadas anteriormente, ni para tensiones inferiores ni para tensiones superiores a la del esfuerzo inicial de pretensado.

Las deformaciones longitudinales, por otra parte, fueron pequeñas y no excedieron del orden de magnitud de 20×10^{-5} , bajo una carga de 5.000 Kg. Debe hacerse notar que, al descargar la viga, se registró un acortamiento permanente de la zona comprimida, mientras que, en la zona extendida, los aparatos señalaron exactamente el 0, lo que demuestra que las grietas se cerraron completamente.

El diagrama de flechas de la figura 25, que está, desde luego, influido por la fisuración progresiva de las juntas de los anillos y por el desplazamiento relativo de los cables en las dos mitades de la viga pretensada, no permite tampoco una perfecta interpretación de la fórmula $\frac{Pl^3}{48EI}$ basada en la ley de Hooke. Si se aplica para la carga $P = 5.000 \text{ Kg.}$, por corresponder todavía a una



FIG. 27

flecha permanente pequeña y poco variable, se obtiene un valor de $E = 251.000 \text{ Kg/cm}^2$ bastante aceptable. Aplicado este valor a las deformaciones específicas longitudinales, obtenidas para la carga de 4.000 Kg., se obtiene unos valores de la tensión que concuerdan bastante bien con los calculados.

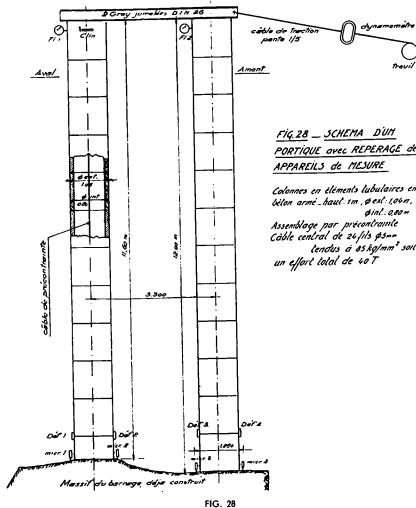


FIG. 28 - SCHEMA D'UN PORTIQUE avec REPERAGE des APPAREILS de MESURE

Colonnes en éléments tubulaires en béton armé, haut 1m, ø ext. 100mm, ø int. 80mm. Assemblage par précontrainte. Câble central de 24 fils Ø 3mm tendus à 85 kg/mm² soit un effort total de 60 T.

Este comportamiento es consecuencia del hecho de que, después de la fisuración de las juntas la viga constituye una combinación, bastante compleja, de hormigón pretensado y hormigón armado, cuya armadura es muy débil y se encuentra mal repartida.

El 13 de mayo de 1947 se verificó un nuevo ensayo según el esquema de la figura 28, sobre un pórtico ya colocado en la obra, cuyos detalles pueden verse en la figura que, asimismo, indica la clase y situación de los aparatos de medida. Los esfuerzos de pretensado eran de 40 t. por cada pilar.

Se registraron débiles rotaciones en los pies de las columnas lo que indica que el empotramiento era casi perfecto. Las deformaciones elásticas longitudinales, medidas a 11 m. del extremo superior de los pilares, corresponde al orden de magnitud de las tensiones calculadas suponiendo $E = 300.000 \text{ Kg/cm}^2$ valor no comprobado, pero bastante aceptable.

Teniendo en cuenta los dispositivos experimentales utilizados en los dos ensayos pueden compararse las flechas correspondientes a cargas iguales. Esta comparación se hace en el siguiente cuadro:

| CARGAS — Kilogramos | FLECHAS EN MM. | |
|---------------------------|--|-----------------------------------|
| | En el punto medio, en el 1.º ensayo | En la cabeza, en el 2.º ensayo |
| 2.500..... | 4,71 | 4,50 |
| 3.000..... | 6,13 | 5,95 |
| 3.500..... | 7,83 | — |
| 3.600..... | — | 5,35 |

Las flechas son, por tanto, ligeramente menores en el segundo ensayo que en el primero, a pesar de la pequeña imperfección del empotramiento. Esta reducción se debe a la acción de las viguetas superiores del pórtico.

Las figuras 29, 30 y 31 reproducen distintos aspectos de la obra que, una vez realizada, resultó completamente satisfactoria.

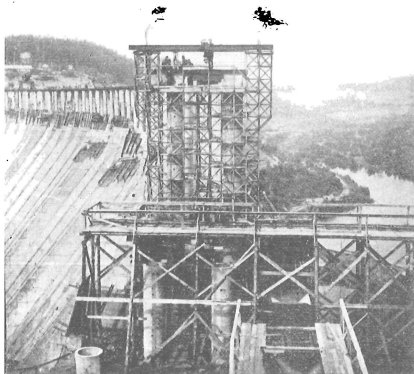


FIG. 29

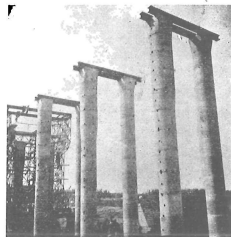


FIG. 30

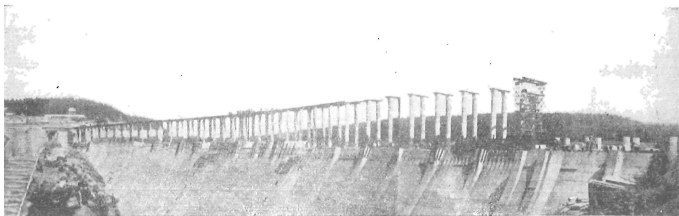


FIG. 31

B) Ensayos dinámicos de traviesas para vías férreas.

Se han descrito ya, anteriormente (1), los ensayos de durancia, de carácter especial, realizados sobre traviesas articuladas de hormigón pretensado, que sirvieron para su estudio y perfeccionamiento. Estas traviesas se fabrican actualmente, con carácter comercial, bajo el nombre de traviesas Franki-Bagon, y se encuentran en período de prueba en las principales vías de la S. N. C. B. (Sociedad Nacional de Ferrocarriles Belgas) (fig. 32). Los ensayos, proyectados y realizados durante la guerra, de acuerdo con los ingenieros de la S. N. C. B., consistieron en empotrar la traviesa en uno de sus extremos y comunicar al otro una deformación de flexión alternativa, de amplitud determinada y con un ritmo bastante rápido. El esfuerzo correspondiente a la deformación impuesta fué medido previamente por un ensayo estático.

En la época en que se realizaron los ensayos (1943-44), una traviesa Franki-Bagon resistió sin

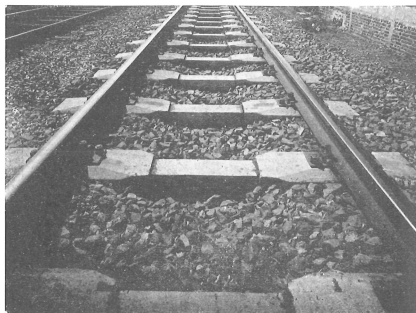


FIG. 32

daños apreciables 25×10^6 oscilaciones de 15 mm. de amplitud total ($\pm 7,5$ mm.), con una frecuencia de 270 ciclos por minuto.

Esta traviesa está formada por dos bloques de apoyo para los carriles, mantenidos a distancia constante y enlazados por un tirante. Estos elementos son de hormigón armado. Entre el tirante y los bloques van colocadas unas placas delgadas de material plástico, menos rígido que el hormigón. Las cinco piezas quedan ajustadas por medio de una barra de pretensado, de acero especial.

La figura 33 reproduce el dispositivo de ensayo empleado en 1943 y que fué modificado, a principios de 1944, según se indica en la figura 45.

Más recientemente, el gobierno británico (Ministerio de Obras Públicas) dispuso se efectuase bajo los auspicios del Dr. Thomas, de la «Building Research Station», de Garston-Watford (Herts), nuevos ensayos de durancia con unas traviesas de hormigón pretensado. Estos ensayos, que tuvieron lugar en 1948 terminaron en enero de 1949. Se realizaron conforme a la nota C 28, de abril de 1947, del «Department of Scientific and Industrial Research Building Research Station» y fueron posibles gracias a la sala experimental puesta en servicio a fines de 1947, descrita en una comunicación de la A. B. E. M. del 22 de mayo de 1948 (2)).

Esta sala es, por sí sola, una gran máquina de ensayo. Una construcción ligera recubre una gran

(1) Conferencia de F. Campus y R. Jacquemin. «Ensayos de durancia sobre traviesas de ferrocarril en hormigón armado o pretensado». *Bulletin du C. E. R. E. S., Liège, T. 11, 1947.*

(2) Conferencia de F. Campus. Equipo de la sala experimental (dos pulsadores) y el pulsador de esfuerzos alternados de la Universidad de Lieja. *Science et Technique.—Bruselas.—N.º 9-1948.*

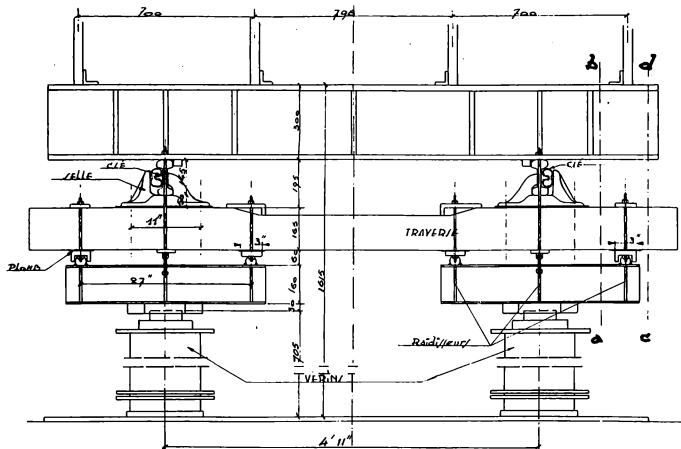
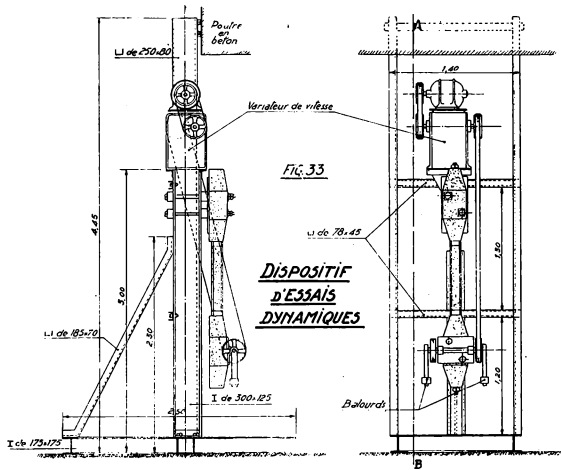


FIG. 34

placa de hormigón armado, provista de ranuras, en las que se sujetan los dispositivos de ensayo. Dos pulsadores de gran capacidad, tres dinamómetros pendulares con bombas de aceite y gatos de una potencia total, en el presente, de 280 t. y que podrán alcanzar en su día las 500 t., permiten someter, simultáneamente, a ensayos estáticos o dinámicos, varias piezas o una sola, cuyas dimensiones pueden llegar a los $20 \times 6 \times 4$ m. En las figuras 34, 35 y 36 puede apreciarse el dispositivo empleado en el ensayo de las traviesas inglesas de que se trata. Por medio de un pulsador acoplado a un dinamómetro estático se pusieron en acción dos gatos de 50 t. Cada gato tenía dos rútuas. La frecuencia de pulsación fué de 250 ciclos por minuto. Los ensayos se realizaron, para los dos extremos de cada traviesa, según el siguiente orden:

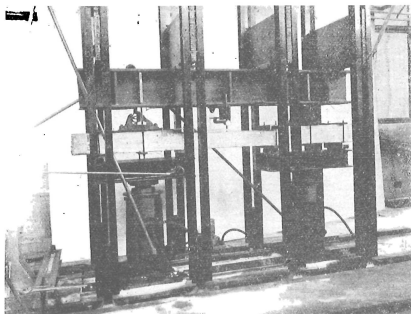


FIG. 35

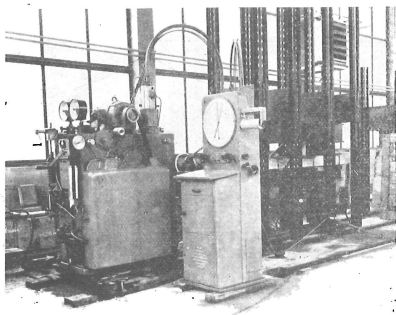


FIG. 36

1.º Un ensayo estático bajo una carga de 8 t. por gato (no dió lugar a ninguna fisuración).

2.º Un ensayo dinámico, consistente en un millón de pulsaciones en cada extremo:

entre 2 y 8 toneladas

- » 2 y 11 »
- » 2 y 14 »
- » 2 y 17 »
- » 3 y 20 »
- » 3 y 23 »
- » 3 y 26 »
- » 3 y 29 »
- » 4 y 32 »
- » 4 y 35 »

En este ensayo se trata de observar la aparición de grietas (carga y número de ciclos correspondiente), su longitud, su anchura y la evolución de sus características. A continuación se estudiaron

las roturas eventuales, las circunstancias de su producción y sus particularidades. Para poder estudiar la fisuración se dibujó, previamente, en las traviesas una cuadrícula, y las observaciones se realizaron bajo la acción de una carga estática igual a la máxima del ciclo dinámico ensayado.

Los ensayos se realizaron sobre traviesas de dos tipos diferentes empleando, de acuerdo con las prescripciones británicas, dos traviesas en cada ensayo. Ambos tipos son rígidos; el pretensado se realizó por medio de alambres tesos antes de hormigonar. En uno de los tipos, designado por A, se utilizó el sistema de pretensado por adherencia análoga al empleado en la viga Hoyer. En el otro, que se designa por B, los alambres se dispusieron en espiral con los extremos apoyados sobre cuñas en forma de semicírculo, por medio de los cuales se tesaron todos los cables.

Los alambres de estas traviesas tenían 5,08 mm. de diámetro. Su resistencia era de 159 a 168 Kg/mm², con un alargamiento de rotura aproximado de 13,5 % (medido sobre 200 mm.) y un 40 % de estricción.

Según las instrucciones recibidas, las fisuras observadas se registraron en diversos cuadros y diagramas. Las grietas se abrieron y cerraron siguiendo el ritmo de aplicación de las cargas sobre la pieza; este fenómeno fué filmado.

Se observaron formas muy diversas de rotura. Con cada traviesa se hicieron dos ensayos de flexión independiente, uno para cada extremo; en ningún caso las roturas de ambos extremos fueron simultáneas. Cuando se producía la primera rotura se suprimía el gato correspondiente y el ensayo continuaba, con total independencia, en el otro extremo. Las roturas se produjeron como a continuación se indican:

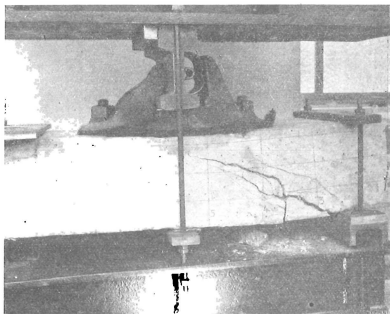


FIG. 37

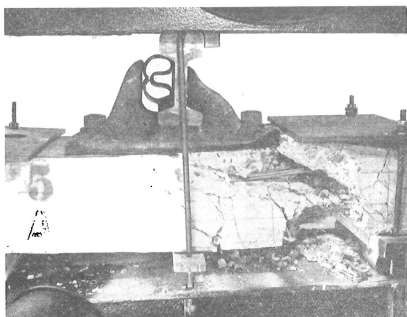
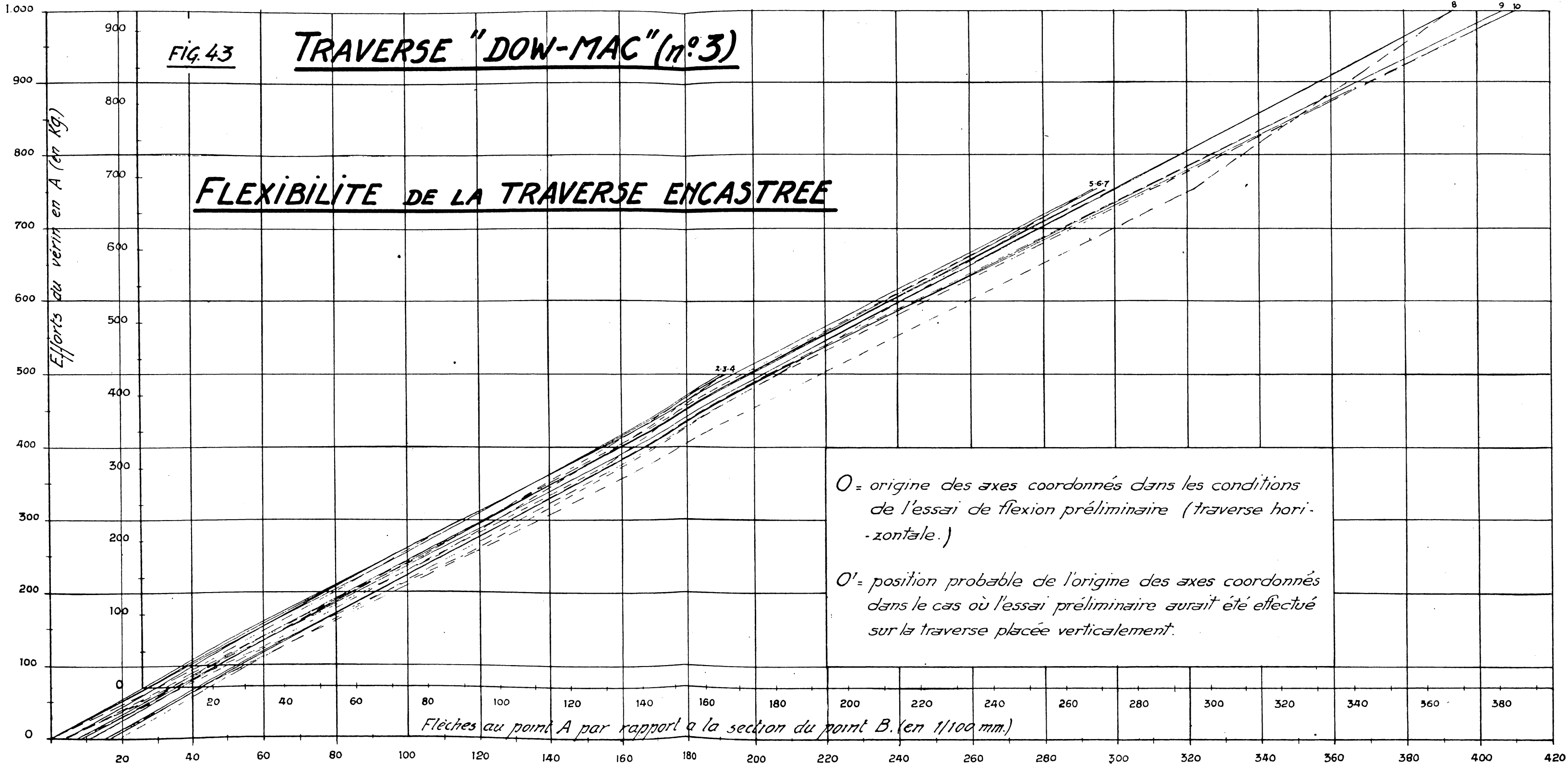


FIG. 38

FIG. 43

TRAVERSE "DOW-MAC" (n°3)

FLEXIBILITE DE LA TRAVERSE ENCASTREE



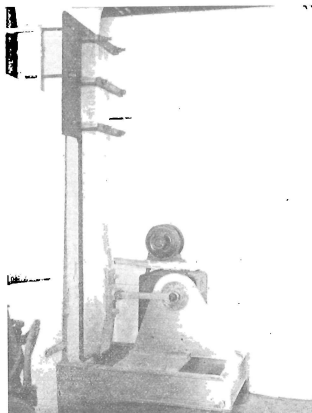


FIG. 45

Parece interesante, por tanto, realizar nuevos ensayos de fatiga con vigas de hormigón pretensado.

Asimismo, una traviesa de cada tipo fué sometida a ensayo de flexión alternativa, con una amplitud máxima de unos 7 mm. ($\pm 3,5$ mm.). La amplitud fué limitada a dicha magnitud porque las traviesas monolíticas son mucho más rígidas que las compuestas de tres piezas. Estas traviesas sufrieron los ensayos sin daño alguno. Antes de proceder al ensayo de flexión alternativa se realizó otro estático empotrando un extremo de la traviesa y cargando el otro normalmente. A continuación se trazó el diagrama de las flechas en función de la carga. Las figuras 43 y 44 reproducen los diagramas obtenidos para las traviesas A y B; en las traviesas A, de alambres adherentes, se observa una notable elasticidad. La figura 45 reproduce el dispositivo experimental utilizado en la traviesa B para la flexión alternativa. En el ensayo estático de la traviesa B y bajo una carga de 840 Kg., apareció una grieta (fig. 44), que al ser descargada la pieza se cerró totalmente, sin que haya vuelto a abrirse en el ensayo de flexión alternativa.

C) Ensayos de tubos de hormigón pretensado.

En 1947, la sociedad «Le béton centrifugé belge» encargó al laboratorio un importante programa de ensayos de los tubos de su fabricación. Los tubos eran de 5,125 m. de longitud, tenían 0,86 m. de diámetro interior y un espesor de hormigón centrifugado de 0,065 m. Dichos tubos estaban zunchados por medio de un alambre de acero colocado con el auxilio de una máquina que permitía regular la tensión del alambre y el paso de hélice del zuncho. Después de zunchados, los tubos eran revestidos exteriormente por una capa de hormigón fino de 2 cm. de espesor; este hormigón era vibrado y aireado. La capa de hormigón centrifugado llevaba embebida una armadura ligera constituida por 36 generatrices y 7 cercos, formados por hilos de 8 mm.

El hormigón centrifugado, bastante fino, se obtenía con:

Grava de río de 5/8 mm., arena de río de 0/5 mm., arena fina de cantera y 28,5 %, en peso, de cemento.

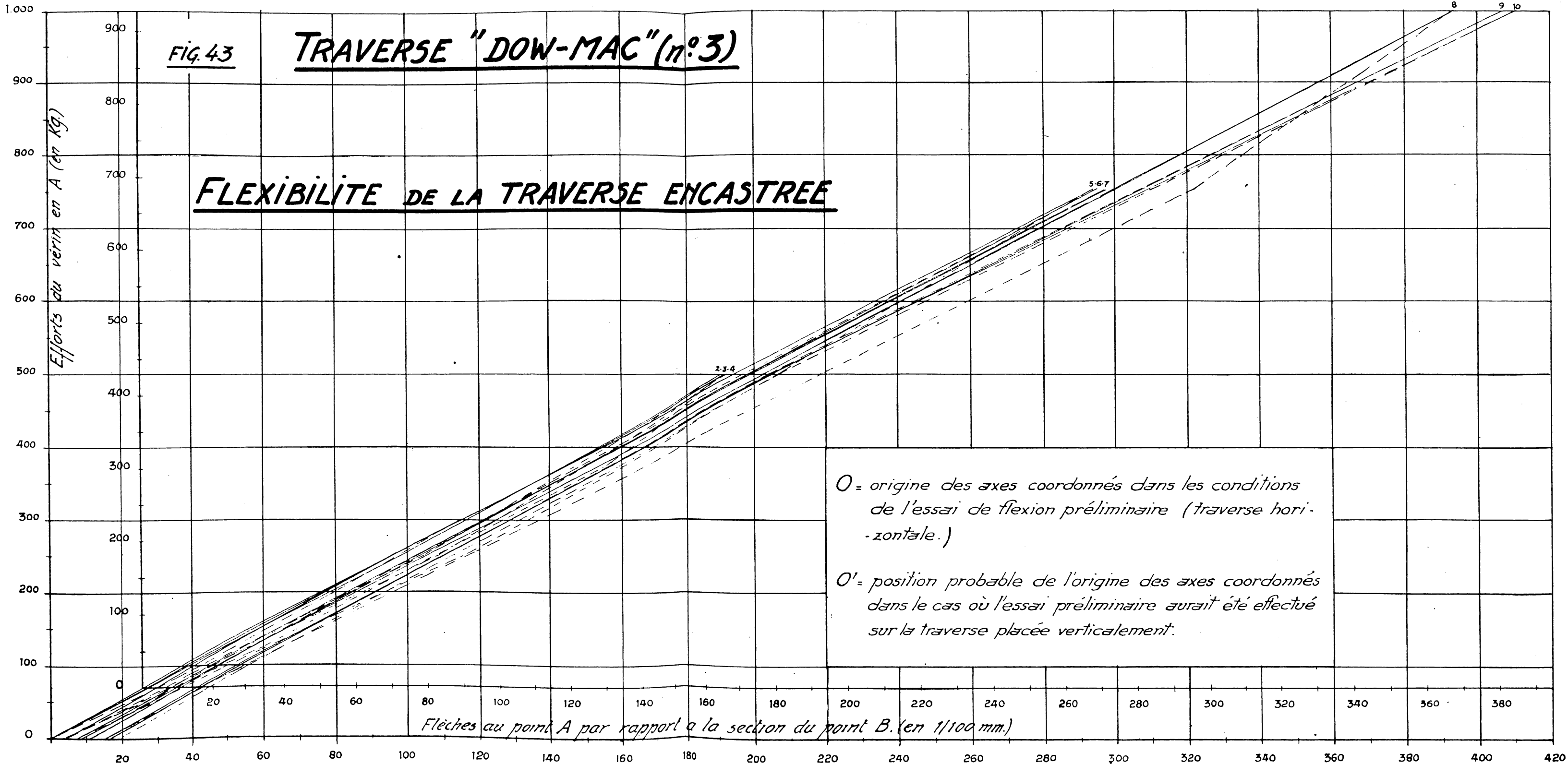
A los dos meses fueron ensayados a compresión axil elementos de tubos centrifugados, no zunchados, de 1,20 m. de altura, 40 cm. de diámetro exterior y paredes de 5,35 cm. de espesor. La tensión de rotura alcanzada fué, aproximadamente, de 400 Kg/cm² y el módulo de elasticidad, entre 0 y 140 Kg/cm², de 340.000 Kg/cm². El coeficiente de Poisson resultó próximo a 0,3.

El 20 de mayo de 1947, se procedió, en la fábrica del B. C. B., a medir el acortamiento del diámetro interior bajo el efecto del zunchado. La figura 46 reproduce el diagrama de este acortamiento a todo lo largo del tubo, bajo el efecto de un zunchado de 43 espiras por medio de alambres de 5 mm. de diámetro, enrollado con una tensión de 102 Kg/mm².

FIG. 43

TRAVERSE "DOW-MAC" (n°3)

FLEXIBILITE DE LA TRAVERSE ENCASTREE



O = origine des axes coordonnés dans les conditions de l'essai de flexion préliminaire (traverse horizontale.)

O' = position probable de l'origine des axes coordonnés dans le cas où l'essai préliminaire aurait été effectué sur la traverse placée verticalement.

Flèches au point A par rapport à la section du point B. (en 1/100 mm.)

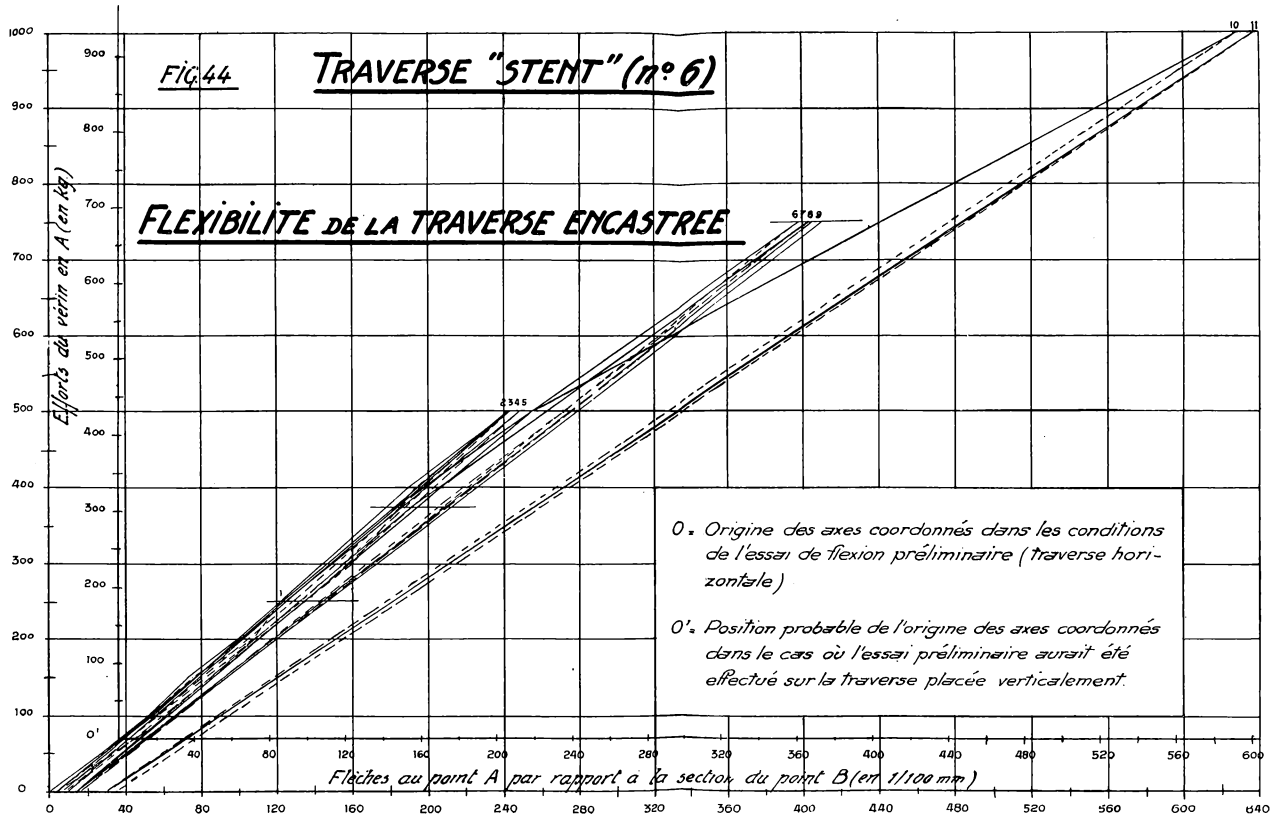


Fig. 50 — Essai à l'anneau (compression diamétrale)
Tuyau n° 7 (1^{er} essai 10 juin 47) Déformées du tuyau

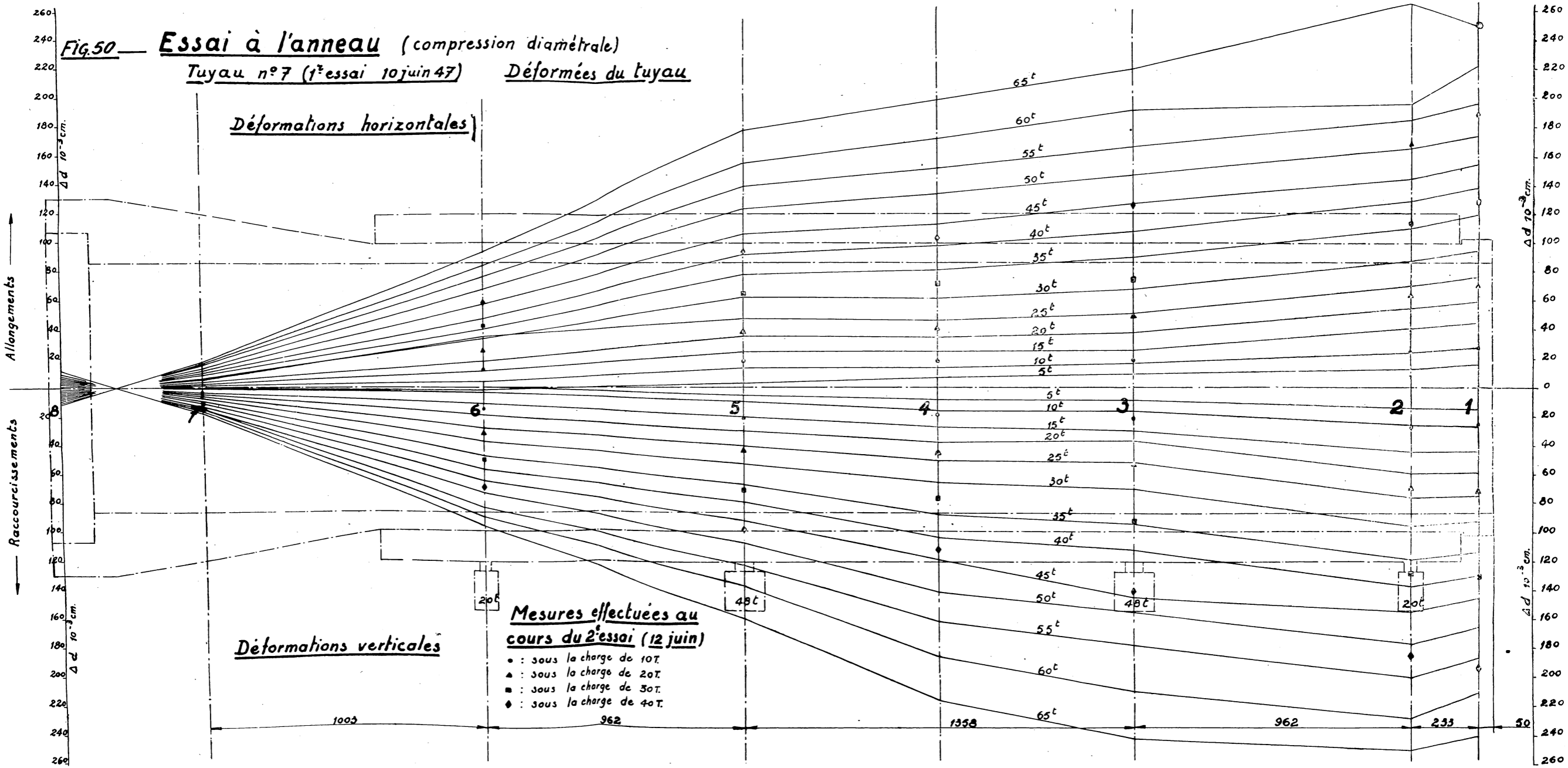
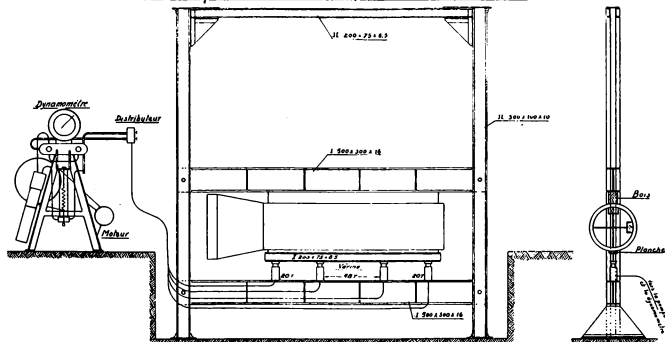


FIG. 47 - Dispositif d'essai de compression diamétrale



Dispositif pour essai de flexion

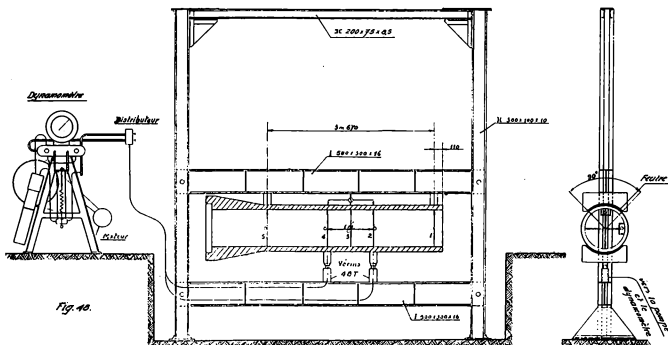
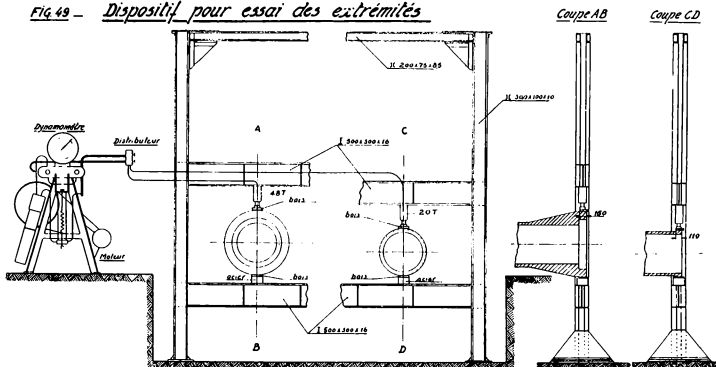


Fig. 48.

B. C. B. en Clabecq, con 4 gatos de aceite, un dinamómetro pendular con bomba de aceite y numerosos aparatos de medida. En la fábrica se había montado un pórtico de ensayo. Las figuras 47, 48 y 49 reproducen los dispositivos empleados, respectivamente, para el ensayo de compresión diametral, el ensayo de flexión longitudinal y el de resistencia en los extremos.

Para el ensayo de compresión diametral, los esfuerzos verticales fueron uniformemente repartidos a lo largo de las generatrices superior e inferior, en la parte recta del tubo, con exclusión de las zonas del cordón y el enchufe, o sea sobre 3,85 m. de longitud. Los dos gatos de 20 t. y los dos de 48 t. (que para una misma presión de aceite producían fuerzas proporcionales a estos valores) se repartieron de modo que actuasen sobre longitudes proporcionales. Los 4 gatos fueron unidos a la bomba por medio de un distribuidor único, de modo que todos recibían la misma presión de aceite.

Fig 49 — *Dispositif pour essai des extrémités*



Se midieron, en 8 secciones transversales, las variaciones de longitud de los diámetros horizontal y vertical. Estas medidas se hicieron por medio de unas correderas de resorte, especialmente proyectadas para este fin, equipadas con micrómetros de cuadrante de una precisión de 0,01 mm.

Las figuras 50 y 51 reproducen los resultados obtenidos para cargas comprendidas entre 0 y 65 t. que se aumentaban de 5 en 5 t., volviendo a 0 después de cada aumento. Se comprobó el efecto perturbador considerable ocasionado por el enchufe y el cordón del tubo, siendo el de este último mucho menor que el del primero. Este efecto es tal, que el sentido de las deformaciones se invierte en el extremo del enchufe que no está cargado. El diámetro vertical aumenta allí ligeramente y el diámetro horizontal disminuye.

Haciendo caso omiso de los efectos, muy pequeños, del pandeo, las fórmulas teóricas del acortamiento del diámetro vertical y del alargamiento del diámetro horizontal son:

$$(\delta d_v) = 1,79 \frac{P}{E} \frac{(r)^2}{e} \quad (\delta d_h) = 1,645 \frac{P}{E} \frac{(r)^2}{e}$$

de donde:

$$\frac{(\delta d_v)}{(\delta d_h)} = 1,09$$

La última relación coincide bastante bien con las observaciones realizadas en la sección 3, corrigiendo las deformaciones totales reproducidas en el diagrama de la figura 51, restando de ellas las permanentes registradas cada vez que se vuelve a cero.

Para la carga de 40 t. aplicadas sobre los 3,85 m., lo que representaba 103,5 Kg/cm., se tiene:

$$(\delta d_v) = 1,79 \times \frac{103,5}{340.000} \cdot \frac{(47,25)^2}{8,5} = 93 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

$$(\delta d_h) = 1,645 \times \frac{103,5}{340.000} \cdot \frac{(47,25)^2}{8,5} = 85,5 \times 10^{-3} \text{ cm.}$$

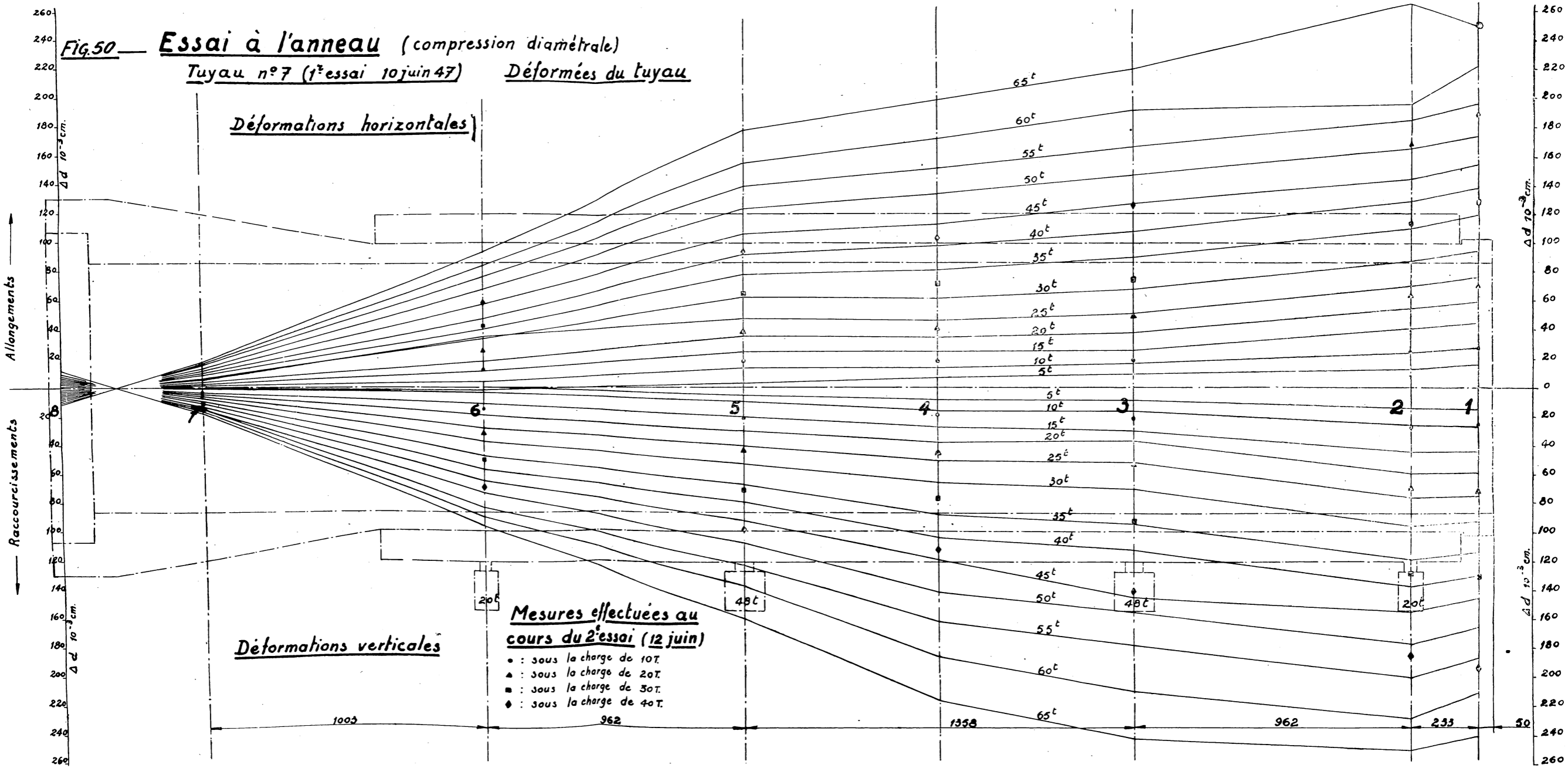
Ahora bien, las deformaciones elásticas medidas bajo esta carga en la sección 3, que parece la menos perturbada por los dos extremos, son, respectivamente, $98,5 \times 10^{-3}$ cm. y $89,5 \times 10^{-3}$ cm. (relación 1,10). Son superiores en un 5 %, a los valores calculados. Este error no tiene nada de extraño ya que, en efecto, se adoptó el valor $E = 340.000$ Kg/cm² que el de la parte interior centrifugada, de 6,5 cm. de espesor, pero que es, seguramente, superior al módulo que corresponde a la parte exterior de revestimiento de los alambres de, aproximadamente, 2 cm. Por otra parte, no se tuvieron en cuenta los alambres al hallar el momento de inercia de la sección normal del anillo; de haberlos considerado, el error precedente habría quedado compensado casi por completo. Es satisfactoria, sin embargo, la concordancia de los órdenes de magnitud.

Bajo una carga de 47 t., se formaron unas grietas meridianas, en las zonas superior e inferior del tubo, a una distancia de 40 a 50 mm. del extremo del cordón. Dichas grietas estaban repartidas sobre una extensión de unos 50 cm. en ambas zonas, afectando, cuando aparecieron, a un tercio, aproximadamente, del espesor del tubo a partir de la pared interior. Al disminuir la carga desaparecieron y bajo cargas más elevadas se prolongaron hacia el interior del tubo. Bajo la carga de 70 t. dichas grietas tenían una longitud de 1,30 m. a partir del cordón y se habrían propagado a los dos tercios de espesor. Cuando la carga descendió a 40 t. desaparecieron.

Aun cuando se disponía de una capacidad de carga de 136 t. no fué posible pasar de las 80 t. Bajo esta carga, la vigueta superior del pórtico de ensayo se desplazó lateralmente de una manera inesperada y el tubo fué proyectado con violencia al fondo de la fosa de ensayo sin que, afortunadamente, se produjesen desgracias. Al recoger el tubo se encontró intacto y con todas las grietas cerradas. Para comprobar su estado, se volvió a colocar en su sitio y se cargó a 10, 20, 30 y 40 t. Las deformaciones diametrales observadas se representan en las figuras 50 y 51; han aumentado alrededor de un 40 %, y son completamente elásticas. Vuelven a aparecer las grietas bajo la carga de 20 t., este aumento de elasticidad es el resultado de la fisuración producida por la elevada carga de 80 t., seguida de acción violenta. Se ensayó de igual modo un segundo tubo hasta alcanzar las 50 t.; se confirmaron los resultados precedentes.

La figura 48 pone de manifiesto que, para el ensayo de flexión longitudinal, la sollicitación no afecta más que a la parte cilíndrica del tubo, con exclusión del enchufe y del cordón. En la parte central, de un metro de longitud, el momento flector es constante. Los apoyos están formados por camas de hormigón armado, de 20 cm. de anchura, que rodean al tubo según un arco de 90°. Esta sollicitación es muy compleja, ya que produce a la vez flexión transversal y flexión longitudinal. Como la sección anular está compuesta de dos hormigones diferentes y lleva una ligera armadura longitu-

Fig. 50 — Essai à l'anneau (compression diamétrale)
Tuyau n° 7 (1^{er} essai 10 juin 47) Déformées du tuyau

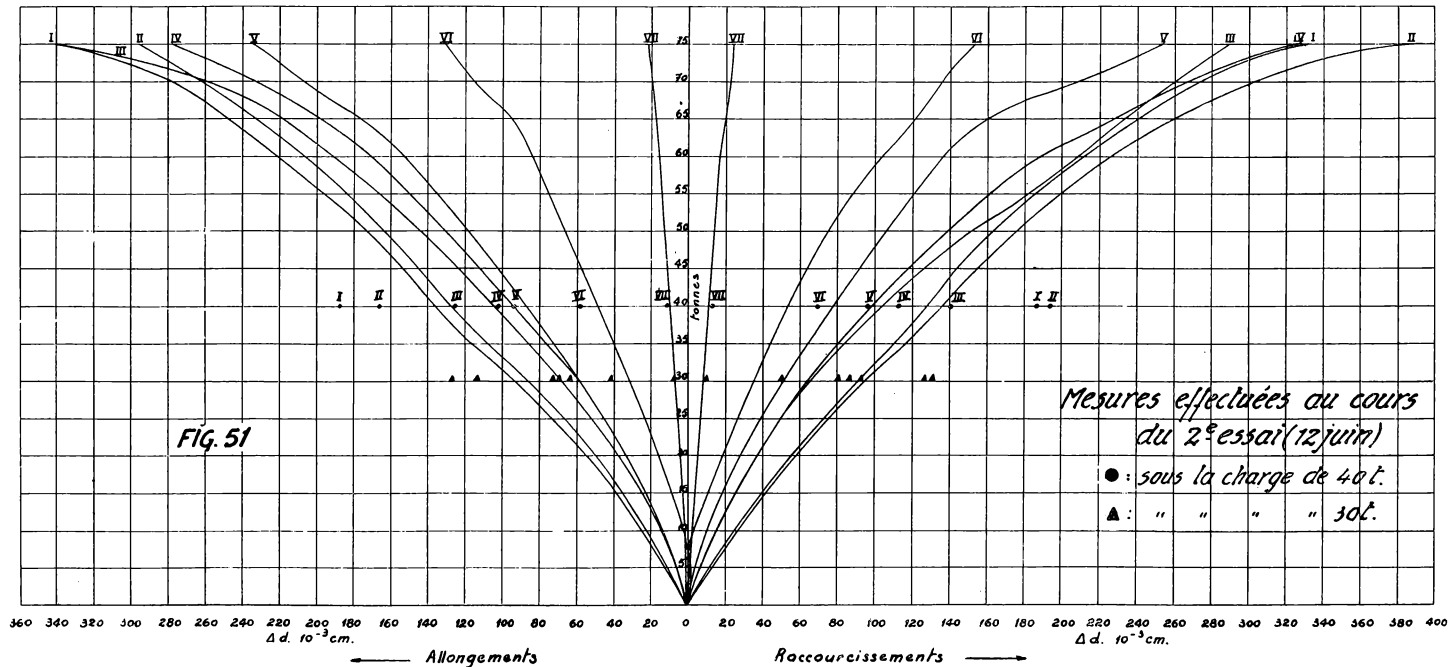


Essai à l'anneau (compression diamétrale) — Déformations des diamètres —

Tuyau n° 7 (1^{er} essai 10 juin 1947)

Horizontaux

Verticaux



dinal y un activo zunchado transversal, resultaría muy engorroso efectuar comparaciones entre las observaciones y el cálculo. Por ello, no se mencionan aquí las numerosísimas medidas realizadas.

Fueron sometidos a este ensayo dos tubos (números 4 y 6) con armaduras longitudinales, sin tensión previa, de los cuales uno de ellos, el número 6, se había utilizado en el segundo ensayo de compresión diametral ya citado hasta alcanzar las 50 t. Se obtuvieron resultados prácticamente idénticos. Bajo la carga de 12 a 12,5 t. por gato, apareció, en el exterior de la parte extendida, una fina grieta transversal que no afectaba a todo el espesor del tubo. Bajo la carga de 15 t. dicha grieta se abrió hasta alcanzar en su parte más ancha 1,5 mm. Se formaron también otras grietas repartidas sobre una longitud de 1,30 m. en la parte central del tubo. A partir de esta carga el tubo no podría utilizarse como tal, ya que dejaba de ser estanco. Pero, como viga, resistió hasta 2 cargas de 22,5 t. o sea 45 t. en total. Bajo estas cargas la fisura inicial se abrió ampliamente y aparecieron otras dos grandes grietas, simétricas, a 0,20 m. a un lado y a otro de la primera.

Al formarse la primera grieta, el momento flector era de 16.000 Kgm. La fisuración completa correspondió a un momento de 20.000 Kgm.

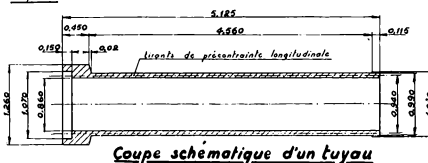
En septiembre de 1947 se ensayaron, a flexión longitudinal, dos tubos de igual diámetro interior e igual espesor, hechos de hormigón centrifugado y zunchado, pero sin revestimiento exterior de protección; estos tubos estaban pretensados en sentido longitudinal. Su forma es la que se indica en la figura 52. La mitad de las 36 barras longitudinales se reemplazaron por fundas o vainas de latón, en las que se introdujeron alambres de 8 mm. tesos a razón de 40 Kg/mm². o sea 2 t. por alambre (36 t. en total). Estos tubos estaban además zunchados por un alambre de 2,5 mm. de diámetro, enrollado a razón de 120 espiras por metro lineal a la tensión de 160 Kg/mm².

En estas condiciones, la fisuración completa se presentó bajo la carga de 21,5 t. por gato. El momento flector correspondiente era 28.400 Kgm.

Todos los ensayos de flexión precedentes se efectuaron sobre la parte cilíndrica de los tubos

Tuyaux précontraints longitudinalement

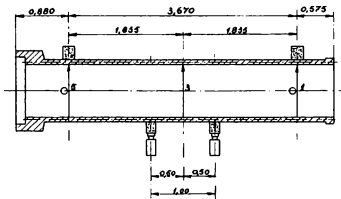
FIG. 52



Coupe schématique d'un tuyau

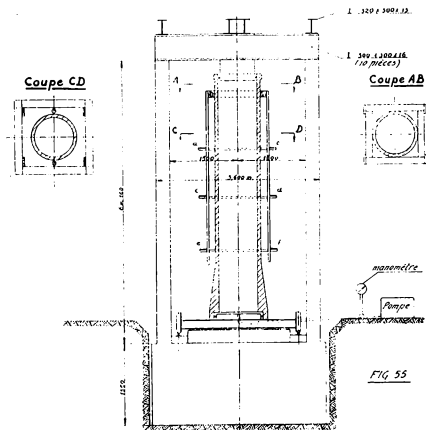
Essai de flexion

Disposition des vérins et appuis (pour dispositions générales voir fig. 6)



fuera de los extremos y se completaron con otros de compresión diametral de dichos extremos, realizados mediante el dispositivo de la figura 49, sobre los tubos 4 y 6, anteriormente rotos en los ensayos de flexión longitudinal, pero cuyos extremos estaban intactos. El tubo número 6 había sido sometido además al ensayo de compresión diametral en su parte central.

En el cordón el esfuerzo se repartió, longitudinalmente, sobre 0,11 m. de longitud. La figura 53 representa la variación de longitud de los diámetros verticales y horizontales en diversas secciones transversales del tubo 6. Estas deformaciones se anulan a 1,50 m. del plano de aplicación de la carga. Se observaron grietas longitudinales en las regiones superior e inferior bajo cargas de 3.300 y 4.450 kilogramos aumentando, desde el extremo hacia el interior del tubo, cuando la carga crecía. También aparecieron fisuras transversales, solamente visibles en el interior de los tubos, en la unión del cordón con el cuerpo del tubo o a una distancia de 0,16 m. del extremo del cordón. Estas grietas no aumentaron apenas y el cordón no llegó a desprenderse del cuerpo del tubo. Finalmente, la rotura no sobrevino como consecuencia de las grietas longitudinales sino por hundimiento de la pared del tubo, en el punto de aplicación de la carga, para un valor de ésta comprendido entre los 12.000 y los 13.000 Kilogramos.



tuaron, produciéndose, como antes, la rotura por hundimiento del hormigón, bajo carga de 31.000 y 33.000 kilogramos.

Los extremos de los tubos resultaron, por consiguiente, muy resistentes, lo que tiene gran interés desde el punto de vista de la consecución de juntas estancas, ya que éstas sufren y producen ellas mismas, esfuerzos importantes en aquellas partes de los tubos que, generalmente, se consideran delicadas.

Por último, se realizaron ensayos muy importantes de presión interna, efectuados por medio de agua a presión, con ayuda de un dispositivo permanente que se representa en la figura 55, y que

En el enchufe, el esfuerzo estaba aplicado sobre su parte más débil, en el empalme, y repartido longitudinalmente sobre 0,25 m. La figura 54 reproduce las variaciones de longitud, de los diámetros verticales y horizontales de las diversas secciones transversales a lo largo del enchufe del tubo número 4. Estas variaciones eran prácticamente nulas en el acuerdo del enchufe y el cuerpo del tubo

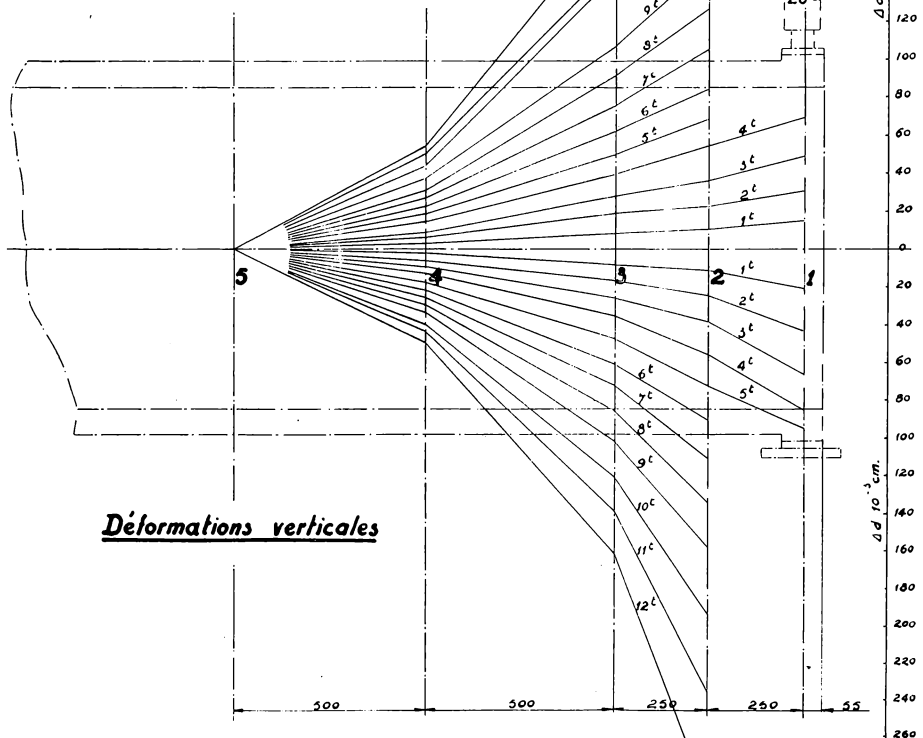
Las fisuras transversales únicamente aparecieron, en la parte superior e inferior del tubo, bajo cargas próximas a los 12.000 Kg. Bajo cargas crecientes, estas fisuras se extendieron y acentuaron, produciéndose, como antes, la rotura por hundimiento del hormigón, bajo carga de 31.000 y 33.000 kilogramos.

Essai du bout mâle

Tuyau n°6 (17 juin 1947)

FIG. 53

Déformations horizontales



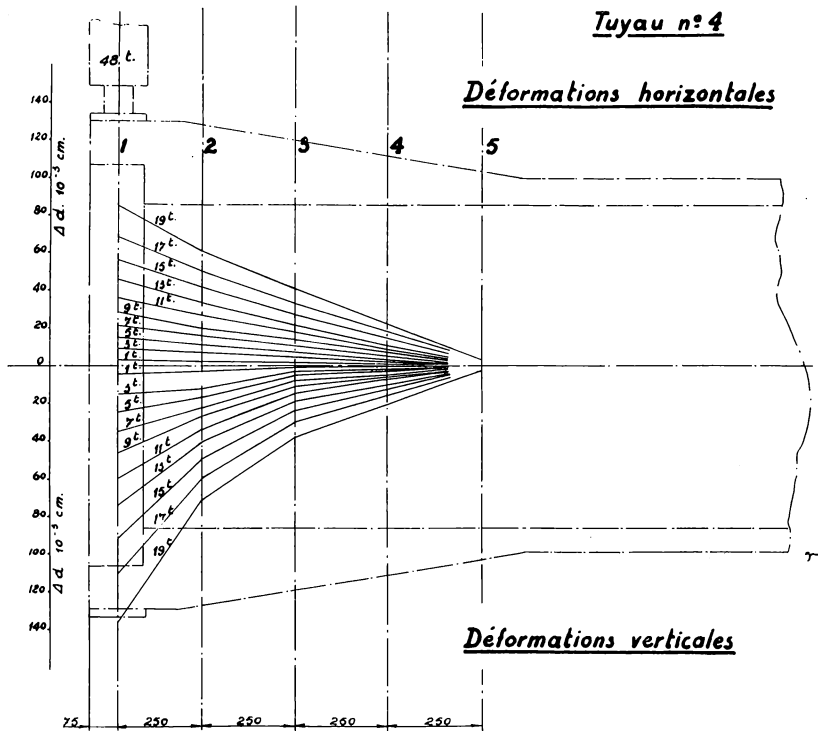
Déformations verticales

FIG. 54

Essai de la cloche

Tuyau n° 4

Déformations horizontales



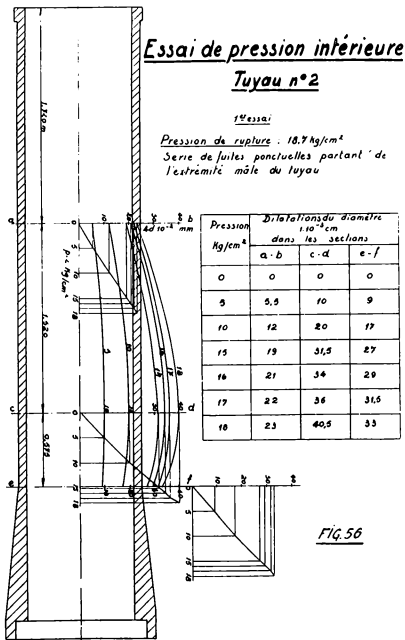
no produce ninguna compresión longitudinal en el tubo. Dicho dispositivo se completó con un aparato que permite medir el aumento del diámetro exterior, en diversas secciones transversales, por medio de un micrómetro de cuadrante, con una precisión de 0,01 mm. El manómetro de la bomba se rectificó con toda exactitud con ayuda del dinamómetro pendular Amsler.

Estos ensayos se efectuaron sobre dos tubos números 1 y 2, no revestidos, zunchados con alambre de 5 mm. a razón de 43 espiras por metro tesó con una carga de 102 Kg/mm²; asimismo, se en sayaron también dos tubos, II P 1 y II P 2, pretensados longitudinalmente y armados con 100 y 120 espiras de alambre de 2,5 mm. tesó a 170 Kg/mm². Por último el tubo 7, revestido, que habla sufrido la prueba ya citada de compresión diametral hasta alcanzar las 80 t., fué a continuación sometido al ensayo de presión interna. El ensayo hasta la rotura fué, generalmente, efectuado dos veces, con 24 horas de intervalo. Las deformaciones se midieron en las tres secciones siguientes:

- 1.ª ab, situado en el cuerpo del tubo, a una distancia suficiente de los extremos;
- 2.ª cd, que coincide con la soldadura de los alambres;
- 3.ª ef, en la unión del cuerpo del tubo al enchufe.

La figura 56, reproduce los diagramas obtenidos en la primera prueba del tubo 2; diagramas análogos se obtuvieron al ensayar los otros tubos. En todos estos ensayos se hicieron las siguientes observaciones:

En el primer ensayo a rotura, el tubo se mantuvo estanco hasta una cierta presión p₁. Después, el hormigón se agrietó produciéndose abundantes fugas, la mayoría puntuales, localizadas, bien en las secciones coincidentes con la soldadura del alambre (tubo 1), bien según una generatriz, a partir del cordón del tubo (tubo 2), o bien según dos generatrices opuestas, a partir de dicho cordón (II P 1 y II P 2). En el caso del tubo 7 revestido, no pudieron localizarse estas fugas. A partir del



momento en el que la cantidad de agua que se escapa por las fisuras llega a ser igual a la suministrada por la bomba resulta imposible elevar más la presión. Al reducir ésta, las fisuras disminuyen terminando por desaparecer. En el momento de su formación se observó un brusco aumento de la deformación del tubo.

Durante el segundo ensayo las grietas volvieron a aparecer en los mismos puntos, bajo una presión $p_i 2$, inferior, en 1,5 o 2 Kg/cm², a $p_i 1$, lo que equivale a la cuarta parte de la resistencia a tracción, propia del hormigón. Los resultados fueron los siguientes:

| | | | | |
|----------------------------|-------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Tubo | 1 | 2 | II P 2 (100 espiras) | II P 1 (100 espiras) |
| $p_i 1$ Kg/cm ² | 17,7 | 18,7 | 16 | 15 |
| $p_i 2$ Kg/cm ² | 16,5 | 17,4 | 14 | — |
| Tubo | II P 2 (120 espiras) | II P 1 (120 espiras) | 7 | |
| $p_i 2$ Kg/cm ² | 17 (3.er ensayo) | 19,5 (2.º ensayo) 16,5 (3.er ») | 17,5 (1.º ens.) | 17 (2.º ») |

(El tubo 7 se había ya fisurado por compresión diametral hasta una carga de 80 t.)

Las fórmulas que rigen el fenómeno son las siguientes:

Bajo el efecto de la presión externa debida al zunchado, la compresión tangencial es máxima en la cara externa del tubo e igual a:

$$\sigma_e = -\frac{2 p_e d_e^2}{d_e^2 - d_i^2}$$

Bajo el efecto de la presión interna del agua, la tensión tangencial es máxima en la cara interna del tubo e igual a:

$$\sigma_i = p_i \frac{d_e^2 + d_i^2}{d_e^2 - d_i^2}$$

En la primera prueba, $\sigma_{i1} = -\sigma_e - R_b$, siendo $-R_b$ la resistencia a la tracción, en valor absoluto, del hormigón.

En el segundo ensayo, $\sigma_{i2} = -\sigma_e$ aproximadamente.

Mediante dos ensayos sucesivos se puede, por lo tanto, determinar la resistencia a tracción propia del hormigón y el valor de la presión exterior debida al pretensado, de la que se deduce la tensión del alambre. De esta forma, es posible valorar las pérdidas en el esfuerzo de pretensado debidas a la retracción del hormigón y a la fluencia del hormigón y del alambre. Si el hormigón de un tubo se hincha, por imbibición, al ser puesto en servicio, se puede recuperar parte de la tensión perdida.

Si se aplican estas fórmulas al caso del tubo 2, por ejemplo, se obtiene:

$$\sigma_{i1} = 18,7 \frac{99^2 + 86^2}{99^2 - 86^2} = 134 \text{ Kg/cm}^2 = -\sigma_e - R_b$$

$$\sigma_{i2} = 17,4 \frac{99^2 + 86^2}{99^2 - 86^2} = 124,5 \text{ Kg/cm}^2 = -\sigma_e$$

de donde: $R_b = 9,5 \text{ Kg/cm}^2$

$$\gamma. p_e = \frac{\sigma_i (d_e^2 - d_i^2)}{2 d_e^2} = 15,25 \text{ Kg/cm}^2.$$

De aquí se deduce la tensión del alambre

$$\sigma_b = \frac{100 \times 99 \times 15,25}{2 \times 43 \times 0,196} = 9,970 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ó } 99,7 \text{ Kg/mm}^2$$

Estos resultados son aceptables.

Sorprende la débil resistencia a tracción del hormigón, pero es preciso tener en cuenta que, como consecuencia de la centrifugación, la pared interna está constituida por un mortero que sólo contiene los elementos más menudos.

Por lo que respecta al aumento de los diámetros exteriores al observar la figura 34, se deducen ciertas anomalías.

Teóricamente, el aumento del diámetro exterior debe elevar, ligeramente, el esfuerzo del pretensado. Por ejemplo, en la sección *ab* del tubo 4, en el primer ensayo, se tiene: $(\delta d_e) = 0,023 \text{ cm.}$, de donde se deduce un aumento de tensión en el alambre, cuyo valor es, aproximadamente:

$$\frac{0,023}{99} \times 2.000.000 = 465 \text{ Kg/cm}^2$$

bajo la presión interna de 18 Kg/cm².

En el segundo ensayo, bajo una presión de 16 Kg/cm², $(\delta d_e) = 0,0185$, de donde se deduce aumento de tensión en el alambre de 375 Kg/cm². Resulta, por lo tanto, una diferencia de presión un exterior del esfuerzo de pretensado, igual a:

$$2 \times 43 \times \frac{0,196 \times 90}{100 \times 99} = 0,153 \text{ Kg/cm}^2$$

y un aumento en la magnitud de la compresión tangencial en la pared interior, igual a:

$$2 \times 0,153 \times \frac{99^2}{99^2 - 86^2} = 1,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Según esto, debería introducirse en *Rb* una corrección de este orden de magnitud que es, relativamente, importante, aunque pequeña en valor absoluto. En cuanto a la fórmula del aumento del diámetro exterior, puede escribirse, teniendo en cuenta la elevación del esfuerzo de pretensado:

$$(\delta p_e) = \frac{E_s (\delta d_e)}{d_e} \times \frac{2 n \omega_s}{100 d_e}; (\delta d_e) = \frac{2 P_i d_e d_i^2}{E (d_e^2 - d_i^2)} - \frac{2 d_i d_e^2}{E (d_e^2 - d_i^2)} (\delta p_c)$$

siendo *n* el número de espiras por metro, y

ω_s la sección del alambre en cm².

de donde:

$$(\delta d_e) = \frac{2 P_i d_e d_i^2}{E (d_e^2 - d_i^2)} \left[1 + \frac{4 d_i n E_s \omega_s}{100 E (d_e^2 - d_i^2)} \right]$$

En el caso del tubo número 4:

$$(\delta d_e) = \frac{2 \times 99 \times 86^2}{340.000 (99^2 - 86^2)} \left[1 + \frac{4 \times 86 \times 43 \times 2.000.000 \times 0,196}{100 \times 340.000 (99^2 - 86^2)} \right] P_i = 0,1675 P_i \cdot 10^{-3} \text{ cm.}$$

Según la figura 56, en el primer ensayo, los aumentos del diámetro concuerdan notablemente con esta fórmula, sólo en la sección e_f en la que se une el cuerpo del tubo con el enchufe. En la segunda prueba no existe concordancia en ningún punto; el alargamiento del diámetro resulta siempre menor que el calculado. Lo más probable es que estas medidas, que son muy delicadas, vengán afectadas de errores relativos considerables, de tal forma, que sólo se conserve su orden de magnitud.

D) Conclusiones.

El pretensado por zunchado, por medio de alambres de acero sometidos a fuerte tensión, es especialmente eficaz para cuerpos cilíndricos tubulares, no solamente desde el punto de vista de la resistencia a la presión Interior, sino también desde el punto de vista de la resistencia a la compresión diametral. Por lo que respecta a estas formas de sollicitación, los tubos cilíndricos pretensados se comportan, bajo el efecto de las cargas, de un modo que está en perfecto acuerdo con la teoría, con tal de que carezcan de defectos de fabricación. Los ensayos pondrán pues, en evidencia, los defectos importantes, lo cual constituye una garantía de seguridad. A este respecto, el ensayo de presión interna resulta particularmente cómodo y eficaz. No es conveniente llegar hasta la rotura sino, solamente, hasta aquel valor de la presión que produce fisuras y que corresponde al esfuerzo permanente de pretensado. De esta forma se podrá cortar siempre con la reserva de la resistencia a tracción del hormigón.

El pretensado longitudinal de los tubos les confiere una gran capacidad de resistencia a la flexión en este sentido. Si los cables de pretensado están al descubierto es preciso, sin embargo, evitar las grandes deformaciones de flexión que hacen variar la dirección del esfuerzo de pretensado y pueden contribuir al aplastamiento del hormigón.

En el momento en que se producen (generalmente por aplastamiento del hormigón) roturas estáticas a flexión en el hormigón pretensado, cualquiera que sea el método empleado para el anclaje de los cables, las sollicitaciones por fatiga hacen aparecer otras formas de rotura. En el caso de alambres anclados por adherencia, la repetición rápida de las cargas produce el deslizamiento de los alambres. En el caso de anclajes en los extremos, en la sollicitación repetida, puede tener como consecuencia la rotura de los alambres.

Resulta evidente la necesidad de realizar numerosos ensayos para determinar la durandancia del hormigón pretensado, tanto con respecto al hormigón, como a los cables de pretensado y sus empalmes.

Los constructores habituados a los materiales clásicos deberán adaptarse a este nuevo material, que tiene propiedades tan extraordinarias y cuyos factores de seguridad son tan distintos de los hasta ahora considerados. No puede ya confiarse en el ventajoso ajuste de las tensiones por causa de los fenómenos de adaptación; la reserva de seguridad y la redistribución de esfuerzos que se espera de las deformaciones plásticas, no suponen un margen adicional de seguridad disponible. La única alteración de esfuerzos que se produce es puramente interna; se trata de la debida a la reducción de los esfuerzos de pretensado. Si éstos son los suficientemente limitados y conocidos no se altera, fundamentalmente, el concepto de la seguridad a la rotura. Pero si fueran importantes, supondrían una condición sumamente incierta y desfavorable. El proyectista se encuentra, por primera vez, ante un material que es esencialmente elástico, incluso en prerrotura si llega el caso, lo que puede conducir a la violenta destrucción de la pieza, especialmente en los ensayos estáticos. Parece que, por esta circunstancia, el concepto de la seguridad debe de estar más definido y, por consiguiente, ha de ser posible llegar a un más afinado margen, por un mejor conocimiento de los hechos. Sin embargo, solamente la experiencia puede, a la larga, aclarar los conceptos sobre este punto, pareciendo conveniente prestar la mayor atención a los dispositivos generales y a los detalles que se refieren a una seguridad efectiva en el transcurso del tiempo.

TESTS ON PRESTRESSED CONCRETE

by F. Campus

S U M M A R Y

This work by Prof. F. Campus refers to a number of tests on several prestressed concrete parts, which were carried out in Belgium. The first part of the work is divided into four sections. In the first of these details are given of static tests on a Hoyer type of beam, which was found among the debris inside a German submarine pen, along the Belgian coast. The second section is devoted to tests, also static, on a Lesage type of prestressed beam. This beam was cast in the laboratory in January, 1942. It was subjected to bending tests, in order to observe the cracking of the beam. Tests lasted over a year. The third section of this first part covers a series of tests on several Wels type of beams. These were destined to form part of a light footbridge in Malheide (Belgium), over the Brussels-Charleroi canal. Beams were tested 20 months after being made. The fourth section summarises the inferences obtained from these tests.

The second part of this paper is also divided into four sections. The first one deals with tests on hollow cylindrical beams, as employed in the reconstruction of the Eupen dam. These tests began in 1946. These first tests were done on the actual working site, and a platform fitted with rollers was used, with the help of which horizontal transversal deflections could be applied. On the following year further tests were undertaken on a rectangular frame built on the working site.

The second section is devoted to dynamic tests on railway sleepers. These sleepers, which are being manufactured under the name of Franki-Bagon, are already being tried out over the main lines of the S. N. C. B. (National Railway Company of Belgium). These tests took place in 1944. Later, in 1948, on the request of the British Government, endurance tests on prestressed concrete sleepers were also undertaken.

The third section describes tests on prestressed concrete tubes. These tests were done in 1947 at the request of the firm Le Beton Centrifugé Belge.

The fourth and last section analyses the results obtained in the above set of tests on prestressed concrete tubes.

ESSAIS DE BETON PRECONTRAIT

Par F. Campus

R E S U M E

L'exposé du Prof. F. Campus a trait aux essais réalisés en Belgique sur diverses pièces de béton précontraint. La première partie est consacrée aux expériences et est divisée en quatre paragraphes. Le premier décrit les essais statiques effectués sur une poutre type Hoyer trouvée dans les décombres d'un abri allemand pour sous-marins sur la côte belge. Le second a trait aux essais statiques d'une poutre précontrainte type Lesage moulée au laboratoire en Janvier 1942. On fit des essais de flexion afin d'étudier les fissures provoquées. Les essais durèrent plus d'un an. Le troisième paragraphe de cette première partie est consacré aux essais effectués sur des poutres type Wets destinées à la construction d'une passerelle à Malheide (Belgique) sur le canal de Charleroi à Bruxelles.

Les poutres ont été soumises à un essai, 20 mois après leur bétonnage. Le quatrième paragraphe résume les conclusions déduites des essais antérieurs.

La deuxième partie est consacrée aux essais et réalisations et se divise également en quatre paragraphes. Le premier traite des essais réalisés sur les poutres tubulaires cylindriques employées dans la reconstruction du Barrage d'Eupen. Les premiers essais commencèrent en 1946 sur le chantier même, sur plateforme de rouleaux permettant les déformations horizontales transversales. L'année suivante, on réalisa de nouveaux essais sur un portique construit en chantier.

Le deuxième paragraphe a trait aux essais dynamiques effectués sur des traverses de chemin de fer. Ces traverses se fabriquent actuellement sous le nom de traverses Franki-Bagon, et se trouvent déjà en cours d'essais sur les principales voies de la S. N. C. B. (Société Nationale de Chemins de Fer Belges). Les essais de ces traverses s'effectuèrent en 1944. Ultérieurement en 1948 à la demande du gouvernement anglais, on fit des essais d'endurance sur des traverses de béton précontraint.

Le troisième paragraphe décrit les essais des tubes de béton précontraint, réalisés en 1947 à la demande de la Société «Le béton centrifugé belge».

Le quatrième paragraphe expose enfin les conclusions que l'on a pu déduire des essais antérieurs sur tubes de béton précontraint.