

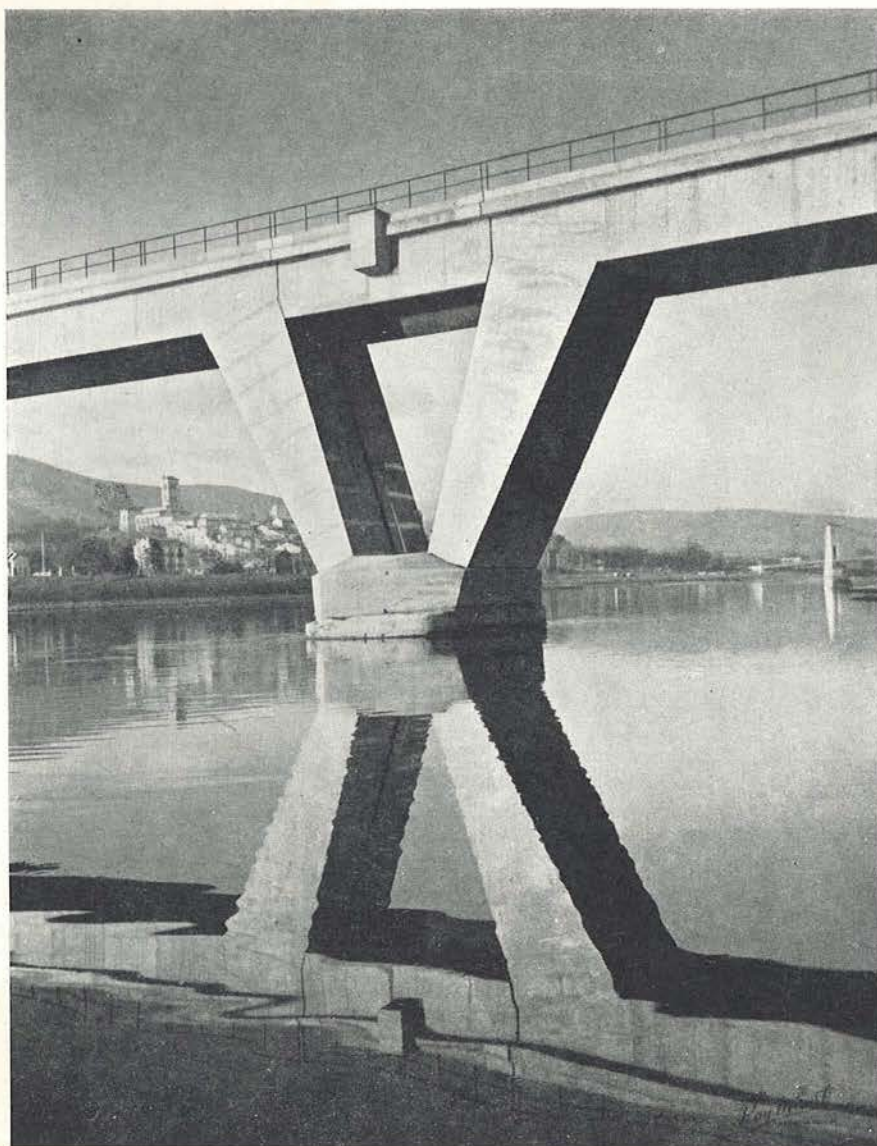
**asociación española  
del hormigón pretensado**



**i.t.c.c.**

**instituto técnico de la construcción y del cemento**

**últimas noticias  
técnicas en estructuras  
de hormigón pretensado**



**boletín de circulación limitada - n. 56**



ca



**últimas noticias técnicas en estructuras**

**de hormigón p**retensado

**b**oletín de circulación limitada núm. 56

julio - agosto - septiembre 1960

**i.t.c.c.**

PATRONATO "JUAN DE LA CIERVA" DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito legal: M. 853-1958

INDUSTRIAS DEL HORMIGÓN·S·A·

**IN·H·O·R**

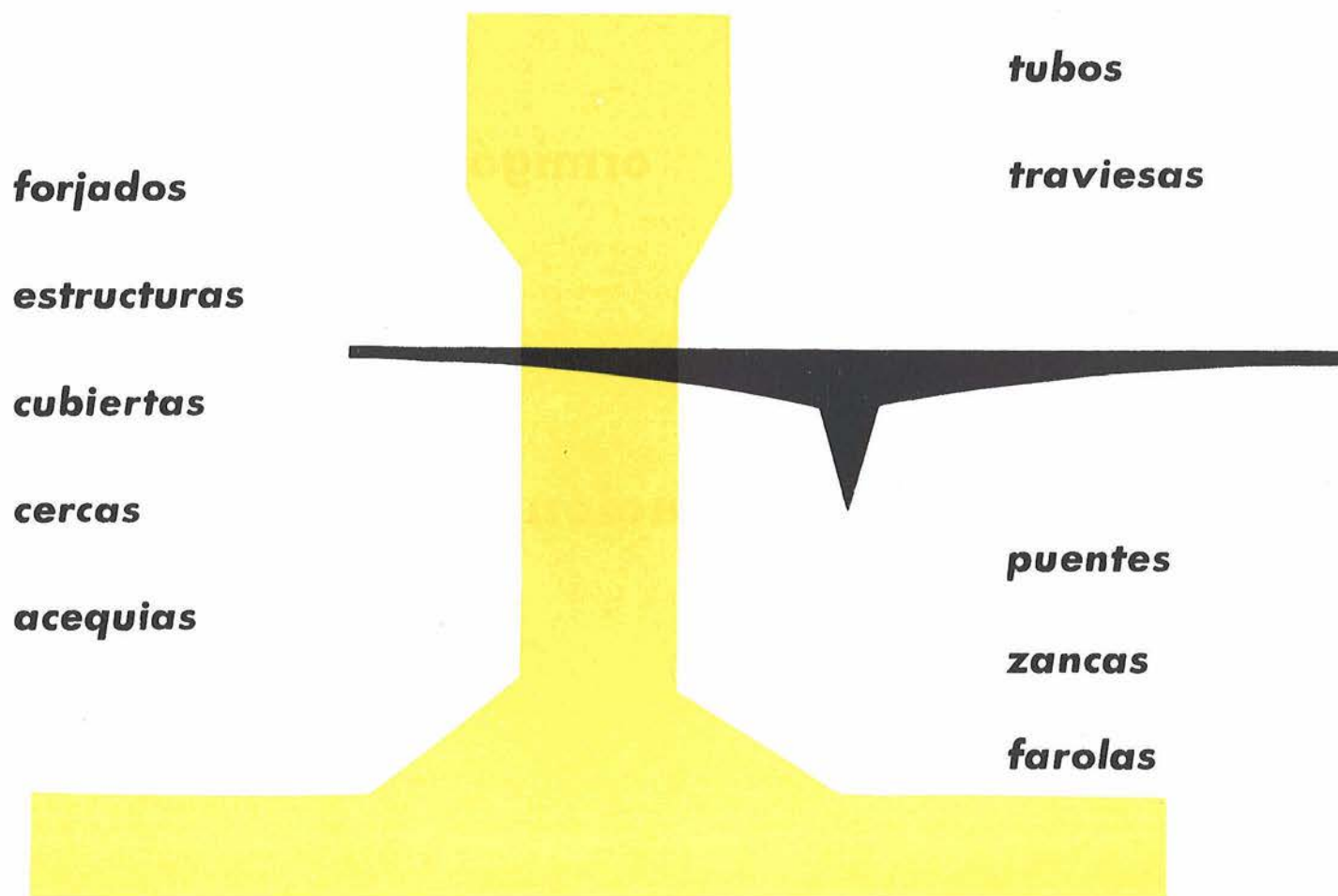
APLICACIONES INDUSTRIALES DEL HORMIGÓN PRETENSADO

*dirección general*

Embajadores, 242

Teléf. 2395600

MADRID



**fábricas:**

YUNCOS (Toledo) Teléfono 3  
MENJIBAR (Jaén) Teléfono 16  
MERIDA (Badajoz) Teléfono 1416

**delegaciones de obras:**

MADRID Tel. 2369005  
TELAVERA DE LA REINA (Toledo) Tel. 267  
JAEN Tel. 3755



## asociación española del hormigón pretensado

### CUOTA ANUAL

	España Extranjero	
	Pesetas	Dólares
Socio adherido individual ...	150,00	3,55
Socio no adherido individual.	300,00	7,00
Socio colectivo (aunque figuren como Socio adherido).	800,00	15,00

## índice

Editorial.

457-9-12 Resistencia y seguridad del hormigón pretensado.

591-9-11 El empleo del hormigón pretensado en la construcción de tirantes.

Nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

## editorial

Incluimos en este número dos artículos que estimamos francamente interesantes. El primero "Resistencia y seguridad del hormigón pretensado", del que es autor F. Dumas, uno de los primeros especialistas franceses en esta técnica, aborda el importante problema del valor que debe adoptarse para la tensión inicial de pretensado con el fin de que la tensión efectiva que, una vez experimentadas las diversas pérdidas, ha de actuar sobre la estructura durante su vida de servicio, sea del valor adecuado para que quede suficientemente garantizada la seguridad de la obra. Debe destacarse también el detallado informe que incluye, sobre los numerosos y diversos ensayos y experiencias realizados para llegar a conocer la magnitud de las pérdidas de pretensado a que dan lugar los rozamientos, los acortamientos del hormigón, la relajación del acero, etc., y de cuyos resultados deduce el autor una serie de conclusiones que le permiten definir las características que deben exigirse a los aceros utilizados en las armaduras de las piezas de hormigón pretensado. Como el propio autor advierte, sus opiniones pueden ser discutibles y, de hecho, se encuentran en oposición con el criterio mantenido en algunas Normas oficiales extranjeras. Pero no creemos que ello pueda modificar en absoluto el juicio que, sobre la importancia de este trabajo, hemos emitido al iniciar nuestro comentario.

El segundo artículo, de P. Moenaert, se refiere a la aplicación del pretensado a la construcción de tirantes. A pesar de las ventajas que, según se demuestra, ofrece esta aplicación, hasta el momento es relativamente muy poco lo que en este campo se ha hecho, quizás por falta de la debida información. Nuestro propósito al incluir este artículo es, precisamente, contribuir a rellenar en parte esta laguna.

Se cierra este número con una nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, en la que se informa sobre las películas que, relacionadas con la teoría y la práctica de la técnica del hormigón pretensado; tiene disponibles la F. I. P. para su alquiler o venta. Si alguno de nuestros Asociados cuenta con alguna película original de esta clase y desea verla incluida en dicha relación, deberá comunicárnoslo, a la mayor brevedad posible, para su traslado a la Federación.

# VIGUETAS MARTINO

**de hormigón pretensado** aprobadas por la D. G. A.

**ventanales**

**más ligeras,  
elásticas y económicas**

**bloques**

**cerchas monolíticas**



**perfiles para claraboyas**

**tubos**

**bovedillas**

**JOSE A. MARTINO, Aparejador**

**Rambla de Cataluña, 104, 1.º - Tel. 37 03 00 - BARCELONA**

**postes**



## resistencia y seguridad del hormigón pretensado

*Traducido y resumido del texto de una conferencia pronunciada en la A. B. E. M. (Association Belge pour l'Etude, l'Essai et l'Emploi des Matériaux) en Bruselas. Las figuras y fotografías han sido tomadas de la revista "Annales des Travaux Publics de Belgique", núm. 5, 1958-59.*

F. DUMAS

Ingeniero Jefe de Puentes y Estructuras

En una serie de artículos publicados en la revista "Travaux" entre junio de 1951 y noviembre de 1952, intentamos cooperar a la divulgación de la técnica del hormigón pretensado, poniendo de manifiesto las dificultades con que habíamos tropezado durante nuestros numerosos años de práctica en todo tipo de obras y exponiendo los métodos adoptados para vencerlas.

Enemigos de todo exclusivismo, hemos considerado siempre muy beneficioso para el perfeccionamiento y éxito de esta técnica, basada en el sentido común, la lógica, el rigor y la calidad, que cada uno dé cuenta de sus experiencias personales, de sus éxitos y de sus fracasos, porque todo ello puede servir de lección para los demás, evitando que puedan repetirse, por desconocimiento, errores ya superados en anteriores ocasiones.

El hormigón pretensado, técnica de calidad, exige el empleo de materiales también de calidad y una puesta en obra cuidada.

El precio de coste unitario, por metro cúbico o por tonelada, a causa de estas exigencias, es, sin duda, más elevado que en el hormigón armado; pero como las cantidades puestas en obra son más reducidas, debido al total aprovechamiento de los materiales y a poderlos hacer trabajar a cargas mucho más elevadas, el precio de coste final de la estructura resulta generalmente menor, mientras que, por el contrario, la seguridad aumenta considerablemente.

En este caso—como siempre en general ocurre—lo mediocre resulta caro.

Es práctica corriente que el proyectista, en su Pliego de Condiciones, se limite a indicar al constructor las resistencias que debe obtener, dejándole en libertad para que escoja los medios que considere más adecuados para alcanzarlas. Nosotros hemos preferido siempre imponer a la Empresa, una vez realizados los oportunos ensayos sistemáticos, no solamente los materiales que tiene que utilizar, sino incluso la forma de su puesta en obra, con la seguridad de que, de esta manera, se alcanzarán siempre las resistencias requeridas. Durante más de diez años, en todas nuestras obras hemos seguido esta norma y los resultados obtenidos no han podido ser más halagüeños.

A continuación indicaremos, resumidamente, las prescripciones que, de un modo sistemático, imponemos.

### Cemento

Habiendo comprobado, mediante los oportunos ensayos, que el cemento Biache-St-Waast de alta resistencia da resultados muy superiores a los obtenidos con los otros cementos ensayados, en todas nuestras obras exigimos el empleo de este conglomerante. La fábrica nos garantiza que la resistencia media (media aritmética)  $M$ , obtenida como resultado del ensayo en compresión, a los noventa días, de doce probetas de mortero 1/3, no será inferior a los 730 kg/cm<sup>2</sup>, y que esta resistencia media, menos el triple de la dispersión media aritmética  $E$ , no será tampoco inferior a los 600 kg/cm<sup>2</sup>.

De los resultados obtenidos en los ensayos sistemáticos realizados a lo largo de varios años, se deduce que el valor de  $M$  es, aproximadamente, de 750 kg/cm<sup>2</sup> y que el de  $E$  varía entre 45 y 60 kg/cm<sup>2</sup>. Como se ve, la condición que limita la dispersión es mucho más exigente que la de la resistencia media, ya que para que se cumpla aquella será necesario que el valor de  $E$  no exceda de los 50 kg/cm<sup>2</sup>.

$$M - 3E = 750 - 3 \times 50 = 600 \text{ kg/cm}^2.$$

A pesar de ello, todos los suministros recibidos han cumplido siempre, de un modo totalmente satisfactorio, ambos requisitos.

## Aridos

En cuanto a los áridos, los ensayos nos habían demostrado que, tanto desde el punto de vista resistente como del de la plasticidad y facilidad de puesta en obra, lo mejor era recurrir a una mezcla de: 1.º Arena del Sena conteniendo menos de un 5 % de granos que pasan por el tamiz de 900 mallas por centímetro cuadrado, y sin granos de tamaño superior a los 6,3 mm. 2.º Gravilla 5/10 de Lessines (pórfido); y 3.º Grava de la misma procedencia (pórfido de Lessines) machacada y de tamaño 10/25. Para los hormigones destinados al pretensado, utilizábamos mezclas de las siguientes proporciones:

Cemento ... ..	400 kg.
Grava 10/25 ... ..	960 kg.
Gravilla 5/10 ... ..	480 kg.
Arena del Sena 6,3 ... ..	550 kg.

Sin embargo, hace ya algunos años hemos tenido que abandonar estas mezclas, puesto que, por un lado, las canteras de Lessines han introducido modificaciones en la granulometría de sus materiales para ajustarse a las demandas de los Servicios de Carreteras y, por otro, los lugares de extracción de las arenas del Sena han variado y con ello también la granulometría. En consecuencia, y después de una serie de ensayos sistemáticos comparativos, en la actualidad adoptamos, según la cuantía de armaduras y el número de cables de pretensado de la estructura, una de las dos dosificaciones discontinuas que a continuación se indican:

Cemento Biache-St-Waast de alta resistencia ... ..	400 kg	400 kg.
Arena del Sena 0/6,3 ... ..	650 kg	640 kg.
Grava de Lessines 12,5/18 ... ..	1.240 kg	—
Grava de Lessines 18/25 ... ..	—	1.285 kg.
Agua ... ..	165 litros	165 litros.

Las resistencias medias de los hormigones obtenidos con estas dosificaciones son, respectivamente:

A los siete días ... ..	575 kg/cm <sup>2</sup>	625 kg/cm <sup>2</sup> .
A los veintiocho días ... ..	625 kg/cm <sup>2</sup>	665 kg/cm <sup>2</sup> .
A los noventa días ... ..	670 kg/cm <sup>2</sup>	705 kg/cm <sup>2</sup> .

## Fabricación del hormigón

Para la fabricación de los hormigones hemos utilizado siempre la misma técnica, introduciendo los diversos materiales en la hormigonera en el siguiente orden:

- 1.º La grava.
- 2.º El cemento.
- 3.º La arena.
- 4.º El agua.

De esta forma, los elementos finos quedan emparedados entre los gruesos, mezclándose así íntimamente con ellos.

Además, a las Empresas constructoras se les exige, bajo la constante vigilancia de los Ingenieros inspectores, un cuidadoso vibrado de los distintos elementos utilizando vibradores externos y vibradores de aguja o inmersión, y el empleo de encofrados perfectamente estancos para evitar toda pérdida de lechada.

Con todo ello, tenemos la garantía de que la resistencia mínima de los hormigones, a los noventa días, no ha de ser nunca inferior a los 650 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzándose normalmente, en la práctica, resistencias de 800-900 kg/cm<sup>2</sup> y aún superiores.

Gracias a estas garantías, la S. T. U. P. ha podido proyectar los puentes de "Notre-Dame" sobre el Escaut, en Valenciennes, y de "Arleux" sobre el canal de la Sensée, al sur de Douai, con unas esbelteces límites (\*).

\* \* \*

El tablero del puente de "Notre-Dame" está constituido por siete vigas semiparabólicas, de hormigón pretensado, de 44,3 m de luz cada una y 45,6 m de longitud total, dispuestas en planos verticales paralelos a una distancia de 1,66 m entre ejes.

Estas vigas, de sección en doble T, poseen una cabeza de compresión de 21/24 cm × 152 cm, un nervio de 15 cm de espesor que en los extremos aumenta a 25 cm, y una cabeza inferior de 23 × 80 cm con cartelas en su unión con el nervio. El canto total de las vigas varía de 152 cm en el centro a 138 cm, solamente, en los extremos.

Cada viga lleva una armadura de pretensado, constituida por 20 cables de 12 alambres de 7 mm de diámetro, de acero duro, trellado, con una resistencia de 160/165 kg/mm<sup>2</sup>, en rotura. Para el pretensado se utilizaron los gatos y anclajes del sistema Freyssinet.

Las vigas van enlazadas unas a otras, transversalmente, mediante rigidizadores. Para asegurar el monolitismo del tablero y su resistencia a los esfuerzos transversales, se han utilizado 41 cables de pretensado de 12 alambres de 7 mm de diámetro cada uno.

Debido a la seguridad que teníamos de poder obtener en obra un hormigón de 600 kg/cm<sup>2</sup>, como mínimo, de resistencia a los noventa días, hemos podido reducir a 1,38 m solamente el canto de las vigas en los extremos. De esta forma se ha elevado el borde inferior del puente hasta 5,25 m por encima del nivel máximo del río (en lugar de los 3,90 m del puente antiguo), y con ello se da paso libre, por esta gran arteria de navegación internacional, a embarcaciones de hasta 1.350 t de desplazamiento.

(\*) Recordemos que Guyon, en la página 317 de su libro «Béton Précontraint», fija en 1/25 de la luz el límite a partir del cual el problema empieza a ser insoluble.



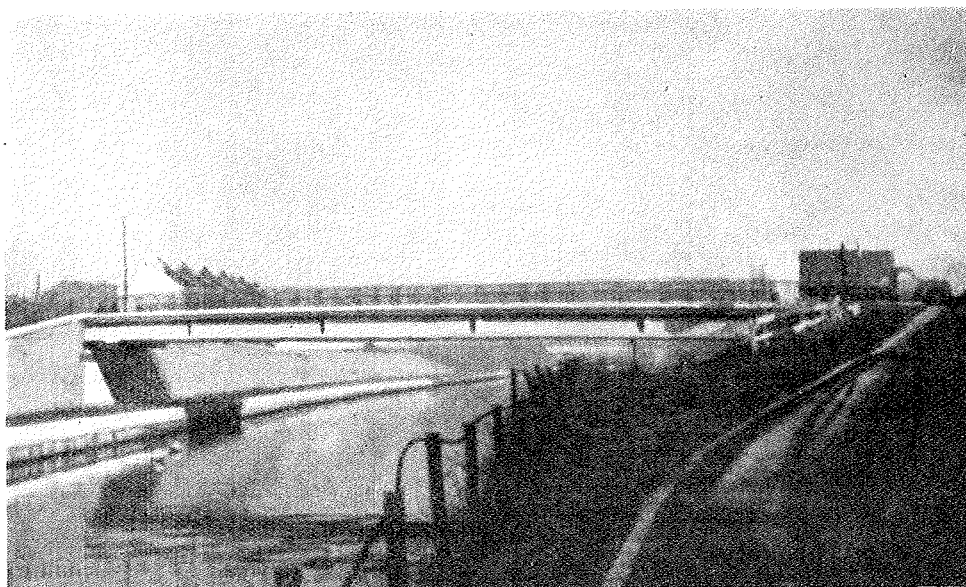


Fig. 1.—Puente de «Notre-Dame», en Valenciennes.

Si se valora en 3.650 kg/m.l la carga permanente originada por la superestructura, la calzada, las barandillas y las conducciones, si se tiene en cuenta el peso propio del tablero, las sobrecargas definidas en la Circular ministerial del 29 de agosto de 1940 y en las Ordenanzas militares, con sus respectivos coeficientes de aumento por esfuerzos dinámicos, y si se adopta como tensión de trabajo de las armaduras de pretensado, una vez experimentadas las pérdidas correspondientes, la de 94 kg/mm<sup>2</sup>, se obtienen para el hormigón las tensiones que en el siguiente cuadro se indican:

Tensión máxima de trabajo del hormigón	Sin sobrecarga		Con sobrecarga	
	Fibra superior	Fibra inferior	Fibra superior	Fibra inferior
	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
Vigas de borde.	+ 86	+ 175,7	+ 162,4	+ 56,9
Vigas interiores.	+ 90,6	+ 168,7	+ 166,8	+ 50,1

De acuerdo con las normas prescritas en el artículo 11 de la Instrucción provisional francesa para el empleo del hormigón pretensado del 26 de octubre de 1953, las resistencias que deben tener los hormigones, a los noventa días, para poder trabajar a las tensiones indicadas en el referido cuadro, son:

$$\text{Para la fibra superior: } \frac{166,8}{0,28} = 595 \text{ kg/cm}^2 ,$$

$$\text{Para la fibra inferior: } \frac{175,7}{0,40} = 440 \text{ kg/cm}^2 ,$$

las cuales son inferiores a las realmente alcanzadas en obra, a pesar de que el hormigonado del tablero se realizó, en plena estación fría, entre diciembre de 1957 y marzo de 1958.

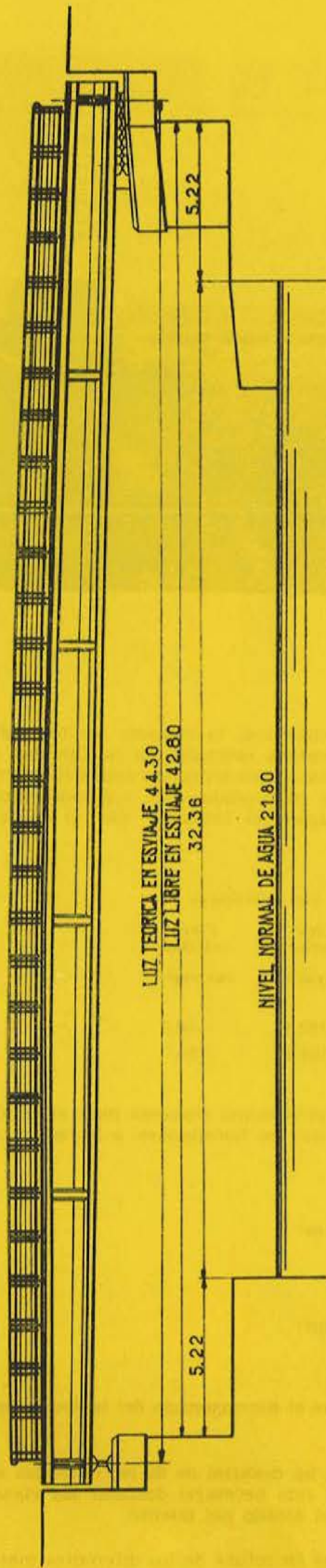
Debemos señalar, finalmente, la fuerte pendiente de la calzada, que tiene un desnivel de 86 cm entre los apoyos, y el pronunciado esviaje del puente, que llega a 70° 18'. Por estas causas ha sido necesario desfasar las vigas unas de otras para evitar el desagradable aspecto que, de no hacerlo, ofrecería el alzado del puente.

En los cálculos se han adoptado los siguientes valores para las resistencias en rotura de los diferentes materiales que intervienen en la construcción del puente:

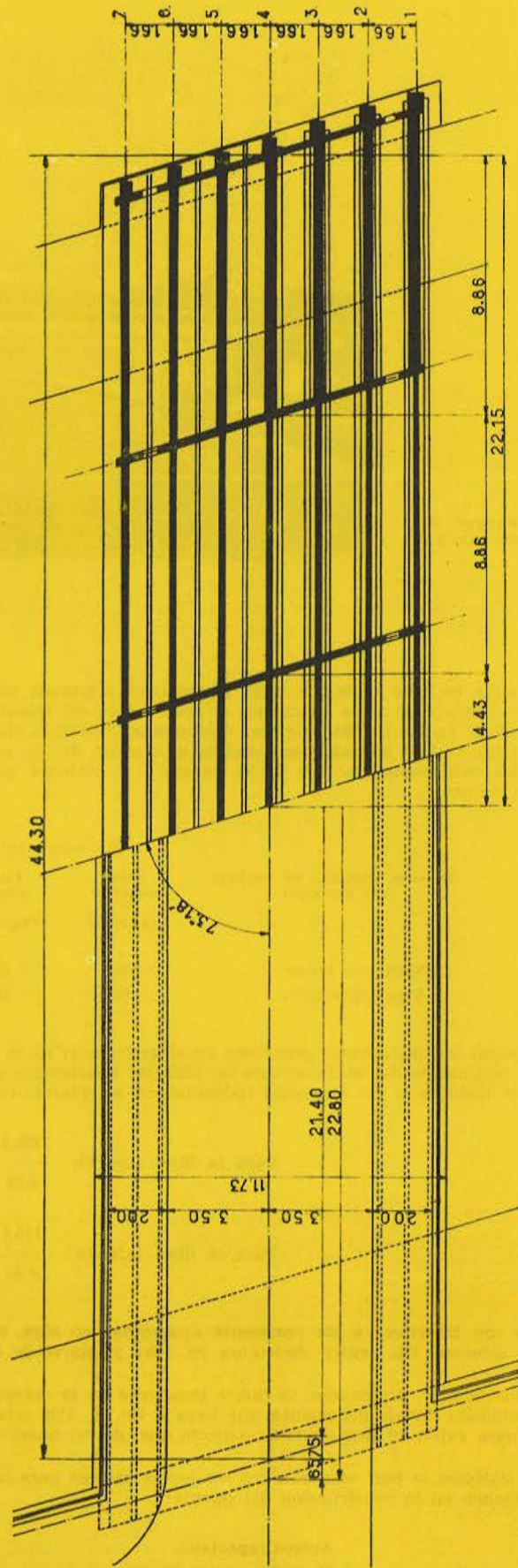
Aceros especiales ... ..  $R_s \geq 160 \text{ kg/mm}^2$ .  
Hormigón a los 90 días ... ..  $R_b \geq 595 \text{ kg/cm}^2$ .

alzado

puente Notre-Dame



sempiplantas del puente terminadas



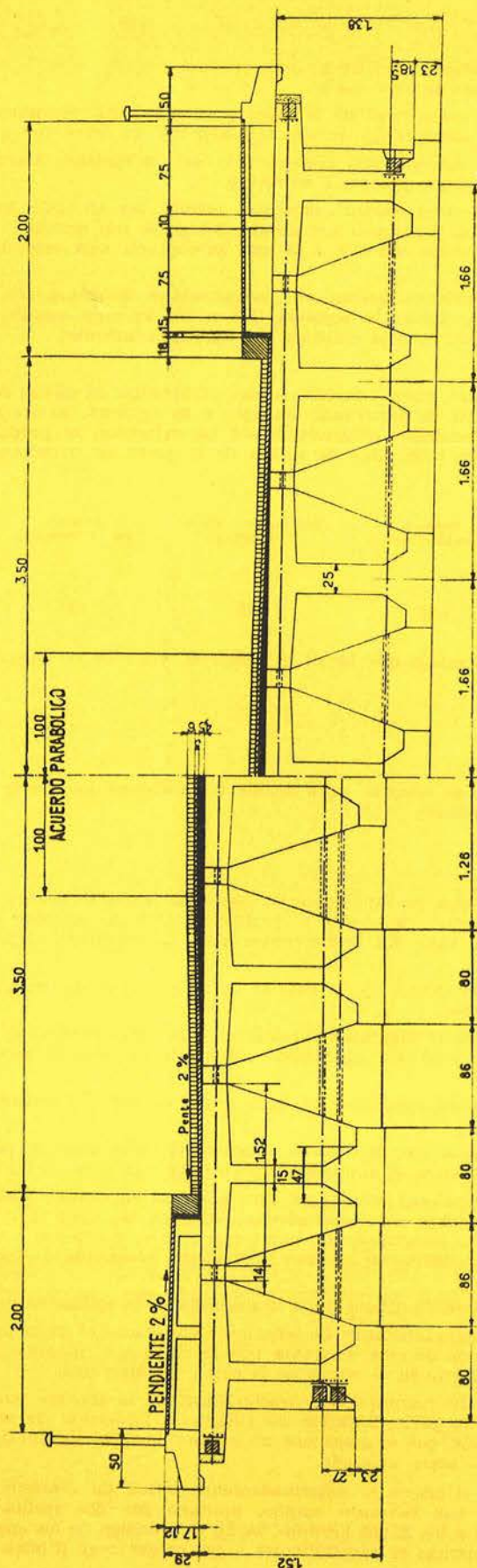
Figs. 2 y 3.



**punte de Notre-Dame**

EN EL CENTRO DEL TRAMO

## EN LOS APOYOS



✱ ✱ ✱

✱ ✱ ✱

Documento descargado de [www.e-ache.com](http://www.e-ache.com) el 21/02/2026



La fórmula práctica que Guyon deduce:

Momento de rotura = esfuerzo de rotura de la armadura  $\times 0,8 h$ , o  
momento de rotura = esfuerzo de rotura de la armadura  $\times 0,8 h'$ ,

en donde  $h$  y  $h'$  representan, respectivamente, el canto total de la pieza y el canto útil (distancia del centro de gravedad de la armadura a la fibra extrema en compresión), resulta aplicable con un error menor del 10 %.

La rotura por compresión del hormigón no es más que una consecuencia del excepcional alargamiento de las armaduras cuando entran en el estado de fluencia que precede a su rotura.

Guyon en su conferencia de Turín, ya citada anteriormente, demostró además que, en todos los casos, y según numerosos ensayos lo confirman, una estructura de hormigón pretensado, calculada con arreglo a las normas actualmente admitidas, ofrece una seguridad a la rotura superior a la que presentaría una estructura análoga en hormigón, armada con acero dulce ordinario.

Los aceros duros utilizados para pretensar la primera poseen una resistencia a la rotura seis veces superior, aproximadamente, que la de los aceros dulces que arman la segunda (150 a 160 kg/mm<sup>2</sup> contra 24 kg/mm<sup>2</sup>), si bien entran en la estructura en una proporción mucho más reducida (1/3 aproximadamente).

\* \* \*

Guyon ha demostrado que para dos piezas de las mismas características, construidas en dichas condiciones y con los aceros indicados, suponiendo que los aceros duros de pretensado trabajen a 85 kg/mm<sup>2</sup>, en las condiciones normales, la rotura por flexión, originada al ir aumentando progresivamente los esfuerzos, se produce para valores de dichos esfuerzos que, tomando como unidad los momentos de rotura de la pieza de hormigón armado, están en la siguiente relación:

	Sección rectangular	Sección en doble T simétrica	Sección en T sencilla
Hormigón armado	1	1	1
Hormigón pretensado	1,46	1,29	1,11

Estas cifras ponen de manifiesto la evidente ventaja que, desde el punto de vista de la seguridad, ofrecen las estructuras de hormigón pretensado.

## Aceros

Existe la costumbre, que juzgamos equivocada, de adoptar, para definir la calidad de los aceros utilizados en el hormigón pretensado, las dos características siguientes:

- 1.ª La tensión de rotura.
- 2.ª El límite convencional de elasticidad.

La primera de ellas representa una característica real del material. Pero no ocurre lo mismo con la segunda. Según han demostrado varios especialistas en diversas ocasiones y, particularmente, de acuerdo con los estudios desarrollados por Guyon, Simon y Xercavins, el valor del límite convencional de elasticidad depende de las condiciones en que se realice el ensayo.

Se define este límite como aquella tensión por debajo de la cual el acero es capaz de recuperar su longitud inicial, al desaparecer el esfuerzo que lo solicitaba.

Como, en la práctica, no existe dicho punto en el diagrama característico de estos aceros, se le ha sustituido por un límite convencional, que es el valor para el cual el alargamiento remanente es igual al quinientosavo de la longitud inicial de la probeta ensayada.

Según la forma en que se realice el ensayo para comprobar el límite indicado por el fabricante del acero, los resultados pueden ser muy diferentes:

a) Se puede someter el alambre a una tensión creciente hasta alcanzar el valor mínimo correspondiente a dicho límite, retirar después la carga y comprobar si el alargamiento remanente es igual al 0,2 %.

Pero de esta forma no se halla el límite convencional real y, por otra parte, el ensayo así realizado, que constituye un verdadero "estirado" del alambre, modifica sus características iniciales. Si sobre la misma probeta se realizase un segundo ensayo, análogo al anterior, sometiéndola a una carga inferior o superior a la utilizada en el primero, los resultados que se obtendrían serían distintos de los que se hubiesen alcanzado de haber realizado el ensayo sobre la probeta original.

Por otra parte, el valor del alargamiento remanente difiere según la duración de la aplicación de la carga.

b) Se puede también determinar el diagrama característico de tensiones-deformaciones de la probeta hasta llegar a rotura, y determinar el punto de intersección de este diagrama con la recta que, pasando por el punto de ordenada 0 y abscisa 1/500, sea paralela a la tangente en el origen de la curva del diagrama.

Pero este procedimiento, por una parte, no sólo modifica las características de la probeta ensayada, como en el primer método, sino que la destruye y, por otra parte, teniendo en cuenta la dispersión de las características resistentes de un mismo alambre, según la sección que se considere, no existe seguridad alguna de que los valores hallados sean los que realmente corresponden al acero utilizado.

Además, la determinación de la tangente en el origen es extremadamente difícil de realizar. En la práctica suele quedar comprendida en el interior de un haz, bastante amplio, limitado por dos rectas cuya pendiente varía, para una misma probeta, entre los 16.000 y los 23.000 kg/mm<sup>2</sup>, según la precisión de los aparatos de medida y el cuidado con el que se hayan realizado las lecturas correspondientes a las cargas muy débiles.

c) El único procedimiento realmente práctico consiste en determinar el punto de intersección del diagrama de tensiones-deformaciones con una recta que, pasando por el punto de ordenada 0 y abscisa  $1/500$ , tenga una pendiente igual a un valor medio razonable del límite elástico; por ejemplo: los  $20.000 \text{ kg/mm}^2$ .

De todo lo expuesto se deduce cuanto hay de "convencional" en la determinación de este "límite convencional", aun sin contar con la imprecisión que ya de por sí presenta la propia probeta ensayada. Los resultados así deducidos no tienen, por consiguiente, más que una cierta relación con los valores realmente correspondientes a los aceros utilizados en la obra.

Finalmente, desde nuestro punto de vista, dicho límite no tiene ningún interés y no comprendemos con qué fundamento podría rechazarse un acero cuyo límite convencional fuese diferente al indicado por el fabricante. Por todo ello, en ninguno de nuestros "Pliegos de Condiciones" hemos hecho referencia a este valor como elemento de juicio para la aceptación o no de una partida de acero.

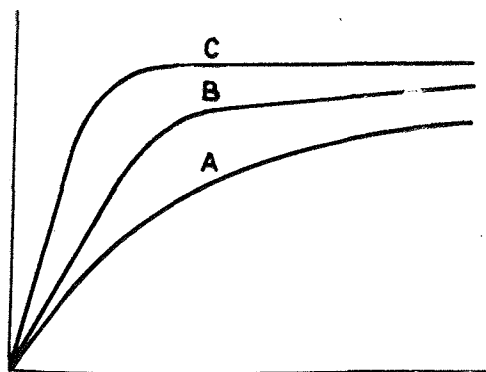


Fig. 5.

\* \* \*

Siempre hemos preconizado el empleo de aceros de elevada resistencia a la rotura, tesos a las máximas tensiones que permitan los gatos y los dispositivos de anclaje utilizados, siempre que, naturalmente, se adopten las necesarias precauciones para evitar todo riesgo de deslizamiento accidental de los alambres durante las operaciones de tesado.

De la misma manera, en diversas ocasiones hemos insistido sobre las ventajas que reporta el proceder a un estirado de los alambres, cuando ya se encuentran colocados en sus vainas, antes de proceder a su tesado definitivo. Naturalmente, este estirado debe hacerse a una tensión superior o por lo menos igual a la que haya de darse a los cables en el momento de su tesado final.

Esta operación tiene diversos fines, todos ellos a cual más interesante:

Sirve para asegurar una colocación correcta de los alambres antes de su tesado definitivo, y homogeneizar sus características a todo lo largo de su trazado.

Reduce en proporciones muy considerables la relajación ulterior de los alambres.

Mejora sensiblemente el diagrama característico de tensiones-deformaciones de los aceros, haciéndolos más aptos para el fin a que se destinan.

Y, finalmente, permite comprobar, en verdadera magnitud, sobre los propios alambres utilizados para pretensar la pieza, y no sobre probetas independientes de las cuales se extrapolan después los resultados de los ensayos, sin que esta extrapolación ofrezca ninguna garantía, que tales alambres son perfectamente aptos para soportar las tensiones a que habrán de someterse posteriormente.

\* \* \*

Podría pensarse si no sería preferible y menos costoso realizar este estirado previo en la fábrica en lugar de en la propia obra. Creemos que estirando los alambres colocados ya en sus fundas, en su posición definitiva dentro de la pieza que se va a pretensar, y sometiendo a las tensiones máximas que sean capaces de soportar, se obtienen resultados mucho más completos y convincentes que los que se lograrían realizando la misma operación en fábrica, antes de enrollar los alambres en los carretes en que se disponen para su expedición y transporte.

No hay que olvidar que, en el curso de estas manipulaciones, pueden ocasionarse daños a los alambres, lo mismo que durante su puesta en obra y colocación en las vainas y, especialmente, al acuñarlos en los gatos para tesarlos y durante su anclaje (\*).

Por otra parte, si los alambres se suministran en rollos de diámetro insuficiente, las deformaciones plásticas de flexión que experimentan dan lugar a la aparición de deformaciones remanentes, con tracciones en una zona y compresiones en la otra. Este fenómeno, conocido con el nombre de "efecto Bauschinger", hace que las zonas sometidas a compresión no se comporten elásticamente ni aun bajo débiles cargas.

Por ello resulta esencial que el diámetro de los rollos sea el suficiente (en principio igual, por lo menos, a unos 300 diámetros del alambre) para que al desenrollarlos quede el alambre perfectamente recto.

Pero aunque así sea, puede ocurrir que se produzca un fenómeno análogo durante su puesta en obra cuando haya de dárseles un trazado, que tenga, en algún punto, curvaturas de pequeño diámetro.

Se comprende que, por consiguiente, únicamente si, estando ya los alambres colocados, se les somete a un estirado previo a tensión superior a la definitiva, es cuando realmente se comprueba, de un modo eficaz, si poseen la seguridad deseable con respecto a la tensión a que hayan de trabajar.

\* \* \*

(\*) En el artículo que, bajo el título «Evolución del hormigón pretensado durante la reconstrucción de diversas obras públicas en el Norte y en el Paso de Calais», publicamos en la revista «Travaux» durante los años 1951-1952, se citaban varios incidentes ocurridos a consecuencia de algunas operaciones de tesado y anclaje realizadas de un modo defectuoso sobre cables constituidos por grupos de cuatro alambres. (Ver nota núm. 4 de la página 54 de las separatas de dicho artículo).

Uno de los elementos esenciales para conocer las características de los aceros es su diagrama tensión-deformación. Si este diagrama es muy anguloso, tal como el "C" de la figura 5, los aceros ofrecen ciertas ventajas desde el punto de vista de la homogeneidad y de la resistencia a la fisuración de las piezas pretensadas con ellos fabricadas; pero al mismo tiempo, y según demuestra la experiencia, si el ángulo es demasiado cerrado, las piezas resultarán frágiles, existiendo el riesgo de que se originen roturas prematuras.

Una cierta plasticidad es necesaria, no sólo para asegurar la igualdad de tensiones a lo largo de un mismo alambre, y entre los diferentes alambres que constituyen cada cable, en el caso tan corriente de elementos pretensados mediante cables formados por varios hilos, sino también para poder resistir mejor la aplicación de sobrecargas instantáneas (caso de puentes o pistas para aviones) y el efecto de los impactos. Cuanto mayor es la posibilidad de deformación de los alambres, debido a su plasticidad, mayor será la cantidad de trabajo de deformación que pueden absorber. Resulta conveniente, por lo tanto, disponer de unos aceros que, a pesar de la gran rapidez de aplicación de estas cargas, sean capaces de experimentar un cierto alargamiento plástico. Esto excluye los aceros frágiles.

Las Instrucciones y Normas de los diferentes países debían mostrarse, en este punto, realmente exigentes, prohibiendo en absoluto el empleo de aceros frágiles, capaces de originar múltiples accidentes, tanto durante la fabricación de los cables como durante su puesta en obra e incluso, y lo que es más grave, por las consecuencias que puede tener durante la vida de servicio de la estructura.

Es necesario evitar, por todos los medios, que prosperen los intentos realizados por ciertos fabricantes para introducir en el mercado aceros cuyo límite elástico convencional es tanto más elevado cuanto más brusco es el enfriamiento, después del tratamiento térmico a que se les somete para elevar dicho límite.

En efecto, este tratamiento, que se realiza sometiendo el acero a temperatura elevada para enfriarlo después bruscamente, constituye un verdadero templado, que va acompañado de la formación de martensita y la aparición de fuertes tensiones internas.

Se obtienen así aceros muy duros, pero frágiles, y ciertas ventajas iniciales que, en ocasiones, se hacen destacar para justificar su empleo (como, por ejemplo, la disminución de la relajación que, durante las primeras semanas, se observa en los aceros sometidos a este tratamiento) no parecen mantenerse transcurridos algunos años. Es decir, no son más que ilusorias ventajas, falsas apariencias. La seguridad prevista, partiendo de estos datos faltos de realidad, se verá, con el tiempo, gravemente afectada.

Lo mismo que ocurre con ciertos cementos capaces de producir hormigones que presentan, durante las primeras semanas, resistencias muy elevadas que después van disminuyendo, estos tipos de acero ofrecen inicialmente unas características que no perduran. Su resistencia efectiva, a lo largo de la vida de servicio de la estructura, es inferior a la que poseen los aceros estirados no sometidos posteriormente al tratamiento térmico antes indicado.

Pero es más, aun suponiendo que dichas ilusorias ventajas fuesen ciertas, nunca llegarían a compensar los graves peligros que supone el empleo de estos aceros frágiles.

Por todo ello, deben rechazarse de un modo tajante y definitivo.

\* \* \*

También es necesario no caer tampoco en el extremo opuesto, utilizando aceros cuyo diagrama, demasiado suave y tendido, dé lugar a un descenso rápido del módulo de elasticidad al aumentar la tensión.

Estos aceros tienen la ventaja de no ser frágiles y presentar una gran plasticidad, pero, desde el punto de vista del pretensado, tampoco son admisibles debido a los graves inconvenientes que a continuación se señalan:

- 1.º Imprecisión en la equivalencia entre tensiones y alargamientos cuando el tesado se hace a tensión muy elevada.
- 2.º Relajación muy considerable.
- 3.º Disminución de la resistencia a la fisuración.

En efecto: Según Guyon ha demostrado en su citada conferencia de Turín, al llegar a la carga de fisuración, la tensión en la armadura de una viga isostática viene a ser, poco más o menos, igual a la tensión inicial. A partir de este instante todo aumento de carga origina un correlativo aumento de tensión en el alambre, que, a su vez, produce un alargamiento de acuerdo con la parte del diagrama correspondiente a tensiones superiores a la inicial. Si este diagrama presenta una pendiente demasiado suave, el alargamiento será muy grande y la viga experimentará excesivos aumentos de flecha, los cuales pueden conducir a una rotura prematura por aplastamiento del hormigón comprimido, como consecuencia de la rápida elevación de la fibra neutra y consiguiente reducción de la zona de compresiones de la sección.

Aun cuando siempre es posible corregir, mediante un proceso de estirado adecuado, el diagrama característico de un acero, parece más lógico tratar de conseguir que los fabricantes lo suministren ya de la calidad conveniente, exigiéndoles aceros de elevada tensión de rotura, no inferior a  $R_m = 160 - 170 \text{ kg/mm}^2$  y cuyo diagrama de tensiones-deformaciones pase por encima del punto definido por la intersección de la recta de pendiente

1

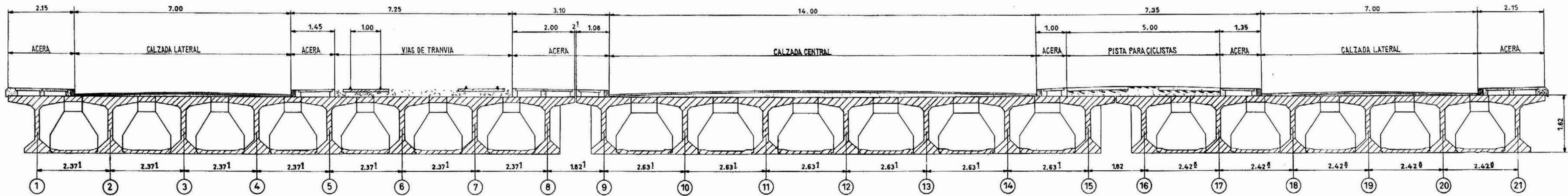
y la horizontal de ordenada igual a  $0,85 R_m$ .  
 $15.000 \text{ kg/mm}^2$

\* \* \*

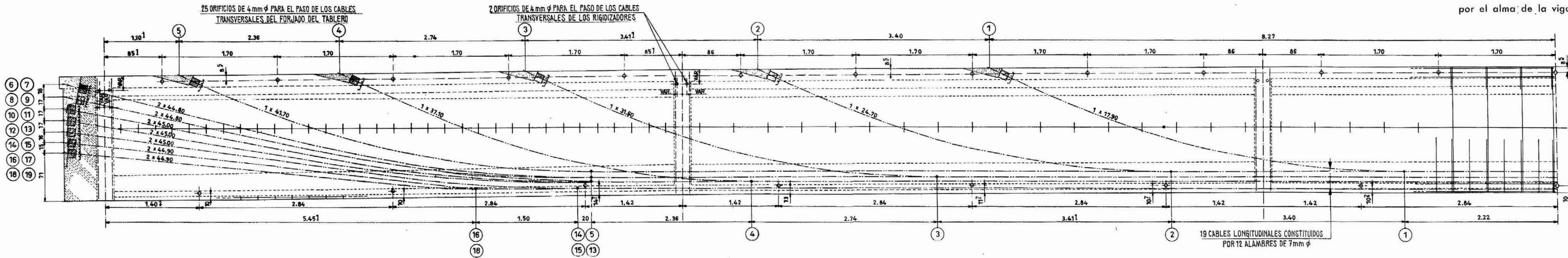
Pero no es suficiente comprobar que, en los ensayos realizados sobre algunas probetas, se obtienen resultados satisfactorios en cuanto a la carga de rotura y a la forma del diagrama característico. Es preciso, además, que las partidas de alambre suministrado sean lo adecuadamente homogéneas para que los resultados obtenidos en dichos ensayos puedan aceptarse como realmente representativos de la calidad de todo el lote.



sección transversal



sección longitudinal  
por el alma de la viga





Por esta causa, y con el fin de penalizar la dispersión, las nuevas Normas francesas (\*), en las cuales se recogen las prescripciones técnicas que deben cumplir los alambres de acero de alta resistencia utilizados en la construcción de elementos de hormigón pretensado, exigen un número suficiente de ensayos por cada lote suministrado (en principio, 12 por cada lote) y hacen intervenir el valor de la media aritmética de las dispersiones obtenidas en dichos ensayos. De acuerdo con dichas Normas el valor característico garantizado, tanto de la carga de rotura como del alargamiento remanente de rotura medido fuera de la estricción, se obtiene deduciendo de la media aritmética de los resultados obtenidos en las doce (1) o seis (2) probetas ensayadas, el triple de la media aritmética de las dispersiones correspondientes a dichas doce (3), o seis (4) probetas, o a los seis (5) valores más bajos.

Por lo que respecta a la forma del diagrama, las prescripciones de estas Normas son algo distintas a las que precedentemente habíamos preconizado, aun cuando los resultados a que conducen sean prácticamente los mismos.

Se prescribe que la carga  $T$ , correspondiente al punto de intersección del diagrama con la recta que, pasando por el punto de ordenada cero y abscisa  $1/1.000$ , tiene una pendiente igual a  $20.000 \text{ kg/mm}^2$ , no debe ser inferior al 95 % de la carga de rotura de la probeta y, además, que la media aritmética de las dispersiones no debe exceder del 2,5 % de la carga característica  $T_g$  garantizada (6).

La forma más favorable del diagrama tracciones-deformaciones es aquella para la cual  $T_g = 0,9 R_g$  ( $R_g$  es la carga de rotura garantizada).

Las Normas a que hemos hecho referencia, y en cuya redacción hemos participado en representación del Ministerio de Obras Públicas, han sido elaboradas bajo la dirección de Caquot, miembro del Instituto, y con la colaboración de representantes de los fabricantes de acero, de los consumidores (Ministerio de Obras Públicas, S.N.C.F., industria privada, constructores, etc.), de técnicos, Centros de investigación, etc.

Han sido, además, aprobadas por la Asamblea Plenaria de la "Asociación Científica del Pretensado" en sus reuniones del 13 de junio de 1957 y 8 de febrero de 1958.

Reflejan exactamente las tendencias actuales de la técnica del pretensado en Francia y corresponden perfectamente a las ideas que siempre hemos defendido.

La Comisión de estudios tenía dos posibilidades:

- a) Fijar los límites mínimos de las características que debían poseer los aceros para poder ser utilizados.
- b) Limitarse a definir los métodos para determinar las características de las diferentes clases de aceros, dejando que los directores técnicos de las obras impusiesen, en cada caso, las condiciones mínimas que estimasen debían cumplir de acuerdo con el tipo de estructura y los procedimientos de puesta en obra previstos.

El primer criterio hubiese conducido a definir una especie de envoltente inferior de las distintas calidades de acero, eliminando solamente las consideradas peligrosas. Ello habría perjudicado, en la práctica, a los aceros de mejor calidad, cuya producción es, precisamente, la que más interesa favorecer y habría empujado, progresivamente, a los fabricantes de acero a adoptar la cómoda postura del mínimo esfuerzo, ya que no hubiesen tenido que preocuparse más que de respetar los límites exigidos. Con el tiempo toda la producción cumpliría exclusivamente estos límites mínimos, y los aceros, uno de los elementos fundamentales de esta técnica, serían de calidad mediocre. Desaparecerían todas las obras de calidad y toda tentativa de mejora y, en definitiva, de progreso.

Este criterio se habría ido extendiendo poco a poco. Los constructores, por su parte, no tendrían por qué esforzarse ya en conseguir hormigones de alta resistencia, que se considerarían excesivos teniendo en cuenta las posibilidades de los aceros.

De esta forma se iría pasando de la fase del mínimo esfuerzo, a la de la negligencia, a la falta de cuidado en la ejecución. Y esto sería tanto como abrir el paso a la multiplicación de los accidentes, ya que no habría manera de poder hacer una selección justa entre los constructores.

Por el contrario, el segundo criterio, que obliga a los fabricantes de aceros a preparar un catálogo con toda la gama de calidades por ellos garantizadas y sus correspondientes precios, establece entre ellos una competencia que les obligará a buscar calidades cada vez mejores y suministrarlas a un precio justo.

Convenía, pues, precisar con toda claridad, en unas Normas, la manera de definir, medir o comprobar las características de los diferentes tipos de acero que se consideraban aptos para la construcción de estructuras de hormigón pretensado, con el fin de poder comparar entre sí, sobre bases justas y objetivas, las distintas calidades existentes en el mercado.

Con este criterio fueron redactadas las Normas que nos ocupan, las cuales, además, tienen el mérito de haber restituido plenamente a los ingenieros, arquitectos, fabricantes y constructores a sus respectivas funciones, con la total responsabilidad que de las mismas se derivan para cada uno de ellos.

\* \* \*

Por otra parte, resulta imprescindible que, tanto los que hayan de redactar los proyectos como los que hayan de dirigir las obras, estén realmente capacitados para que quede siempre debidamente garantizada la seguridad de las estructuras.

(\*) Véase: «Revue de l'Institut Français du Bâtiment et des Travaux Publics». Diciembre 1957.

(1) Para el alargamiento  $A_g$  y la carga de rotura  $R_g$ , garantizados.

(2) Para la carga característica  $T_g$ .

(3) Para  $R_g$ .

(4) Para  $T_g$ .

(5) Para  $A_g$ .

(6) El valor de la dispersión que primitivamente se fijó en el 2 %, se elevó finalmente al 2,5 %. En la práctica, sometiendo los alambres a un estirado previo, se puede igualar fácilmente el valor de la carga característica  $T_g$  de todos ellos.



Para evitar el que ciertas personas sin la preparación suficiente o demasiado audaces, por temperamento o por ignorancia, puedan cometer errores perjudiciales para las obras, la Comisión estimó conveniente establecer determinadas prescripciones esenciales de ineludible cumplimiento.

\* \* \*

Considerando imprescindible una ausencia absoluta de fragilidad en los aceros, en las prescripciones relativas al diagrama tensión-deformación se incluyen las disposiciones necesarias para eliminar los aceros de diagrama demasiado anguloso. A este fin se fija un máximo para la carga convencional  $T_g$ , anteriormente definida y que sustituye en estas Normas al límite elástico convencional, exigiéndose que, en cada probeta, el valor de  $T_g$  sea inferior al 95 % de la carga de rotura.

Por el contrario, no se ha juzgado necesario fijar un mínimo para esta carga  $T_g$  garantizada. El hecho de que las Normas francesas de utilización autoricen, como realmente debe ser, a llegar a las máximas tensiones que los aceros empleados sean capaces de soportar y que permitan los dispositivos de anclaje y tesado, se ha considerado que sería suficiente, en la práctica, para eliminar los aceros de diagrama demasiado suave y tendido, teniendo en cuenta la competencia que habrá de existir entre las diferentes clases de acero, cuya utilización haya sido aprobada.

Además, como ya se ha indicado, siempre es posible modificar las características de los aceros, mejorándolas mediante un proceso de estirado previo. Además, la Comisión encargada de autorizar la utilización de los diversos tipos de acero existentes en el mercado tiene siempre la posibilidad de rechazar aquel que considere inadecuado.

En el Reglamento publicado como consecuencia de los trabajos de la Comisión, en el que se fijan las características técnicas que deben poseer los aceros, se precisa, a título informativo, que la forma más favorable del diagrama de tracción es aquella para la cual  $T_g = 0,9 R_g$ .

Este valor de  $0,9 R_g$  es, igualmente, el que debe adoptarse para el estirado previo, por una parte, y para el tesado definitivo, por otra.

Este límite se deduce de diversas consideraciones de carácter práctico.

Como norma general, en Francia suelen utilizarse cables constituidos por doce alambres que se tesan simultáneamente.

Aun cuando el fabricante haya garantizado el valor  $R_g$  (1), debe contarse siempre con la posibilidad de que a uno de los alambres le ocurra durante su tesado (2) un accidente, a causa de un defecto no aparente, una lesión accidental o cualquiera otra causa.

La comprobación continua de los alambres por procedimientos magnéticos durante la puesta en obra, añadida a la que los fabricantes deben efectuar antes de realizar el suministro, reduciría considerablemente estos riesgos. Con ello, los únicos accidentes posibles serían los ocasionados por el sistema de tesado utilizado, los cuales, en una obra bien equipada y dirigida, pueden llegar a eliminarse totalmente.

Si todos los alambres han resistido sin daño su tesado definitivo, el deslizamiento de uno de los hilos en el gato no es capaz, en principio, de ocasionar la rotura de los otros alambres, puesto que el alargamiento en ellos introducido por el gato hidráulico permanece invariable y, por consiguiente, su tensión sigue siendo la misma. En cambio, el esfuerzo total de pretensado ejercido por el cable resultará disminuido en la fracción de tensión perdida por el alambre que deslizó.

No obstante, admitamos, para evitar todo riesgo, que existe la posibilidad de un aumento de tensión de  $1/12$  durante esta operación de tesado. Esto nos conduciría a limitar el valor de la tensión definitiva a los  $11/12$  de la carga de rotura garantizada, es decir, a  $0,916 R_g$ . En la práctica, por lo tanto, podrá adoptarse el  $0,9 R_g$  indicado anteriormente.

Conviene recalcar, como siempre hemos preconizado y como unánimemente reconocen todos los ingenieros y usuarios franceses de hormigón pretensado, que lo que realmente interesa es tesar siempre los alambres al máximo.

Precisamente esto es lo que autoriza el artículo 2 de la Circular ministerial de 16 de octubre de 1953, al establecer, como en los Comentarios se indica, que es preciso "para crear el esfuerzo de pretensado poder tesar las armaduras a la máxima tensión admisible sin riesgo de rotura (3), y que también hace falta que la tensión de estas armaduras, que con el tiempo ha de disminuir, no descienda por debajo de los valores mínimos que hayan servido de base para el cálculo de la estructura".

*En resumen, puede afirmarse que es la carga de rotura el límite absoluto para el valor de la tensión inicial de pretensado y que el tanto por ciento de esta tensión capaz de mantenerse a lo largo del tiempo es la que debe tomarse como base al efectuar los cálculos. Y esta regla conduce a una seguridad mucho mayor que si se fija un límite muy inferior a la referida carga de rotura.*

\* \* \*

Cuando se tesa un cable constituido por varios alambres, todos experimentan el mismo alargamiento. Por este motivo es indispensable que estos alambres sean suficientemente homogéneos, al menos en cuanto al alargamiento, para obtener, si no la misma tensión en todos los alambres de un mismo cable, por lo menos tensiones lo más parecidas posible unas a otras. Y esta homogeneidad debe ser tanto mayor cuanto más elevada sea la tensión introducida.

(1) La media aritmética de los doce resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre doce probetas para comprobar la calidad de la partida recibida, disminuida en el triple de la media aritmética de las dispersiones, debe ser superior a la carga de rotura  $R_g$  garantizada por el fabricante. Con ello se penaliza la dispersión de las características y las partidas poco homogéneas.

(2) La probabilidad de que se produzca este accidente sobre varios alambres de un mismo cable es muy reducida y puede ser despreciada. Cabe correr este riesgo, sobre todo teniendo en cuenta que si existe un cable defectuoso en el cual, al tesar, se rompen varios alambres, siempre es posible proceder a su sustitución.

(3) Esta es la única limitación razonable.

Una dispersión muy grande podría, en efecto, ocasionar durante el tesado la rotura de algún alambre, con la consiguiente sobretensión en los restantes, que, en menor número, tendrían que soportar la presión ejercida por el gato. Esta sobretensión, a su vez, podría originar nuevas roturas de alambres que se irían sucediendo en cadena.

Por el contrario, si ha sido posible llegar a la tensión final sin ningún incidente, aunque luego durante el anclaje, o posteriormente, se rompa algún alambre, ello no tendrá ninguna consecuencia para los otros hilos, puesto que el alargamiento en ellos introducido permanecerá invariable. Su tensión no se elevará, sino que, contrariamente, irá disminuyendo con el tiempo a consecuencia de la relajación y de las deformaciones lentas de la pieza.

Por lo que respecta a los alargamientos de rotura debe hacerse notar que, tratándose de una característica función de la ductilidad de los alambres, para su determinación deberán tenerse en cuenta únicamente los alargamientos medidos fuera de la estricción. Los múltiples fenómenos que se producen en la zona de estricción y la excesiva imprecisión de los resultados obtenidos cuando en la base de medida queda incluida dicha zona, obligan a adoptar esta norma.

También es necesario que la longitud de la probeta ensayada sea suficiente para que los fenómenos locales que pueden originarse durante la prueba no afecten a la determinación de las características generales del alambre. La longitud de diez diámetros, que es la admitida frecuentemente en las Normas extranjeras para medir los alargamientos de rotura, no parece suficiente.

Parece mucho más satisfactoria la prescripción de las nuevas Normas francesas, que fija en 500 mm la longitud, entre las mordazas de la máquina, de cada una de las doce probetas que habrán de utilizarse para comprobar las características mecánicas del alambre en tracción (carga y alargamiento de rotura garantizados,  $R_r$  y  $A_g$ , y forma del diagrama tensiones-alargamientos). Sobre esta longitud habrán de marcarse, antes de los ensayos, seis trazos, separados entre sí a 50 mm. De esta forma, después de la rotura, se dispondrá siempre de una base de 100 mm, por lo menos, en la que no esté incluida la zona de estricción, y sobre la cual podrá medirse el alargamiento remanente. En su caso, únicamente se tomará en consideración el valor más pequeño.

Para asegurar la homogeneidad de las partidas suministradas, dichas Normas prescriben que la media aritmética de los alargamientos de rotura obtenidos de las doce probetas, medidos sobre las bases de 100 mm que no incluyan la zona de estricción, en las condiciones anteriormente indicadas, disminuida en el triple de la media aritmética de las dispersiones correspondientes a los seis valores más bajos, debe ser superior o igual, al menos, al alargamiento  $A_g$  garantizado por el suministrador, sin que este alargamiento pueda ser nunca inferior al 1,5 %. Se especifica, además, que todo aumento de  $A_g$  es favorable a la seguridad.

Al hacer intervenir la dispersión media  $e_{12}$  mínima, calculada sobre los 6 valores más bajos, en lugar de la dispersión media  $e_{12}$ , calculada partiendo del conjunto de resultados obtenidos en el ensayo de las doce probetas (como se hace para hallar  $R_{p0.2}$ ), se ha pretendido, no sólo forzar a los fabricantes a obtener aceros homogéneos con elevados alargamientos, sino, al mismo tiempo, ofrecer a los productores y consumidores una mayor garantía.

En primer lugar se evita penalizar algunas partidas en las cuales ciertas probetas presenten alargamientos excepcionalmente elevados que aumentarían la media general de las dispersiones, con perjuicio para la calificación del lote, cuando en realidad, y según se ha indicado, un aumento del tanto por ciento de alargamiento es favorable a la seguridad.

Tomando  $e_{12}$  mínima en lugar de  $e_{12}$  se obtiene, por otra parte, una garantía suplementaria para el consumidor en el caso en que la disimetría en la dispersión se produzca en sentido contrario al indicado en el párrafo anterior, con unos alargamientos altos bastante homogéneos y, en cambio, ciertos alargamientos demasiado pequeños y, por consiguiente, peligrosos. Operando de esta manera, la influencia de las dispersiones anormales en los valores bajos aparece duplicada.

La severidad de los ensayos de recepción exigidos, constituye así una nueva garantía de eliminación de los aceros frágiles. Y este aspecto del problema, que afecta a la seguridad de las estructuras, es mucho más importante que las consideraciones de orden comercial que pueden aducir los fabricantes de acero, en relación con los alargamientos excepcionalmente elevados.

\* \* \*

Queda por estudiar la conveniencia o no de fijar un mínimo para el alargamiento.

En relación con este punto se ha roto con el criterio, generalmente mantenido por la Comisión encargada de la elaboración de las nuevas Normas francesas, de dejar a los fabricantes en libertad para que fijen las características de sus aceros, y que sea la Comisión encargada de autorizar su utilización la que indique cuáles son los aptos para su empleo en las estructuras de hormigón pretensado, de acuerdo con sus características garantizadas. En efecto, se ha estimado indispensable indicar en las Normas un valor mínimo para  $A_g$ . El valor ha sido el de 1,5 %, con el cual se asegura al consumidor la existencia en el mercado de aceros suficientemente dúctiles.

En realidad, al incluir en las Normas la cláusula relativa a la dispersión media  $e_{12}$  mínima se obliga al fabricante a producir aceros cuyo porcentaje de alargamiento sea muy superior al 2 %, para poder satisfacer el mínimo que deben garantizar.

A este respecto conviene llamar la atención sobre el hecho de que la determinación de los alargamientos de rotura es bastante imprecisa. Frecuentemente las medidas se hacen con doble decímetro, sobre una base señalada a mano antes de iniciar el ensayo a tracción. En estas condiciones los errores de medida tienen una repercusión sobre la dispersión que, algunas veces, es superior a la de las variaciones en las características de los aceros.

Sería ilusorio, pues, en estas condiciones y mientras los métodos de ensayo en fábrica no se perfeccionen, adoptar normas más precisas en relación con estos alargamientos.

Interesa asimismo destacar la conveniencia de obligar a los fabricantes a obtener elevados alargamientos de rotura fuera de la zona de estricción. De esta forma mejora la ductilidad de los alambres y, como consecuencia, la seguridad de las estructuras, al eliminarse el riesgo de que pueda romperse el acero antes del agotamiento de las posibilidades resistentes de las secciones sometidas a las tensiones máximas.

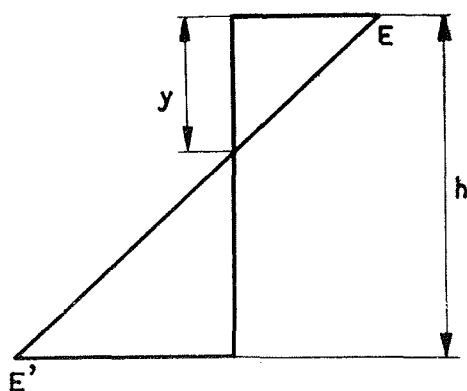


Fig. 6.

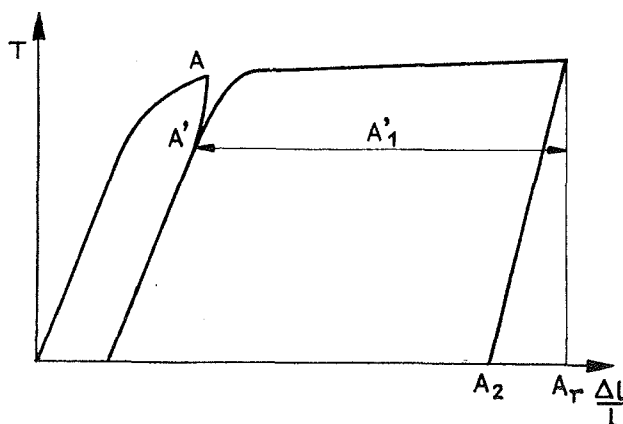


Fig. 7.

La prescripción antes indicada relativa a las dispersiones, como consecuencia de las consideraciones ya mencionadas, proporciona una seguridad suplementaria muy apreciable, ya que obliga a los fabricantes a intentar aumentar los alargamientos, con el consiguiente beneficio para la seguridad.

En cuanto al valor de 1,5 %, exigido como límite para el alargamiento garantizado, debe indicarse que ha sido elegido de tal forma que, en el caso de que se produzca un incremento de las cargas capaz de agotar la pieza, sea el hormigón en compresión el que falle por aplastamiento, sin que se rompan los alambres, a causa de los excepcionales alargamientos experimentados por dichos alambres.

Volviendo sobre el razonamiento expuesto por Guyon en el capítulo XVIII de su libro sobre Hormigón Pretensado, en relación con la determinación del momento de rotura, se ve que para que se satisfaga la precedente condición será necesario (fig. 6) que:

$$\varepsilon'_r - \varepsilon'_o = (\varepsilon - \varepsilon_o) \frac{h' - y}{y},$$

siendo:

$\varepsilon'_r$  = alargamiento de rotura del acero.

$\varepsilon'_o$  = alargamiento del acero, bajo las condiciones normales de la viga en servicio.

$\varepsilon_o$  = deformación del hormigón situado en el borde superior, bajo las mismas condiciones antes citadas.

$\varepsilon$  = acortamiento de rotura del hormigón.

Despreciando  $\varepsilon_o$ , y admitiendo que el valor de  $\varepsilon$  es del orden de 3,6 ‰, la fórmula anterior se transforma en:

$$\varepsilon'_r \geq \varepsilon'_o + \frac{3,6}{1.000} \left( \frac{h'}{y} - 1 \right)$$

En los casos corrientes  $y/h'$  es superior a 0,16 y  $\varepsilon'_o$  es del orden de 0,6 a 0,7 ‰, como máximo. Por consiguiente, deberá verificarse:

$$\varepsilon'_r \geq \frac{0,7}{100} + \frac{1,9}{100} \quad \text{''} \quad \varepsilon'_r \geq \frac{2,6}{100}$$

Pero este valor de 2,6 ‰ representa el alargamiento  $A_r$  en el momento de la rotura, cuando el alambre está bajo tensión, mientras que el alargamiento remanente medido fuera de la estricción, y al cual se refieren las prescripciones de las Normas, es el alargamiento  $A_2$  registrado una vez descargada la probeta a consecuencia de la rotura (figura 7).

El acortamiento que sigue a la rotura es aproximadamente igual a:

$$\frac{160}{20.000} = 0,80 \%, \text{ si se trata de un acero trellado;}$$

$$\frac{150}{20.000} = 0,75 \%, \text{ si se trata de un buen acero, convenientemente tratado;}$$

$$\frac{140}{20.000} = 0,70 \%, \text{ en el caso de un acero de calidad media, adecuadamente tratado.}$$

En el razonamiento precedente han sido, implícita o explícitamente, admitidas las siguientes hipótesis.



- a) se ha supuesto que las secciones planas permanecen planas, lo que es prácticamente exacto;
- b) se han admitido las cuantías normales de armaduras;
- c) se ha despreciado la eventual existencia de una cierta estricción en la sección de rotura de la pieza;
- d) se ha supuesto una perfecta adherencia entre el acero y el hormigón y, por consiguiente, la ausencia de deslizamientos en las zonas fisuradas del hormigón en tracción.

Si se cumplen estas hipótesis puede decirse que el límite que debería imponerse a  $\varepsilon'_r$  es igual a:

$$\frac{2,6}{100} - \frac{(0,8 \text{ a } 0,7)}{100} = 1,8 \text{ a } 1,9 \%$$

Este alargamiento,  $A_r$ , medido fuera de la estricción, resulta casi igual al margen de deformación,  $A'_r$ , disponible en la pieza desde que se encuentra en las condiciones de servicio hasta llegar a la rotura.

Resumiendo, podemos decir que las prescripciones de las nuevas Normas francesas obligan, prácticamente, a los fabricantes de acero a mantener su producción sensiblemente por encima del límite mínimo impuesto (teniendo en cuenta la cláusula relativa a la dispersión  $e_0$  mínima) y a suministrar a los usuarios aceros no frágiles, suficientemente plásticos y cuyas características presenten el máximo de homogeneidad, cualidades todas ellas indispensables para poder construir, con las necesarias garantías de seguridad, una obra de calidad.

\* \* \*

Los aceros utilizados en nuestras obras son alambres de 7 mm de diámetro, estirados y sometidos a envejecimiento artificial, fabricados por "Tréfileries et Câbleries de Bourg-en-Bresse". Estos alambres han sido oficialmente aprobados el 24 de enero de 1958, con la designación B.7.1, por la correspondiente Comisión de la "Association Scientifique de la Précontrainte".

Sus características garantizadas son las siguientes:

Alambres calibrados de 7 mm de diámetro.

$R_g = 160 \text{ kg/mm}^2$ .

$T_g = 105 \text{ kg/mm}^2$ .

$A_g = 1,5 \%$ .

Número de plegados garantizados en flexión: 5.

Número de plegados garantizados en torsión: 6.

De los ensayos realizados sobre diferentes lotes recibidos hemos deducido que sus resistencias medias a rotura son del orden de 165 a 170 kg/mm<sup>2</sup>, con una dispersión media  $e_{12}$  que, según el lote, varía entre 1,2 y 3,5 kg/mm<sup>2</sup>.

Siendo demasiado recientes las nuevas Normas francesas, no nos es posible todavía dar cifras precisas sobre la característica  $T_g$  a que en las mismas se hace referencia. Además, este valor tiene para nosotros solamente un interés muy relativo, ya que el estirado de los alambres "in situ" permite elevar el valor de  $T_g$  hasta alcanzar la tensión efectiva de 135 kg/mm<sup>2</sup>, por lo menos; es decir, un valor muy superior al garantizado por el suministrador.

De los ensayos hechos anteriormente para determinar el límite elástico convencional correspondiente al alargamiento del 2 %, se había deducido que la media aritmética sobre doce probetas variaba entre:  $M_{12} = 122$  a 136 kilogramos/milímetro cuadrado, y que la media aritmética de las dispersiones correspondientes oscilaba entre:  $E_{12} = 1,8$  a 3,75 kg/mm<sup>2</sup>.

En lo que concierne a los alargamientos, las medidas efectuadas sobre un cierto número de lotes han dado unos valores medios comprendidos entre:  $M_{12} = 2,3$  y 4,08 %, con unas dispersiones medias:  $e_0$  mín = 0,18 a 0,66 %.

Actualmente, en colaboración con el Departamento de Estudios de las "Tréfileries de Bourg", estamos realizando unos estudios estadísticos para determinar hasta qué punto se corresponden las características reales de un lote con los resultados obtenidos en los ensayos efectuados sobre las 12 probetas extraídas de dicho lote, teniendo en cuenta las medias aritméticas  $M_{12}$  de los citados resultados y sus dispersiones medias  $e_{12}$  o  $e_0$  mín. (1). De esta forma se trata de averiguar:

a) Por una parte, el "riesgo del comprador" de aceptar un lote malo fiándose del resultado satisfactorio dado por la fórmula  $M - 3E$ , aplicada sobre el limitado número de probetas ensayado.

b) Por otra parte, el "riesgo del vendedor" de que le sea rechazado un lote que sea bueno aun cuando  $M - 3E$  haya dado resultados inferiores a los valores garantizados.

\* \* \*

Con las prescripciones de las Normas quedan perfectamente definidos los puntos esenciales que determinan el diagrama característico de tensiones-deformaciones, puntos que pueden ser comprobados por el consumidor de una manera precisa. Pero es conveniente que el fabricante indique también cómo habrán de conservarse estas tensiones con el tiempo. Este es el objeto del diagrama garantizado de relajación a longitud constante.

Como quiera que este diagrama se establece para una tensión inicial igual a 0,80  $R_g$  (2) (siendo  $R_g$  la carga de

(1) Debe hacerse notar que la Comisión ha adoptado la media aritmética de las dispersiones en lugar de la dispersión cuadrática media que habitualmente se utiliza, con el único objeto de dar una ma or simplicidad a los cálculos.

(2) Es corriente establecer el diagrama básico de relajación para una tensión inferior a la elegida como tensión inicial de pretensado. Ello es debido a que esta última experimenta una serie de pérdidas: 1) a causa del acortamiento que sufre la pieza pretensada como consecuencia de la retracción y fluencia del hormigón; 2) para los cables primeramente tesos, por los acortamientos que se originan al poner en tensión el resto de los cables, y 3) para el conjunto de la pieza, por los acortamientos elásticos diferidos ocasionados por la compresión.

rotura garantizada), en el caso de que se tome como tensión básica otra distinta habrá que introducir los coeficientes de equivalencia correspondientes.

\* \* \*

Según el tipo de obra que se vaya a construir y el sistema de anclaje y pretensado que se utilice, puede resultar interesante conocer algunas otras características de los aceros.

Así, por ejemplo, en ciertos casos conviene conocer el resultado a que conducen los ensayos de plegado alterno o torsión alterna. Según la naturaleza de los aceros y el tratamiento a que hayan sido sometidos, los resultados pueden diferir de una manera muy sensible. Sin embargo, sería un error establecer unos valores "a priori" para estos datos y tomar estos valores como único índice de la calidad de un acero, suficiente por sí solo para aceptar o rechazar una partida.

\* \* \*

El tercer factor fundamental para el mantenimiento de la seguridad de una estructura reside, evidentemente, en la buena conservación de los elementos que la componen.

Por lo que respecta al hormigón, este problema se encuentra suficientemente estudiado y conocido y las circunstancias que pueden ocasionar el ataque de este material han sido objeto de numerosos ensayos e investigaciones.

En las condiciones normales de empleo, el cemento de alta resistencia inicial de Biache-St-Waast, que de manera sistemática venimos utilizando, en ningún caso ha dado lugar a fenómenos de descomposición análogos a los que, en algunas ocasiones, se han observado en ciertos tipos de estructuras construidas con cemento aluminoso.

En cambio, en el caso de obras sometidas a la acción de aguas o atmósferas marinas, o a la de humos o aguas agresivas (humos de fábricas, gas sulfuroso, aguas selenitosas, etc.), conviene sustituir dicho cemento por algún otro tipo de cemento especial (1) adaptado a las condiciones en las cuales habrá de encontrarse la obra proyectada. En estos casos, como es natural, deberá tomarse como resistencia admisible en compresión, únicamente el valor que el tipo de cemento utilizado permita garantizar.

En esta clase especial de obras el pretensado contribuye favorablemente a la conservación de la estructura, oponiéndose a la formación de fisuras y evitando así la corrosión de las armaduras.

En lo referente a estas últimas, no es necesario recordar que todos los aceros están expuestos a la corrosión y que únicamente una protección eficaz puede evitarla y asegurar la conservación de las armaduras de un modo duradero.

La tendencia a la corrosión es más o menos acusada y la propia corrosión más o menos rápida, según el estado de la superficie y la presencia o no de defectos apreciables en los aceros, y, por ello, resulta del mayor interés poder detectar estos defectos sobre los alambres realmente utilizados en la obra.

Es necesario destacar que los ensayos sobre probeta (sea cual sea el interés que por otra parte pueden tener) sólo tienen un valor muy relativo, pues destruyen simultáneamente la probeta experimentada, y no pueden revelar los defectos superficiales o de otro tipo que pueden existir en los aceros realmente utilizados para construir la obra. En consecuencia, debe intentarse sustituirlos, siempre que sea posible, por otros ensayos realizados a todo lo largo de los alambres y capaces de detectar, en el momento de la puesta en obra, los defectos de cualquier clase que hayan podido pasar desapercibidos al fabricante y los daños que hayan podido experimentar durante su transporte o durante su colocación en las vainas que habrán de protegerlos en el interior de las piezas.

A este respecto, parece ser que el "control electromagnético continuo" que puede realizarse con los aparatos ideados por la Jefatura de Puentes y Estructuras de Baviera, y que el Ober Regierungs-u-Baurat Dr. Ing. Luitpold Schmerberg, de la Jefatura de Puentes y Estructuras de Munich, ha descrito en la Revista "Bautechnik" de enero de 1957, constituye un procedimiento cómodo y sencillo susceptible de dar buenos resultados y una garantía eficaz.

El paralelismo que algunos consumidores han señalado entre la resistencia de los aceros a la torsión alterna, y su fragilidad o su tendencia a la corrosión, no pasan de ser meras coincidencias, ya que no existe ninguna relación lógica entre dichos fenómenos; algunos aceros de excelente calidad para el pretensado pueden dar mediocres resultados a la torsión, sin que ello quiera decir que sean frágiles o tengan una acusada tendencia a la corrosión. Lo mismo puede decirse a la inversa.

Ciertos técnicos eminentes, y entre ellos el Profesor Caquot, en el curso de las Jornadas de la Association Scientifique de la Précontrainte, han propugnado, como mucho más eficaces y representativos, los ensayos de resiliencia (2). Después de precisar que la rotura de todo material se produce o por deslizamiento o por explosión molecular, el Profesor Caquot deduce que es necesario conocer estas dos resistencias: la resistencia al deslizamiento que se determina mediante los ensayos de tracción y la resistencia a la explosión molecular deducida de los ensayos de resiliencia. Estos ensayos definen la ductilidad del metal, cosa imposible de obtener con los ensayos de plegado cuyos resultados dependen en gran parte de la forma en que el ensayista efectúe la prueba.

(1) Entre ellos conviene mencionar el cemento puzolánico-metalúrgico C. P. M. F. 2 fabricado por las «Cimenteries de la Loirne» y el cemento C. L. K. de Biache-St-Waas, aceptados ambos por el Ministerio de Obras Públicas para obras marítimas y que cumplen las prescripciones de la Norma P. 15.305, según se ha comprobado mediante repetidos ensayos realizados por diversos Organismos de carácter oficial.

(2) Se hace una entalla de acuerdo con las prescripciones contenidas en las Normas que regulan el ensayo y se rompe la probeta bien por impacto o bien plegándola. Después se reúnen los dos trozos. Si el ángulo que forman es suficientemente grande, el metal es dúctil; si, por el contrario, es pequeño, significa que es frágil.

Gracias a que en Francia, para determinadas estructuras, se exigía este ensayo, no se han registrado fracasos como los que los americanos han tenido con sus barcos tipo «Liberty».

Sin embargo, en el caso de alambres de pequeño diámetro, este ensayo es difícil de realizar y los resultados que se obtienen ofrecen pocas garantías.

En cualquier caso, los ensayos de torsión alterna no pueden constituir un criterio válido para definir la tendencia de un acero a la corrosión y, por el momento, el control magnético continuo parece ser el único procedimiento capaz de dar indicaciones veraces sobre los defectos de la superficie de los alambres.

Por otra parte, cualquiera que sea el estado de los aceros en el momento de su tesado, conviene adoptar ciertas precauciones para eliminar el riesgo de que se originen determinados fenómenos que pueden afectar a su conservación.

Ocurre, por ejemplo, que algunos procedimientos de puesta en obra son capaces de originar un "efecto de pila" que puede ser causa de una verdadera epidemia de roturas en la obra en la que se haya producido.

También se ha señalado la conveniencia de asegurar la protección catódica de los aceros en determinadas estructuras en contacto permanente con el agua, cuando dichos aceros se encuentran sometidos a fuertes tensiones, con el fin de rebajar artificialmente el potencial absoluto del metal (cátodo) hasta hacerlo pasivo y, por consiguiente, inmune a la corrosión. Para ello se recomienda utilizar ánodos capaces de reaccionar con el magnesio. En estos casos, todas las armaduras que hayan de quedar embebidas en la pieza deben estar enlazadas eléctricamente entre sí, en el momento de su colocación en obra, con el fin de que se encuentren al mismo potencial.

La protección más corrientemente utilizada, y que para que sea eficaz es indispensable que esté perfectamente hecha, consiste en inyectar cuidadosamente las vainas en las cuales van alojados los alambres de tal forma que éstos queden recubiertos a todo lo largo de su trazado.

Es conveniente evitar que el mortero de inyección sea poroso y, para ello, se recomienda realizar la inyección con bomba en lugar de aire comprimido. También resulta indispensable que la inyección sea completa y, con este fin, debe prolongarse la operación hasta que el mortero en exceso refluya por el extremo del cable opuesto a aquél por el cual se introduce. Asimismo pueden colocarse testigos convenientemente dispuestos, que permitan ir comprobando el avance del mortero.

Como quiera que todas estas precauciones son elementales y, por otra parte, en la actualidad pueden considerarse incorporadas a la práctica corriente de la construcción, no creemos necesario insistir más sobre el particular aportando nuevos detalles de aplicación.

De las comprobaciones realizadas sobre las vigas del viaducto de acceso al puente de Tancarville se deduce que una inyección bien ejecutada permite alcanzar un coeficiente de relleno efectivo del 98 %. Este coeficiente representa el porcentaje del volumen de mortero inyectado con relación al volumen total de los huecos que había que rellenar.

\* \* \*

Las autorizaciones de la Comisión constituida al efecto dentro de la "Association Scientifique de la Précontrainte", los ensayos de aceptación que deben realizar los Organismos correspondientes, las Normas y precauciones que hemos indicado deben cumplirse para lograr el correcto empleo de los diversos materiales, constituyen una serie de medidas encaminadas a conseguir que una estructura de hormigón pretensado bien concebida, bien calculada y bien ejecutada, posea toda la resistencia deseada y ofrezca toda la seguridad que de ella es lógico esperar. Sin embargo, para que este objetivo se cumpla será necesario además que las cargas y tensiones comprobadas o introducidas durante la ejecución de la obra, o en las semanas siguientes, se mantengan durante toda la vida de servicio de la estructura dentro de los límites que para las mismas se hayan fijado.

A este respecto, tiene poco interés el hormigón, puesto que es un material cuya resistencia aumenta normalmente con la edad, siempre y cuando se prescindan de ciertas clases de cementos, de todos conocidos, que conducen a elevadas resistencias a los 15 ó 28 días, pero que después experimentan una regresión dando menores resistencias a los 3 meses o más.

Por el contrario, conviene hacer ciertas observaciones en relación con los aceros. De nada serviría introducir un importante esfuerzo de pretensado si este esfuerzo no se conservase durante toda la vida de servicio de la estructura, o si, para prevenirse contra las consecuencias de esta caída de tensión y obtener un cálculo representativo del estado final de la pieza, fuese necesario afectar las tensiones iniciales de unos elevados coeficientes de reducción.

Como ya se ha indicado anteriormente, la seguridad de una estructura pretensada es sensiblemente mayor que la de otra análoga de hormigón armado. Por ello debe procurarse a toda costa aumentar el campo en el cual la estructura trabaja realmente como pretensada, y no como una pieza de hormigón armado ordinario, cuyas armaduras están constituidas por aceros duros sometidos a tracción.

El paso de un estado a otro se caracteriza por la aparición de tracciones en el hormigón, que en seguida originan fisuras capilares primero y, a continuación, una amplia fisuración aparente.

Esta fisuración se producirá, para un determinado estado de cargas, tanto más rápidamente cuanto más reducido sea el esfuerzo de pretensado ejercido por la armadura.

De cuanto antecede se deducen los siguientes consejos, cuya conveniencia resulta evidente:

- 1.º Emplear aceros no frágiles cuya carga de rotura sea lo más elevada posible.
- 2.º Tesar los aceros al máximo admisible.
- 3.º Adoptar las adecuadas precauciones para que esta tensión inicial no sea absorbida, en proporción excesiva, por las resistencias pasivas y pueda así mantenerse en la mayor medida posible a lo largo de la vida de servicio de la estructura.



Sin embargo, todas estas medidas no son independientes unas de otras. Resulta, por tanto, conveniente hacer el estudio de algunas de sus reacciones recíprocas, para poder deducir cuál es la práctica más aconsejable desde el punto de vista de la seguridad de la obra.

\* \* \*

En un laboratorio es posible tesar un alambre aislado, a una carga relativamente próxima a su límite de rotura, sin el menor temor de que pueda producirse un fracaso. Pero no ocurre lo mismo en obra. En ésta es necesario contar siempre con una serie de eventualidades inherentes a la propia práctica de la obra. Unas veces se deben a las imperfecciones del propio material, cualquiera que sea el procedimiento de tesado utilizado (una interrupción momentánea de la bomba de inyección de aceite seguida de una brusca subida de presión; una reducción accidental de tensión como consecuencia de fugas en las juntas de los conductos flexibles de alimentación; el deslizamiento de uno o más alambres; la posibilidad de que resulte dañado un alambre al acuñarlo o desacuñarlo del gato, etc.). Otras veces se originan como consecuencia del rozamiento de los alambres en sus vainas o, incluso, debido a la heterogeneidad de las características físicas o mecánicas de los diferentes alambres utilizados. Ocurre normalmente que los alambres, aunque sean del tipo denominado "calibrado", no tienen rigurosamente la misma sección y que, por consiguiente, a alargamientos iguales no corresponden las mismas tensiones unitarias en dos alambres distintos o en dos secciones diferentes de un mismo alambre.

Por todas estas múltiples causas, en la construcción del puente del "Château-Rouge", utilizando el material en aquella época disponible, fué imposible conseguir tesar los cables de doce alambres de 7 mm empleados, a 150 kilogramos/milímetro cuadrado efectivos. Y hay que tener en cuenta que estos alambres habían sido fabricados con los aceros que, en el mercado francés, poseen actualmente la más elevada carga de rotura. Eran aceros al carbono, trefilados, estirados y envejecidos artificialmente, con una carga de rotura  $R_g$  garantizada, de acuerdo con las prescripciones fijadas por las nuevas Normas francesas sobre aceros, superior a 160 kg/mm<sup>2</sup>.

Por el contrario, se pudo, sin dificultad, realizar el estirado de los alambres en obra y darles una tensión efectiva, definitiva de 145 kg/mm<sup>2</sup>, lo que justifica, prácticamente, el límite de 0,9  $R_g$  que anteriormente hemos preconizado para los cables de 12 alambres.

Estamos convencidos, sin embargo, de que cuando se disponga del material adecuado, especialmente proyectado y realizado para este fin, será posible elevar esta tensión y llegar a alcanzar el 0,95 de  $R_g$ .

\* \* \*

Una vez adoptada la decisión de tesar los alambres a las tensiones lo más elevadas posible, resulta esencial disponer de manómetros muy precisos que deben ser contrastados en obra antes de cada operación. En la actualidad esto resulta fácil utilizando, por ejemplo, aparatos como los suministrados por los Establecimientos "Albert Lepe- tit", poco costosos y de muy fácil manejo. Cada operación resulta análoga a una pesada ordinaria.

\* \* \*

Cuanto queda expuesto pone de manifiesto la considerable ventaja que, desde el punto de vista de la resistencia y la seguridad, representa poder disponer de aceros de carga de rotura elevada. Ya hemos visto que alambres tre- filados de  $R_g = 160$  kg/mm<sup>2</sup> permiten, solamente, obtener en obra tensiones efectivas de 145 kg/mm<sup>2</sup>.

Si se empleasen aceros laminados de 138 a 140 kg/mm<sup>2</sup> de resistencia garantizada a la rotura, la misma limita- ción del 0,9  $R_g$  conduciría a una tensión máxima efectiva de sólo 125 kg/mm<sup>2</sup>.

Ahora bien, todo suplemento de tensión que, sin perjuicio de la seguridad, pueda conseguirse, resulta muy con- veniente, puesto que, como ya se ha indicado, aumenta la zona de carga para la cual la pieza trabaja como real- mente pretensada.

Todavía hace falta, además, que el esfuerzo desarrollado por los gatos produzca una tensión efectiva de los cables, no sólo en sus extremos, sino a lo largo de todo su trazado, y que las tensiones así introducidas se man- tengan en la mayor proporción posible.

El cumplimiento de este objetivo viene condicionado o es susceptible de ser afectado por:

- A. Las pérdidas en los gatos y en los conos de anclaje.
- B. El rozamiento en el interior de las vainas.
- C. El acortamiento de la pieza.
- D. La relajación propiamente dicha de los aceros.

Examinaremos sucesivamente cada uno de estos fenómenos:

\* \* \*

#### A. Pérdidas en los gatos y en los conos de anclaje.

Se admite generalmente que si se intenta alcanzar una tensión efectiva igual a los 9/10 de la carga de rotura de los aceros, debe contarse con unas pérdidas del 2 % en los gatos y de otro 2 % debido al rozamiento en los conos de anclaje; es decir, un 4 % de pérdidas en total.

Dicho de otro modo, una presión manométrica de 420 kg/cm<sup>2</sup> en un gato Freyssinet para 12 alambres de 7 mm de diámetro, a la cual corresponde, teniendo en cuenta las características del gato, una tensión teórica  $T = 143$  kilogramos/milímetro cuadrado, produce una tensión efectiva en los alambres, en el extremo de la viga, igual a  $T_1 = 0,96 T = 137$  kg/mm<sup>2</sup>. Esta es, realmente, la tensión inicial con que debe contarse en esta sección del cable.

## B. Tensión efectiva en la sección neutra del cable.

(Se designa por sección neutra del cable la correspondiente al punto medio de la viga, en el caso de cables de trazado simétrico.)

### 1. Tensión antes de la fijación de los anclajes.

Se obtiene descontando de la tensión  $T_1$  en los extremos de la pieza las pérdidas que se producen por rozamiento. Estas pérdidas son función de la longitud de los cables y, en su caso, de su curvatura. Normalmente se admite que:

- Las pérdidas por rozamiento en un cable recto son del 0,4 % por metro lineal.
- Las pérdidas en los trozos curvos del trazado de los cables son iguales al 23 % por radián, o al 4 % por grado.

Estos valores conducen a la fórmula:

$$P_t = 0,4 (l + \alpha) \% ,$$

en donde  $l$  viene expresada en metros y  $\alpha$  en grados.

Estos valores, según ha podido comprobarse, son francamente excesivos. Guyón, en su libro de hormigón pretensado, propone, en la página 133, sustituir el coeficiente 0,4 % por el de 0,25 %, más acorde con los resultados obtenidos experimentalmente.

Durante la construcción del puente del Château-Rouge se han realizado numerosas medidas sobre cables semejantes, de la misma forma, unos largos y otros cortos y de trazado más o menos curvo, de las cuales se pueden deducir interesantes conclusiones relacionadas con este importante problema de las pérdidas por rozamiento. Se trata de un puente de 50 metros de ancho, que actualmente enlaza Lille con Roubaix y que, en el futuro, formará parte de la carretera internacional de Dunkerque a Escaut pasando por Lille. Está constituido por 21 vigas idénticas, en esviaje, de 42,6 metros de luz entre ejes de apoyos y 43,9 metros de longitud total (véanse figuras 8 y 9).

Los resultados obtenidos, y que aparecen resumidos en los dos gráficos  $C_1$  y  $C_2$  adjuntos, demuestran que el coeficiente de 0,25 % preconizado por Guyon conduce a valores que concuerdan razonablemente con los reales. Efectivamente, según antes se indicó, a la tensión manométrica de 420 kg/cm<sup>2</sup> corresponde una tensión teórica  $T = 143$  kg/mm<sup>2</sup> que, en los extremos de la viga, y a consecuencia de las pérdidas originadas en los gatos y por los rozamientos en los conos de anclaje, se reduce a una tensión efectiva de  $T_1 = 0,96 T = 137$  kg/mm<sup>2</sup>. Las pérdidas por rozamiento en las vainas a lo largo del trazado de los cables, deducidas aplicando la fórmula propuesta por Guyon

$$P_t = 0,25 (l + \alpha) \% ,$$

variarán:

- de 7 a 9 % para los cables largos y
- de 8 a 12 % para los cables cortos y curvos,

que pretensan longitudinalmente las vigas. Por consiguiente, la tensión efectiva en el punto neutro de los cables (en este caso la sección central de la viga) será:

de 125 a 128 kg/mm<sup>2</sup> para los primeros y de 121 a 126 kg/mm<sup>2</sup> para los segundos.

Estos resultados coinciden, en líneas generales, con los deducidos por la Empresa "Campeñon-Bernard" de los ensayos por ella efectuados durante las operaciones de tesado de los cables en el viaducto de acceso al puente de Tancarville. Estos ensayos dieron los siguientes resultados:

- Pérdidas en el gato (gato S. T. U. P. modelo 1953): 2 %.
- Pérdidas en el conjunto gato-cono de anclaje (conos clásicos): 5 %.

A la vista de estos resultados, para calcular los alargamientos que debían obtenerse en el momento de tesar los alambres en esta obra se adoptaron los siguientes valores:

Coeficiente de rozamiento en las partes curvas:  $f = 0,20$ .

Tanto por ciento de pérdidas en las zonas rectas: 0,10 % por metro lineal.

Durante la ejecución de los trabajos pudo comprobarse que los alargamientos reales bajo las tensiones iniciales previstas eran siempre casi iguales a los calculados teóricamente a partir de estos datos.

Resultados obtenidos en los tramos del viaducto de acceso de Tancarville:

	Cables sin engrasar	Cables engrasados con aceite soluble
Coeficiente de rozamiento en las curvas ... ..	$f = 0,22$	$f = 0,18$
Pérdidas en las zonas rectas ... ..	0,32 % por metro lineal	0,10 % por metro lineal

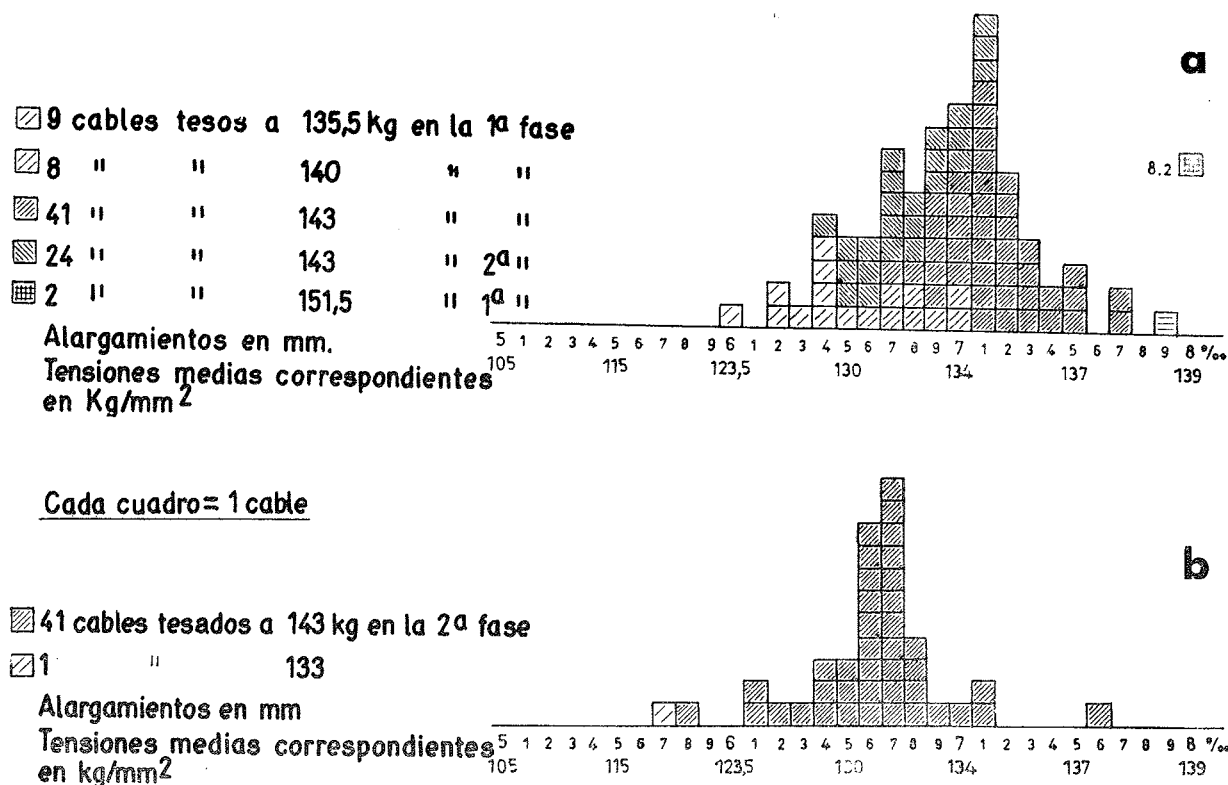


Fig. 10.—Tesado de los cables longitudinales.—Alargamientos unitarios y tensiones antes de la fijación de los anclajes.

- Resultados correspondientes a los 84 cables largos.
- Resultados correspondientes a los 42 cables levantados.

## 2. Pérdidas que se producen al fijar los anclajes.

A las pérdidas antes indicadas es necesario añadir también las que se originan al bloquear los anclajes.

Para evitar los deslizamientos de los alambres en el momento del anclaje, bastante frecuentes hace algunos años, la S. T. U. P. ha aumentado actualmente la plasticidad del mortero con el que se construyen los conos machos. Con ellos puede decirse que, prácticamente, ya no se producen dichos deslizamientos, siempre que, además:

1.º los extremos de los alambres hayan sido limpiados cuidadosamente para eliminar todo rastro de grasa, de pintura y, en su caso, de plomo procedente de los baños del tratamiento térmico, o si se utilizan alambres trellados, de los productos utilizados para este trellado;

2.º los alambres estén bien calibrados; y

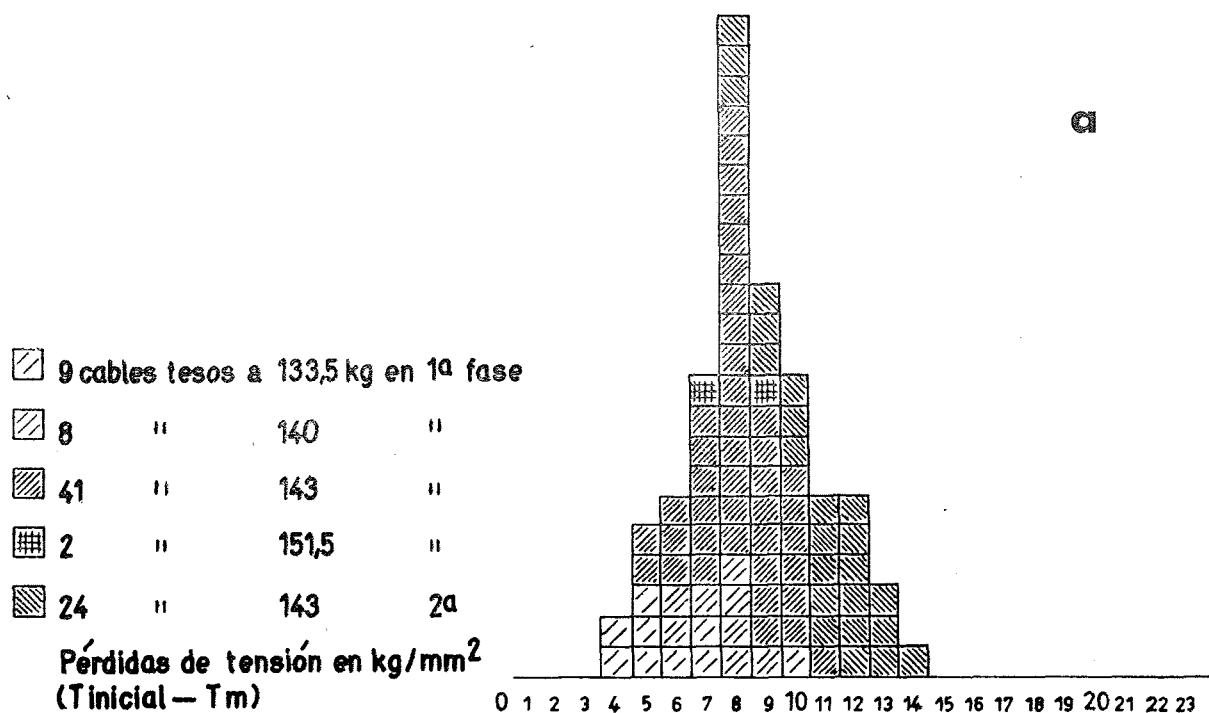
3.º los alambres estén bien colocados en sus ranuras correspondientes del cono de anclaje.

El empleo de estos nuevos conos de mortero más plástico tiene el inconveniente de que, al someterlos a las elevadas tensiones que se utilizan actualmente en las obras, los conos de hormigón zunchado que trabajan, aproximadamente, en el límite de su resistencia, se aplastan o incrustan en el momento de la fijación de los anclajes dando lugar a unas pérdidas de alargamiento tanto más importantes, como es lógico, cuanto mayor es la tensión.

Se han hecho ensayos con conos metálicos en los cuales no se producía el aplastamiento y, por consiguiente, eran menores las pérdidas en el momento de bloquear los anclajes. Pero, en cambio, los riesgos de deslizamientos eran mucho mayores y, por tanto, fueron abandonados y adoptado el modelo de hormigón.

También se ha registrado, en algunos casos, una pérdida suplementaria de alargamiento al desacuar los alambres de los gatos. Esta operación origina siempre una cierta sacudida en los alambres. Por ello, en el caso de tensiones muy elevadas, es necesario no utilizar alambres que sean frágiles por naturaleza o que se hayan hecho frágiles por haber sido maltratados durante su transporte o su puesta en obra (por suministrarse en rollos de diámetro demasiado pequeño, por haberse apretado excesivamente las cuñas durante su tesado, etc.).





cada cuadro = 1 cable

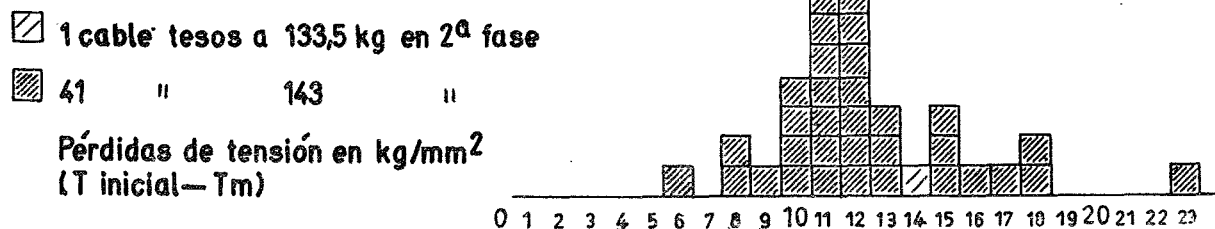
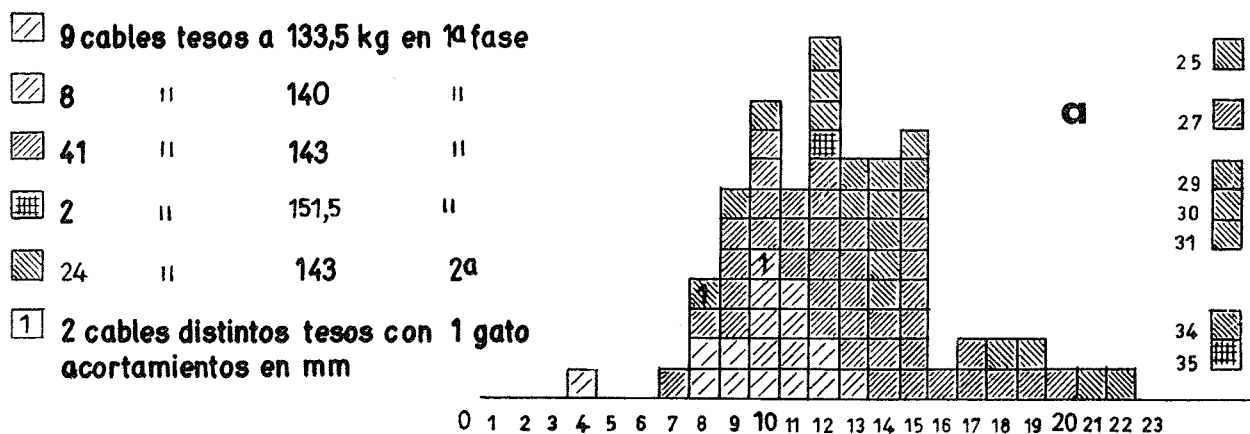


Fig. 11.—Tesado de los cables longitudinales.—Pérdidas de tensión antes de la fijación de los anclajes (T en kg/mm<sup>2</sup> leída en el manómetro; T media deducida de los alargamientos medidos).

- a. Resultados correspondientes a los 84 cables largos.
- b. Resultados correspondientes a los 42 cables levantados.



cada cuadro = 1 cable

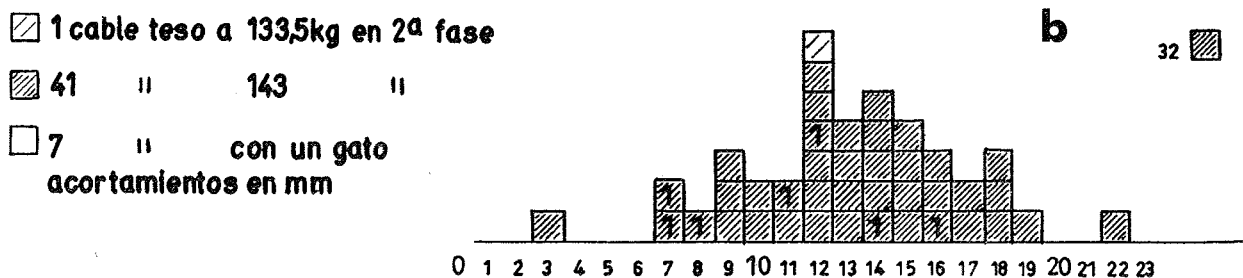


Fig. 12.—Tesado de los cables longitudinales.—Acortamientos, en mm, durante la fijación de los anclajes para los dos extremos.

a. Resultados correspondientes a los 84 cables largos.

b. Resultados correspondientes a los 42 cables levantados.

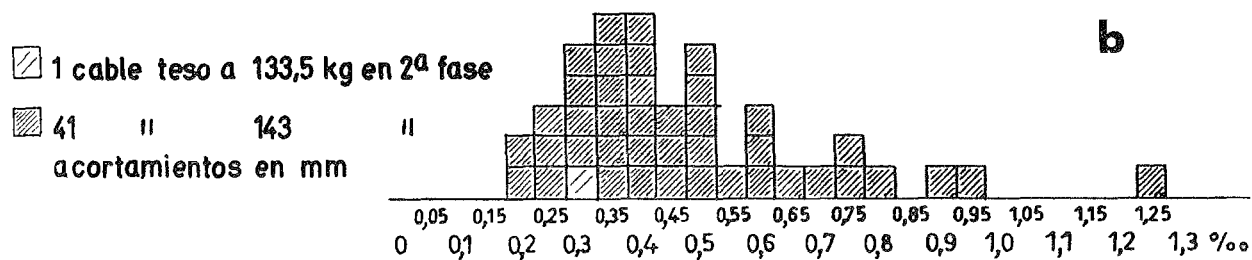
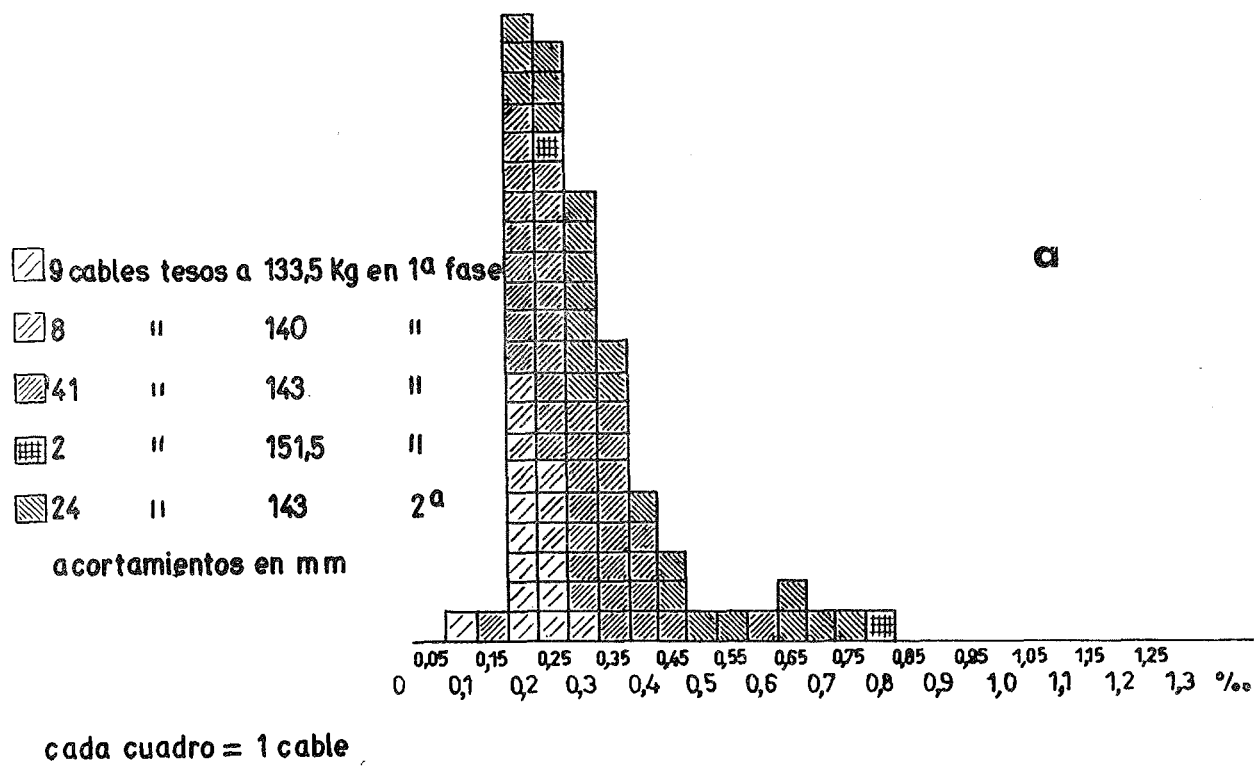


Fig. 13.—Tesado de los cables longitudinales.—Acortamientos unitarios, en mm por m, durante la fijación de los anclajes.

- Resultados correspondientes a los 84 cables largos.
- Resultados correspondientes a los 42 cables levantados.



Esta sacudida provoca un nuevo incrustamiento general del conjunto de los conos machos y de los 12 alambres en él anclados, que puede exceder de 1 cm por anclaje, cuando la presión en los gatos es superior a los 420 kg/cm<sup>2</sup>, correspondientes a los 143 kg/mm<sup>2</sup> de tensión efectiva en el extremo de los alambres.

Utilizando conos de acero, esta sacudida puede provocar fuertes deslizamientos de uno o de varios alambres.

Naturalmente, estas pérdidas de alargamiento en los extremos de los alambres dan lugar a una disminución de la tensión en estos mismos extremos y, por consiguiente, a una reducción proporcional en la tensión media de los cables. Estas pérdidas de tensión serán tanto más sensibles cuanto más cortos sean los cables.

Las pérdidas registradas durante la fijación de los anclajes en el curso de la construcción del puente del Château-Rouge, han sido representadas en los gráficos adjuntos D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub> y D<sub>3</sub>.

El gráfico D<sub>1</sub> indica las pérdidas de alargamiento experimentadas por cada uno de los cables, durante la fijación de los anclajes, en valor absoluto y en milímetros. Estas pérdidas varían entre 7 y 16 mm en los cables largos y entre 7 y 19 mm en los cables cortos curvados en los dos anclajes. Existen algunos valores más elevados que corresponden a cables en los cuales se observó que, al desacuar los gatos, se habían producido movimientos en el cono de anclaje.

El gráfico D<sub>2</sub> da igualmente las pérdidas de alargamiento durante la operación de la fijación de los anclajes, pero expresadas en pérdidas unitarias en milímetros por metro. Varían entre 0,2 y 0,45 mm/m en los cables largos, lo que representa un porcentaje de:

$$\frac{(0,2 \text{ a } 0,45 \text{ mm/m})}{6 \text{ a } 7 \text{ ‰}} = 3 \text{ a } 7,5 \text{ ‰} ,$$

y entre 0,2 y 0,6 mm/m en los cables cortos, es decir, un porcentaje de:

$$\frac{(0,2 \text{ a } 0,6 \text{ mm/m})}{6 \text{ a } 7 \text{ ‰}} = 3 \text{ a } 10 \text{ ‰} .$$

Existen algunas excepciones que corresponden a cables en los cuales ocurrió algún incidente al desacuar los gatos. Son menores y más regulares en el caso de cables tesos en la primera fase que cuando se trata de cables tesos en la segunda fase. Ello se debe a dificultades surgidas en el funcionamiento de los gatos durante esta segunda fase.

En el gráfico D<sub>3</sub> las pérdidas se expresan en "pérdidas de tensión media", que vienen definidas por la diferencia entre la tensión media antes y después de la fijación de los anclajes, deducidas ambas de los correspondientes alargamientos medidos.

Varían entre:

1,5 y 3,5 kg/mm<sup>2</sup> en el caso de cables largos. (Las pérdidas superiores, comprendidas entre los 3 y los 6 kg/mm<sup>2</sup>, son accidentales.)

2 y 6 kg/mm<sup>2</sup> en el caso de cables cortos. (Las comprendidas entre 6 y 9 kg/mm<sup>2</sup>, se deben a diversos accidentes ocurridos en la obra, especialmente al desacuar los gatos.)

Estas pérdidas representan del 1,2 al 5 % de la tensión inicial.

Si se desprecian los valores correspondientes a los casos en que se produjeron incidentes, se ve que las pérdidas están comprendidas entre:

1,5 y 3,5 kg/mm<sup>2</sup> para los cables largos, con una media de 2,25 kg/mm<sup>2</sup> por cable y

2 y 9,5 kg/mm<sup>2</sup> para los cables cortos, con una media de 5,2 kg/mm<sup>2</sup> por cable,

y, en definitiva, para el conjunto de todos los cables cuyo anclaje se realizó normalmente, la pérdida media general es de 3,23 kg/mm<sup>2</sup>, por cable.

Admitiendo que la pérdida máxima observada en el extremo del cable disminuye como consecuencia del rozamiento entre el cable y su vaina, a medida que la sección considerada se aleja del extremo hasta hacerse nula en el centro de la viga, y que esta disminución sigue una ley parabólica tangente por su vértice a la recta que representa la viga y en el punto medio de esta recta, se deduce que la pérdida máxima es igual a tres veces la pérdida media general; o sea:

$$3,23 \times 3 = 9,7 \text{ kg/mm}^2.$$

En las condiciones particulares de la obra del puente del Château-Rouge, teniendo en cuenta todas las pérdidas de tensión registradas, incluso las correspondientes a aquellos casos en los cuales se produjeron incidentes en el curso de las operaciones, se obtienen las siguientes pérdidas medias:

a) para los 65 cables largos tesos inicialmente a 143 kg/mm<sup>2</sup> = 2,7 kg/mm<sup>2</sup> y

b) para los 41 cables cortos, tesos inicialmente a 143 kg/mm<sup>2</sup> = 5,32 kg/mm<sup>2</sup>.

La pérdida media general por cable, correspondiente a la totalidad de los cables, tanto los largos como los cortos, supuestos todos tesos inicialmente a 143 kg/mm<sup>2</sup>, sería:

$$\frac{2,7 \times 84 + 5,32 \times 42}{84 + 42} = 3,57 \text{ kg/mm}^2 ,$$

y la pérdida máxima correspondiente al extremo de los cables:

$$3,57 \times 3 = 10,7 \text{ kg/mm}^2 .$$

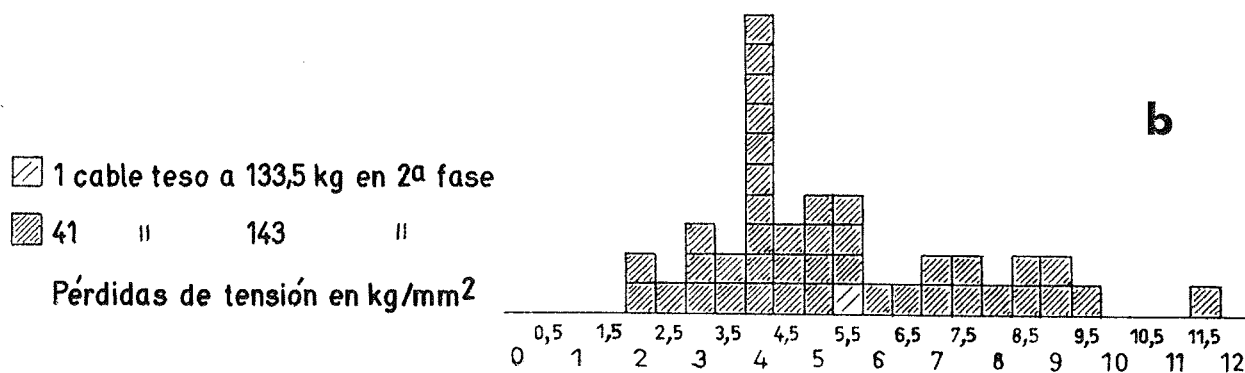
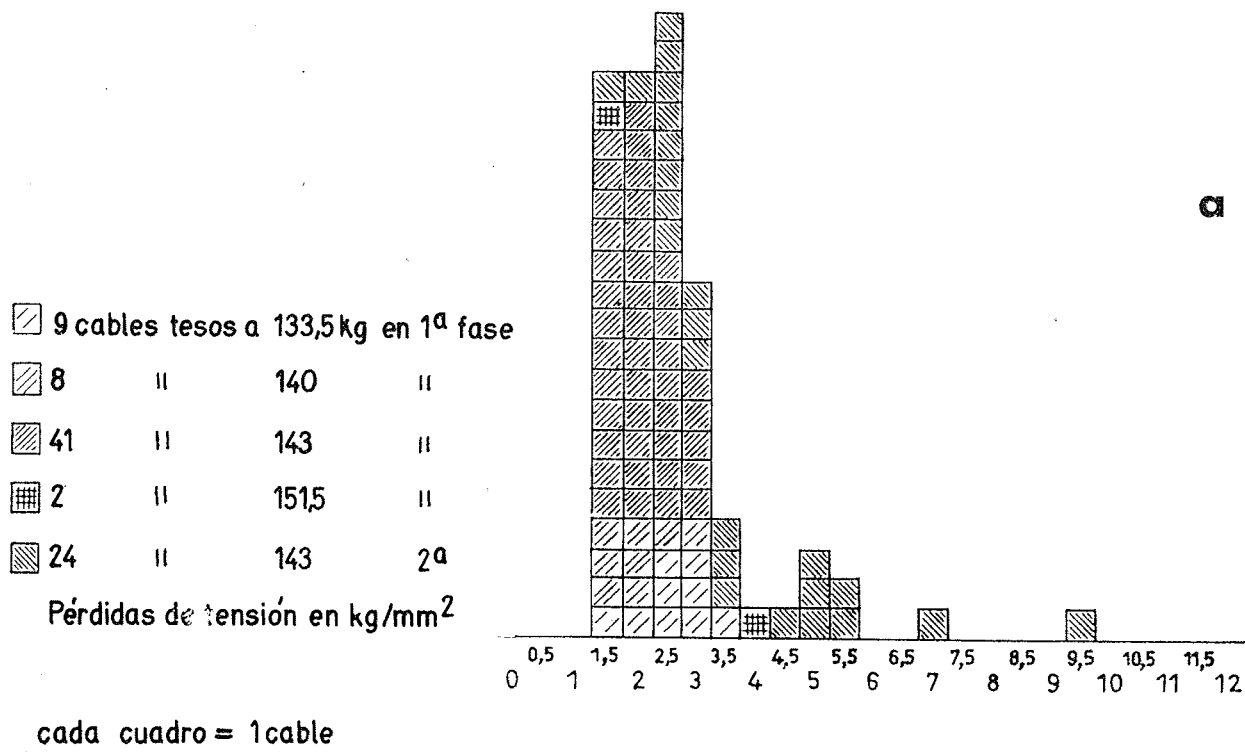
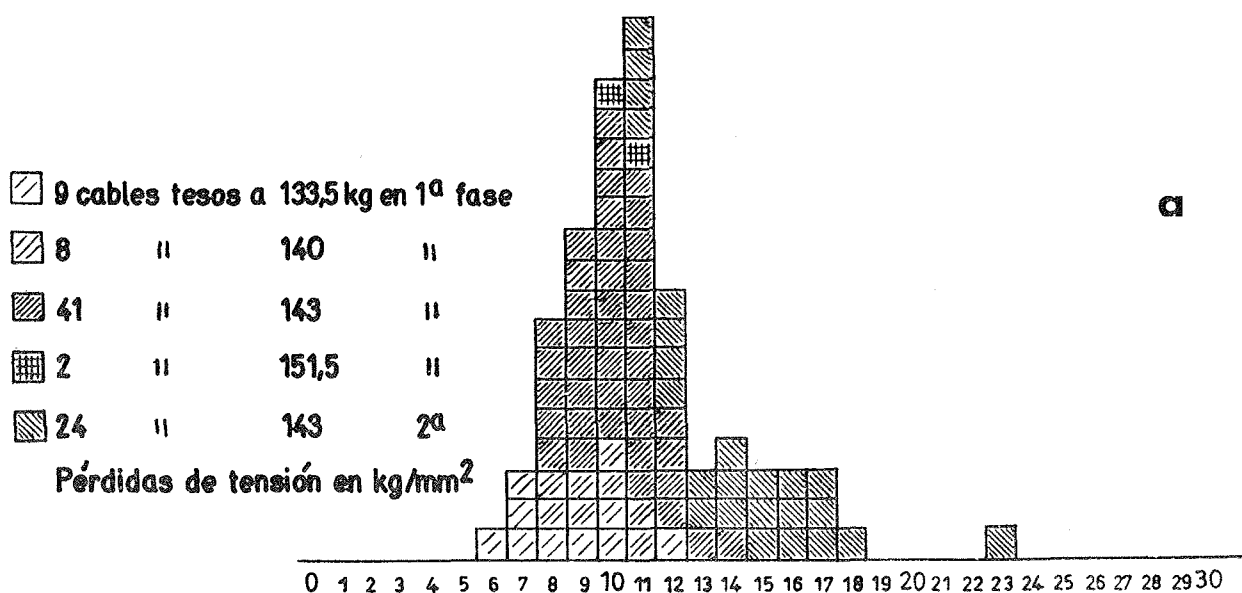


Fig. 14.—Tesado de los cables longitudinales.—Pérdidas de tensión, en kg/mm<sup>2</sup>, durante la fijación de los anclajes.

- a. Resultados correspondientes a los 84 cables largos.
- b. Resultados correspondientes a los 42 cables levantados.



cada cuadro=1 cable



Fig. 15.—Tzado de los cables longitudinales.—Pérdidas totales de tensión (T inicial en el manómetro; Tm después de la fijación de los anclajes, deducida de los alargamientos).

- a. Resultados correspondientes a los 84 cables largos.
- b. Resultados correspondientes a los 42 cables levantados.

*Pérdidas totales de tensión en los cables longitudinales.*—Si se consideran las tensiones medias en los alambres, la pérdida total de tensión es la diferencia entre la tensión inicial deducida de las presiones manométricas dadas por los gatos, y las tensiones medias deducidas de los alargamientos residuales medidos después de la fijación de los anclajes. Esto equivale a sumar, cable por cable, las pérdidas de tensión experimentadas antes de bloquear los anclajes, dadas por el gráfico  $C_2$ , y las pérdidas de tensión media registradas al fijar los anclajes, dadas por el gráfico  $D_3$ .

*De esta forma se deduce el gráfico E.*

Las pérdidas totales de tensión correspondientes a las tensiones medias varían entre 7 y 17 kg/mm<sup>2</sup> para los cables largos. (Las pérdidas menores corresponden a los cables sometidos a tensión más pequeña, y las más fuertes, a los cables tesos en la segunda fase. Ello se debe a que en esta fase se produjeron muchos más incidentes que en la primera fase.) En el caso de cables cortos, estas pérdidas totales varían entre 14 y 22 kg/mm<sup>2</sup>.

El reparto de tensiones a lo largo de cada alambre es función de causas muy diversas, susceptibles de reducir en cada punto, de un modo totalmente diferente que en el resto del alambre, la tensión que teóricamente le correspondería dado el esfuerzo introducido en los gatos.

\* \* \*

En definitiva, la tensión teórica inicial de 143 kg/mm<sup>2</sup>, se convierte en una tensión real:

- de 118 a 121 kg/mm<sup>2</sup> para los cables largos y de 98 a 103 kg/mm<sup>2</sup> para los cables cortos, en el extremo de la viga, una vez fijados los anclajes y según el comportamiento de los conos; y
- de 121 a 128 kg/mm<sup>2</sup> para los cables largos y de 121 a 126 kg/mm<sup>2</sup> para los cables cortos, en el centro de la viga, según la longitud de los cables y su trazado, como consecuencia del rozamiento de los cables en las vainas.

Esto viene a confirmar, en definitiva, lo conveniente que resulta utilizar al máximo las posibilidades que ofrece el valor de la carga de rotura de los aceros y emplear alambres cuya carga de rotura sea lo más elevada posible.

\* \* \*

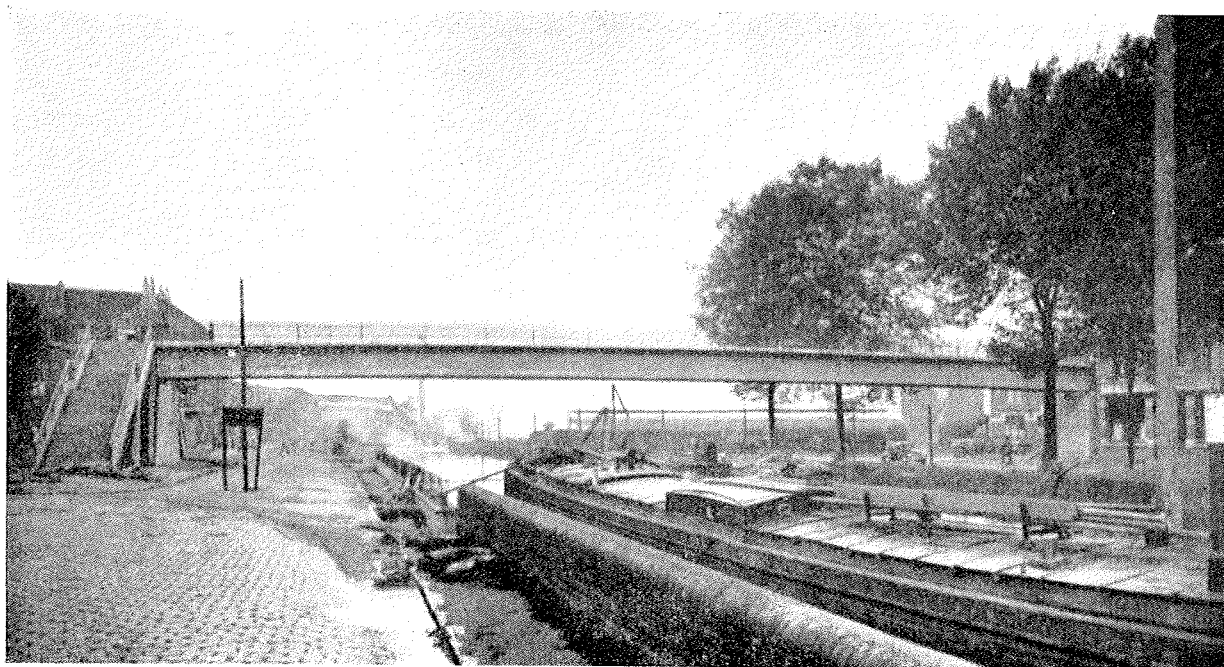


Fig. 16.—Pasarela de «Bois Blancs». Vista general de la obra terminada.

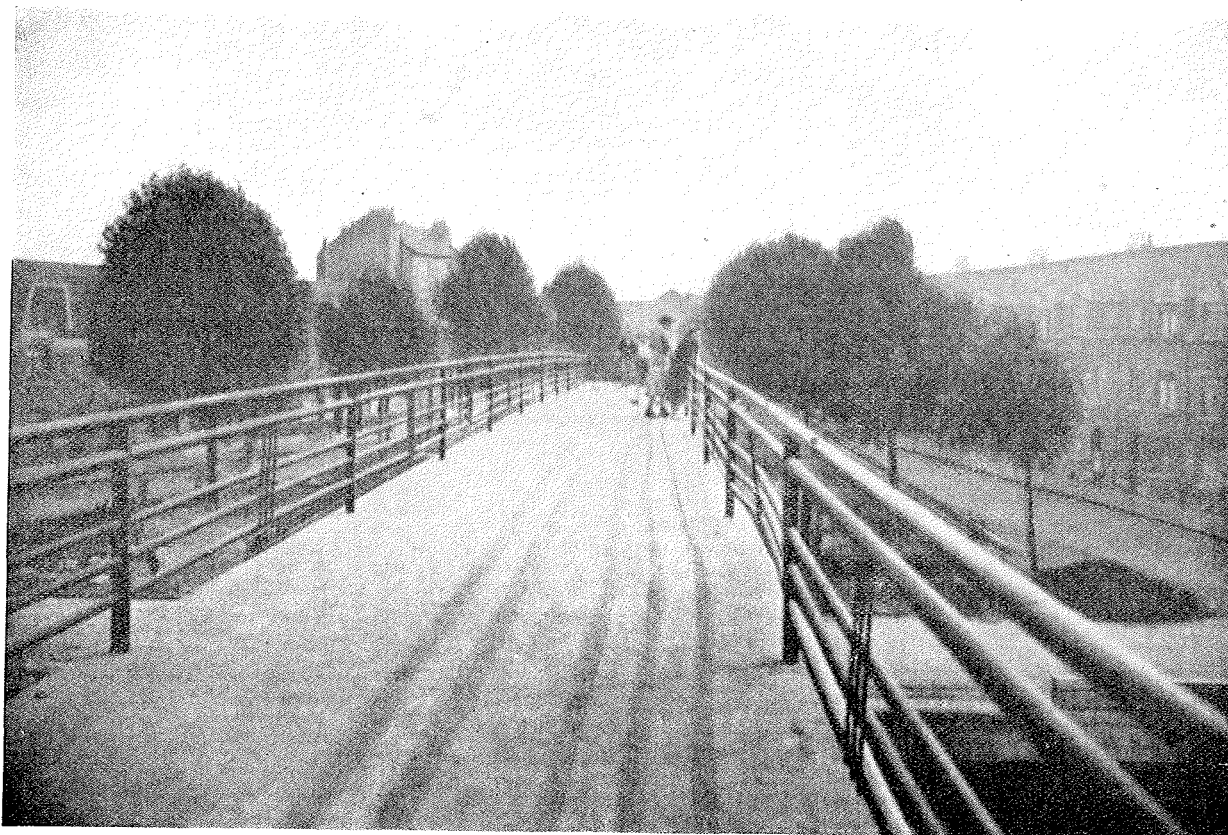


Fig. 17.—Pasarela de «Bois Blancs». Pandeo de la barandilla.

### C. Variaciones de tensión producidas por los cambios de longitud de las vigas.

Estas variaciones se producen por distintas causas:

1. La retracción del hormigón.
2. Sus deformaciones lentas.
3. Los efectos de la temperatura (alargamientos o acortamientos).
4. Las sucesivas reducciones de longitud de la pieza originadas por el tesado escalonado, a lo largo del tiempo, de los diferentes cables.

Las Normas provisionales francesas, en los comentarios a su artículo 9, hacen algunas indicaciones que pueden servir de base, en los cálculos normales de piezas de hormigón pretensado, para valorar los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón, cuya importancia es muy considerable.

En nuestro informe sobre la evolución del pretensado del hormigón durante la reconstrucción de las obras públicas del Norte y el Paso de Calais, publicado por la revista "Travaux" durante los años 1951-1952, se señala (en las páginas 127 y siguientes de las separatas) el pandeo sufrido por la barandilla de la pasarela de Bois-Blancs, en Lille, a consecuencia del acortamiento experimentado por las vigas bajo los efectos combinados de las distintas causas antes mencionadas.

Los acortamientos correspondientes a la retracción y a la fluencia del hormigón no se estabilizan hasta que transcurre un plazo de tiempo muy considerable, según pudimos comprobar en dicha obra.

En efecto, el hormigonado de la pasarela citada se había realizado en febrero de 1951 y las bielas de los péndulos de apoyo estaban entonces verticales. La distancia entre apoyos era de 51,75 m. El tesado de la armadura se realizó en marzo de 1951. La retracción medida antes de pretensar había llegado, aproximadamente, a los 14 mm. El acortamiento durante la introducción del pretensado, valorado partiendo de la inclinación de las bielas de apoyo, era de unos 18 mm. Al final de abril de 1951, es decir, dos meses después del hormigonado, llegaba a 32 mm. En esta fecha, con el auxilio de unos potentes gatos, se elevó toda la pasarela para poder enderezar la





Fig. 18.—Pasarela de «Bois Blancs». Pandeo de la barandilla.

biela del apoyo móvil, recuperándose así 24 mm, con lo cual la inclinación residual quedó reducida a la correspondiente a un acortamiento de 8 mm solamente. La estructura siguió acortándose, y en unas mediciones realizadas durante la primera quincena de octubre de 1951 se registró un nuevo acortamiento de 13 mm. Las bielas tenían entonces una inclinación de 6°. Durante este período la barandilla había pandeado.

Para poder seguir con más precisión las variaciones de longitud de las vigas se colocaron, en marzo de 1952, varios testigos: unos sobre las propias vigas y otros sobre la escalera de acceso a la pasarela, tomados como puntos de referencia.

Hasta entonces, en efecto, el valor de los acortamientos se deducía de la inclinación de las bielas, procedimiento que resultaba bastante impreciso debido a los movimientos característicos propios de toda articulación de apoyo.

Por el contrario, a partir de 1952, el mismo operario iba todas las mañanas, a la misma hora, las nueve, y medía con la misma escala la distancia entre testigos, anotando al propio tiempo la temperatura en el trasdós de la viga. La separación inicial entre testigos era de 43 mm, con una temperatura ambiente de 10°. Una vez transformadas las distintas lecturas registradas en las correspondientes a esta temperatura de 10°, se pudo dibujar el diagrama de la figura 19, en el cual, junto con la curva de los acortamientos totales medidos, aparecen representados:

- a) Los valores deducidos aplicando una fórmula original de Caquot, que permite determinar, en función de la deformación diferida registrada al final de un plazo de tiempo muy largo, la deformación correspondiente adquirida al cabo de un número cualquiera de meses.
- b) Los valores obtenidos aplicando el método de cálculo que para valorar teóricamente la importancia de las deformaciones diferidas del hormigón se indica en las Normas alemanas para el cálculo y la ejecución de estructuras de hormigón pretensado, de octubre de 1953, redactadas de acuerdo con las prescripciones de la D. I. N. 4.227.

Vamos ahora a determinar las pérdidas de tensión experimentadas por los alambres como consecuencia de las deformaciones diferidas medidas en la pasarela de Bois-Blancs.

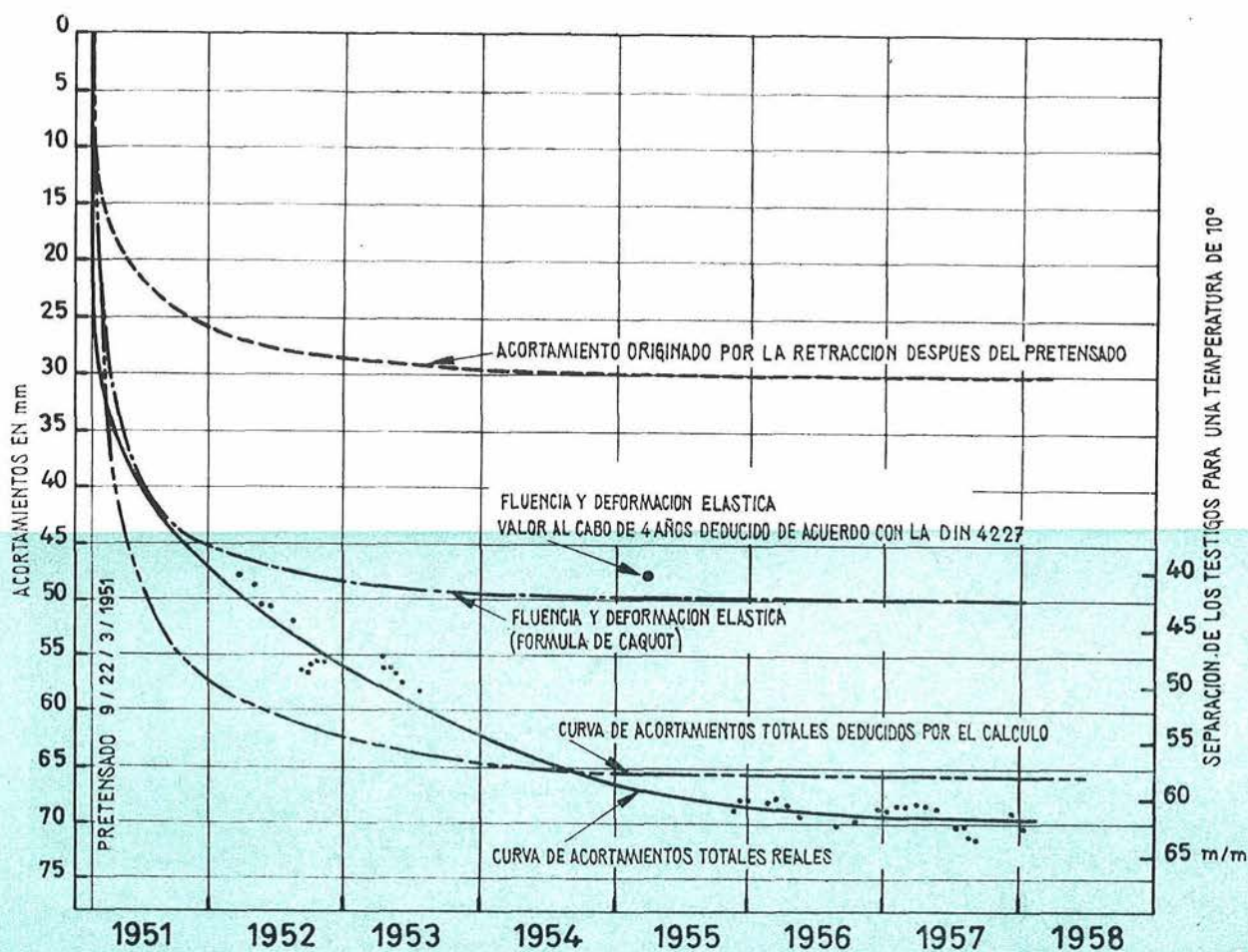


Fig. 19.

Del acortamiento total de 69,5 mm, conviene descontar: 1.º Los 14 mm correspondientes a la retracción experimentada por el hormigón con anterioridad a la introducción del pretensado; 2.º La mitad de la deformación instantánea originada por el pretensado, deformación que se considera igual a los 2/3 de la deformación registrada durante la operación del pretensado, y que fué igual a 18 mm. El valor a descontar por este segundo concepto será, por tanto:

$$\frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times 18 = 6 \text{ mm.}$$

Para las pérdidas de tensión deberá, en definitiva, pararse de una deformación diferida de valor igual a:

$$69,5 - 14 - 6 = 49,5 \text{ mm.}$$

Admitiendo que el módulo de elasticidad del acero es igual a 20.000 kg/mm², y teniendo en cuenta que la longitud de la estructura es de 51.750 mm, resulta que la pérdida de tensión originada por dicha deformación es de:

$$\frac{49,5}{51.750} \times 20.000 = 19,2 \text{ kg/mm}^2.$$

Aplicando al puente del Château-Rouge los resultados de las experiencias realizadas en la pasarela de Bois-Blancs se pueden calcular las pérdidas de tensión, correspondientes a dicha estructura, provocadas por las deformaciones diferidas del hormigón.

Como quiera que en el citado puente la tensión permanente media en la fibra inferior, en la sección correspondiente al centro de la luz, era de 80 kg/cm², y este valor es aproximadamente igual a los 2/3 del de la tensión equivalente medida en la pasarela de Bois-Blancs, se deduce que las pérdidas serán también iguales a los 2/3, es decir:  $\frac{2}{3} \times 19,2 = 12,8 \text{ kg/mm}^2$ .

## D. Relajación de los aceros.

Las pérdidas de tensión por relajación a longitud constante son función, por una parte, de la naturaleza de los propios aceros, y por otra, para un acero determinado, de las condiciones de su puesta en obra.

Diferentes experimentadores, y especialmente el profesor Campus, de la Universidad de Lieja (1), y Dawance y Chagneau (2) de Francia, han comprobado en el curso de diversos ensayos comparativos que la relajación de los aceros trellados es superior a la de los aceros patentados laminados. Este hecho anularía, en cierto modo, la ventaja, del orden del 10 al 25 %, que ofrecen los aceros trellados por lo que respecta a la resistencia a la rotura (160-170 kg/mm<sup>2</sup> frente a 135-145 kg/mm<sup>2</sup>) y en relación con la posibilidad que de ello se deduce de aumentar correlativamente su tensión inicial.

Teniendo en cuenta la importancia de este problema, se ha considerado oportuno realizar una serie de ensayos sistemáticos para comprobar esta cuestión, adoptando todas las precauciones necesarias para evitar que los resultados apareciesen falseados por errores sistemáticos debidos a una experimentación defectuosa.

Es innegable, en efecto, que los ensayos de relajación son difíciles de realizar en los laboratorios y que su correcta ejecución requiere condiciones muy especiales.

Frecuentemente, los laboratorios están sobrecargados de trabajo y no pueden dejar sus aparatos, que sólo poseen en número limitado, a disposición de un mismo cliente durante plazos suficientemente largos.

Ahora bien, para poder obtener datos con la suficiente garantía, es necesario que la duración de los ensayos de relajación sea de varios años, con el fin de comprobar si la estabilización es efectiva y al cabo de cuanto tiempo puede considerarse que, aun no habiéndose alcanzado la estabilización definitiva, la velocidad de la relajación es lo suficientemente pequeña para poder considerar como despreciable la importancia del fenómeno. En este caso, la curva representativa será asintótica con el eje de los tiempos. Con una escala semilogarítmica, al final de un período más o menos largo se convierte en una recta, lo que equivale, prácticamente, a una estabilización.

Además, una vez establecidas las curvas fundamentales se precisa un nuevo plazo, del orden de los dos meses, para las comprobaciones oportunas.

Raras veces pueden los laboratorios satisfacer tales exigencias, por lo cual lo más corriente es recurrir a trabajos precedentes de la suficiente garantía para que sus resultados puedan considerarse como admisibles, con una razonable probabilidad, para otros aceros del mismo tipo.

El propio procedimiento de ensayo y las condiciones en las cuales debe realizarse éste, suponen otras nuevas dificultades. Evidentemente, es necesario disponer de aparatos suficientemente precisos, con objeto de poder tener la seguridad de que las medidas obtenidas son las correctas y no aparecen falseadas por fenómenos extraños que se superpongan al que se intenta estudiar. Especialmente, y teniendo en cuenta que, por definición, la relajación debe determinarse sobre una longitud constante, es preciso estar absolutamente seguro de que la longitud sobre la que se trabaja no será alterada por la dilatación o a causa de deslizamientos del alambre provocados, por ejemplo, por un anclaje defectuoso.

En este caso, los errores que afectan a los resultados obtenidos son tanto más importantes cuanto más elevada es la tensión inicialmente introducida en el alambre y, como es lógico, sería absurdo achacar a la relajación las consecuencias de tales deslizamientos.

Además, cuando el anclaje se realiza mediante mordazas y no se toman las oportunas precauciones, el alambre ensayado puede sufrir una estricción en las zonas próximas a dicho anclaje, siendo entonces preciso poder disponer de una gran longitud de hilo entre las dos mordazas que lo mantienen en tensión. Y los aparatos de laboratorio no siempre pueden satisfacer estas condiciones.

Hace falta también realizar el ensayo en una nave cuya temperatura permanezca rigurosamente constante durante toda su duración. De otra forma se introducirán importantes errores en las medidas.

Todas estas causas de error son, indudablemente, la explicación de ciertos resultados anómalos que se reflejan en algunos de los informes emitidos sobre ensayos de relajación efectuados durante los últimos años.

Y, finalmente, la precisión de las medidas es, evidentemente, función del tipo de aparato utilizado y de la forma en que se realicen las lecturas. Algunas veces es necesario aplicar, a los resultados deducidos de las lecturas directas, correcciones que suelen ser difíciles de valorar de un modo satisfactorio. En estos casos, incluso siendo correctas las lecturas, la precisión de las operaciones finales resulta tan gravemente afectada que los resultados obtenidos deben ser considerados como dudosos.

\* \* \*

Los ensayos que hemos encomendado al "Laboratoire d'Essais des constructions du Génie Civil et Hydraulique fluviale" de la Universidad de Lieja, bajo la dirección del profesor Campus, del profesor Louis y de su adjunto, el profesor Gamski, ofrecen, a este respecto, el máximo de garantías. Los aparatos existentes en este laboratorio permiten, por sus características y por el procedimiento operativo utilizado, eliminar todas las dificultades anteriormente señaladas.

Además, hemos podido disponer en varias ocasiones de 5 ó 6 aparatos simultáneamente, durante períodos bastante largos. Esto nos ha permitido llegar a obtener una serie de conclusiones que, aun no siendo por ahora definitivas, poseen un valor indiscutible y un interés extraordinario en relación con el problema estudiado.

(1) F. Campus: «Etudes expérimentales du fluage et de la relaxation des contraintes des aciers à la température ordinaire». Tomo VI del año 1953 del «Bulletin du C. E. R. E. S.».

(2) G. Dawance y A. Chagneau: «Expériences de relaxation des contraintes dans le béton précontraint.» «Revue mensuelle des Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics». Diciembre 1957.

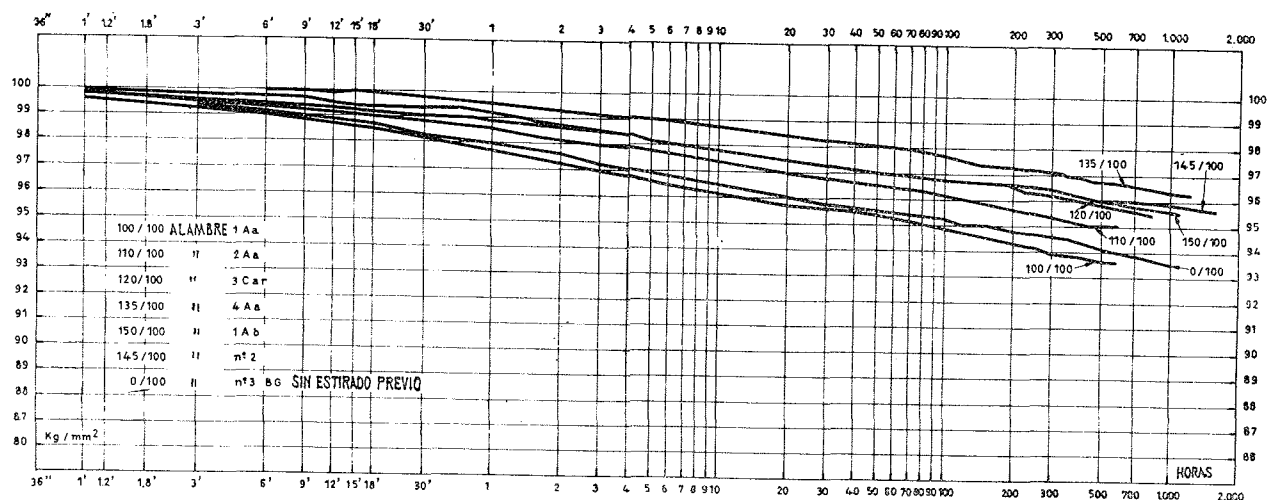


Fig. 20.—Diagramas de relajación bajo tensión inicial de 100 kg/mm² después de un estirado previo seguido de fluencia durante dos minutos.

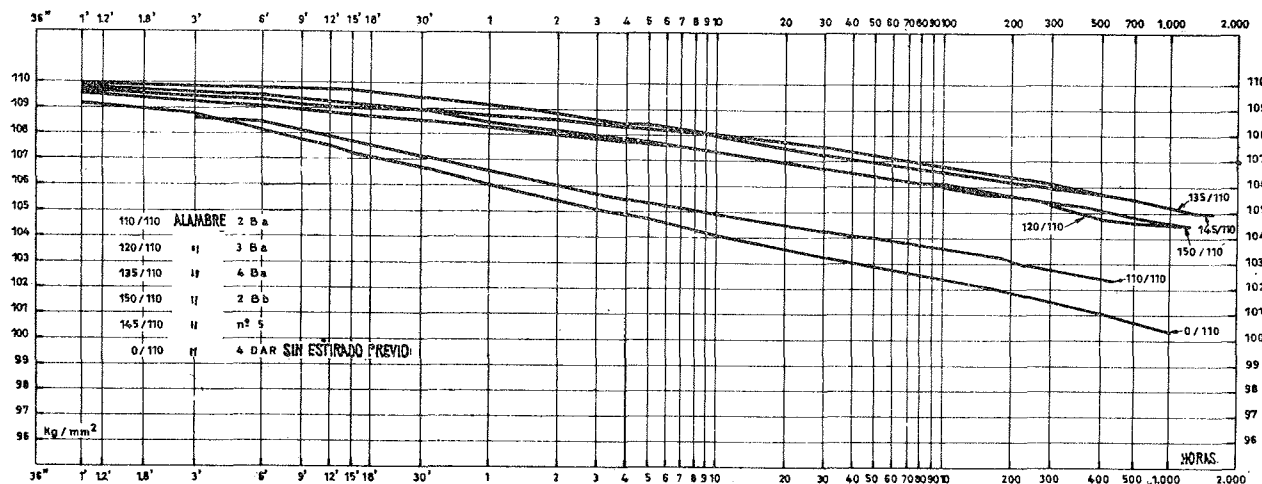


Fig. 21.—Diagramas de relajación bajo tensión inicial de 110 kg/mm² después de un estirado previo seguido de fluencia durante dos minutos.

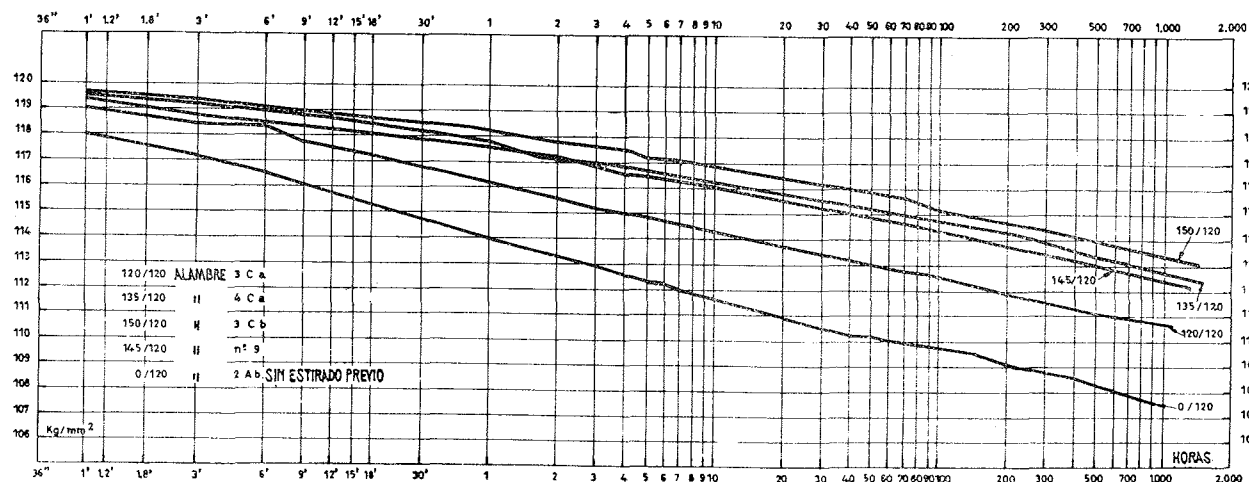


Fig. 22.—Diagramas de relajación bajo tensión inicial de 120 kg/mm² después de un estirado previo seguido de fluencia durante dos minutos.



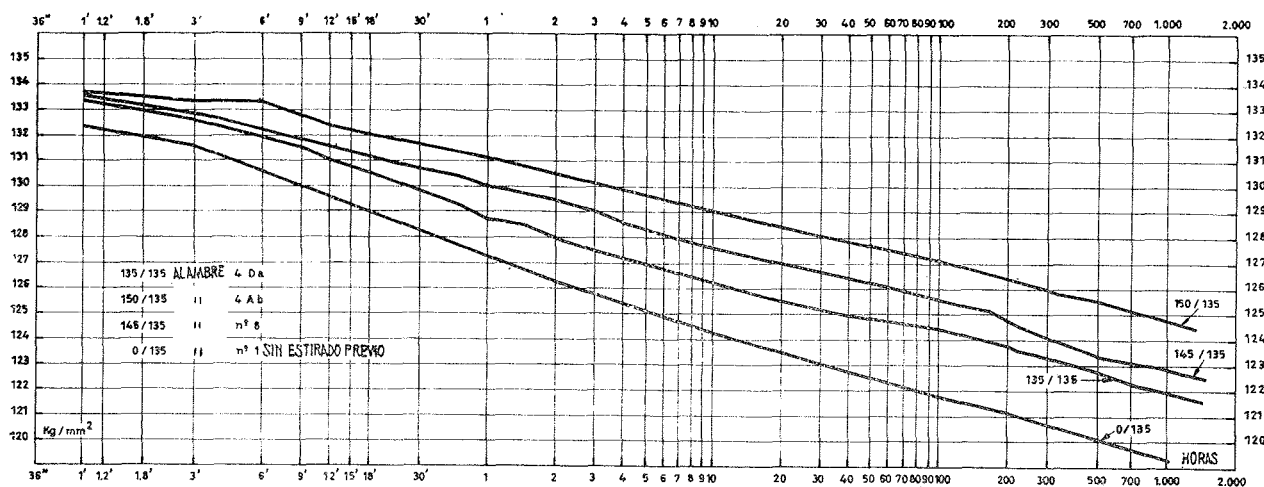


Fig. 23.—Diagramas de relajación bajo tensión inicial de 135 kg/mm² después de un estirado previo seguido de fluencia durante dos minutos.

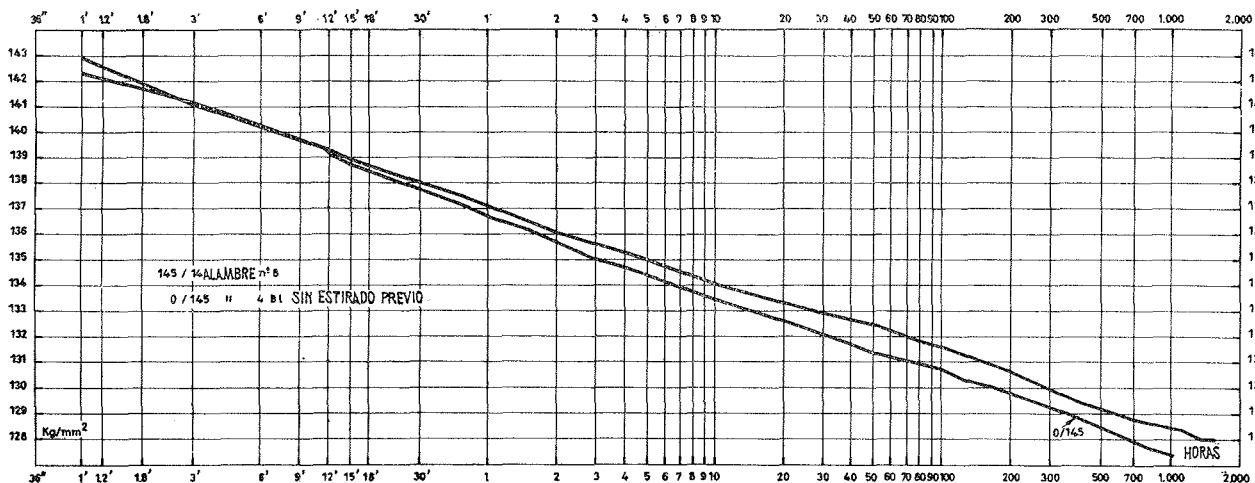


Fig. 24.—Diagramas de relajación bajo tensión inicial de 145 kg/mm² después de un estirado previo seguido de fluencia durante dos minutos.

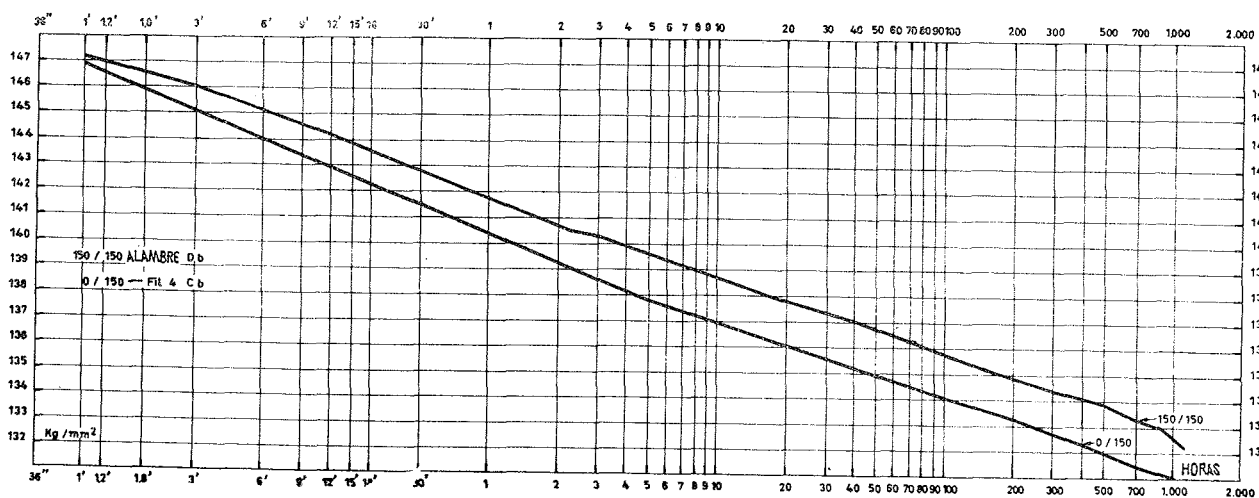


Fig. 25.—Diagramas de relajación bajo tensión inicial de 150 kg/mm² después de un estirado previo seguido de fluencia durante dos minutos.



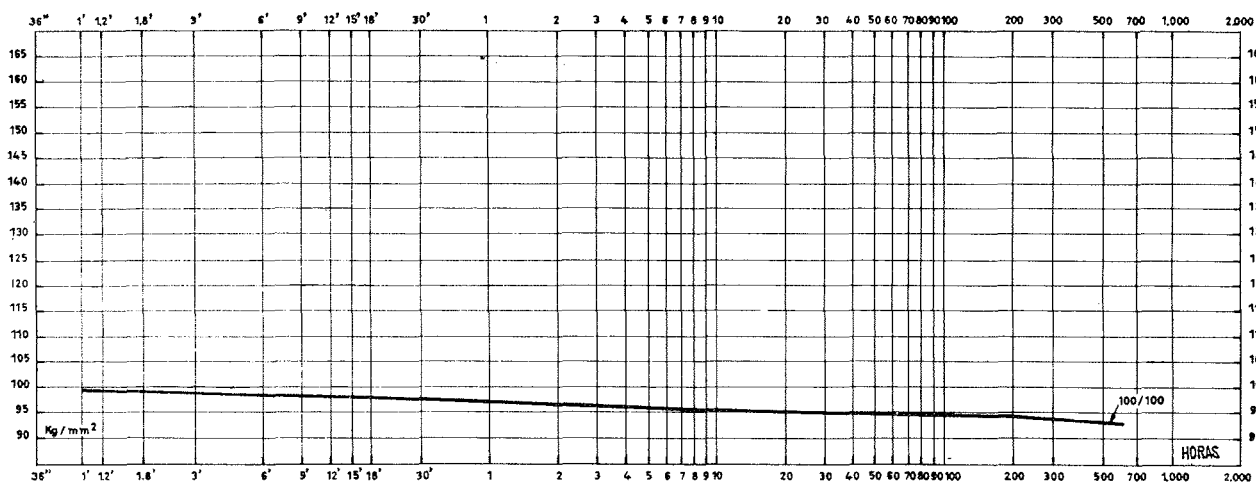


Fig. 26.—Diagramas de relajación bajo diversas tensiones iniciales después de un estirado previo a  $100 \text{ kg/mm}^2$ .

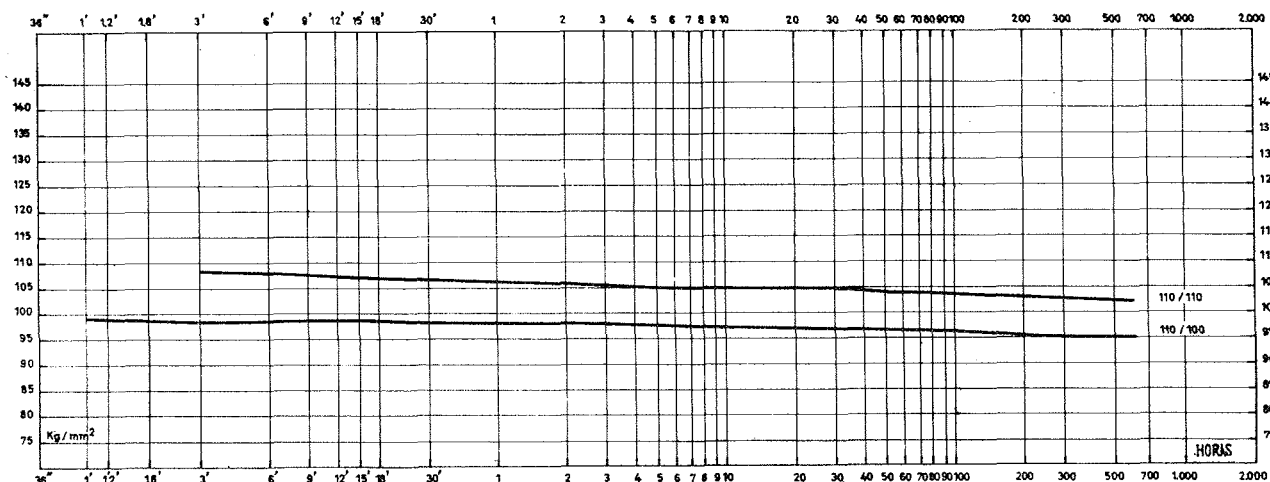


Fig. 27.—Diagramas de relajación bajo diversas tensiones iniciales después de un estirado previo a  $110 \text{ kg/mm}^2$ .

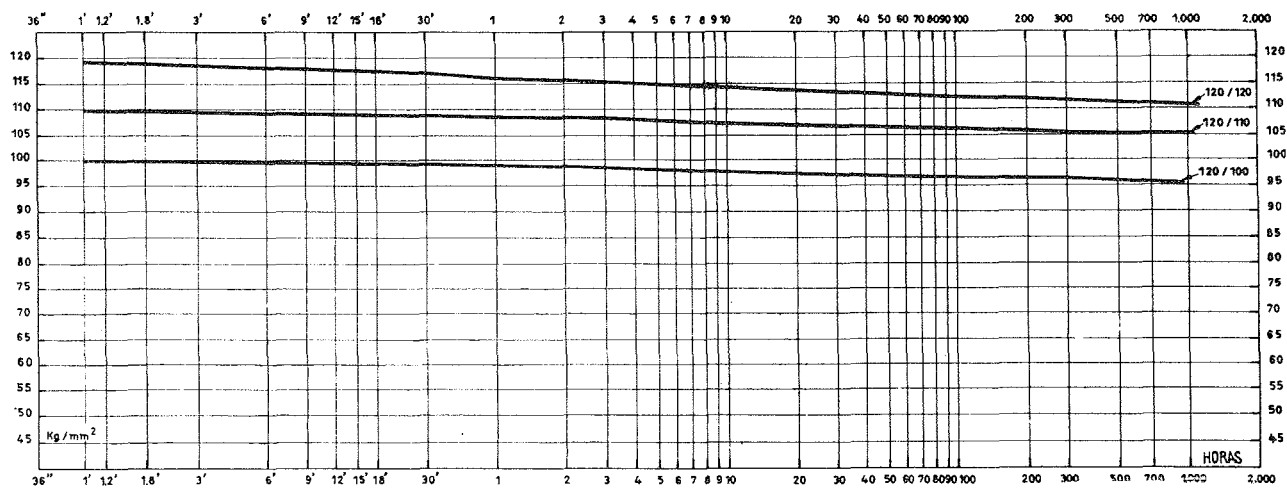


Fig. 28.—Diagramas de relajación bajo diversas tensiones iniciales después de un estirado previo a  $120 \text{ kg/mm}^2$ .

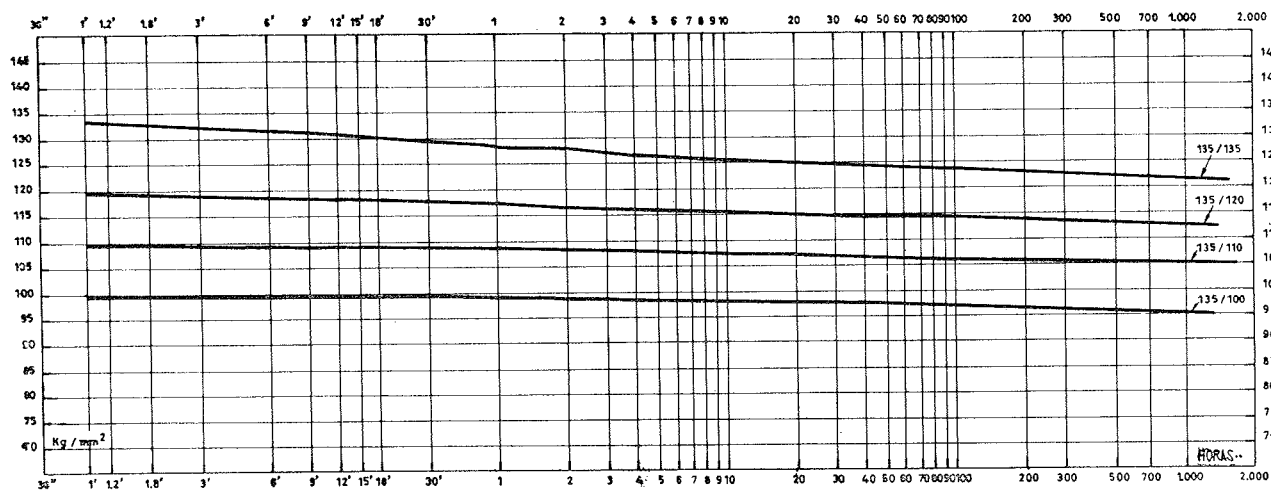


Fig. 29.—Diagramas de relajación bajo diversas tensiones iniciales después de un estirado previo a 135 kg/mm².

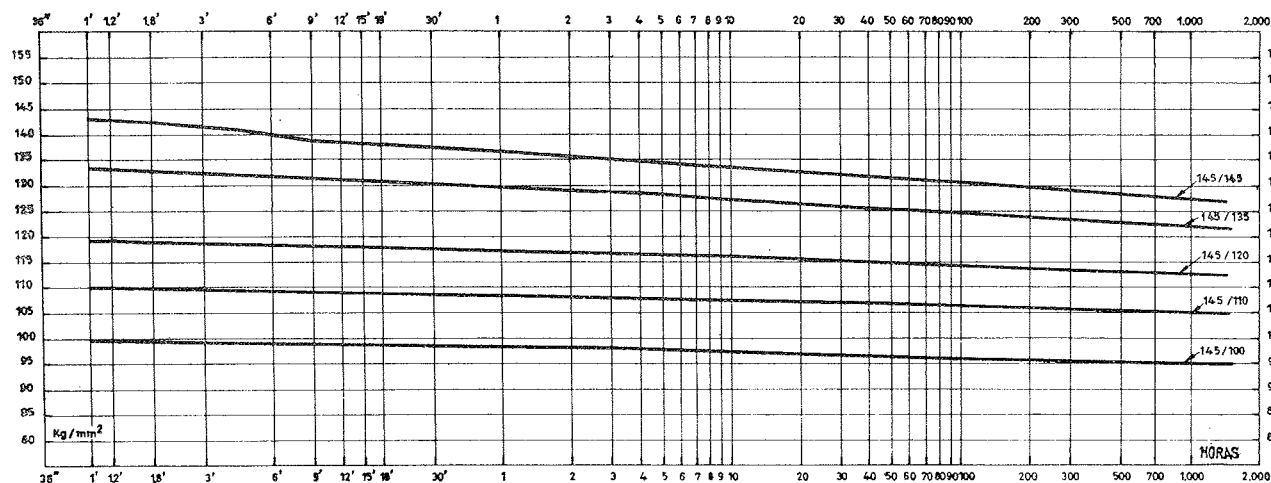


Fig. 30.—Diagramas de relajación bajo diversas tensiones iniciales después de un estirado previo a 145 kg/mm².

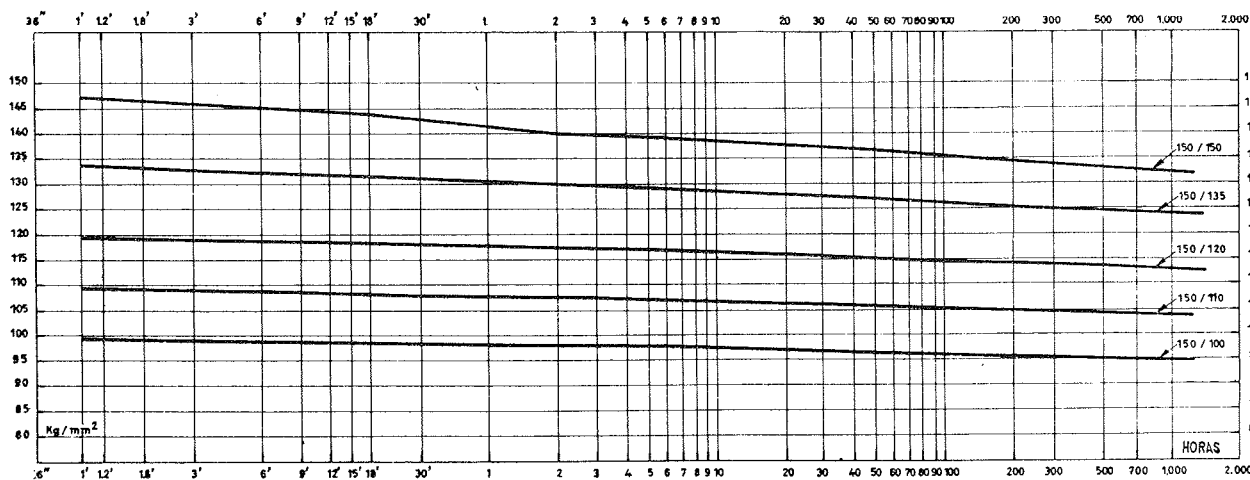
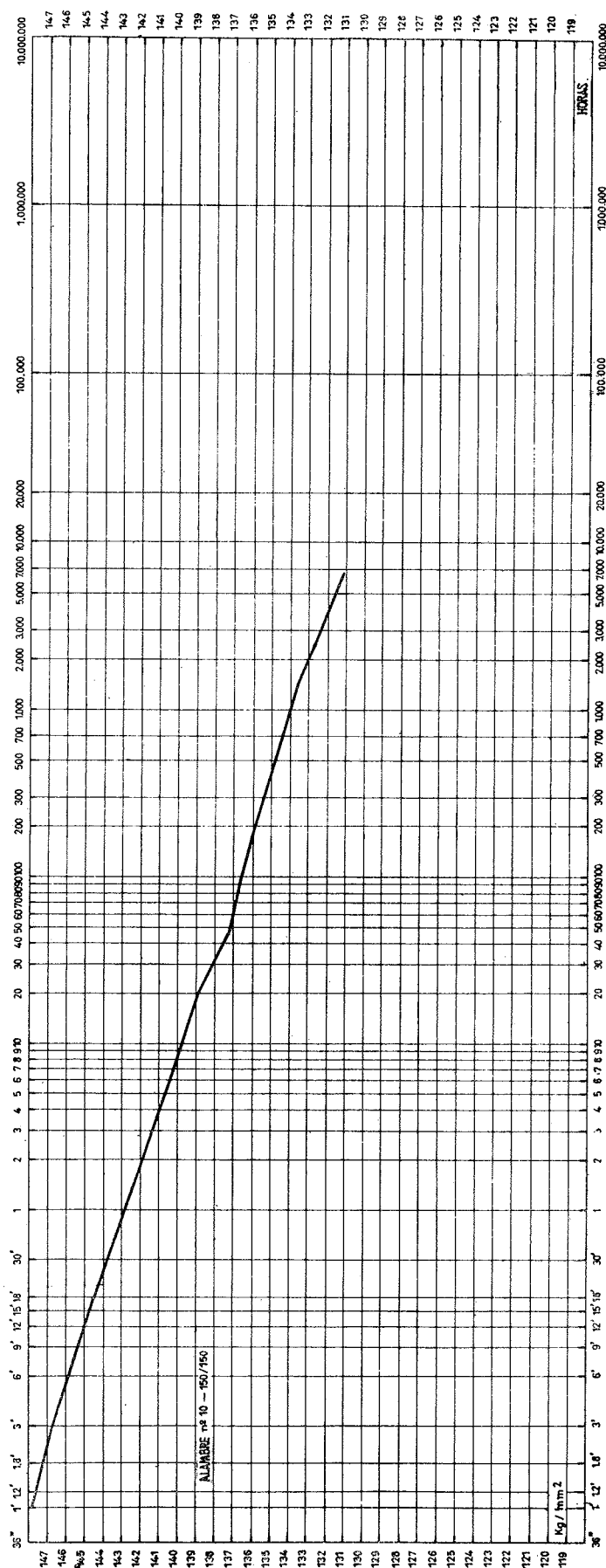


Fig. 31.—Diagramas de relajación bajo diversas tensiones iniciales después de un estirado previo a 150 kg/mm².

Fig. 32.—Diagrama de relajación, después de un estirado previo seguido de fluencia durante dos minutos a las tensiones 150/150.



Estos ensayos tenían por objeto determinar el valor de la relajación a longitud constante de los aceros trefilados, de 7 mm de diámetro, estirados y artificialmente envejecidos, procedentes de la fábrica "Cableries et Tréfileries de Bourg-en-Bresse". Las características teóricas de estos aceros eran las siguientes:

Límite convencional de elasticidad según las Normas A. F. N. O. R.: 115-125 kg/mm<sup>2</sup>.

Carga de rotura a tracción simple: 160-170 kg/mm<sup>2</sup>.

Alargamiento de rotura medido sobre una base de 200 mm: 5 %.

Los alambres se recibieron en rollos de 2.30 m de diámetro.

Las diversas series de ensayos programados se pueden clasificar en dos categorías. En la primera, los aceros se sometían a un estirado previo a su puesta en carga definitiva siguiendo un proceso análogo al utilizado en nuestras obras. Los valores de las cargas de estirado y de tracción fueron los siguientes:

100, 110, 120, 135, 145, 150, 155 y 160 kilogramos/milímetro<sup>2</sup>

Las cargas de preestirado eran siempre superiores, o por lo menos iguales, a las de tracción definitiva.

En la segunda, los aceros se sometían directamente, sin estirado previo, a las cargas de tracción definitivas.

Los gráficos adjuntos (figuras 20 a 31) resumen los resultados hasta ahora obtenidos.

La primera conclusión que de ellos se deduce es la importancia que tiene la operación de estirado previo para la reducción de la ulterior relajación de los aceros.

Por otra parte, del gráfico que representa los porcentajes de relajación obtenidos al finalizar los periodos de ensayo (1.000 horas, en principio, excepto para los ensayos bajo tensión elevada, que se prosiguieron durante plazos más largos) se deduce:

1.º Que para cada valor de la tensión inicial utilizada, el porcentaje de relajación es tanto menor cuanto mayor es la tensión de estirado (1).

(1) Los resultados de los ensayos bajo tensiones de 100 y 110 kg/mm<sup>2</sup> presentan, sin embargo, ciertas anomalías.

2.º Que este porcentaje es tanto mayor cuanto más elevado es el valor de la propia tensión inicial, pero que la tensión final definitiva es tanto mayor cuanto más fuerte es dicho porcentaje.

En resumen, un aumento de la tensión de estirado previo y de la tensión inicial es beneficioso para el valor límite de la relajación final.

En la actualidad se están realizando ensayos para determinar la relajación a largo plazo bajo tensiones de 150/150. (N. del T. En esta notación el primer número indica el valor en  $\text{kg/mm}^2$  de la tensión de estirado previo y el segundo el de la tensión inicial a la cual se coloca el alambre para el ensayo.) Los resultados hasta ahora obtenidos son los que se indican en el gráfico de la figura 32. Al cabo de las 3.000 horas la tensión subsistente es de  $132,5 \text{ kg/mm}^2$ . Extrapolando esta curva semilogarítmica dándole una pendiente igual a la que tiene en el trozo comprendido entre las 2.000 y las 3.000 horas, se deduce que, al cabo de 1.000.000 de horas (114 años), la tensión subsistente sería sólo de  $122,5 \text{ kg/mm}^2$ , con una relajación total de 18,3 % en relación con la tensión inicial, y que al cabo de 10.000.000 de horas (1.141 años) se llegaría a los  $118,6 \text{ kg/mm}^2$ , correspondiente a una relajación total del 21 %. Sin embargo, todo hace prever que mucho antes de este plazo se habrá logrado la estabilización de la tensión.

De la comunicación presentada por F. Levi al Congreso de Amsterdam de la F. I. P. (Sesión I b núm. 1) se deduce que la pérdida total de tensión por relajación obtenida en los ensayos a largo plazo efectuados por el "Centro de Estudios sobre los estados de coacción" de Turín es, en general, algo inferior al doble de las pérdidas medidas, para el mismo acero, al cabo de las 120 horas. Pero el mismo profesor Levi subraya que, en el caso de aceros laminados y de algunos aceros trellados, especialmente tratados con el fin de reducir su relajación a breve plazo, dicha regla no se cumple. La relación será entonces muy superior a 2, y puede llegar hasta 3 ó 4.

Teniendo en cuenta que nuestros ensayos se realizan con aceros trellados normales, con el fin de conocer las tensiones subsistentes definitivas y las pérdidas totales por relajación, se han dibujado en el gráfico de la figura 33 las curvas de relajación final que se obtendrían para los valores 100/100, 110/110, 120/120, 135/135, 145/145 y 150/150, multiplicando por 2 las deducidas para las 120 horas en los ensayos efectuados en el laboratorio de Lieja.

Resulta interesante comparar para las tensiones 150/150, el valor de la tensión subsistente, deducida de este gráfico, que es aproximadamente de  $121 \text{ kg/mm}^2$ , con los valores  $122,5 \text{ kg/mm}^2$  al cabo de 1.000.000 de horas y de  $118 \text{ kg/mm}^2$  al cabo de los 10.000.000 de horas, anteriormente deducidos.

La concordancia es satisfactoria y permite adoptar, en la práctica, como valores de las tensiones definitivas de estabilización, en el caso de los aceros trellados de 7 mm de diámetro por nosotros utilizados, los que resultan de deducir de las tensiones iniciales el doble de las pérdidas experimentadas al cabo de las 120 horas.

\* \* \*

Los ensayos descritos nos han permitido comprobar también que la fluencia de las probetas durante los 2 minutos en que se mantenía aplicada la tensión de estirado previo, aumentaba a medida que el valor de dicha tensión crecía, y que se puede fijar en  $80 \text{ kg/mm}^2$ , aproximadamente, el límite de fluencia, es decir, la tensión máxima que, al retirarla, no deja ninguna deformación remanente en los aceros trellados ensayados.

### **Tensión límite diferida de los alambres después de su puesta en obra**

Las diferentes medidas efectuadas en nuestras obras y los resultados de los numerosos ensayos que hemos realizado nos permiten determinar, con suficiente aproximación, el valor límite de la tensión diferida de los aceros después de colocados en obra en una estructura de hormigón pretensado.

En las figuras 34 y 35 se indican las diversas operaciones a las cuales se someten sucesivamente estos aceros y los valores de las tensiones correspondientes a los cuales, como consecuencia, van estando sometidos.

Recordemos que se trata únicamente de cables ordinarios constituidos por 12 alambres de 7 mm de diámetro, tesos por el sistema Frayssinet, anclados mediante conos de hormigón zunchado, una vez endurecido el hormigón de las vigas y, por consiguiente, habiendo éste experimentado ya una retracción parcial antes de que se realice el pretensado.

Para concretar el proceso de las variaciones de las tensiones y deformaciones de los aceros se han dibujado dos gráficos: el primero se refiere a la zona de los alambres próxima a los extremos (fig. 34) y el segundo a la sección central de la viga que, como ya se ha indicado, en el caso del puente del Château-Rouge—tomado como ejemplo—corresponde al punto neutro de los alambres (fig. 35).

Primeramente, se procede al estirado a una presión de  $420 \text{ kg/cm}^2$  en el manómetro, que corresponde a una tensión teórica de  $143 \text{ kg/mm}^2$  en el alambre y a una tensión práctica, efectiva, de:  $143 \times 0,97 = 138,7 \text{ kg/mm}^2$  (1) en el extremo de los alambres y, admitiendo una pérdida teórica de 0,25  $(1 + \alpha)$  % a causa del rozamiento en los tubos de los cables, una tensión de:  $138,7 \times (0,93 \text{ a } 0,89) = 129 \text{ a } 123,5 \text{ kg/mm}^2$  en el centro de la luz de la viga, o sea, una media de  $126 \text{ kg/mm}^2$ .

Manteniendo esta presión constante durante 2 minutos se produce una cierta fluencia bajo tensión constante, que viene representada por la parte horizontal AB del diagrama. La magnitud de esta fluencia ha sido determinada con ayuda del diagrama deducido de los ensayos de relajación después del estirado.

(1) Se descuenta un 2 % por pérdidas en el gato y un 1 % por pérdidas en el cono hembra. El cono macho todavía no se ha colocado.

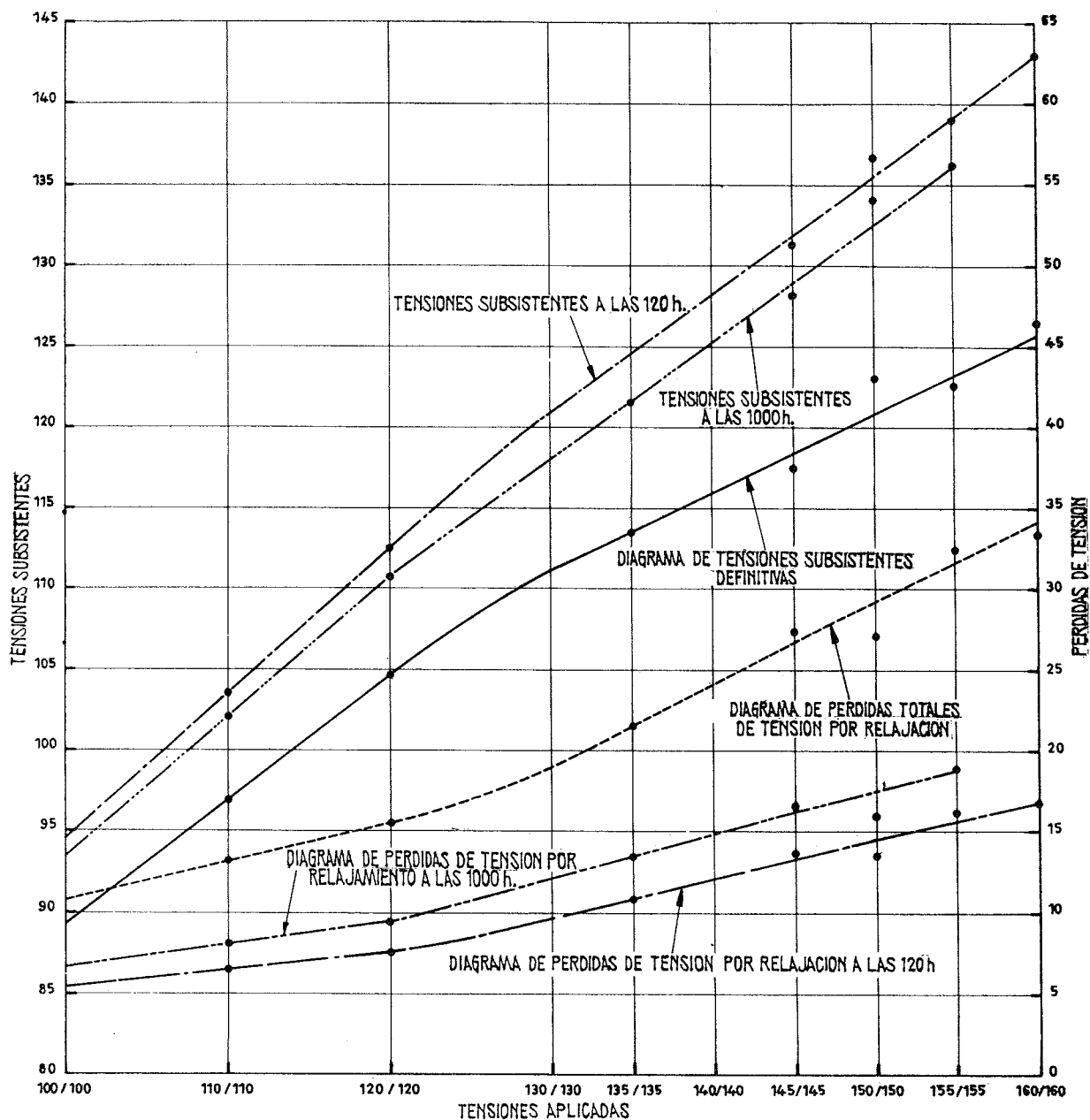


Fig. 33.—Diagramas de tensiones subsistentes obtenidas a las 120 horas, a las 1.000 horas, y definitivas, para tensiones iniciales de 100 a 160 kg/mm<sup>2</sup>, después de un estirado previo, durante dos minutos, bajo tensiones de igual valor.

Haciendo descender gradualmente la presión a cero, el punto representativo de la relación tensiones-deformaciones describe la porción BC del diagrama.

Durante el intervalo de tiempo necesario para colocar los conos machos del anclaje, 10 a 15 minutos, se produce una reacción (es decir, una fluencia negativa) al final de la cual los alambres conservan un alargamiento remanente OD. La importancia de esta reacción ha sido determinada en el curso de la última serie de ensayos realizados en Lieja. Debe señalarse que, dado el número demasiado reducido de estos ensayos, los valores deducidos sólo deben considerarse como un dato aproximado sobre la importancia real de los fenómenos.



A continuación se procede al tesado definitivo de los alambres, durante el cual el punto representativo describe el trozo de curva DE que termina en el punto de ordenada:

$143 \times 0,96 = 137,3 \text{ kg/mm}^2$  (1) en el extremo de los cables, y  $137,3 \times (0,93 \text{ a } 0,89) = 127,7 \text{ a } 122,2$  kilogramos/milímetro<sup>2</sup> en el centro de la viga, o sea, una media de  $125 \text{ kg/mm}^2$ ; es decir: un poco por debajo de la horizontal correspondiente al punto análogo del proceso de estirado. Esto se debe a las pérdidas suplementarias (el 1 %) que se producen en el cono macho.

Durante la fijación de los anclajes se produce un acortamiento y una pérdida correlativa de tensión del orden de los  $10,7 \text{ kg/mm}^2$ , por término medio, en los extremos de los cables, según se deduce de los resultados obtenidos durante las operaciones de pretensado del puente de Château-Rouge.

Como consecuencia, en los extremos del cable el punto representativo pasa de E a F. Por el contrario, en el centro la tensión permanece prácticamente constante y los puntos E y F casi se confunden.

(1) Se descuenta un 2 % por pérdidas en el gato y un 1 % por pérdidas en cada uno de los conos macho y hembra.

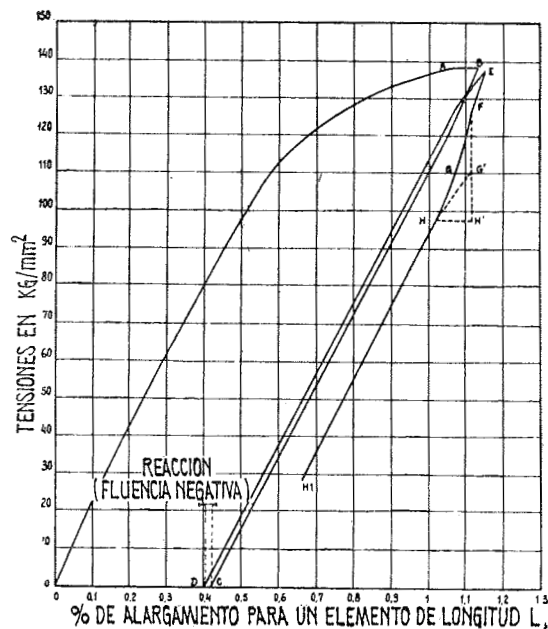


Fig. 34.—Variaciones de las tensiones en los extremos de las vigas.

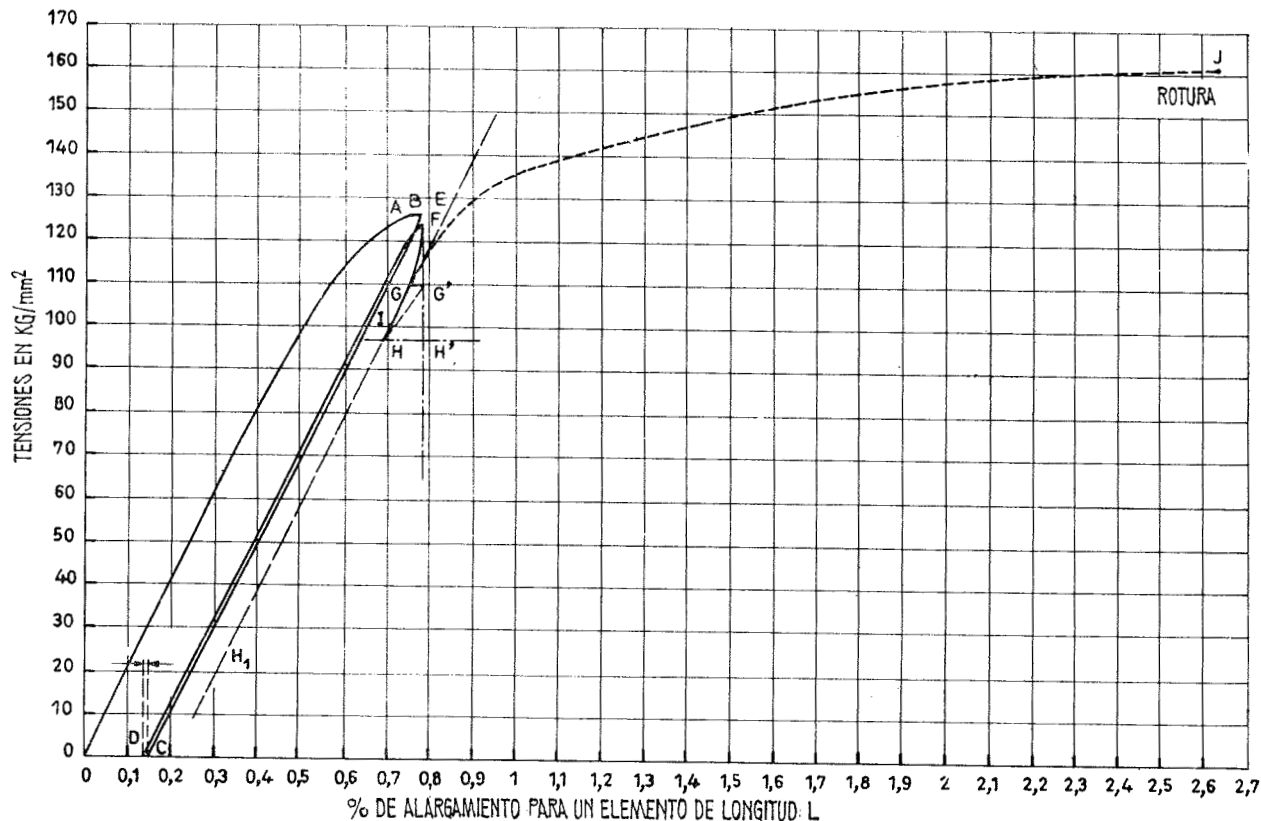


Fig. 35.—Variaciones de las tensiones en el medio de la viga.

Durante los primeros días después del bloqueo de los anclajes, el fenómeno que prevalece es el de la relajación de los alambres a longitud sensiblemente constante. Después, son las deformaciones diferidas de la viga (fluencia y retracción del hormigón y acortamiento diferido originado por la compresión) las que dominan.

Si fuese posible separar estos fenómenos, se obtendría primero un tramo FG que representaría la relajación de los alambres, es decir, su pérdida de tensión a longitud constante. Después se obtendría otro tramo GH que correspondería a los acortamientos que se originan por el tesado de los otros cables, a la retracción experimentada después del tesado, a la fluencia del hormigón, y a la deformación elástica diferida consecuencia de la compresión.

Esta curva FH, cuyas abscisas representan los acortamientos diferidos de la pieza y cuyas ordenadas son las pérdidas de tensión correspondientes, será tangente:

- por una parte, a la vertical FG' representativa de la pérdida por relajación a longitud constante;
- por otra parte, a una curva HH, homóloga para la tensión H' a la de tensión-deformación después del estirado.

La curva real no será nunca una línea regular como la FH, sino que, a consecuencia de las variaciones de longitud de la viga y las correlativas oscilaciones de tensión en los alambres a que dan lugar los cambios de temperatura, seguirá un trazado festoneado alrededor de la curva FH.

De esta manera se alcanza la tensión final que hemos llamado T<sub>f</sub>, la única que realmente interesa para definir el estado de la viga antes de someterla a las cargas de servicio.

Conviene destacar que las pérdidas de relajación no corresponden exactamente a las que experimentaría un cable mantenido a longitud rigurosamente constante. En realidad, la longitud del cable sólo puede considerarse como "sensiblemente constante", ya que, como ya se ha indicado, los fenómenos de fluencia y retracción del hormigón, así como el acortamiento diferido de la viga en compresión, originan una disminución de la longitud de la pieza durante el plazo transcurrido entre el instante en que se fijan los anclajes y el día en que se alcanza la estabilización del valor de los esfuerzos de pretensado.

Si se despreciasen las pérdidas ocasionadas por la fluencia y retracción del hormigón y el acortamiento diferido por compresión (tramo GH del diagrama), la relajación total se produciría bajo los siguientes esfuerzos:

$$\begin{aligned} 137,3 - 10,7 &= 126,6 \text{ kg/mm}^2 \text{ en los extremos de cable; y} \\ 125 &\text{ kg/mm}^2 \text{ en el centro de la viga.} \end{aligned}$$

Los valores correspondientes de la relajación, de acuerdo con los resultados de los gráficos 20 a 31, serían:

$$\begin{aligned} 17,5 \text{ kg/mm}^2 &\text{ en los extremos del cable; y} \\ 17 &\text{ kg/mm}^2 \text{ en el centro de la viga.} \end{aligned}$$

Si las pérdidas ocasionadas por la fluencia, la relajación y los acortamientos diferidos del hormigón se produjesen antes de iniciarse la relajación de los alambres, ésta se produciría bajo una tensión de, solamente:

$$\begin{aligned} 126,6 - 12,8 &= 113,8 \text{ kg/mm}^2 \text{ en los extremos de los alambres; y} \\ 125 - 12,8 &= 112,2 \text{ kg/mm}^2 \text{ en el centro de la viga, y las pérdidas por relajación serían, respectivamente, de:} \\ 14 \text{ y } 13,7 \text{ kg/mm}^2. \end{aligned}$$

Como, en la práctica, los dos fenómenos se producen simultáneamente, y ambos a lo largo de mucho tiempo, parece posible admitir que, en definitiva, el valor de las pérdidas por relajación corresponde, realmente, a la media aritmética de los valores extremos anteriormente deducidos; es decir:

$$\frac{17,5 + 14}{2} = 15,75 \approx 16 \text{ kg/mm}^2 \text{ en los extremos del cable; y } \frac{17 + 13,7}{2} = 15,35 \approx 15,5 \text{ kg/mm}^2 \text{ en el centro de la viga.}$$

Las tensiones finales serían entonces:

$$137,3 - (10,7 + 16 + 12,8) = 97,8 \text{ kg/mm}^2 \text{ en los extremos y } 125 - (15,5 + 12,8) = 97,2 \text{ kg/mm}^2 \text{ en el centro de la viga.}$$

Se ve, por lo tanto, que como consecuencia de las pérdidas originadas durante la fijación de los anclajes, las cuales se manifiestan de un modo mucho más intenso en los extremos de los cables que en el centro, en el estado final se alcanza una tensión sensiblemente uniforme a lo largo de todo el alambre. Las pequeñas diferencias que puedan existir serán, por otra parte, eliminadas al realizar la inyección de los conductos en que van alojados los cables, como resultado del monolitismo creado por la inyección en el conjunto hormigón y armaduras de pretensado. Hay que tener en cuenta que en el momento en que se realiza la inyección ya se ha producido la mayor parte de la relajación.

Por consiguiente, resulta que, en definitiva, el estudio de los efectos producidos por las sobrecargas que haya de soportar la pieza debe hacerse para esta tensión final de 97,5 kg/mm<sup>2</sup> (1).

*Conviene llamar la atención de nuevo sobre el hecho de que, para llegar a esta tensión final, y a pesar de la pequeña magnitud de las pérdidas originadas por rozamiento, ha sido preciso partir de una tensión inicial de 143 kg/mm<sup>2</sup>, es decir, aproximadamente, el 90 % de la tensión de rotura.*

(1) Para los cables longitudinales de las vigas del puente del Château-Rouge, se adoptó en los cálculos una tensión final de 94 kg/mm<sup>2</sup>.

Si se hubiese adoptado una tensión inferior, si no se hubiesen adoptado las precauciones oportunas para evitar una relajación excesiva sometiendo los alambres a un estirado previo a la misma tensión elevada antes indicada, se hubiesen originado, sin duda alguna, tracciones en el hormigón cuando las deformaciones diferidas hubiesen llegado a su valor límite.

Es decir: que por un defecto de proyecto, exclusivamente, no habría podido el pretensado desarrollar todas las posibilidades y ventajas que es capaz de proporcionar, permitiendo el aprovechamiento total de las características resistentes de los materiales utilizados, tanto del hormigón como de los aceros de alta resistencia, y la seguridad real de la estructura no sería la que lógicamente correspondería de haber hecho las cosas en la forma adecuada.

\* \* \*

Estudiemos ahora el efecto de las sobrecargas. Cuando, como ocurre en el caso que se está considerando, se trata de vigas rectas simplemente apoyadas en sus extremos, los momentos creados por estas sobrecargas darán lugar a una descompresión de las fibras inferiores, mientras que, por el contrario, la compresión de las fibras superiores aumentará.

Los materiales trabajarán en régimen elástico y los puntos representativos de las relaciones tensiones-deformaciones de los aceros de pretensado oscilarán, según el valor de estos momentos flectores, alrededor del valor intermedio entre T y T'.

Si se aumentasen las cargas gradualmente hasta la rotura, ocurriría:

- primeramente, se originarían esfuerzos de tracción en el hormigón de la fibra inferior;
- a continuación, se produciría una fisuración progresiva de dicho hormigón.

Si se continuase aún aumentando la carga, la zona comprimida del hormigón iría disminuyendo poco a poco y al mismo tiempo los alambres se alargarían cada vez más hasta llegar a adquirir sensibles alargamientos permanentes.

El punto representativo describiría entonces la curva HIJ (fig. 35).

Continuando cargando la viga, se entraría en la fase de los grandes alargamientos del acero que provocarían el aplastamiento del hormigón comprimido cuando se alcanzase su resistencia de rotura.

Pero según aclara Guyon en el capítulo XVII de su libro sobre hormigón pretensado, este aplastamiento del hormigón no es más que una consecuencia del alargamiento excepcional experimentado por los alambres al entrar en el período plástico que precede a la rotura.

El límite fijado por las nuevas Normas francesas para el alargamiento garantizado de rotura  $A_g$ , fuera de la estricción, es, según ya se ha indicado, de 1,5 %; pero, como se hace intervenir además la dispersión de los resultados, los valores reales de los alargamientos medios son muy superiores. Por este motivo se puede asegurar que el punto representativo de las relaciones tensiones-deformaciones del acero describirá, en esta fase final, una porción de curva que se mantendrá siempre por debajo del límite de rotura de los aceros.

De aquí se deduce la ventaja que ofrece el empleo de aceros que posean un alargamiento mínimo suficientemente elevado, ya que todo aumento de  $A_g$  resulta favorable para la seguridad de la estructura.

## conclusiones

*De cuanto queda expuesto se deduce que el hecho de utilizar al máximo las características resistentes de los aceros, sometiéndolos a la máxima tensión compatible con su límite de rotura y con las condiciones particulares del sistema de pretensado y anclaje utilizado, después de haberlos estirado previamente a una tensión por lo menos igual a la de pretensado, constituye una garantía para la seguridad de las estructuras.*

Una reducción de dicha tensión inicial de pretensado resulta, por el contrario, perjudicial desde el punto de vista de la seguridad.

En el momento actual, los conos y gatos tipo Freyssinet disponibles obligan a limitar la tensión de estirado previo y la tensión inicial de pretensado al 90 % del límite de rotura de los aceros. No obstante, es de esperar que en un futuro próximo sea posible llegar hasta el 95 % de dicho límite. Con ello saldrá beneficiada la seguridad de las estructuras de hormigón pretensado.

\* \* \*

Estos son, según nuestro criterio, los principios fundamentales que deben prevalecer en el momento de hacer la elección de los materiales y sistemas de puesta en obra que habrán de utilizarse en la ejecución de una estructura de hormigón pretensado. Sabemos que existen opiniones contrarias, y que, en algunos países, incluso, se obliga a limitar la tensión de los alambres a valores bastante inferiores a los de su carga de rotura. No obstante, basándonos en los resultados obtenidos en las numerosas experiencias realizadas, creemos un deber afirmar que tales medidas son no sólo rechazables, sino incluso peligrosas para la seguridad de las obras.

En definitiva, siempre hemos mantenido el criterio de que, precisamente, mediante la confrontación de las ideas propias con las de los demás, es como se puede hacer progresar una técnica. Y esto ha sido, exclusivamente, lo que nos ha impulsado a publicar este trabajo.



## **el empleo del hormigón pretensado en la construcción de tirantes**

Traducción del artículo de P. MOENAERT  
ingénieur-conseil A. I. Br.

aparecido en la publicación núm. 9 del «Groupement Belge de la Précontrainte»

*El objeto de este trabajo es exponer brevemente las ventajas que ofrece la aplicación del hormigón pretensado a la construcción de tirantes. Además, se describen dos ejemplos de obras de este tipo recientemente construídas: El Pabellón núm. 7 de la Exposición Universal de Bruselas y el nuevo Auditorio de la Universidad Libre, también de Bruselas.*

Frecuentemente el empleo de un tirante resulta, no sólo económico, sino incluso necesario, en determinados tipos de obras, cuyas superestructuras transmiten a la cimentación reacciones muy inclinadas, como sucede especialmente en los arcos. En estos casos, el empleo de una cimentación directa se hace muy difícil y, en ocasiones, es imposible llegar a obtener el necesario apoyo en el terreno.

En estas circunstancias se suele recurrir a la cimentación por pilotes, pero ello requiere el empleo de un gran número de pilotes inclinados, solución que, independientemente de su elevado coste, no siempre es suficiente para absorber la totalidad del empuje transmitido por la estructura. El tirante aparece entonces como imprescindible.

El tirante puede ser de tres tipos: metálico, de hormigón armado o de hormigón pretensado.

El de hormigón pretensado tiene sobre el de hormigón armado la enorme ventaja de que no se fisura. Para conseguir un tirante de hormigón armado que no se fisure, sería necesario darle una sección muy superior a la que tendría haciéndolo pretensado. Y por otra parte, si el tirante de hormigón armado se fisura, el esfuerzo total de tracción deberá ser absorbido, exclusivamente, por los redondos de su armadura y, por consiguiente, su deformabilidad será casi la misma que la del tirante metálico.

Con relación al tirante metálico, el de hormigón pretensado ofrece también varias ventajas:

- 1.º No queda expuesto a los peligros de la oxidación.
- 2.º Su precio es sensiblemente inferior.
- 3.º Su deformabilidad es mucho menor.
- 4.º Se puede poner en tensión en varias etapas sucesivas, sin ningún coste suplementario.

Vamos a estudiar detalladamente todas estas ventajas sobre un ejemplo concreto:

Supongamos que es necesario construir un tirante de 50 m de longitud, capaz de resistir un esfuerzo de 100 t. Utilizando acero dulce, con una tensión admisible de  $1.000 \text{ kg/cm}^2$ , sería necesaria una sección de  $100 \text{ cm}^2$  y su deformación bajo carga llegaría, aproximadamente, a los 25 milímetros.

Por el contrario, recurriendo al pretensado, aun limitando la compresión en el hormigón a  $50 \text{ kg/cm}^2$ , bastaría una sección de hormigón de  $2.000 \text{ cm}^2$ , pretensada mediante  $12 \text{ cm}^2$  de acero trellado. La deformabilidad de este tirante no excedería de los 5 milímetros.

En resumen, tendríamos:

Tirante metálico: Material necesario, 4 t de acero dulce; deformabilidad, 25 milímetros.

Tirante de hormigón pretensado: Material necesario, 500 kg de acero trellado y  $10 \text{ m}^3$  de hormigón; deformabilidad, 5 milímetros.

De aquí se deduce que, en números redondos, el tirante de hormigón pretensado cuesta aproximadamente la mitad que el metálico y, además, no exige la adopción de precauciones especiales para garantizar su conservación.

Por otra parte, su deformabilidad es cinco veces menor. Esto tiene una gran importancia, especialmente cuando se trata de una cimentación sobre pilotes, ya que en estos casos sólo son admisibles ligeros corrimientos de las cabezas de los pilotes. Estos corrimientos pueden aún reducirse más si se procede al pretensado del tirante de un modo gradual, a medida que va entrando en carga.

El mismo resultado podría lograrse con un tirante metálico recurriendo al empleo de un gato y un dispositivo tensor, pero ello aumentaría sensiblemente su precio. Por el contrario, en el caso de tirantes de hormigón pretensado, su puesta en tensión en etapas sucesivas resulta muy sencilla, tanto si se emplean cables de alambres múltiples tipo Freyssinet como si se trata de cables tipo "sandwich".

Veamos ahora dos ejemplos recientes de aplicación de los tirantes de hormigón pretensado.

## ***pabellón núm. 7 de la exposición universal de Bruselas***

arquitectos: **Puttemans, Laenen y Malcause**

Es uno de los nuevos pabellones permanentes que, como los ya existentes, se destina, una vez clausurada la Exposición, a la celebración de diversas manifestaciones públicas, tales como: Feria de Muestras, Salón del Automóvil, etc. Sus dimensiones son: 71 m de ancho y 170 de largo. La cubierta se apoya en una serie de arcos metálicos, de 71 m de luz. Estos arcos tienen una forma poligonal, con dos voladizos que permiten dar a la cubierta una pendiente uniforme (fig. 1). El empuje de estos arcos es tan oblicuo que resultaba imposible absorberlo mediante pilotes inclinados, por lo cual fué necesario recurrir al empleo de tirantes que enlazasen entre sí los pies de cada uno de los sucesivos arcos.

Cada tirante está constituido por una viga de hormigón de  $90 \times 60 \text{ cm}$  de sección, pretensada mediante seis cables Freyssinet, sometidos a una tensión de 44 t cada uno, resultando un esfuerzo total de 264 toneladas (fig. 2).



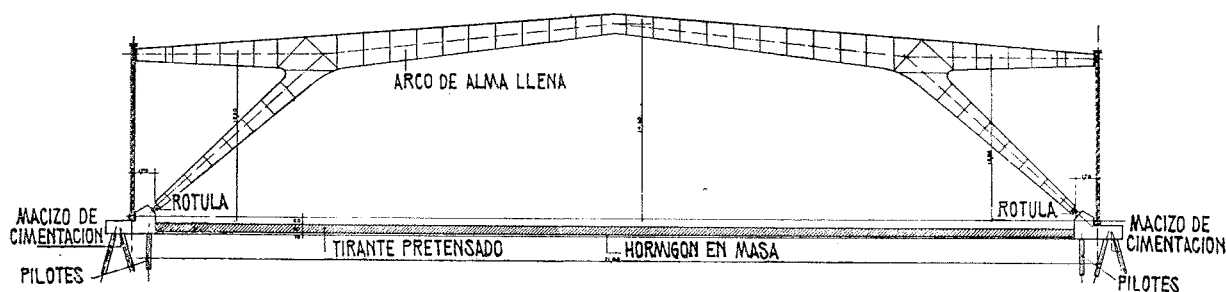


Fig. 1

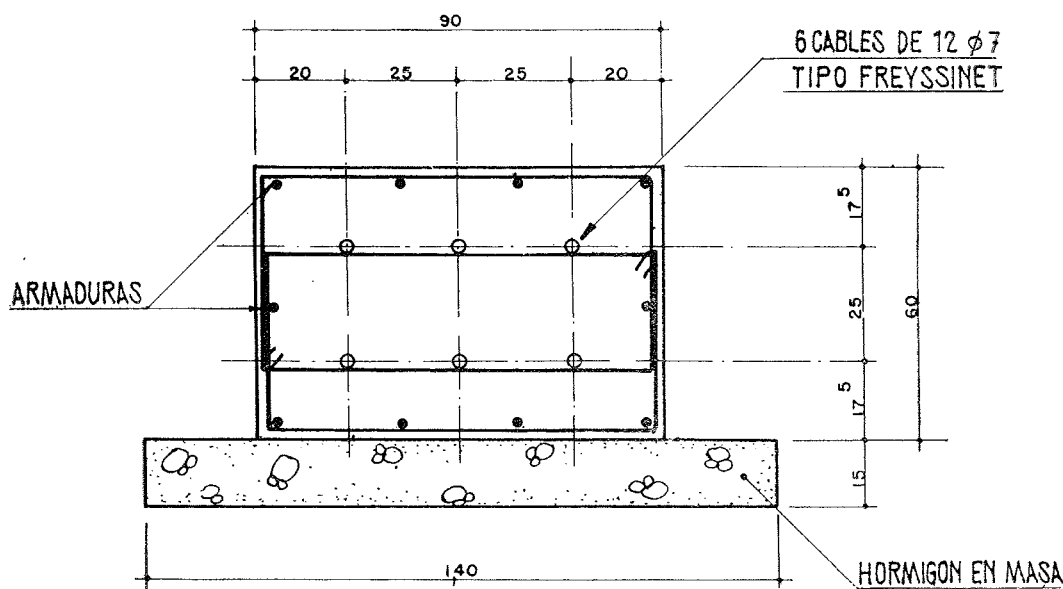


Fig. 2

Una vez experimentadas las pérdidas de pretensado, el esfuerzo final quedó reducido a 230 t, superior todavía a la máxima reacción horizontal del arco bajo la sollicitación más desfavorable.

La compresión en el hormigón era de 43 kg/cm<sup>2</sup> solamente, gracias a lo cual el acortamiento del tirante no excedió de 5 milímetros.

Los tirantes, enlazados a la cimentación de los arcos con sus pilotes, se pretensaron antes de colocar los arcos. El alargamiento de los cables fué, aproximadamente, de 350 milímetros.

El corrimiento de las cabezas de los pilotes, de unos 2,5 mm, era en un sentido en el momento de introducir el pretensado y en sentido contrario al entrar en carga el tirante. Se estimó que, siendo suficientemente pequeña la magnitud de estos movimientos, todo el esfuerzo de pretensado podía introducirse, de una sola vez, sin peligro alguno para los pilotes.

Además de los tirantes, fué necesario también utilizar pilotes inclinados para absorber los esfuerzos originados por la presión del viento, transmitidos a la estructura por los muros de cerramiento.

## auditorio de la universidad libre de Bruselas

arquitecto: **Van Goethem**

La Universidad de Bruselas necesitaba un gran auditorio para la celebración de sus actos culturales, de carácter público. En vista de ello se encargó el correspondiente estudio al arquitecto Van Goethem, el cual proyectó una gran sala, de planta oval, cuyo eje mayor mide unos 48 m y 45 m el menor. Para la cubierta se adoptó una estructura de tipo colgante, apoyada sobre una malla de cables que se cruzan ortogonalmente. De las dos familias de cables, los que van en una dirección son los "sustentantes" y se ponen en tensión mediante la otra familia de cables, perpendiculares a los primeros, que son los cables "tensores" (figs. 3, 4 y 5).

planta

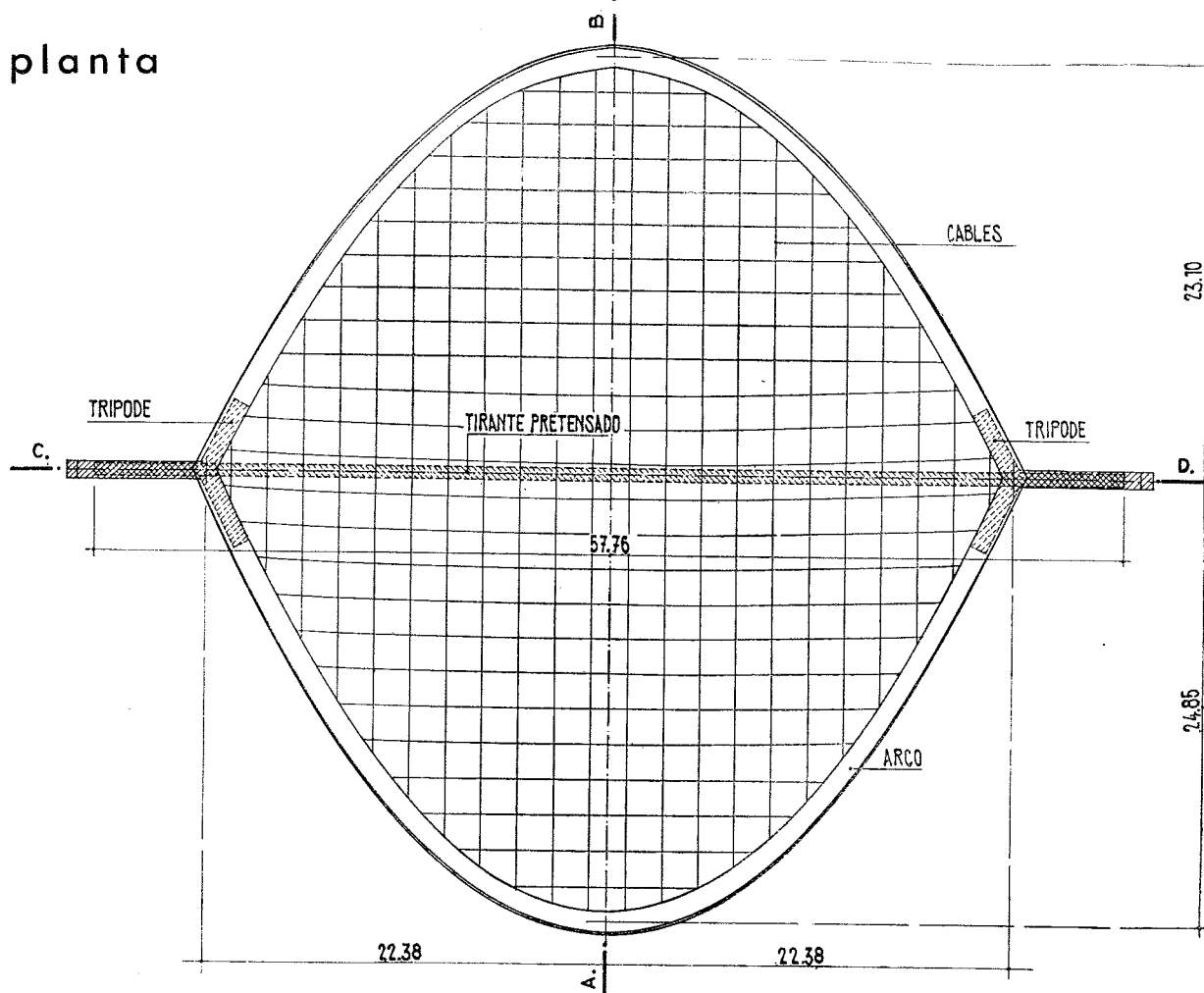


Fig. 3

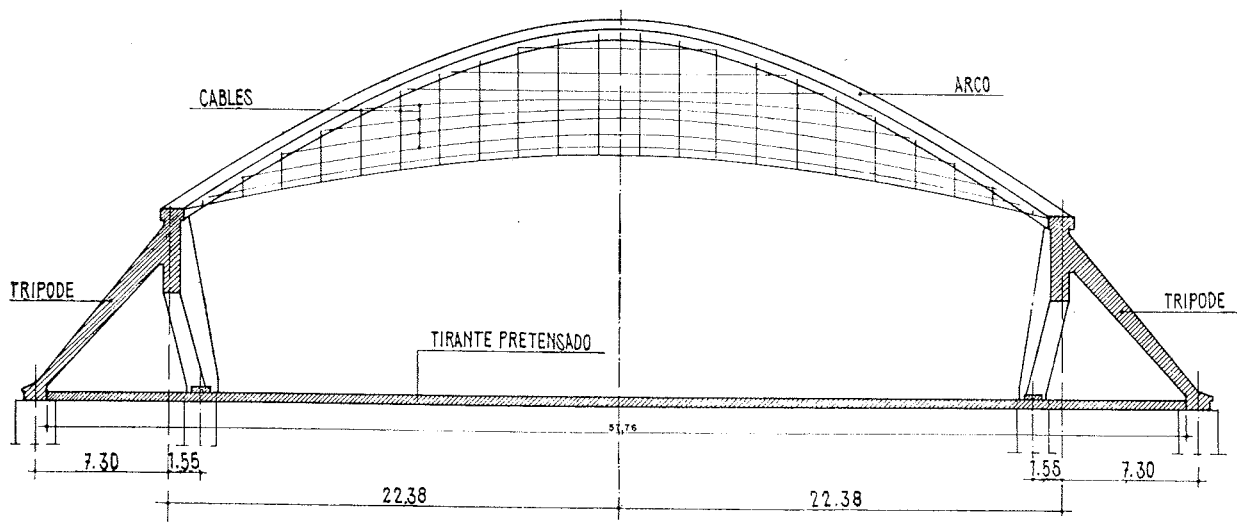


Fig. 4

sección

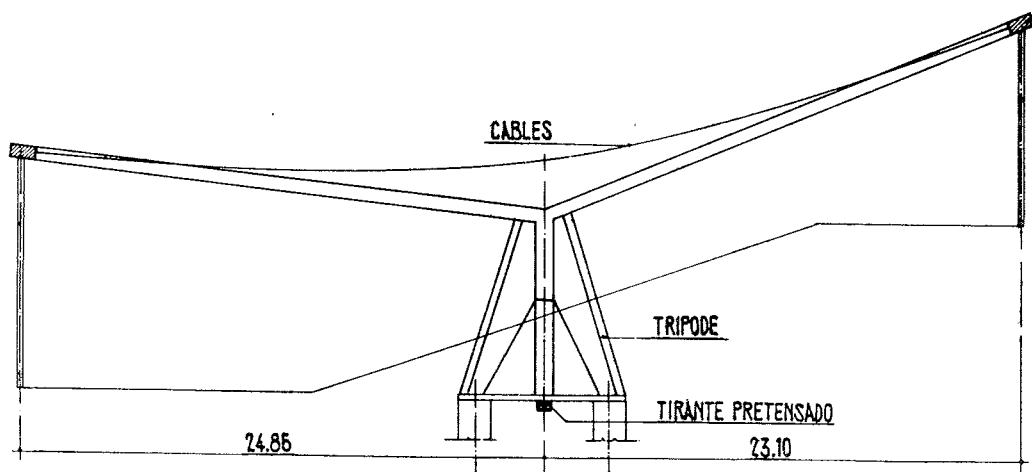


Fig. 5

alzado

sección del arco

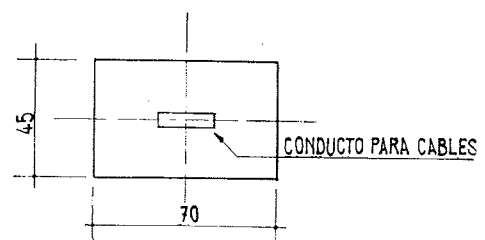


Fig. 6

Tanto los cables sustentantes como los tensores van fijos en sus extremos a un anillo de hormigón armado, constituido por dos arcos parabólicos situados en dos planos que forman entre sí un ángulo obtuso. La forma y la posición relativa de estos arcos son tales, que los cables sustentantes presentan una concavidad hacia la parte inferior mientras que los tensores tienen su concavidad hacia arriba. De este modo se consigue, actuando sobre los cables tensores, introducir una especie de pretensado en los sustentantes. La tensión introducida en los primeros es tal, que cualquiera que sea la sobrecarga actuante sobre la cubierta y la deformación de los cables sustentantes no llega nunca a desaparecer totalmente el pretensado en ellos introducido. De esta forma se obtiene la estabilidad necesaria en el sistema conjunto de cables.

Las tracciones de las dos familias de cables provocan en los arcos una sollicitación que origina en los apoyos un empuje bastante importante. Estos apoyos están constituidos por unos trípodes cimentados sobre pilotes construidos "in situ". Para evitar los esfuerzos horizontales en la cimentación, las bases de los trípodes, situados en los extremos del eje menor de la planta, se enlazan entre sí por medio de un tirante de hormigón pretensado. La sección de hormigón del tirante es de  $45 \times 70$  cm. La armadura está constituida por 9 cables Sandwich, con un total de 72 alambres de 7 mm de diámetro, introducidos en una vaina metálica de  $6 \times 23$  centímetros (figs. 4, 5 y 6).

El esfuerzo total de pretensado ejercido por el tirante es de 240 t, que da lugar a una compresión de 80 kg/cm<sup>2</sup> en el hormigón y una deformación total de 1 centímetro.

Para evitar el correspondiente corrimiento de los apoyos, el pretensado se introdujo en 3 fases sucesivas:

En la primera se tesaron tres cables (24 alambres, que suponen 80 t) para equilibrar el empuje originado por el peso propio de:

- a) los arcos;
- b) los cables;
- c) los caballetes y entablado de la cubierta.

Este pretensado produjo en el tirante un acortamiento  $\delta$  de 3,2 mm. Una vez que todas las cargas antes mencionadas entraron en acción, los extremos del tirante recuperaron su posición inicial y entonces se procedió a un segundo pretensado.

En esta segunda fase se tesaron otros dos cables (16 alambres, o sea, 53,3 t) para equilibrar el empuje producido por el peso propio de:

- a) las armaduras que soportan el cielo raso o falso techo de la sala.
- b) las chapas de cobre de la cubierta.

En este caso, el acortamiento  $\delta$  fué de 2,2 milímetros.

Finalmente, se tesaron los cuatro últimos cables (32 alambres y 106,7 t) destinados a equilibrar el empuje originado por el peso de:

- a) el falso techo (de "linex");
- b) los aparatos de alumbrado;
- c) los conductos de ventilación;
- d) la nieve.

El acortamiento correspondiente alcanzó un valor de  $\delta = 4,3$  mm. Mediante este procedimiento, se consiguió reducir el corrimiento final de los apoyos a menos de 2,2 milímetros.

## **nota de la asociación española del hormigón pretensado**

La Federación Internacional del Pretensado nos envía una lista, que a continuación se incluye, de las películas de 16 y 35 mm que el "Prestressed Concrete Development Group" tiene disponibles para su venta o alquiler.

Al propio tiempo nos comunica que desearía poseer una relación completa de todas las películas que sobre hormigón pretensado puedan tener los diferentes Grupos Asociados o los Miembros particulares de dichos Grupos.

En consecuencia, rogamos a todos nuestros Asociados que si poseen alguna película que deseen ver incluida en la citada relación nos comuniquen, a la mayor brevedad posible, para su traslado a dicha Federación, los siguientes datos:

- a) Título completo de la película.
- b) Tipo de película (si es sonora o muda) y si es en color.
- c) Tiempo (en minutos) que dura su proyección.
- d) Longitud (en metros) y anchura (en milímetros).
- e) Dirección a donde deben dirigirse las peticiones.
- f) Precio de venta o alquiler de la película.

### **Lista que se cita**

#### **Relación de películas de 16 mm y 35 mm, sobre hormigón pretensado**

Prestressed Concrete Development Group.—Terminal House, Grosvenor Gardens, Londres S.W. 1. Teléfono: Belgravia 6661.

Todas las películas, relacionadas en la adjunta lista, pueden obtenerse en alquiler dirigiéndose, directamente, a la dirección que en la relación se menciona. Al formular la petición deberán hacerse constar, claramente, todos los datos necesarios para la identificación de la película solicitada y la dirección del peticionario. Los pedidos deben hacerse, por lo menos, catorce días antes de la fecha prevista para su proyección.

Aunque, normalmente, con cada película se incluyen las necesarias instrucciones para su correcto uso, citaremos algunas normas generales que pueden servir de guía a los interesados:

- a) Las películas sonoras no deben nunca proyectarse con aparatos para película muda, puesto que dañan la banda sonora. Si, por cualquier causa, se produjese un desperfecto en la película, al devolverla deberá ser notificado.
- b) La devolución de las películas deberá realizarse enrolladas en los carretes originales y en las mismas cajas en que se reciban.
- c) Todas las películas deberán devolverse, por correo certificado, al día siguiente de su proyección.



## Películas de 16 mm, sobre hormigón pretensado

(Para alquiler)

TÍTULO	TIPO	Duración (minutos)	SEÑAS A DONDE DEBE DIRIGIRSE LA PETICION
Construcción de un depósito cilíndrico para agua, en hormigón pretensado, de 4.500.000 litros de capacidad y con cubierta en forma de cúpula, en Grantham, Lincolnshire.	Sonora y en color.	28	Preload Ltd. 20 Lowndes Street London, S.W. 1.
El sistema Magnel-Blaton de pretensado.	Sonora.	30	Stressed Concrete Ltd. Lynton House.—54 South Side. Clapham Common London, S.W. 4.
Primer edificio de varias plantas construido en hormigón pretensado. (H.M.S.O. Stationery Store, Sighthill, Edinburgh.)	Muda.	25	Las mismas que para la anterior.
Pista experimental, de hormigón pretensado, para el Ministerio del Aire.	Muda.	30	Las mismas que para la anterior.
Depósitos de hormigón pretensado.	Muda.	10	Las mismas que para la anterior.
Puente de Tampa-Bay, en Florida. (Sistema Lee-Mc Call de pretensado.)	Sonora y en color.	15-20	Mc Calls Macalloy Ltd. Templeborough-Sheffield.
Alcantarillado de Leyton Marsh. (Construido a base de elementos prefabricados de hormigón, pretensados por el sistema Lee-Mc Call.)  (Esta película exige el empleo de un proyector especial de sonido magnético.)	Sonora.	27	Mc Calls Macalloy Ltd. 8-10 Grosvenor Gardens, London, S.W. 1.
Puente sobre el río Don (puente ferroviario para vía única, de 49 m de luz, construido "in situ").	Sonora.	19	Las mismas que para la anterior.
El puente Mahi, en la India (hormigonado, curado y pretensado de las vigas de 33 m de longitud utilizadas para la construcción de los 16 tramos que cruzan el río sobre pilas de 27 m de altura).	Sonora y en color.	29	Las mismas que para la anterior.
Puente de Cadeby Colliery (construcción del puente de un solo tramo, de 42 m de luz, cerca de Doncaster).	Sonora y en color.	24	Las mismas que para la anterior.
La ciencia en la construcción moderna. Construcción del hangar núm. 1 del Aeropuerto de Londres.	Sonora.	15	Holland, Hannen and Cubitts Ltd. Publicity Dept. 1 Queen Anne's Gate, London, S.W. 1.
Hormigón pretensado.	Sonora.	25	Concrete Southern Ltd. 16 Northumberland Ave. London, W.C. 2.  Sound Services Ltd. 269 Kingston Road, London, S.W. 19.  Institution of Civil Engineers. Great George Street, London, S.W. 1. y Film Officer, Ministry of Works. Abell House.—John Islip Street. London, S.W. 1.

TÍTULO	TIPO	Duración (minutos)	SEÑAS A DONDE DEBE DIRIGIRSE LA PETICION
Construcción de un arco pretensado. Almacén de fertilizantes para la South Eastern Gas Board, en Greenwich.	Sonora y en color.	24	The Demolition and Construction Co. Ltd. 3 St Jame's Square. London, S.W. 1.  Cement and Concrete Association. 52 Grosvenor Gardens. London, S.W. 1.  Central Film Library. Government Building. Bromyard Avenue-Acton, London, W. 3. y Film Officer, Ministry of Works. Abell House-John Islip Street. London, S.W. 1.
Depósito elevado de agua, de hormigón pretensado, en la presa Warragamba, cerca de Sidney, en Nueva Gales del Sur, Australia.	Sonora y en color.	11	Central Film Library. Government Building. Bromyard Avenue-Acton. London, W. 3. (Coste del alquiler 10/—).
Temas de hormigón. (La técnica de los puentes de hormigón pretensado en Hampshire.)	Sonora.	8	Institution of Civil Engineers. Film Library. Great George Street. London, S.W. 1.
Los puentes de Hampshire (aplicación del hormigón pretensado).	Sonora.	8	Las mismas que para la anterior.
Tuberías a presión "Stanton", en hormigón pretensado.	Sonora.	25	The Stanton Ironworks Co. Ltd. P. O. Box núm. 3. Nottingham, y Film Officer, Ministry of Works. Abell House-John Islip Street. London, S.W. 1.

### **Películas de 35 mm, sobre hormigón pretensado (para venta)**

TÍTULO		SEÑAS A DONDE DEBE DIRIGIRSE LA PETICION
El sistema Freyssinet (desarrollo y aplicaciones).	Con guión explicativo.	Diana Wyllie Film-strip Production. 18 Pont Street. London, S.W. 1.
El sistema Freyssinet (dispositivos y métodos).	Con guión explicativo.  Las dos películas van acompañadas de unos comentarios técnicos redactados por A. J. Harris. El precio de las dos películas es de £2.2.0, pudiéndose también adquirir, separadamente, al precio de £1.1.0, cada una.	Las mismas que para la anterior.
F. I. P.: Algunas estructuras notables, de hormigón pretensado, descritas en el III Congreso, Berlín, 1958	Con guión explicativo.	Fédération Internationale de la Précontrainte. Terminal House. Grosvenor Gardens. London, S.W. 1. (Precio: £ 2.10.0 la primera copia. Cada copia más £ 2.0.0.)



Carrera de San Jerónimo, 19

Teléf. 2310454

MADRID

**procedimientos**

# Barredo

**de hormigón pretensado**

## características

- 1** tensión independiente por cada hilo
- 2** seguridad en el anclaje superior a la resistencia de los hilos
- 3** posibilidad de retesado
- 4** facilidad de comprobación de la tensión de la armadura, en cualquier momento