PUBLICACION
DE LA
ASOCIACION ESPAÑOLA
DEL
HORMIGON PRETENSADO

5

Biblioteca

HORMIGON PRETENSADO

ULTIMAS NOTICIAS

INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica

U L T I M A S N O T I C I A S

de hormigón pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 5

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

I N D I C E

457-0-1	Bases científicas del hormigón pretensado	Pág.	1
457-1-2	Cálculo de vigas de hormigón pretensado	"	8
457-4-2	Fluencia del hormigón bajo sobrecargas elevadas	"	23
591-0-2	Construcciones de hormigón pretensado en Bélgica	"	30
591-1-1	Columnas pretensadas fabricadas en trozos	"	31
837-2-1	Un dispositivo de sujeción de alambres en el hormigón pretensado	"	35
837-2-2	Armaduras flexibles pretensadas	"	37
837-4-4	Traviesas de hormigón pretensado	"	42

N O T A

El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edificación, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuestas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

457-0-1 BASES CIENTIFICAS DEL HORMIGON PRETENSADO

(Las bases scientifiques de la Précontrainte.)
Conferencia de M. Albert Caquot.

De: "TRAVAUX"

S I N O P S I S

En el presente artículo se hace un breve resumen de la iniciación y evolución de la idea del hormigón pretensado, concebida por primera vez, con carácter práctico por M. Freyssinet.

Después de reseñarse los conocimientos que sobre el hormigón se tenían como resultado de las diversas investigaciones realizadas sobre sus características y comportamiento en el tiempo, se exponen las bases científicas en que el ya citado M. Freyssinet, fundamentó su nueva técnica, explicando sus propiedades y ventajas más importantes, así como las enormes posibilidades que a su ulterior desarrollo se ofrecen.

En todas las naciones, los graves problemas que se plantean en la economía y en la construcción solo pueden ser resueltos por el ingeniero.

Su tarea ha sido metodizar las enseñanzas adquiridas para darles las formas y cualidades más aptas para satisfacer nuestras necesidades, y cada día se amplía su campo de acción.

Hace un siglo nacía aquí la notable técnica del hormigón pretensado.

A decir verdad, es imposible fijar el nacimiento de una idea. Antes de conocerse una disciplina de un modo real, hay sabios de imaginación genial que emiten hipótesis, e ideas en general, que posteriormente pasan a formar parte de la nueva teoría.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Se sabe que el verdadero creador es aquél que realiza, puesto que sabe a la vez medir todas las necesidades y situarse allí donde debe obtener los mejores resultados

Considère y Rabut, los grandes creadores del hormigón armado, habían visto la posibilidad de mejorar las estructuras colocando armaduras, bien antes de verter el hormigón, bien inmediatamente después de la ejecución de la fábrica. Así se disminuía la fisuración.

Pero los elementos resistentes, así como las características mecánicas no sufrían grandes cambios.

Después de 1928, el conocimiento de datos básicos sobre los materiales permitió el estudio que se realizó, a petición de la Cámara sindical francesa de la Construcción de hormigón armado, por un grupo de ingenieros que se impuso a sí mismo, como objetivo esencial, el estudio científico de los materiales, en sus características y en la influencia que sobre ellos ejercía la acción del tiempo.

Una vez reunidos los elementos de juicio necesarios, M. Freyssinet pudo concebir esta nueva técnica del hormigón pretensado.

Caracteristicas del hormigón. En las reuniones de 1926, 1927 y 1928, las ideas que se admitían en lo referente a la rotura de los cuerpos frágiles eran completamente contradictorias.

El eminente sabio Agustín Mesnager, ya fallecido, entonces director del Laboratorio de Puentes y Caminos, creía y enseñaba que la rotura de un cuerpo frágil se realizaba por planos paralelos a la dirección de la fuerza exterior en el caso de compresión simple. Este era, en particular, el caso del hormigón que, por otra parte, se suponía que en cierto modo se comportaba como un cuerpo elástico con coeficientes de elasticidad cuya magnitud dependía de la resistencia y de la edad del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Esta concepción era entonces la misma de los constructores de - todos los países.

Fenómenos accesorios, pero de consecuencias muy importantes, en particular la retracción, eran considerados como fenómenos físico-químicos inevitablemente inherentes al hormigón.

El conferenciante creía entonces que, bajo el efecto de las cargas, el primer deslizamiento no reversible en una dirección determinada - se debía en todo cuerpo isótropo a la magnitud de la compresión realizada sobre el plano elemental en función de su oblicuidad respecto a este plano.

Las uniones físicas, debidas a las atracciones moleculares internas, debían tener un valor límite sobre cualquier plano, y su resultante, a través de este elemento de superficie debía definir la reacción posible del medio, ante todo cambio de la estructura molecular.

Así, para todo cuerpo isótropo, la reacción interna posible sobre cada elemento plano estaba formada por un conjunto de vectores cuyos extremos engendraban una superficie unida a un elemento plano, y que se - desplazaba en bloque con él, siendo la línea meridiana de esta superficie de revolución la curva característica a la que el conferenciante daba el nombre de curva de resistencia intrínseca.

Esta experiencia sistemática fué ejecutada por M. Brice. La - idea que se tenía sobre el haz de vectores se verificó doblemente y desde entonces, la curva intrínseca pudo ser trazada sencillamente como la envolvente de los círculos de Mohr.

Simultáneamente otros especialistas se dedicaban al problema de las deformaciones debidas a las cargas y a la retracción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Por experiencias hechas en la obra del puente de Plougastel, - M. Freyssinet demostraba que, bajo la carga de seguridad, la deformación se componía de dos términos; el primero se obtenía inmediatamente y el - segundo, función del tiempo, tendía asintóticamente hacia una magnitud notablemente superior al valor del primer término.

El hormigón aparecía como un complejo sólido-líquido, en que el equilibrio del agua se adaptaba lentamente bajo el efecto de las tensiones.

En cuanto a la retracción, aparecía, después del fraguado, como debida a la variación de la cantidad de líquido contenido en el conjunto bajo la influencia de la variación de tensión debida a la doble causa, de cambio de curvatura de los meniscos extremos y de cambio propio de la temperatura.

La concepción del hormigón pretensado. La resistencia de un cuerpo homogéneo e isótropo podía, desde entonces, ser considerada en toda su generalidad.

Era necesario y suficiente que en cada punto, el haz de tensiones que forma todo tensor sea interior al haz de vectores límites, estando así comprendido dentro del recinto que tiene por frontera la superficie intrínseca. Pero el tensor en cada punto es, en general, la suma geométrica de dos tensores: uno debido a las cargas que ha de soportar por la reacción del medio elástico; y otro preexistente y en correspondencia con las tensiones internas, variables de un punto a otro y debido a diversas causas.

Es la existencia de estos tensores de esfuerzos internos la que permite la duración de numerosos órganos de máquinas, como los rodamientos a bolas. Pueden ser provocados en su construcción, como ocurre en el autozunchado de los cañones.

Hace veinticinco años el conferenciante dió a estos fenómenos el

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

calificativo general de adaptación.

El hormigón se caracteriza por una resistencia a la tracción simple muy débil, inferior a la décima parte de la resistencia a la compresión simple.

Pero se le puede dotar de otras cualidades si se le aplican previamente tensores de esfuerzos de compresión.

Si aplicamos, por ejemplo, una presión hidrostática suficiente a la superficie exterior del hormigón, se puede transformar éste, en un medio tan resistente como se quiera.

Si sobre una masa de hormigón se produce, por variación de volumen, una contracción dada, la fuerte compresión correspondiente se deberá inicialmente al primer término y finalmente disminuirá según los 2/3 por causa del segundo término definido anteriormente, resultante del deslizamiento lento del agua interna.

Para producir eficazmente el tensor interno de compensación, es preciso producir una tensión permanente poco variable y no una disminución fija de la longitud inicial del hormigón en diversas direcciones.

Esto es lo que realiza M. Freyssinet desde que en 1928 estableció los primeros fundamentos de la teoría que él llamó desde entonces pretensado.

Para disminuir los agrietamientos del hormigón, debidos al 2º término, él emplea hormigones muy compactos y acelera el endurecimiento. Para producir esfuerzos iniciales muy poco variables, después de la construcción, utiliza aceros de alta resistencia que han de soportar esfuerzos unitarios que casi siempre son diez veces los utilizados en las armaduras de hormigón armado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

La relajación de estos aceros es muy débil y su alargamiento - elástico unitario es, por el contrario del orden de diez veces el acortamiento final previsto en el hormigón. La fluencia del hormigón no producirá más que un débil efecto sobre las tensiones internas, y este efecto podrá ser previsto de antemano.

En ciertos casos, M. Freyssinet produce el esfuerzo exterior mediante gatos mantenidos a presión constante, lo que anula totalmente el - efecto de las deformaciones lentas del hormigón.

Los resultados del pretensado. La compacidad del hormigón y su endurecimiento acelerado bajo carga, permiten, con cementos de alta calidad, convenientemente dosificados, alcanzar resistencias a la compresión del orden de 1000 Kg/cm^2.

Siendo únicamente la de compresión, la zona de empleo en la curva intrínseca, la resistencia al esfuerzo cortante será superior a 200 Kg por cm^2.

No será necesario prever estribos en las vigas que trabajan en esta zona. La resistencia a la flexión es, para las mismas dimensiones del orden de cinco veces la resistencia habitual de las piezas de hormigón armado.

En fin, la ausencia de fisuras y la compacidad de los hormigones utilizados permiten conseguir una absoluta impermeabilidad.

Se vé, por todo lo expuesto, lo que se puede exigir a cada material frágil por medio del pretensado, no siendo el hormigón más que un caso particular, desde luego el más importante, en el conjunto de materiales empleados.

Será posible, a veces, con los mismos fundamentos, realizar construcciones pretensadas de un modo extraordinariamente sencillo empleando otros materiales frágiles, que durante el fraguado, aumentan de tamaño.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Ya en Francia, por iniciativa de M. Lossier, se pueden utilizar cementos que dan al hormigón esta propiedad, aunque las tensiones internas no alcancen el mismo valor que por los medios mecânicos directos.

Todos los materiales plâsticos cuyo desarrollo es actualmente tan râpido, podrân en el porvenir, utilizar todos los procedimientos de pretensado con miras a aplicaciones nuevas y lo mismo se podría decir de los cerâmicos.

Así se crea un nuevo campo de aplicación de materiales conocidos y su desarrollo traerá consigo seguramente una nueva era a la civilización.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

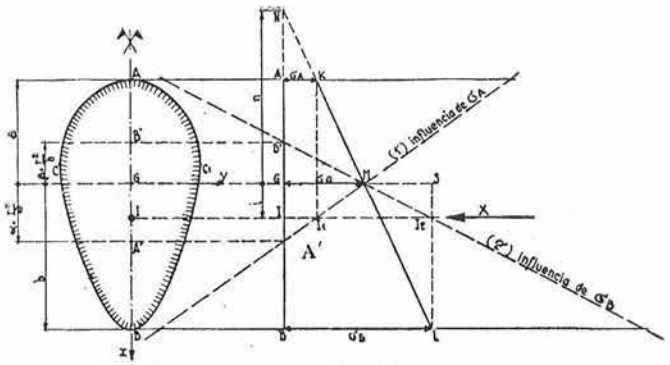

Fig. 1

Fig. 2

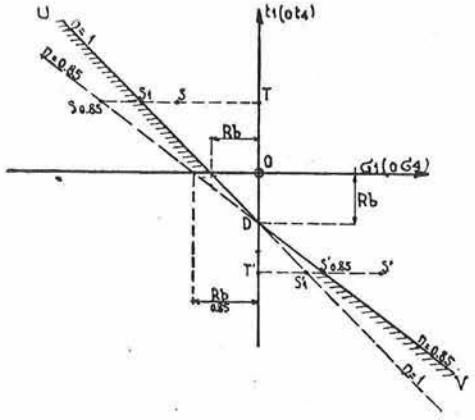

Fig. 3

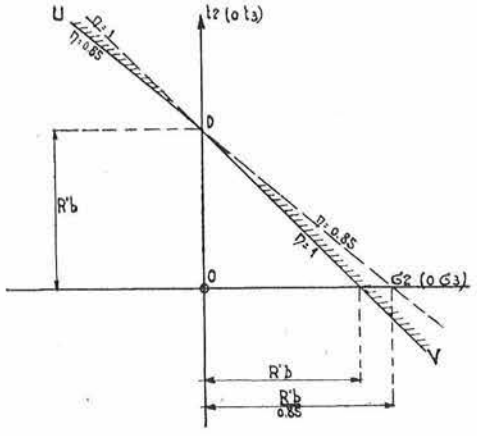

Fig. 4

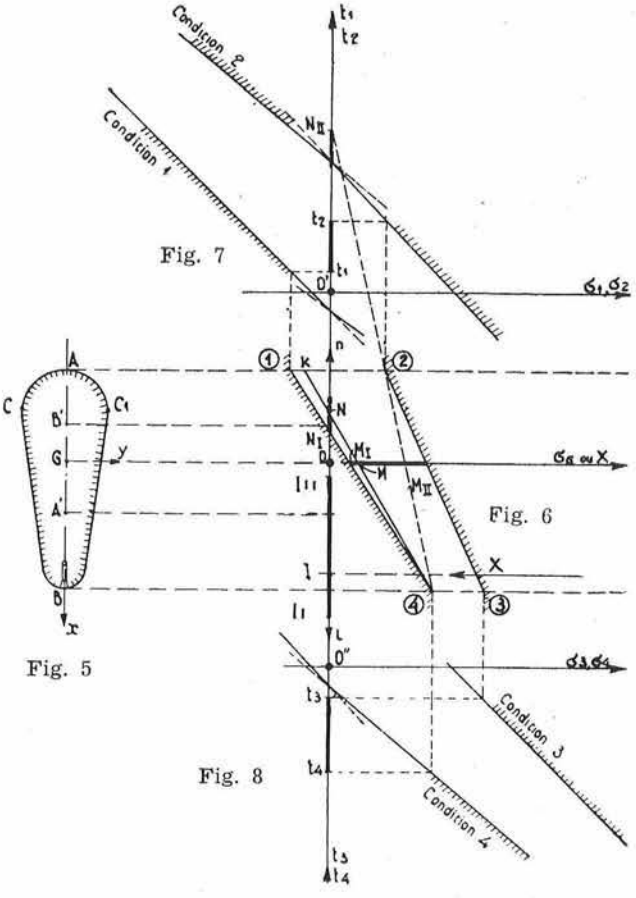

Fig. 5

Fig. 6

Fig. 7

Fig. 8

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

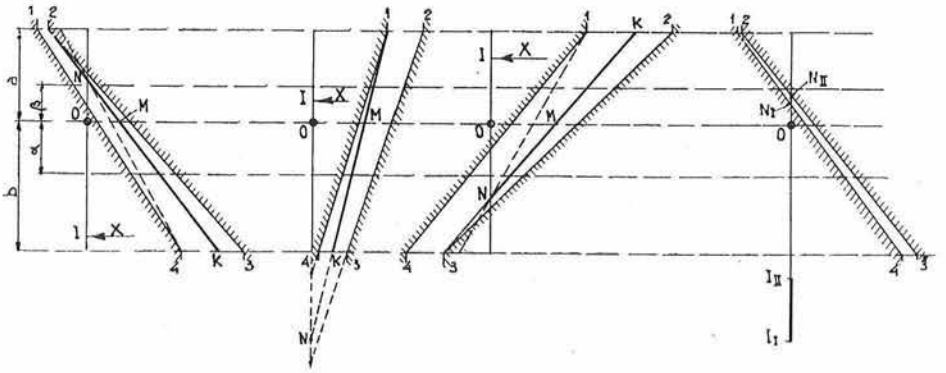

Fig. 9 Fig. 10 Fig. 11 Fig. 12

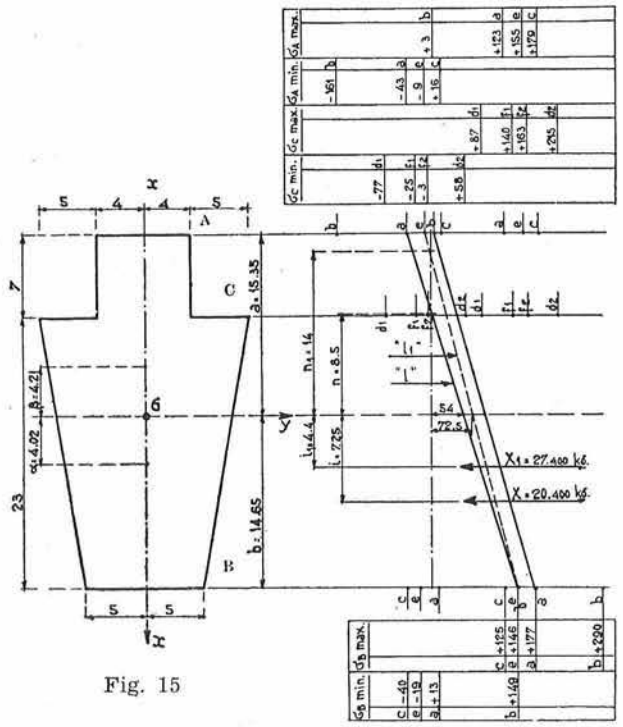

Fig. 15

Fig. 16

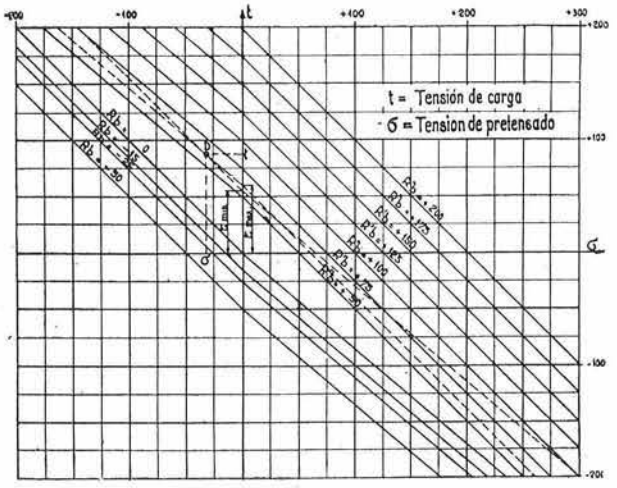

Fig. 17

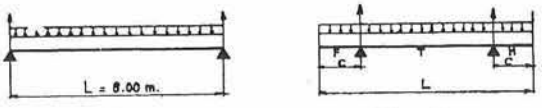

Fig. 13

Fig. 14

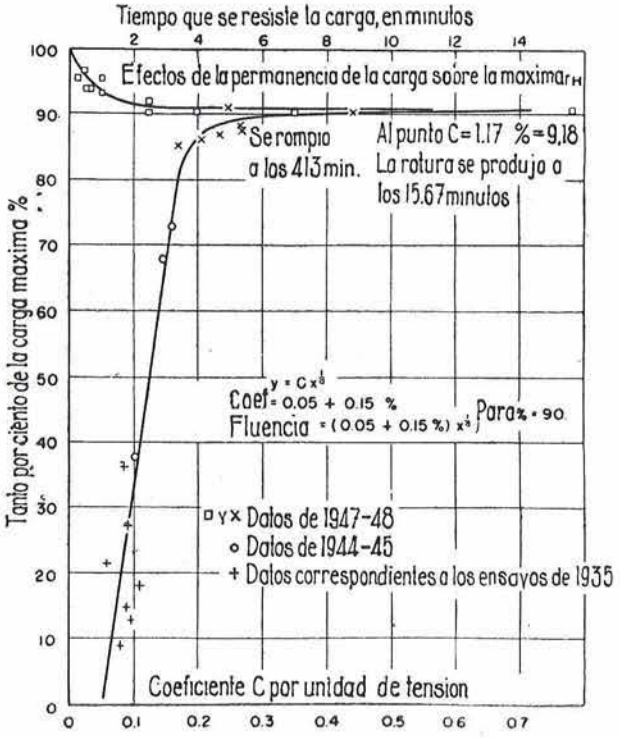

Fig. 18

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

457-1-2 CALCULO DE VIGAS DE HORMIGON PRETENSADO

(Contribution au calcul des poutres en béton précontraint)

A. Lipski, ir A.I.G.

De: "LA TECHNIQUE DES TRAVAUX"

S I N O P S I S

En este artículo se expone un método rápido y general de comprobación, aplicable a los casos de flexión simple, flexión compuesta, esviada y esviada-compuesta, con la condición de que la sección tenga un eje de simetría sobre el cuál actúe la precompresión establecida. Después de estudiar las cuatro condiciones de seguridad para los esfuerzos máximos en las fibras extremas, se hace una discusión de la determinación de la armadura de pretensado y su posición, dadas la sección y solicitaciones de la viga, terminando con un ejemplo de aplicación a un caso práctico de cálculo.

Solución rápida de dos problemas fundamentales. Sea una sección de cualquier forma, pero simétrica, (fig. 1) de una viga de hormigón y X el esfuerzo de pretensado cuyo punto de aplicación I está situado sobre el eje de simetría de dicha sección.

La distribución de las tensiones en el hormigón debidas al esfuerzo X, está representada por la línea $\overline{KL}$ (fig. 2), siendo $\overline{AB}$ la línea de referencia que representa la sección. Las tensiones en el borde superior e inferior debidas a la precompresión son:

$$\sigma_A = \frac{X}{\Omega}\left(1 - \frac{i}{\alpha}\right) \qquad (1)$$

$$\sigma_B = \frac{X}{\Omega}\left(1 + \frac{i}{\beta}\right) \qquad (2)$$

A la altura del centro de gravedad será:

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

$$\sigma_G = \frac{X}{\Omega} \qquad (3)$$

Que es la tensión media de pretensado. El valor de la tensión σ_G no depende de la posición de X, es decir de I. Cuando X se desplaza verticalmente, la recta $\overline{KL}$ gira alrededor del punto M. (figs. 1 y 2)

Por otra parte, es evidente que, cuando X varía de valor sin cambiar de posición (i = constante) la recta $\overline{KL}$ gira alrededor del punto N, ya que, en esta hipótesis, se deduce de (1) y (2) que

$$\frac{\sigma_A}{\sigma_B} = \frac{(\alpha - i)\beta}{(\beta + i)\alpha} = \frac{\overline{NA}}{\overline{NB}} = \text{constante.}$$

Se puede, pues, afirmar que el punto M es el que representa el "valor" de X, mientras que el punto N (o el valor de n) es característico de la posición de X, es decir, del valor de i.

Por otra parte, cuando se supone que es constante X, y se representa la variación de σ_A ó σ_B en función de i según (1) ó (2) respectivamente, se obtienen las líneas de influencia de estas tensiones, para X móvil.

Poniendo (1) y (2) en la forma

$$\sigma_A = \sigma_G \frac{\alpha - i}{\alpha} \qquad (1') \qquad \text{y} \qquad \sigma_B = \sigma_G \frac{\beta + i}{\beta} \qquad (2')$$

Se observa que se trata de dos rectas que pasan, respectivamente, por los puntos

M y A' para (1')
M y B para (2')

De la figura 2 se deduce

$$\frac{\overline{NG}}{\overline{B'G}} = \frac{\overline{L_1S}}{\overline{L_2S}} \qquad \text{o sea} \qquad \frac{n}{\beta} = \frac{b}{i} \qquad \text{de donde} \quad n\,i = b\beta$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

y como $\beta = \frac{r^2}{b}$ resulta finalmente $\boxed{ni = r^2 = \frac{I}{\Omega}}$ (4)

Lo que antecede permite dar una solución muy rápida a los dos - problemas fundamentales siguientes:

1º Conociendo X ó i determinar la ley de las tensiones $\overline{KL}$ que - originan. Para ello basta determinar el punto M por

$$\sigma_G = \frac{X}{\Omega}$$

y el punto N por

$$n = \frac{r^2}{i} \qquad (5)$$

Se puede también (cuando por ejemplo, el punto N cae fuera de - los límites del dibujo) determinar el punto K (ó el L) sirviéndose de la recta de influencia de σ_A (ó de σ_B) por una vertical ascendente desde el punto I_1 (o descendente del punto I_2);

2º Conociendo una ley de tensiones $\overline{KL}$ a realizar, determinar X ó i. La solución es inmediata.

$$X = \Omega\, \sigma_G \qquad (6)$$

$$i = \frac{r^2}{n} \qquad (7)$$

Si, por ejemplo, N cae fuera del dibujo, se puede encontrar igualmente i, trazando una vertical desde elpunto K hasta cortar la recta de influencia de σ_A ó desde el punto L, hasta la recta de influencia de σ_B .

Se hace constar que los métodos anteriores son generales (pues son aplicables cualesquiera que seanel sig o y valor de i) y aunque X esté aplicada por encima o por debajo del centro de gravedad, dentro o fuera del núcleo central, siempre y cuando toda la sección sea activa, es decir en tanto no aparezcan grietas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Convenciones de signos y notaciones

1º. Tensiones normales del hormigón.

Se consideran, en lo sucesivo, como positivas, las tensiones de compresión y, como negativas, las tensiones de tracción, en el hormigón. Así, por ejemplo, la tensión de seguridad en compresión R'_b se expresará siempre por una cifra positiva, mientras que R_b será negativa o igual a cero.

De igual modo, los conceptos de tensión máxima o mínima se entenderán en el sentido algebraico de estas palabras; t_{max} podrá, pues, designar a priori, una compresión máxima o bien una tensión de tracción mínima; análogamente, $t_{mín}$ designará, a priori, una compresión mínima o una tracción máxima.

2º Momentos flectores y tensiones debidas a las cargas.

Los momentos se considerarán como positivos cuando den lugar a una compresión en A, y una tracción en B (fig. 1) y por, consiguiente, como negativos, cuando $t_A < 0$ y $t_B > 0$.

Desde luego, en caso de flexión simple, por ejemplo, las tensiones en A y en B, debidas al momento M, serán invariablemente.

$$t_A = \frac{Ma}{I} \qquad y \qquad t_B = -\frac{Mb}{I}$$

Cualquiera que sea el signo de M.

Los signos de $M_{máx}$ y $M_{mín}$ serán, también, entendidos en su sentido algebraico, de manera que

$$t_1 \equiv t_{A\,min} = \frac{M_{min}\,a}{I} \quad (8) \qquad t_3 \equiv t_{B\,máx} = -\frac{M_{min}\,b}{I} \quad (10)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

$$t_2 \equiv t_{A\,máx} = \frac{M_{máx}\,a}{I} \quad (9) \qquad t_4 \equiv t_{B\,mín} = -\frac{M_{máx}\,b}{I} \quad (11)$$

Asímismo, en el caso de flexión esviada, compuesta o esviada-compuesta, puede determinarse sin ninguna dificultad las $t_{mín}$ y $t_{máx}$ en todo punto peligroso de la sección.

3º Notaciones.

En lo sucesivo, se designará: por t las tensiones, normales - en una sección recta, debidas a las cargas; las originadas por la precompresión, por σ y las tensiones totales por τ.

Las demás notaciones son las que se emplean generalmente en Bélgica o se indicarán a medida que se utilicen.

Las cuatro condiciones de seguridad. Cualquiera que sea la solicitación debida a las cargas y su variación posible, la tensión normal t en un - punto cualquiera de la sección, está siempre comprendida entre dos valores límites.

$$t_{mín} < t < t_{máx}$$

bien entendido que estos valores límites pueden ser los dos positivos, los dos negativos o, finalmente, el primero negativo y el segundo positivo.

Los puntos interesantes de una sección son evidentemente los que corresponden a las fibras extremas; de ordinario son dos: la fibra superior A (fig. I) y la inferior B. Raramente en la práctica, y solamente en caso de flexión esviada o alternada (cuando M_x y M_y no actúan simultaneamente) pueden otros puntos hacerse peligrosos, como los C y C_1.

En cuanto a los efectos de la precompresión, es preciso observar que el esfuerzo X puede perder con el tiempo una parte de su intensidad como consecuencia de los fenómenos de fluencia y retracción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

$$X_\ell = \eta X \quad \text{con} \quad \eta_{min} < \eta < 1$$

siendo X la precompresión inicial y X_ℓ la fracción que se mantiene con el tiempo. A η_{min} se le atribuye generalmente el valor 0,85 que corresponde, pues, a una pérdida máxima posible de precompresión del 15%.

Dicho ésto, a continuación se verán las cuatro condiciones de seguridad de una sección dada (caso corriente de dos fibras peligrosas).

Condición 1ª

La fibra A no debe en ningún caso romperse por tracción (fisuración).

$$t_{A\,min} + \eta \sigma_{A_1} \geq R_b$$

En la que

$t_{A\,min}$ = tensión mínima (algebraica) debida a las cargas;

σ_{A_1} = tensión inicial de pretensado en A;

R_b = tensión de seguridad en tracción del hormigón, expresada por una cifra negativa.

En cuanto a η se le atribuirá el más desfavorable de los valores 1 ó η_{min} (en lo sucesivo se admite que $\eta_{min} = 0,85$) siendo $t_{A\,min} \equiv t_1$ y $\sigma_{A\,min} \equiv \sigma_1$; se puede por tanto escribir

$$\sigma_A \geq \frac{R_b - t_1}{\eta} = \sigma_1 \qquad (I)$$

con $\eta = 1$ cuando $R_b - t_1 < 0$

y $\eta = 0,85$ cuando $R_b - t_1 > 0$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Para mayor claridad se puede interpretar la desigualdad (I) gráficamente (fig.3).

Supóngase que t_i está representado por OT; la desigualdad (I) expresa que un punto tal como S ($TS = \sigma_A$) debe estar a la derecha de $S_{0,85}$ ó de S_1. Evidentemente, el punto S_1 es el más restrictivo mientras el punto T esté por encima del punto D. Por el contrario, cuando T está por debajo del punto D, por ejemplo en T', se demuestra fácilmente que la hipótesis $\eta = 0,85$ es la más desfavorable (S'a la derecha de $S'_{0,85}$).

La condición (I) transformada en igualdad, se traduce pues por las dos semirectas DU y DV; para otros valores de R_b se encontrarían semirectas paralelas que se cortan siempre sobre el eje de los t_i. Es preciso no olvidar que se trata de una le[illegible] mínimos; el rayado de la zona UDV, limita, por consiguiente la zona de [illegible]bilidad.

Condición 2ª.

La fibra A no debe en ningún caso romperse por aplastamiento

$$t_{A\ máx} + \eta \sigma_A \leq R'_b$$

o, si $t_{A\ máx} \equiv t_2$ y $\sigma_{A\ máx} \equiv \sigma_2$, $\sigma_A \leq \frac{R'_b - t_2}{\eta} = \sigma_2$ (II)

con $\eta = 1$ cuando $R'_b - t_2 > 0$

y $\eta = 0,85$ cuando $R'_b - t_2 < 0$ (ver fig. 4).

Condición 3ª.

La fibra B no debe en ningún caso romperse por aplastamiento.

$$t_{B\ máx} + \eta \sigma_B \leq R'_b$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

o, si $t_{Bmáx} \equiv t_3$ y $\sigma_{Bmáx} \equiv \sigma_3$

$$\sigma_B \leq \frac{R'_b}{\eta} = \sigma_3 \qquad \text{(III)}$$

con $\eta = 1$ cuando $R'_b - t_3 > 0$

y $\eta = 0{,}85$ cuando $R'_b - t_3 < 0$

Esta condición se traduce exactamente por el mismo gráfico de la condición 2 (fig. 4)

Condición 4ª

La fibra B no debe romperse por tracción, en ningún caso

$$t_{B\ mín} + \eta \sigma_B \geq R_b$$

o, si $t_{Bmín} \equiv t_4$ y $\sigma_{Bmín} \equiv \sigma_4$,

$$\sigma_B \geq \frac{R_b - t_4}{\eta} = \sigma_4 \qquad \text{(IV)}$$

con $\eta = 1$ cuando $R_b - t_4 < 0$

y $\eta = 0{,}85$ cuando $R_b - t_4 > 0$

Esta condición se traduce exactamente por el mismo gráfico que la condición I (fig. 3)

<u>Determinación de X y de i dadas las solicitaciones y la sección.</u>

(figs. 5 , 6, 7 y 8)

Sea una sección cualquiera (fig. 5).

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Llévese en abscisas, a partir del punto O, la tensión media de pretensado σ_G y, en ordenadas, i (hacia abajo) y n (hacia arriba) (fig. 6).

En el sistema de coordenadas cuyo origen sea O' tracemos las leyes límites correspondientes a las condiciones 1 y 2. Análogamente, en el sistema de origen O" representemos las leyes límites correspondientes a las condiciones 3 y 4. Se trata de cuatro rectas que dependen únicamente de R' y R (En la práctica se debe construir, de una vez para siempre, un ábaco de las cuatro leyes para diversos valores de R'_b y R_b).

A continuación se calcularán las cuatro "tensiones límites de carga" t_1, t_2, t_3 y t_4, (por ejemplo, con la ayuda de las fórmulas (8) a (11), cuando se trate de flexión simple), que se llevarán en ordenadas en las figuras 7 y 8.

De ellas se deducen, instantáneamente, las "cuatro tensiones límites de pretensado" σ' que se llevarán al diagrama de la fig. 6.

Se aprecia inmediatamente que se dispone, en general, de una doble infinidad de soluciones posibles para X e i, que deben ser tales, que la recta que representa las σ', esté comprendida entre las rectas 1-4 y 2-3, que forman un "núcleo".

(En caso de flexión esviada o alternada, cuando se comprenda, a priori, que las fibras tales como la C- C_1 han de estar más expuestas, en ciertas hipótesis, que las A ó B, se establecerán, a la altura de C, dos nuevos valores límites para σ', sirviéndose de los mismos diagramas de las figuras 7 y 8. Estos dos nuevos límites, estarán representados por dos cotas complementarias sobre la horizontal que pasa por $C-C_1$, las cuales podrán estrechar, o incluso anular, el núcleo).

Discusión.

1. Sección insuficiente, a priori. Este es el caso en que el

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

punto 1 está a la derecha del punto 2, y/O, cuando el punto 4 está a la derecha del punto 3, es decir, cuando el núcleo no existe.

Fuera de esta hipótesis, existen siempre soluciones, al menos - teóricamente, ya que pueden ser irrealizables en la práctica por razón de la posición que de ellas resulte para los cables.

2. Solución teóricamente más económica. Esta solución es evidentemente, la que crea las tensiones de pretensado σ representadas por 1-4 (fig. 6), porque el esfuerzo X correspondiente, proporcional a OM_I es el menor; y el cable es, pues, igualmente, el más ligero. La posición del cable se determina por $i = \frac{r^2}{n}$.

3. Solución prácticamente económica. Si la posición encontrada (I_1) es irrealizable (por estar, por ejemplo, fuera de la sección, que es el caso de la figura 6), se adoptará un valor de i lo más próximo posible al valor teórico. De este nuevo valor de i (O I) se deducirá $n = \frac{r^2}{i}$ y un nuevo punto N que al unirlo con el punto 4 (en el caso de la fig. 6) dé la solución económica práctica K-4 con el valor de X que se deduzca de OM.

Podría suceder que la solución económica práctica se obtuviese uniendo el punto N al punto 2 (caso de la fig. 9), al punto 1 (fig. 10) o finalmente, al punto 3 (fig. 11). En general, la solución se encuentra fácilmente haciendo girar alrededor del punto N, y en el sentido de las agujas de un reloj, una de las rectas de las σ comprendida en el núcleo 1-2-3-4 hasta encontrar la primera cota límite que no puede ser más que el punto 4 ó 2 cuando N está por encima de O ($i > 0$), (figs. 6 y 9), o bien el - punto 1 ó 3 cuando N está por debajo de O ($i < 0$) (figs. 10 y 11); en este último caso, la rotación debe hacerse en el sentido contrario a las agujas del un reloj, porque se trata siempre de encontrar el valor más pequeño posible de OM.

4. Sección practicamente insuficiente. Este caso se presenta -

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

especialmente cuando la zona de las [illegible] teóricamente aceptables, está enteramente fuera de la sección (fig. 12). Puede del mismo modo ocurrir que la cantidad de cable necesario sea tal que resulte imposible colocarlo todo dentro de la sección, aún cuando el eje de la armadura no se salga del contorno de aquella.

Observaciones.

1. Se ha visto que el método era aplicable, no sólo en el caso de flexión simple (M_x), sino igualmente en el de flexión esviada (M_x y M_y) y flexión alternada (M_x ó M_y), lo mismo que en cada uno de estos casos combinado con un esfuerzo axial N, de compresión o de tracción. Hay que advertir que esto sigue siendo cierto cualesquiera que sean los signos de los valores mínimos y máximos entre los cuales los M_x, los M_y y los N puedan variar.

Así pues, el método resuelve con relativa sencillez todos los casos de solicitación imaginables, desde el punto de vista de las tensiones normales de las secciones rectas, tales como vigas simples con o sin ménsulas, vigas prefabricadas que deban poder girar, durante su manipulación, 90 y 180 grados alrededor de sus ejes, vigas para estructuras de tejados de mucha inclinación, (flexión esviada), soportes, arcos, tirantes, etc.

2. Los segmentos en línea gruesa (figs. 6, 7 y 8) de los diversos ejes, indican las zonas de variación posible de t_A, t_B, i, n y σ_a. (ó X).

3. Una vez determinados X ó i, se encontrarán las tensiones totales τ máximas, o mínimas, en A y B, sumando algebraicamente las t y las σ de igual índice, pero multiplicando las σ por $\eta_{min} = 0,85$ siempre que ésto parezca más desfavorable. Las τ pueden ser determinadas más rápidamente aún transformando las figuras 7 y 8 en ábacos de base apropiada para los diversos valores de R'_b y R_b.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Ejemplo de aplicación.

Se va a estudiar la viga cuya sección es la de la fig. 15, en las seis hipótesis siguientes:

a) Peso propio solamente: 95 Kg/m. (esquema fig. 13)
b) Peso propio más sobrecarga máxima: 495 Kg/m. (fig. 13)
c) Viga girada 180º y suspendida por los extremos (fig. 13).
d) Viga girada 90º y suspendida por los extremos (fig. 13).
e) Viga girada 180º y suspendida a una distancia c = 0,207 L de los extremos ($M_F = M_H = M_I$; fig. 14).

f) Viga girada 90º y suspendida como en el caso anterior (figura 14).

Tensiones admitidas: $R'_b = 150$ Kg/cm^2
$R_b = 15$ Kg/cm^2

Determinamos las tensiones de carga extrema, relativas a las fibras más apartadas A, B y C; estos valores, llevados a los ejes de las t (ábaco, fig. 17) nos dan las tensiones de pretensado correspondientes.

El cuadro I consigna las t y σ así determinadas; las últimas se llevan, a continuación, al gráfico de la fig. 16.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

T A B L A I

Caso de solicitación.	En A			En B			En C		
	t	σ_{min}	σ_{max}	t	σ_{min}	σ_{max}	t	σ_{min}	σ_{max}
a	+ 28,2	- 43	+123	- 26,9	+ 13	+177	A priori sin interés		
b	+147.	-161	+ 3	-140,3	+149	+290	Idem.		
c	- 28,2	+ 16	+179	+ 26,9	- 40	+125	Idem.		
d_1	+ 28,6	- 43	+123	+ 35,7	- 50	+116	+64,2	-77	+ 87
d_2	- 28,6	+ 16	+179	- 35,7	+ 25	+187	-64,2	+58	+215
e	- 4,82	- 9	+155	+ 4,6	- 19	+146	A priori sin interés		
f_1	+ 4,88	- 19	+146	+ 6,1	- 20	+145	+11	-25	+140
f_2	- 4,88	- 9	+156	- 6,1	- 8	+158	-11	- 3	+163

(Los valores relativos a las fibras A y B y a las solicitaciones d_1, d_2, f_1 y f_2 no aparecen en la fig. 16 porque no siendo restrictivos - recargarían inutilmente la figura).

Si ahora se examina la figura 16 y se supone que sea preciso considerar únicamente los casos de solicitaciones normales (a) y (b); se observa que existe núcleo (está trazado en la figura), y los mayores mínimos se encuentran a la izquierda de los máximos más pequeños.

Al adoptar la solución más económica (línea "ℓ") para estos casos, se tiene $n = 8,5$ cm.

de donde $i = 61,66 : 8,5 = 7,25$ cm.;

$\sigma_a = 54$ Kg/cm^2

luego $X = 54 \times 378 = 20400$ Kg.

o sea con $R_a = 12.000$ Kg/cm^2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

1,7 cm^2 de acero, o 54 alambres de 2 mm. de diâmetro, distribuidos de modo que se tenga para i = 7,25 cm. (Sistema Hoyer).

La hipótesis (c) es irrealizable: σ_{min} en A (= +16) está a la izquierda del núcleo. Sin embargo, este punto está muy próximo al límite (+149) de modo que si se adopta la solución "ℓ_1", dibujada en trazos, se encuentra:

$$n_1 = 14 \text{ cm.}$$

de donde

$$i_1 = 61,66 : 14 = 4,4 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{G_1} = 72,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X_1 = 72,5 \times 378 = 27.400 \text{ Kg.}$$

o sea 2,28 cm^2 de acero o 73 alambres de 2 mm. de diâmetro.

Sin embargo como se le dá una precompresión de 149 Kg/cm^2 (en vez de 146), se obtendrá una tensión total τ de 153 Kg/cm^2 (en vez de 150).

Finalmente la hipótesis (f) es posible, tanto si se adopta la solución más económica (X) como la (X_1).

En resumen, con X, se resuelven los casos (a), (b), y (f); con X_1 se soluciona además el caso (e), teniendo en cuenta la observación hecha anteriormente.

Observaciones.

I Se ha tratado un caso complejo, pero, en la práctica, en general, no se tendrán más que los casos (a) y (b).

II El método permite resolver rápidamente tres tipos de problemas partiendo de la igualdad:

$$t + \sigma = \tau$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

1º Se conocen los límites de las τ (R'_b y R_b) y los de las t (solicitaciones), y se quieren determinar las σ. Equivale a calcular la sección y la posición de los cables.

2º Dada una precompresión X (inicial) y los límites de las τ, calcular los límites de las t, es decir, las posibilidades de utilización de la viga.

3º Conociendo los límites de las t, y la precompresión, calcular los límites de las τ. Basta (ver fig. 17) llevar t y σ sobre los ejes correspondientes y trazar a continuación desde cada uno de los puntos representativos de estas tensiones, la paralela al otro eje: el punto de encuentro de estas dos rectas dá el punto D que se encuentra sobre dos rectas de los haces R'_b y R_b cuyas intersecciones con el eje de las t, dan, respectivamente $\tau_{máx}$ y $\tau_{mín}$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

457-4-2 FLUENCIA DEL HORMIGON BAJO SOBRECARGAS ELEVADAS.

(Plastic Flow of Concrete at High Overload".)

J. R. Shank.

De: "JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE"

S I N O P S I S

En el presente artículo, el autor, como consecuencia de nuevos datos obtenidos sobre la fluencia del hormigón, vuelve a tratar de la hipótesis relativa a la proporcionalidad entre las deformaciones lentas y la tensión aplicada. Se describen los ensayos realizados sobre probetas cilíndricas de 15 x 30 cm. para medir las deformaciones bajo cargas próximas a las máximas. Los resultados finales de estas experiencias, parecen demostrar que el valor de la fluencia varía de un modo uniforme, cuando la pieza se encuentra sometida a cargas inferiores a los 3/4 de la tensión máxima y que al llegar exactamente a este límite máximo, el citado valor experimenta una brusca alteración. Se incluyen también otros datos de los que se deduce que el trazado de la curva de fluencia es, en general, independiente del tiempo y de la tensión aplicada y que la carga máxima debe reducirse notablemente cuando se toma en consideración el factor tiempo, lo que conduce a un nuevo concepto del coeficiente de seguridad, que modifica las teorías sobre el ahora establecido para las vigas.

Introducción.

Como expresión de la fluencia del hormigón, Straub (*) ha propuesto la fórmula fundamental

$$P = K . \sigma^{p} . t^{q}$$

en la cual P es la deformación de fluencia, que queda definida como una función de la tensión σ y del tiempo t. El factor K, es un parámetro dependiente de las propiedades del material. Los exponentes p y q son constantes y dependen también de las propiedades del material al iniciarse el estado de tensión.

(*) Straub, L.G. "Plastic flow in Concrete Arches"

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Agrupando los dos términos K y σ^P, en uno sólo, la anterior ecuación se transforma en:

$$y = C. x^{1/a}$$

en donde y es la fluencia por unidad de tensión, C es el coeficiente que reúne los dos términos K y σ^P de la fórmula de Straub, x es el tiempo en días y 1/a un exponente que viene dado por la calidad del hormigón, el procedimiento de curado, la edad del material en el momento de su puesta en carga, etc. En general, C y 1/a tienen que ser determinados experimentalmente.

Con esta ecuación, la deformación lenta correspondiente a cualquier valor de la tensión, venía dada por el producto de y por dicha tensión. Se suponía, por consiguiente, que la fluencia era directamente proporcional a la magnitud de la tensión aplicada, lo cual, como ahora se ha demostrado, no es cierto.

En los primeros trabajos del autor (*), se daba una tabla de valores de C y 1/a. Sus intentos para generalizarlos a los diversos valores de la fluencia, correspondientes a los distintos estados de carga, como se verá en el presente artículo, no tuvieron éxito. El gráfico de la fig. . dá los valores de C, en función de la carga, expresada en tanto por ciento de la máxima.

Las investigaciones realizadas por los profesores John B. Henry y Richard M. Gensert, de la Universidad del Estado de Ohio, en 1948, junto con los trabajos de los técnicos del A.S.T.P. en 1945 (*') arrojaron cierta luz sobre la naturaleza de las variaciones de C, especialmente en el caso de cargas muy elevadas.

Las experiencias de Henry y Gensert, iban encaminadas a determinar lo que frecuentemente se denomina "verdadera carga máxima" del hormi-

---

(*) Shank, J.R. "The Mechanics of Plastic Flow of Concrete" y "The Plastic flow of Concrete".

(*') Shank, J.R. "Creep of Concrete at High Overload".

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

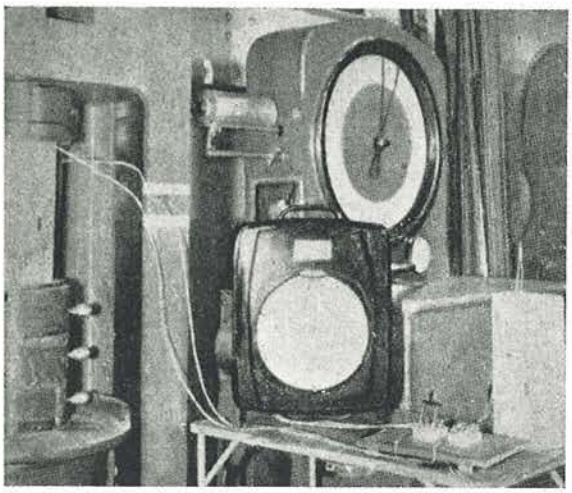

Fig. 19

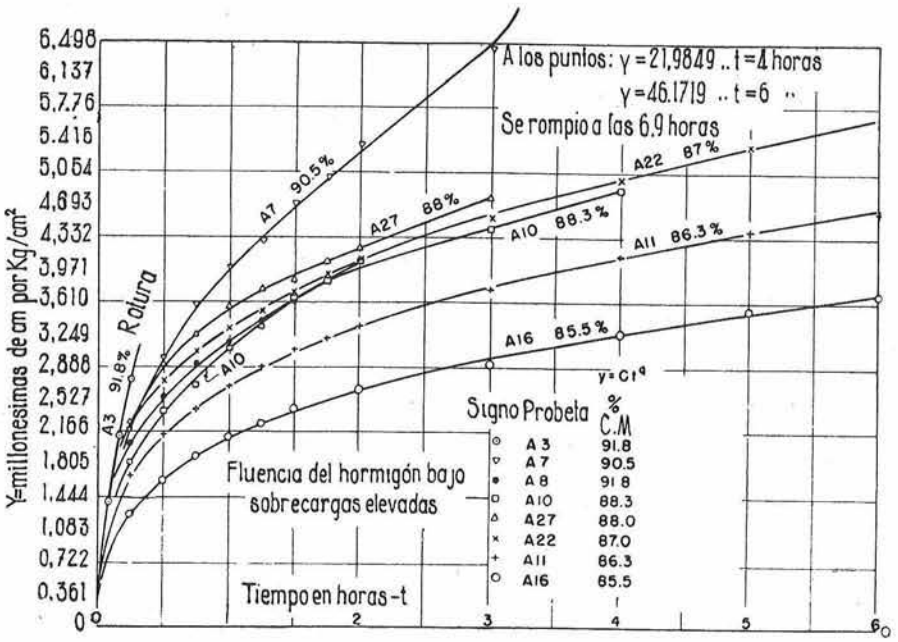

Fig. 20

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Fig. 21

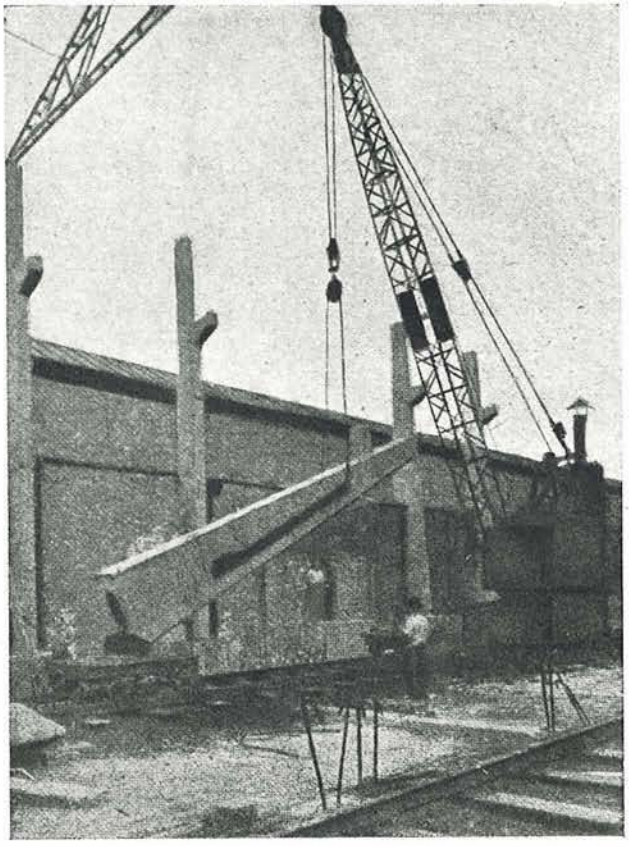

Fig. 22

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

gón, o sea, la carga máxima correspondiente a los distintos tiempos de carga. Para ello hicieron dos clases de ensayos: 1ª. Con cargas instantáneas o de muy corta duración, como las normalmente empleadas en los ensayos a compresión, y cuya magnitud, distinta en cada prueba, variaba desde la necesaria para producir la rotura después de cierto plazo, hasta las más pequeñas, incapaces de causar lesión alguna a lo largo del tiempo. 2ª. Con cargas para las cuales C llegaba a alcanzar grandes valores.

En la Fig. 18, se indican con X y □ , los resultados de estos ensayos, con O, los datos correspondientes a los trabajos realizados por el autor en 1945 y con +, los relativos a las primeras experiencias llevadas a cabo por el mismo, sobre hormigones de análogas características.

Procedimientos de ensayo y resultados. Todo el hormigón empleado en estos trabajos, procedía de una misma mezcla, constituída por grava de 19 mm., arena y cemento Portland, de la siguiente composición, en peso: 1 de cemento, 2,4 de arena y 3,32 de árido grueso. La carga máxima correspondiente a este hormigón, (A.S.T.M.) era de 353 Kg/cm^2.

Se moldearon treinta probetas cilíndricas de 15 x 30 cm. que fueron sometidas a un curado normal, excepto unos días antes de colocarlas en la máquina de ensayo, durante los cuales se desecaron en una cámara de aire. Para cargarlas, se utilizó una máquina especial provista de un dinamómetro pendular, con un dispositivo capaz de mantener una carga constante durante la deformación. Las indicaciones del elongámetro eléctrico que medía las deformaciones, quedaban reflejadas en un instrumento registrador (fig. 19).

De las treinta probetas citadas, cinco se emplearon para determinar la carga máxima normal a los 34 días, la media de las cuales, 353 Kg/cm^2, se tomó como base para establecer los porcentajes. Dos, sirvieron para medir el módulo de elasticidad, siguiendo el método generalmente adoptado en la Universidad del Estado de Ohío. Los resultados fueron 323.400 y

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

320.000 Kg/cm^2. El diagrama de tensiones-deformaciones, para cargas inferiores al 70% de la máxima promedio, resultó ser una línea recta.

Ocho probetas se utilizaron para obtener los diagramas de fluencia reproducidos en la Fig. 20 y doce para determinar el tiempo necesario para que se produjese la rotura bajo cargas muy elevadas. En el momento del ensayo, estas probetas tenían de 33 a 54 días. Otras dos, se ensayaron a compresión a los 60 días, produciéndose el aplastamiento a los 374 Kg/cm^2 . La probeta restante hubo que desecharla por imperfecta.

Evidentemente, era esencial para poder obtener la necesaria aproximación en estos trabajos, que la resistencia y demás características del hormigón empleado, fuesen siempre las mismas. Por este motivo, todas las probetas se sacaron de una misma mezcla, la cual, con arreglo a las normas de la A.S.T.M.(*), tenía una dispersión media de 1 Kg./cm^2 y un coeficiente de dispersión de 0,30%.

En la figura 20 se reproducen las curvas de fluencia-tiempo, correspondientes a las 8 probetas ensayadas. Como los tiempos eran muy cortos, se decidió expresarlos en horas "t", en lugar de en días, y para ello fué necesario sustituir el exponente 1/a de la fórmula general, por el "q".

De la figura 20 se deduce, que todas las curvas de fluencia tienen una forma semejante. Si se dibujan sobre papel de doble escala logarítmica, se transforman en líneas rectas.

La curva correspondiente a la probeta A-7, que fué sometida a una carga equivalente al 90,5 % de la normal máxima, y que se rompió al poco tiempo de permanecer bajo tal carga, presenta un notable aumento de fluencia con relación a las otras.

(*) "Manual on Presentation of Data" A.S.T.M. 3ª Edición. 1940.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

La A-3, se rompió en menos tiempo que la A-7, pero ésta resistió más su carga a costa de una gran deformación. En efecto, multiplicando el valor máximo de la fluencia por unidad de tensión correspondiente a esta - curva, por el de la carga aplicada (320 Kg/cm^2), se obtiene que la deformación unitaria equivalente es 0,0058, que es, aproximadamente, el acortamiento correspondiente a una reducción de temperatura de 538º. Las curvas A-3 y A-7, llevadas sobre papel logarítmico, se transforman en líneas rectas - con gran exactitud.

Los exponentes de A-3 y A-7, son mucho mayores que los de las - otras curvas, para las cuales el valor medio de 1/a es 0,328, que es, precisamente, el valor adoptado inicialmente para hormigones sometidos a cargas admisibles de trabajo.

Fluencia bajo cargas próximas a la máxima. Los trabajos de Henry y Gensert, han proporcionado datos muy valiosos en relación con la fluencia bajo cargas próximas a la máxima. Estos datos se indican en la figura 18 en las - proximidades de la parte superior de la curva inferior. Los resultados obtenidos en los trabajos realizados durante los años 1944-45, se señalan en dicha figura con un circulito, y los relativos a los de 1935, con un +. De éstos últimos, únicamente se tomaron en consideración los correspondientes a hormigones de similar elasticidad, edad, y condiciones de curado.

Es interesante señalar, que el valor de la fluencia parece variar de un modo uniforme, cuando la carga es inferior a los 3/4 de la máxima, - presentando un fuerte codo en las proximidades de la "verdadera carga máxima". Estos hechos, aunque confirmados por dos grupos distintos de datos, deben aceptarse solamente, como una indicación de lo que probablemente ocurre en la realidad. Si se ajustasen exactamente a lo que sucede en la práctica, la ecuación de las curvas de fluencia podría establecerse sin la expresión σ^f, tomando para C ó K. σ^p, un valor único (por ejemplo el de 0,05+ 0,15%) siempre que se quisiese determinar la fluencia, con tal de que se - mantuviese el material dentro de los límites de las condiciones de trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Los datos de la parte superior de la figura 18, se obtuvieron mediante un ensayo tipo normal, sometiendo las probetas cilíndricas a cargas expresadas en tantos por ciento, previamente fijados, de la de 353 Kg/cm^2 tomada como máxima, y manteniendo constantes dichas cargas hasta que se producía la rotura, anotando, en cada caso, el tiempo transcurrido desde el instante en que empezó a actuar la carga. La escala de tiempos, en minutos, figura encima del diagrama. Parece evidente que las dos curvas han de juntarse a la derecha de la figura, ya que las roturas en los ensayos correspondientes a la curva superior, son, al parecer, debidos a deformaciones excesivas, como ocurría, según se ha visto, para la curva inferior.

De todos estos datos se deduce que la curva de fluencia, de un modo general, es la misma tanto para largos como para cortos periodos de tiempo de carga, y tanto para cargas elevadas, como para cargas reducidas. Resulta también que la función representativa de la variación del valor de la fluencia por unidad de tensión, bajo cargas distintas, es una línea recta, sea cual sea el estado de carga considerado. Indican asímismo, que la carga máxima del hormigón, debe reducirse en una considerable cantidad, cuando interviene el factor tiempo, como ocurre en la mayor parte de los casos prácticos. Este hecho conduce a un nuevo concepto del coeficiente de seguridad, que modifica las teorías sobre el ahora establecido para las vigas.

El porcentaje que representa la "verdadera carga máxima" oscila alrededor del 90%.

Conclusión.

Es indispensable efectuar un considerable número de nuevos ensayos, para poder llegar a confirmar, o demostrar la falsedad, de la hipótesis que asimila la ley de variación de los valores de la fluencia, a una línea recta.

De la misma manera, se hace necesario determinar, mediante nuevas investigaciones, la "verdadera carga máxima" en hormigones pobres; con

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

agregados especiales; curados en ambiente húmedo, o en seco; de consistencia húmeda, o seca; vibrados "in situ", o no vibrados; y, finalmente, en hormigones que contengan elementos o agentes portadores de aire.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

591-0-2 CONSTRUCCIONES DE HORMIGON PRETENSADO EN BELGICA

(Some prestressed concrete buildings in Belgium)

De: "THE INDIAN CONCRETE JOURNAL"

R E S U M E N

Este artículo, ofrece una breve información sobre tres construcciones efectuadas en Bélgica con hormigón pretensado.

Las dos primeras son el hangar del Aeropuerto de Bruselas y una fábrica textil en Gante, de las que ya se ha tratado en otro artículo de "Ultimas Noticias" por lo que se omite su referencia.

La tercera información es muy curiosa pues se trata de los trabajos que fué preciso realizar para elevar 2,43 m. dos torres de mampostería medievales. El peso a elevar en cada una se evalúa en 2.845 Tm. Para ello se insertaron en la parte baja de cada torre dos ordenes de vigas de hormigón pretensado separadas 20 cm. Cada uno de estos órdenes comprendía dos series de vigas dispuestas perpendicularmente formado un emparrillado. Entre las dos capas de vigas se situaron 26 gatos, con una potencia de 150 Tm. cada uno. Estos gatos iban embebidos en las vigas superiores y apoyados por intermedio de una placa metálica sobre las inferiores. La torre se elevaba cada vez 20 cm. A continuación se apuntalaba con bloques de hormigón y se colocaban otros bajo la placa en que apoyaban los gatos, para efectuar una nueva elevación de 20 cm.; y así sucesivamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

591-1-1 COLUMNAS PRETENSADAS FABRICADAS EN TROZOS

(Sectional Prestressed Colums)

Editorial.

De: "THE BUILDER".

S I N O P S I S

Refleja el artículo las características más sobresalientes de un edificio, que es probablemente el primero en el que se utilizan las columnas de hormigón pretensado divididas en trozos. Estas columnas tienen una altura de 11 m, y pesan unas seis toneladas. Según el lugar de colocación se utilizan columnas macizas, o huecas. La cubierta es de fibrocemento sobre cerchas de aleación de aluminio.

Este edificio, proyectado con soportes de hormigón pretensado y cubierta de aleación de aluminio, es una ampliación de los talleres existentes en los Alexandra Doks of South Wales Board Mills, Ltd. y es probablemente el primero en el que se utilizaron columnas de hormigón pretensado divididas en fragmentos separados y pretensados "in situ" (foto 21).

El edificio ocupa un solar entre dos antiguas construcciones, cuyas paredes de ladrillo lo delimitan por ambos lados. Este solar tiene 17 metros de frente y 243,8 m. de fondo. Las paredes de ladrillo son de 4,87 m. de altura y están provistas de unos soportes para las cerchas correspondientes a sus respectivas cubiertas, colocados a 4,57 m. entre centros. Por la índole de la industria a que se dedican, estos edificios se encuentran normalmente sometidos a una gran humedad y por ello se adoptó el aluminio para la estructura de las cubiertas, previéndose que así no será necesario tomar nuevas precauciones para evitar la corrosión y los costosos gastos - que la renovación de la pintura, exige en las estructuras de acero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Las columnas pretensadas fueron hormigonadas por dos procedimientos distintos: algunas se construyeron en una sola pieza y otras en varios trozos independientes. La altura de las columnas es de 11 m. hasta los aleros, y a unos 2,5 m. por debajo de estos, tienen unas ménsulas en las que van atornilladas unos carriles de aluminio laminado.

El edificio está dividido en cuatro partes, una para cada fase de la manufactura que comprende desde la recepción de la materia prima en bruto, hasta el despacho del producto terminado. Los primeros 36,5 m., que corresponden al extremo oeste, se destinan al almacenamiento y clasificación de los materiales, por lo cual se dejaron libres desde el suelo al techo; en la segunda nave se construyó un piso intermedio de hormigón armado (hormigonado "in situ") apoyado sobre una serie de columnas y vigas interiores y está destinada al alojamiento de la maquinaria de preparación; en la tercera, también de máquinas, se construyó otro piso similar al anterior, situado a 2,74 m. del suelo.

Ambos pisos, mediante unas barras de anclaje que sobresalen de las columnas de hormigón pretensado, se hacen solidarios con éstas, proporcionando a la estructura la necesaria rigidez lateral y transmitiendo parte de la carga debida al viento, a las columnas interiores; en el extremo de la tercera nave, se ha construido un un tanque de hormigón armado, para agua. Los últimos 45,7 m. del edificio, destinados a almacén de los productos terminados, forman también una nave útil hasta el techo, no habiéndose edificado en ellos ninguna planta intermedia.

Cimentación. Una vez realizada la inspección y reconocimiento del lugar de ubicación de las diversas columnas, se decidió limitar la presión sobre los cimientos a 2.270 Kg/m^2 y recurrir a la cimentación por pilotes en los lugares correspondientes a los alojamientos de maquinaria pesada.

Superestructura. Las 104 columnas prefabricadas que constituyen la estructura, pueden clasificarse en dos grupos: huecas y macizas. Ambas tienen aproximadamente el mismo peso, pero las huecas resultan mucho más rígidas, por lo cual se utilizaron en aquellos lugares en que no se cuenta con el -

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

arriostrado lateral que proporcionan las plantas intermedias. El tipo macizo, de 30 x 76 cm. de sección, se utiliza por tanto en las dos naves centrales, exclusivamente.

El hormigón empleado para ambas clases de columnas, se obtuvo con 840 l. de granito troceado, de dimensiones comprendidas entre 6,5 y 9,5 m/m., 42 l. de arena de río y 500 kg. de cemento rápido, con una baja relación agua/cemento. La resistencia a la compresión, en probetas cúbicas, fué de 450 kg/cm^2 a los cinco días, alcanzando los 632 Kg/cm^2 a las ocho semanas.

En las columnas macizas, de las que hay 58, se introducen cinco cables de 12 alambres, que quedan perfectamente sujetos en los extremos de las columnas, en conos de anclaje tipo Freyssinet. El tesado se realiza por medio de gatos hidráulicos Freyssinet de doble acción.

Como se ha dicho, la misión de las columnas no es sólo la de sostener la cubierta del edificio, sino también la de soportar los carriles del puente grúa, que deberá poder desplazarse a todo lo largo del edificio, así como otros tres más pequeños accionados eléctricamente. Para ello llevan las columnas unas ménsulas en la parte que dá hacia el interior del edificio, reforzadas con armaduras de acero dulce.

Las columnas huecas, son de sección variable (foto 22). Tienen 40,6 x 53,3 cm. en la parte superior y 40,6 x 127 cm. en la base, y se utilizan en el resto de las naves. Fueron fabricadas en siete trozos independientes, de 76 m/m. de espesor en las paredes laterales y de 127 m/m. en los extremos. Cada trozo lleva cuatro perforaciones longitudinales para el paso de los cables de pretensado (cuatro de doce alambres) que se anclan en las piezas extremas por medio de conos tipo Freyssinet. Antes de realizar el tesado, se unen extremo a extremo los diferentes trozos de cada columna, sobre unas plataformas especiales, introduciendo después los cables a lo largo de los orificios y dejando, entre cada dos piezas consecutivas, una capa de mortero de unos 20 m/m. de espesor. Al cabo de 24 horas se pro

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

cede al tesado de los cables, haciendo uso de los gatos especiales tipo - Freyssinet y se rellenan finalmente con mortero los orificios por los que pasan los cables. Al propio tiempo, se coloca la armadura de acero dulce en las ménsulas de que ya se ha hablado (foto 23).

Se adoptó el procedimiento de fabricación por trozos independientes, por resultar de ello algunas ventajas, como son: la simplicidad de los moldes, la perfecta vigilancia con que pueden efectuarse los trabajos, el poder realizar estos a cubierto, y la mayor facilidad de manejo en general. Las columnas macizas, de una sola pieza, tuvieron en cambio que ser fabricadas al aire libre, con todos los riesgos que esto supone.

La medición de la magnitud de las tensiones aplicadas, se llevó a cabo por medio de manómetros perfectamente contrastados y mediante la - observación directa de los alargamientos de los cables. Se dieron algunos casos de deslizamiento después de aplicadas las tensiones, pero la proporción fué inferior a 1/48. Las columnas, cuyo peso era de unas 6 toneladas, estaban provistas de orificios especiales para su elevación y manejo.

La grúa utilizada para levantar y trasladar las columnas, fué empleada también para colocar las cerchas de aluminio de 18 m. de luz. Estas estructuras "Alframe", pesan aproximadamente, la cuarta parte que las equivalentes de acero y tienen la ventaja de no requerir gastos de - pintura y mantenimiento. Pueden ser elevadas hasta su posición definitiva en una sola pieza, y hacen innecesaria la utilización de elementos que aumenten su rigidez durante la maniobra. Las correas y los arriostramientos, son también de aluminio y la estructura se recubre finalmente con - planchas onduladas de fibrocemento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

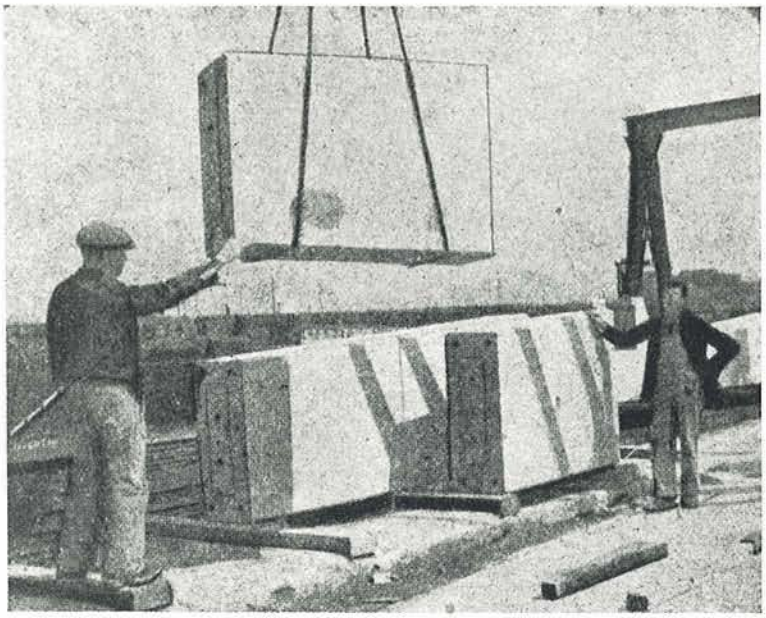

Fig. 23

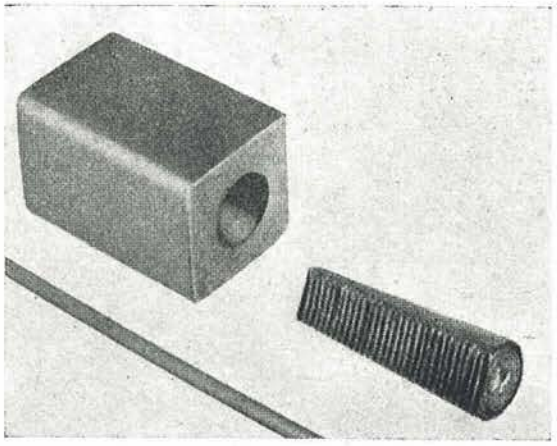

Fig. 24

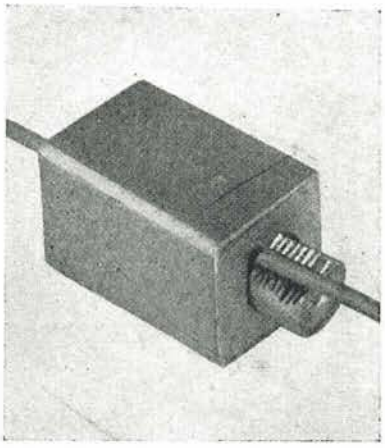

Fig. 25

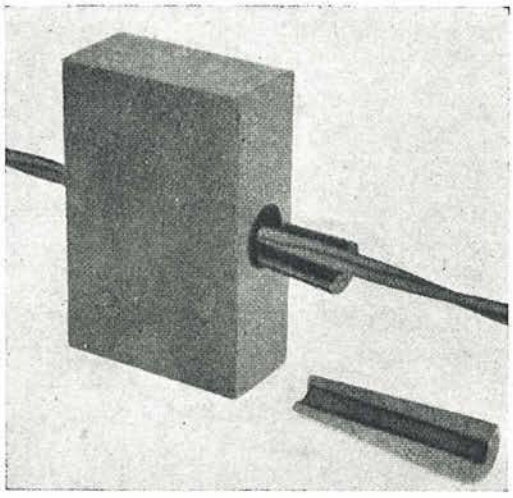

Fig. 26

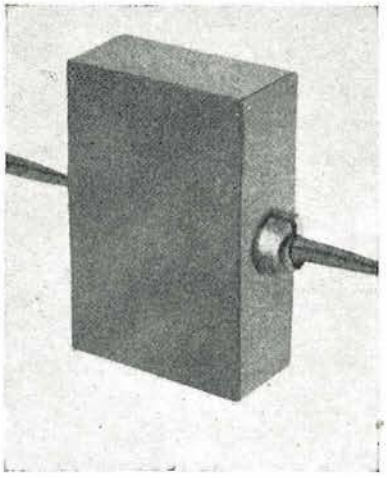

Fig. 27

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

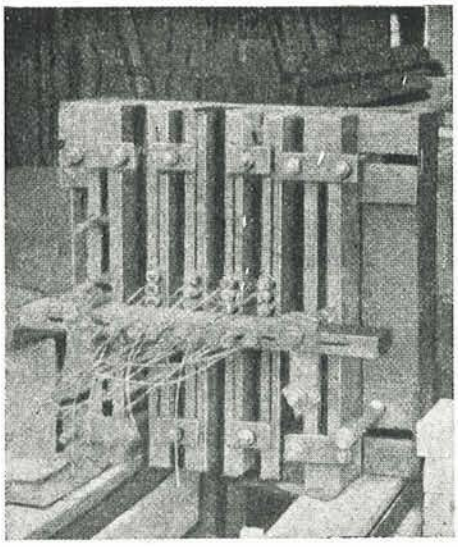

Fig. 28

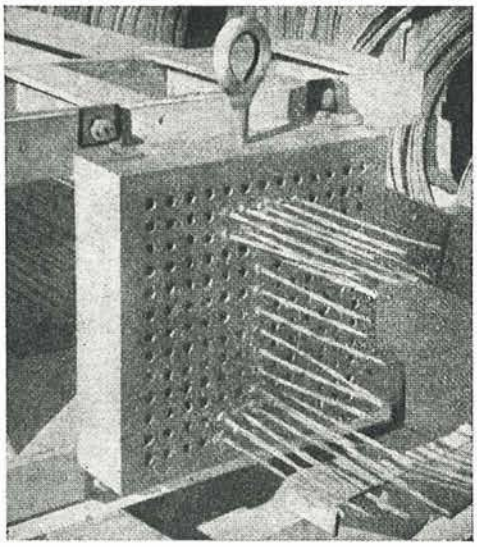

Fig. 29

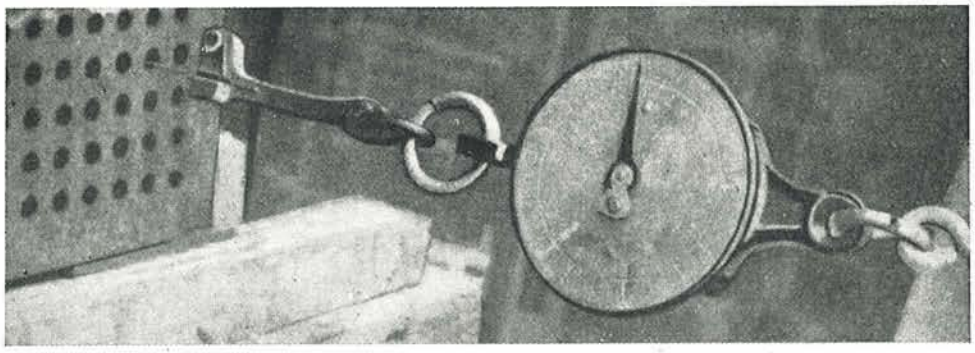

Fig. 30

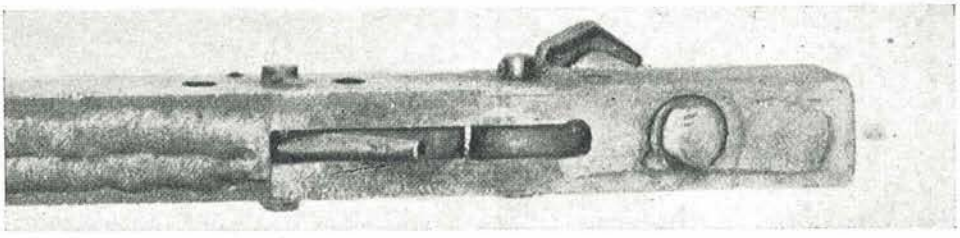

Fig. 31

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

837-2-1 UN DISPOSITIVO DE SUJECION DE ALAMBRES EN EL HORMIGON PRETENSADO

(A wire gripping device for prestressed concrete production). Editorial.

De: "CIVIL ENGINEERING AND PUBLIC WORKS REVIEW"

La Unidad de Experimentación del Ministerio de Obras ha ideado dos dispositivos para mantener la tensión en los alambres de la armadura de las unidades de hormigón pretensado.

El primero, el dispositivo "Gladwin" (figs. 24 y 25), consiste en un perno cónico con una sección plana dentada y que encaja en un orificio también cónico, efectuado en un pequeño bloque, que puede ser cuadrado como en las figs. 24 y 25 o redondo como en la 28. El otro, conocido por tipo "cono partido" (split conical) (figs. 26 y 27), consta de dos partes que, juntas, forman un tronco de cono, con un agujero cilíndrico axil dentado en el interior. El conjunto encaja, como el anterior, en una cavidad cónica y entre las dos partes queda aprisionado el alambre.

Naturalmente, las superficies dentadas deben ser de mayor dureza que el alambre, lo que se consigue por cementación.

Las varillas usadas en este trabajo han sido de las características siguientes: de 4,877 a 1,626 mm.; esfuerzo de tracción máximo de - 173,22 a 220,5 Kg/mm.; y dureza que varía entre 600 y 700 (escala piramidal de diamante B S S 427: 1931). Por tanto, la dureza de los pernos no debía ser menor de 800.

El tipo "Gladwin" es más fácil de producir. Los dos se han hecho en acero dulce cementado, y el primero también en acero rápido (tungsteno), aunque para usos normales no es necesario. Cuando los alambres se están tesando, las cuñas de acero dulce son capaces de adoptar la forma -

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

de los agujeros, pero en cambio si son de acero de herramienta es posible la rotura.

Las piezas pueden producirse con una tolerancia de ± 0,0076 mm., y después de la cementación es admisible ±' 0,0127 mm. La tangente del semiángulo cónico es $\frac{1}{10}$.

Los pernos pueden usarse también para miembros de hormigón de tesado ulterior y entonces, evidentemente, solo pueden usarse una vez.

En la fig. 28 se muestra el primer procedimiento y en la 29 el segundo, donde además se aprecia que los agujeros se han practicado en un solo bloque. En el caso de la fig. 29 se ve la armadura de una viga en I.

Para conseguir un tesado uniforme es aplicable un dinamómetro (fig. 30) que se antepone al aparato tensor.

La tensión se mantiene hasta que el hormigón ha fraguado. Los alambres se cortan entre el anclaje y la unidad y las cuñas pueden volverse a usar recuperándolas con el aparato de las figs. 31 y 32.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

837-2-2 ARMADURAS FLEXIBLES PRETENSADAS

(Armatures souples prêtendues)

Conferencia de M. Marcel Chalos.

De: "TRAVAUX"

S I N O P S I S

En este artículo se habla de unas nuevas armaduras flexibles - pretensadas que vienen a salvar los inconvenientes de tener que emplear un material adecuado y un personal especializado, inconvenientes que presentan las armaduras que corrientemente se emplean.

Estas nuevas armaduras están formadas por una vaina en cuyo interior se aloja lo que se llama alma flexible.

El artículo se divide en tres partes: estudio de la vaina o armadura propiamente dicha, estudio del alma flexible y estudio de la unión de ambas.

Por último se exponen las aplicaciones de estas nuevas armaduras así como las ventajas que las mismas presentan.

La ejecución de obras de hormigón pretensado según el dispositivo clásico impone prácticamente que las armaduras sean rectilíneas o de - débil curvatura y que presenten todo lo más una articulación; el tesado - de estas armaduras requiere el empleo en obra de un material adecuado, manejado por un personal especializado.

Para librarse de estos inconvenientes es por lo que se han realizado las armaduras flexibles pretensadas, fabricadas y tensadas en el - taller, cuyo empleo en obra en forma rectilínea o de curvatura cualquiera será más sencillo que la colocación de los redondos en el hormigón armado.

Esta afirmación se basa en lo que sigue:

Si se considera una vaina tubular con un alma interior que pue-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

da deslizarse dentro de la vaina con un ligero rozamiento y esta última se mantiene en tensión apoyando sobre el alma, se consigue un sistema estable que no tiene ninguna tendencia a pandearse, sea cual sea su longitud y aún cuando el alma y la vaina sean flexibles.

En efecto, el momento flector, que podría venir de cualquier deformación del alma, está equilibrado exactamente por un momento flector de signo contrario que proviene de una deformación igual de la vaina.

Algo parecido ocurre, aunque sea en sentido contrario, con el cable del freno de una bicicleta. La palanca del freno tira del cable interior apoyándose en la funda flexible exterior, sin provocar ningún pandeo en el conjunto, y con el mismo resultado se podría repetir la experiencia tirando de la funda y comprimiendo el cable interior.

Así si se fabrica una vaina o funda flexible extendida apoyándose para ello en un alma interior igualmente flexible, se habrá conseguido un sistema constituido por una especie de cable cuya periferia está extendida y cuyo interior está comprimido.

Esta armadura, fabricada en taller, y llevada a la obra enrrollada en un carrete, se desenrrollará al llegar a ella y se colocará en el encofrado según la forma proyectada.

Una vez que se ha hormigonado y se ha endurecido el hormigón, se soltará una de las ataduras de los extremos, con lo que la vaina exterior tenderá a su longitud primitiva, y por adherencia obligará a comprimirse al hormigón, quedando libre el alma interior que puede ser reutilizada para una nueva armadura. Así se habrá cambiado el apoyo de la vaina, del alma al hormigón.

1º - Vaina o armadura propiamente dicha.

Debe cumplir tres condiciones:

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

a) Si se realiza en acero, debe poderse extender con tensiones - tan elevadas como sea posible (120 a 150 Kg/mm^2), de modo que pueda compensar útilmente los efectos de retracción, fluencia y acortamiento del hormigón.

c) Debe conservar rigurosamente en forma tubular incluso siendo curva, con el fin de que pueda cumplir la condición de no - pandearse.

Se pueden construir vainas mediante dos llantas de 40 mm. de ancho soldadas y enrolladas en espiral de modo que constituyan un tubo continuo y flexible; en su periferia se colocan espolones regularmente espaciados.

Sobre este tubo y en dos sentidos, se colocan cordones de alambres finos que se mantienen exactamente en su posición inicial por medio de los espolones.

Así se realiza una vaina, cuyos alambres podrán ser convenientemente revestidos, en la que la resistencia a la adherencia, a pesar del vacío interior, está perfectamente asegurada por el tubo que queda incorporado y puede ser rellenado posteriormente.

2º Alma flexible.

Está constituida por una especie de cadena de elementos cilíndricos de acero semi-duro, articulados unos con otros según una superficie cilíndrica y sujetos entre sí con cierta holgura de modo que puedan ser extraídos aunque haya curvatura.

La articulación cilíndrica no permite grandes curvaturas, pero en la práctica esta restricción no presenta inconvenientes teniendo como contrapartida una mejor disposición de la armadura y mayor sencillez en la ejecución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

3º Unión del alma y de la vaina.

Está formada por una culata de hormigón zunchado en el que se insertan las extremidades de los cordones. Además se coloca en el centro una espiral de acero, que sirve de tuerca a un tirafondo de paso largo.

La unión se efectúa como sigue:

Sobre un banco de longitud conveniente, se tesa la vaina hasta que los alambres sufren una tensión tal que se entra en la zona de fluencia del acero de modo que se asegure la igualdad de tensión en todos los alambres. En esta posición se introduce el alma en la funda y se atornillan los tirafondos del extremo.

Se reduce progresivamente la tensión de la vaina, que queda apoyado en el alma sin deslizamiento relativo, lo que permite la obtención de armaduras de longitud indefinida. La vaina conserva entonces una tensión, función de las secciones relativas de los alambres y del alma y es aproximadamente los 7/10 de la tensión inicial de los cordones.

La vaina cargada bajo tensión, que por construcción, presenta un coeficiente de seguridad suficiente, puede ser enrollada y enviada a la obra. Su tensión real puede ser medida siempre, hasta el momento del hormigonado, por comparación de su alargamiento o por cualquier otro artificio de medida.

El tesado del hormigón después de su endurecimiento se ejecuta muy fácilmente. Basta con desatornillar los tirafondos con una llave en uno de los extremos. La longitud de las roscas debe ser tal que la operación se realice progresivamente aflojando sucesivamente, poco a poco, todas las armaduras. Se extrae en seguida el alma, que se devuelve a la fábrica con los tirafondos, y si es necesario, se inyecta hormigón dentro del hueco del tubo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

En principio, la culata queda incorporada a las obras, asegurando así una seguridad suplementaria por el anclaje que constituye.

* * *

Estas armaduras son especialmente destinadas a la ejecución de grandes obras. Para las obras modestas, se supone que se les podrá dotar de un dispositivo sencillo; actualmente se estudian diversas variantes aunque todas basadas en los mismos principios.

Para determinar el pretensado final del hormigón, conviene tener en cuenta el acortamiento elástico del mismo y el efecto de retracción; - por el contrario no hay que preocuparse de la fluencia del acero. Este - fenómeno se encuentra, en efecto, eliminado prácticamente, tanto por el - tesado inicial de carga superior a la carga de trabajo, como por el tiempo que transcurre desde la fabricación de la armadura hasta su colocación en obra.

Este sistema presenta, por otra parte, la ventaja de asegurar - una adherencia extremadamente eficaz de los cordones y del hormigón y, - aparte de la seguridad general que proporciona tal adherencia, presenta - también la ventaja de reducir el efecto eventual de la fluencia de los aceros bajo las vibraciones que pueda sufrir la estructura.

Es preciso además elegir entre eliminar el efecto de una parte de la retracción del hormigón al ejecutar el pretensado apoyándose sobre el hormigón endurecido, o impedir la fluencia del acero y asegurar una - buena adherencia al incorporar al hormigón un acero previamente extendido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

837-4-4 TRAVIESAS DE HORMIGON PRETENSADO

(Traverses en Béton Précontraint)

E. Freyssinet.

De: "SOCIETE TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRECONTRAINTE" (Memoria)

S I N O P S I S

El autor expone los problemas generales y las dificultades que se presentan en la fabricación de traviesas para ferrocarril y las posibilidades que el hormigón pretensado puede ofrecer para ello.

Las traviesas para ferrocarril deben ser a la vez ligeras, muy manejables y muy resistentes para poder soportar los esfuerzos a qué son sometidas como consecuencia de las percusiones que les son transmitidas por los carriles al paso de los trenes.

El primer problema que se presenta es el de la sujeción de los carriles a las traviesas, unión que debe ser segura a la vez que elástica y ha de permitir la sustitución fácil del carril sin necesidad de levantar la traviesa. La solución que se preconiza es por medio de láminas resorte en acero duro situadas entre traviesa, carril y tirafondo.

Dos tiras de traviesas de hormigón pretensado se han fabricado hasta ahora:

1.- Traviesas con armaduras de alambres paralelos, cuyo anclaje queda solamente asegurado por adherencia. Estas traviesas á pesar de sus defectos (dificultad de proteger de la oxidación al acero y riesgo de perder la tensión en sus extremos) se han construido en bastante gran escala en Inglaterra y han dado hasta el presente un resultado satisfactorio.

2.- Traviesas con armaduras de alambres anclados en el interior de la masa de hormigón, cuya resistencia a los choques y al esfuerzo cortante ha sido mejorada con el empleo de hormigones de alta calidad. Estas traviesas han dado resultados muy satisfactorios en los ensayos realizados y serán, en breve, fabricadas en grandes cantidades.

Aunque los estudios sobre traviesas de hormigón armado se iniciaron hace ya bastantes años, no proporcionaron, en general, más que fracasos o a lo sumo éxitos parciales con aplicaciones muy limitadas. Desde la aparición del hormigón pretensado pareció evidente que este nuevo material sería capaz de proporcionar traviesas de buena calidad. Sin embargo, las experiencias que, antes de la guerra mundial, realizó el Sr. Freyssinet no

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

alcanzaron un resultado práctico debido entre otras causas a que la competencia en el mercado de la traviesa de madera obligaba a fijar precios de venta demasiado bajos, no remuneradores. Por otra parte, cada usuario exigía una determinada traviesa y el problema no podía ser resuelto más que concentrando todos los esfuerzos sobre un mínimo número de tipos distintos.

El enorme consumo de madera efectuado durante la guerra ha dado lugar a que el problema de las traviesas de hormigón pretensado, haya adquirido un interés grande e inmediato por lo que se han emprendido ensayos en gran escala llegándose a la fabricación industrial de traviesas que, si no son ciertamente perfectas, son al menos utilizables.

Una traviesa perfecta debe satisfacer las siguientes condiciones:

- Poderse obtener a un precio conveniente.
- Resistir indefinidamente a las acciones de la vía y del balasto.
- Resistir indefinidamente los efectos de la intemperie.
- Proporcionar una superficie de apoyo sobre el balasto, rugosa, ni demasiado reducida, ni excesivamente grande.

Pero hay, además, una cuestión previa que estudiar, la unión carril-traviesa, que debe ser permanente y segura, permitiendo en lo posible la variación de la separación entre carriles sin cambios en las dimensiones y forma de las traviesas, así como la sustitución del carril por otro igual o de sección algo diferente sin necesidad de mover la traviesa para no perder el asiento conseguido sobre el balasto.

Tanto el precio de venta como la duración de las traviesas no pueden ser determinados con exactitud más que después de emprendida su fabricación en serie y haberlas empleado en obra durante un largo periodo de tiempo. Todo lo que se diga ahora sobre estos aspectos tiene, por

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

tanto, un carácter provisional y estará sujeto a revisión después de realizadas experiencias más prolongadas.

La carga ejercida por un carril sobre la traviesa depende de una multitud de factores. Ensayos realizados en Inglaterra han dado los resultados siguientes:

Reacciones sobre traviesas de junta

800.000	superiores	a 4	toneladas
90.000	id.	10	id.
700	id.	20	id.

Reacciones sobre traviesas ordinarias

300.000	superiores	a 4	toneladas
27.000	id.	a 10	id.
100	id.	a 20	id.

es decir que, el apoyo del carril sobre la traviesa determina una serie de percusiones de intensidad variable entre límites muy amplios. Es, por otra parte, evidente que una determinada solicitación a impacto sobre el carril produce en la traviesa reacciones que dependerán de su masa propia y de la rigidez de la traviesa, del balasto y de la unión carril-traviesa, factores muy variables, no solamente con el tipo de vía sino con las condiciones climatológicas y de entretenimiento. También sería necesario considerar las reacciones elásticas ascendentes que el carril puede producir sobre la traviesa.

El problema de la unión carril-traviesa es pues de primordial importancia. No es sencillo y parece que los técnicos no han llegado aún a ponerse de acuerdo en la elección entre dos soluciones opuestas.

Toda unión entre carril y traviesa se obtiene por la sujeción del patín del carril entre dos superficies por medio de elementos cuya de

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

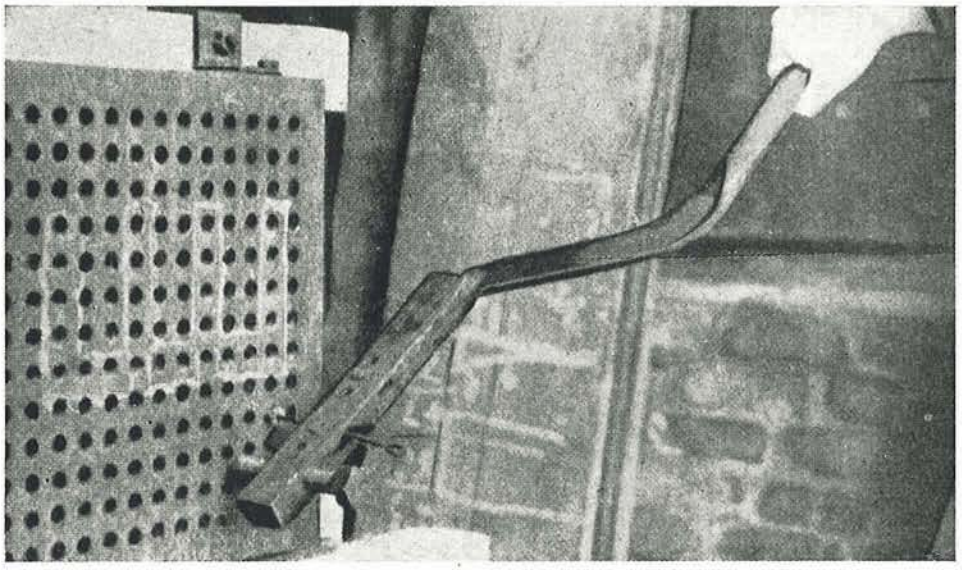

Fig. 32

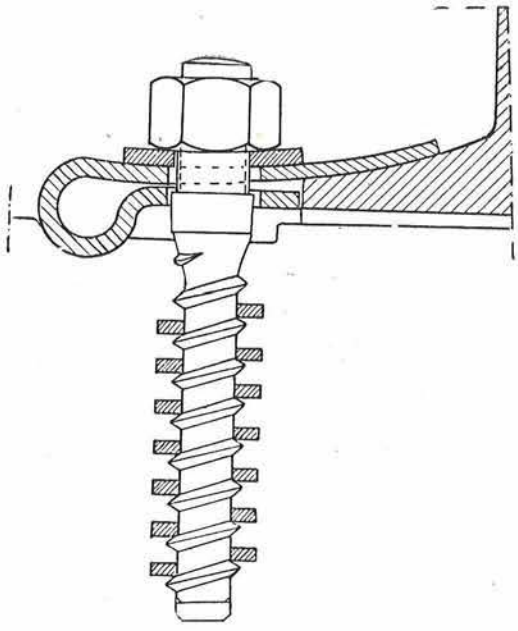

Fig. 33

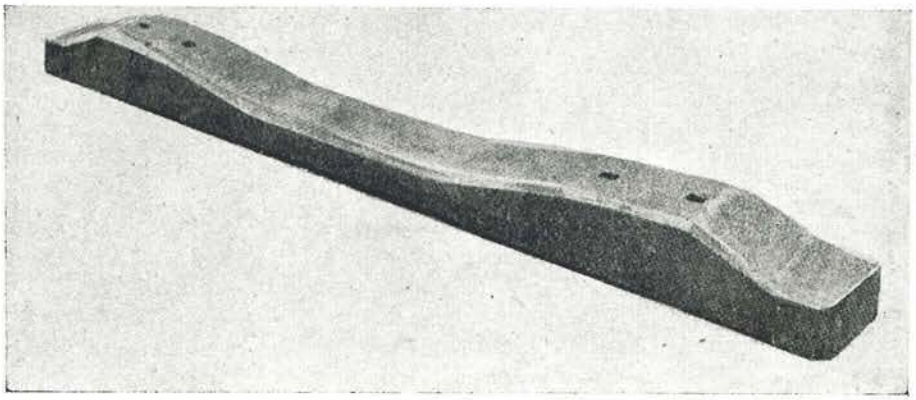

Fig. 34

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

formación elástica debe ser tal que mantenga siempre en contacto las superficies del patín y de la traviesa.

El ideal sería conseguir una determinada deformabilidad de estas uniones pero, si bien es fácil dar elasticidad al contacto patín-hormigón por la interposición de una placa de asiento de madera u otro material análogo, resulta difícil conseguir esa misma elasticidad en la unión del patín con el tirafondo, perno o elemento de sujeción utilizado, sin aumentar exageradamente su precio y su volumen, siendo todavía más difícil el conseguir la debida permanencia en las propiedades elásticas de estos elementos.

Ahora bien, si el carril se desplaza respecto a la traviesa, se producirán entre la cara superior del patín y los tirafondos u órganos de sujeción, una serie de choques que ocasionarán un desgaste y dislocación rápidos.

Para evitar ésto solo hay un medio: dar al asiento carril-traviesa una rigidez tan próxima como sea posible a la de los elementos de sujeción. Pero si esta rigidez es excesiva se aumentan los choques entre el bloque carril-traviesa y las ruedas, por una parte, y el balasto por otra, obteniéndose una vía dura y ruidosa.

El Sr. Freyssinet ha dado a la unión carril-traviesa la solución que se indica en la figura 33, empleando una lámina resorte de acero duro e interponiendo entre carril y traviesa una placa de asiento capaz de experimentar deformaciones análogas. El sistema es muy seguro, permite la sustitución del carril sin necesidad de levantar ni mover la traviesa y ha dado excelentes resultados en los ensayos realizados hasta ahora.

Una vez resuelto el problema de la sujeción, la fabricación de las traviesas no presenta grandes dificultades. Una traviesa es, senci-

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

llamente un prisma de hormigón pretensado longitudinalmente. Basta pues con fijar sus dimensiones, las condiciones del pretensado y los procedimientos de fabricación.

Al igual que ocurre en la mayor parte de las obras de hormigón, son los problemas debidos al esfuerzo cortante los más difíciles de resolver. Ellos fueron los que motivaron el fracaso de los primeros ensayos realizados por el Sr. Freyssinet en 1933 en el Ferrocarril de Orleans, entre Austerlitz y Orsay. El esfuerzo cortante se produce por dos causas:

1º - Debido al apoyo normal del carril.

2º - Por torsión, si las caras de asiento de ambos carriles sobre la misma traviesa no se cortan según una línea paralela a los carriles o si la mala distribución del balasto dá lugar a torsiones.

La rotura de las traviesas por flexión se produce muy rara vez.

La resistencia de las traviesas, tanto a la flexión como al esfuerzo cortante, sólo puede acrecentarse por dos procedimientos:

- Aumentando su sección y, por consiguiente, su peso.
- Mejorando la calidad del hormigón y, aumentando al mismo tiempo, el esfuerzo del pretensado.

La segunda solución es más económica y tiene otras muchas ventajas; hace a las traviesas más manejables, más flexibles y menos frágiles al choque. Puede obtenerse una mejora de las cualidades del hormigón poniendo gran cuidado en la selección de los materiales y en la dosificación y granulometría de los áridos así como también dándole una mayor compacidad por medio de vibración y presión simultáneas. Muchos progresos se han hecho y pueden todavía conseguirse en este sentido.

Por lo que se refiere a la armadura, esta puede constituirse según dos métodos generales distintos:

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

1º - Con alambres paralelos tesos por medio de mordazas exteriores a la traviesa, y cortados después al ras de sus extremos. El tesado puede hacerse simultáneamente en un gran número de traviesas.

2º - Con alambres anclados en el interior del hormigón.

El primer método es de una gran sencillez de ejecución, al menos en apariencia, pero no se presta al empleo de hormigones de alta calidad, lo cual sería muy conveniente debido a los problemas que se presentan en los extremos de los alambres de la armadura. Los principales defectos de este procedimiento son que el anclaje de las armaduras queda confiado únicamente a la adherencia, obligando entre otras cosas a dar a las traviesas una longitud mayor, y que la sección extrema de las armaduras queda expuesta a la oxidación sin que haya remedio eficaz que lo evite.

Estos inconvenientes no parecen haberse confirmado en la práctica, pero el Sr. Freyssinet hace observar que la experiencia actual ni es larga ni es universal y estima que después de la carbonatación completa de la cal libre del cemento, lo que se producirá en un tiempo más o menos largo según las condiciones climatológicas y la naturaleza del suelo, puede modificarse el comportamiento de los extremos de las traviesas, lo que le hace inclinarse en favor de las traviesas con armaduras ancladas, en las que el deslizamiento no es posible. Sin embargo, la aparente sencillez del primer procedimiento hace que sea actualmente el más utilizado.

En Inglaterra existe en funcionamiento una fábrica, en Tallington, con una producción diaria de 300 traviesas, capacidad de producción relativamente pequeña pues las necesidades de una nación como Inglaterra o como Francia se cifran en decenas de millones de traviesas. Las características de las traviesas inglesas son las siguientes:

- Peso de la armadura de acero: 8 Kg. (20 alambres de 5 mm. ϕ)

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

- Peso total: 230 Kg.
- Espesor bajo el carril: 16'5 cm.
- Longitud: 2,42 m.
- Tensión inicial: 44 toneladas.

Esta traviesa resulta pesada y de precio relativamente elevado, su sistema de sujeción es extremadamente lujoso en relación con los empleados normalmente en el continente, pero ha dado buenos resultados en vías recorridas por numerosos trenes rápidos.

En Francia se han empleado traviesas muy ligeras, de alambres paralelos, en vías secundarias de la S.N.C.F. en Bezons, cerca de París, construidas con precauciones insuficientes respecto a las formas, calidad del hormigón e intensidad del pretensado. Están instaladas desde 1946 y su comportamiento es mejor de lo que podía esperarse. Sus características son las siguientes:

- Volumen del hormigón: 52,5 lts.
- Peso total: 131 Kg.
- Peso del acero: 3,7 Kg. (42 alambres de 2,5 mm. ø)
- Espesor bajo el carril: 12,4 cm.
- Anchura: 23,5 cm.
- Longitud: 2,30 m.
- Tensión inicial: 31 toneladas.

Para vías de 1,00 m. de anchura se ha adoptado por la A.O.F. un modelo de las características que se indican a continuación: Dos fábricas, una en Dakar y otra en Bobo Dioulasso, están dedicadas a su producción:

- Volumen de hormigón: 35,5 lts.
- Peso total: 89 Kg.
- Peso del acero: 1,620 Kg. (24 alambres de 2,5 mm. ø).
- Espesor bajo el carril: 12,3 cm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

- Anchura: 23 cm.
- Longitud: 2,32 m.

La figura 34 reproduce una fotografía de una traviesa de esta clase. En los ensayos la fisuración se ha producido para cargas de 30,5 a 48 toneladas y las cargas de rotura han variado entre 41 y 66 toneladas, según la calidad del cemento empleado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024

Documento descargado de www.e-ache.com el 19/04/2024