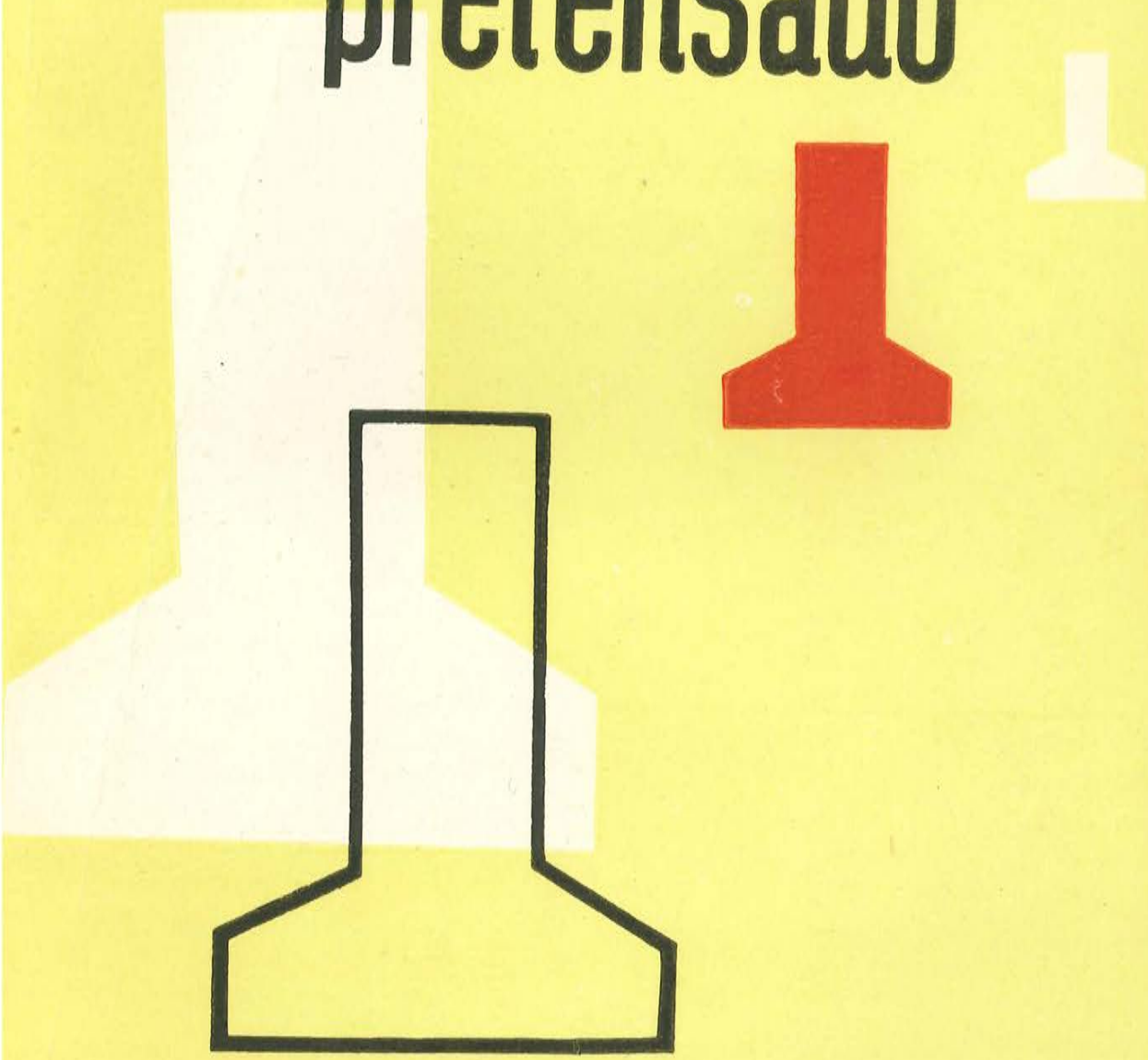
ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 40 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

b

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

Técnicas en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 40

Septiembre-Octubre 1957

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

I N D I C E

		pág.
457-0-18	Pérdidas de la tensión de pretensado, por rozamiento.- B.K.Chatterjee y J. Bobrowski	1
457-8-14	Trabajos experimentales sobre emparrillados de vigas pretensadas.- P.B. Morice.....	12
457-8-15	Investigación en Inglaterra sobre la redistribución de momentos en vigas continuas de hormigón pretensado.- P.B. Morice.....	21
685-0-2	Aridos de esquisto dilatado en el hormigón pretensado.- Anónimo.....	28

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 expuesta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

457-0-18 PERDIDAS DE LA TENSION DE PRETENSADO POR ROZAMIENTO

"Civil Engineering & Public Works" - Julio 1956

B.K. Chaterjee, ingeniero

J. Bobrowski, ingeniero

Las armaduras postesadas de las estructuras de hormigón pretensado presentan una pérdida del esfuerzo inducido al tesarlas, debido a las maniobras de los gatos, anclajes y rozamiento entre cables y vainas; por tanto, el resultado final se traduce en una pérdida de la tensión introducida en el hormigón al postesar las armaduras.

Con objeto de lograr una tensión determinada de compresión en el hormigón pretensado es esencial, pues, el conocer, dentro de límites suficientes, la magnitud de las pérdidas por rozamiento.

Con este fin se han efectuado varios trabajos experimentales y de tipo teórico, llevados a cabo por Guyon en Francia, Magnel en Bélgica y Kalhauge en Dinamarca. La investigación realizada en Inglaterra por E.H. Cooley ha aportado una gran contribución al problema y dado una base real para el proceso de cálculo simple y racional de las pérdidas por rozamiento.

Los autores de este trabajo han tenido la oportunidad de aplicar y comprobar, en cierta medida, los procedimientos sugeridos por Cooley durante el pretensado de las vigas perimetrales y cubierta laminar que cierra la sala de actos del Instituto Comprensivo de Segunda Enseñanza de Kidbrooke (Inglaterra). Al tratar de aplicar la aproximación sugerida por Cooley, se pudo comprobar que, la simplificación, se limitaba más bien a cables con trazado de curvatura constante. El análisis de cables parabólicos con radio de curvatura

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

variable, no se ha incluído en el informe de Cooley. Uno de los objetos de este trabajo es el de concentrarse en este problema particular; para lo cual, los autores se han decidido a emplear el mismo sistema de cálculo que el empleado por Cooley, con la finalidad que el lector se pueda referir, fácilmente, a los informes de este investigador. Al final de este trabajo se da un ejemplo representativo, detallado, en el que se puede apreciar la correspondencia, en cerrada conformidad, entre las pérdidas calculadas y observadas, la cual puede considerarse como una experiencia típica de los autores de este artículo.

Teoría.- La notación empleada en este análisis es la siguiente:

A = área de la sección transversal del cable de pretensado.

A_o = área de la sección transversal del pistón del gato hidráulico.

E = módulo de elasticidad del cable de pretensado.

K = constante de rozamiento que expresa el "efecto de longitud".

l = longitud total del cable de pretensado.

$l_1, l_2, l_3 \ldots l_n$ = varias longitudes de arcos del cable de pretensado.

P = esfuerzo ejercido por el gato hidráulico.

P_o = constante de rozamiento, que expresa la pérdida de tensión por unidad de anclaje.

p = presión del gato correspondiente al esfuerzo P.

p_o = presión del gato correspondiente al esfuerzo P_o.

ρ = radio de curvatura en cualquier parte de la curva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

$R_1, R_2 \ldots R_n$ = constante ("efectiva") de los radios de varios arcos del cable pretensado.

$T_1, T_2, T_a \ldots T_n$ = tensión del cable pretensado en varios puntos.

V = extensión del cable pretensado en el gato.

x, y = coordenadas cartesianas.

s = longitud del arco del cable pretensado con curvatura variable.

ψ = pendiente del cable pretensado en cualquier parte.

μ = constante de rozamiento que expresa el efecto de curvatura.

Kl = pérdida por rozamiento debida al efecto de longitud.

$\mu l/R$ = pérdida por rozamiento debida al efecto de curvatura.

$1 - (Kl + \mu l/R$ = relación entre las tensiones de dos secciones extremas de un segmento cualquiera del cable de pretensado (ningún segmento debe exceder de 9,14 m de longitud).

Existen muchos casos en los que los segmentos de parábola, $y = ax^2$, se pueden considerar como si tuviesen una curvatura constante y una longitud en curva igual, aproximadamente, al valor correspondiente a su proyección sobre el eje de las equis. Sin embargo, se puede admitir que esta simplificación, en el caso de cables pretensados, no es tan evidente, y probablemente no tan segura, como en la simple teoría de la flexión.

Consideremos en primer lugar la curvatura correspondiente a la fig. 1. La expresión exacta de la curvatura o relación entre el cambio de pendiente ψ y el arco s, se puede expresar de la manera si

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

guiente:

$$d\Psi / ds = 1/\rho = (d^2y/ dx^2) / \left[1 + (dy/ dx)^2 \right]^{3/2} \ldots\ldots\ldots \quad ($$

En la parábola:

$$y = ax^2; \qquad dy/dx = 2ax \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad ($$

Si el valor de a es suficientemente pequeño que puede admitirse

$$2ax \leq 1/10 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2$$

la tensión

$$\left[1 + (dy/dx)^2\right]$$

será, aproximadamente igual a 1, es decir, la curvatura en $x = 0$ se aproximadamente la misma que la correspondiente a $x = x_1$; donde x es el valor de x en el punto considerado. Bajo tales condiciones, ecuación (1) se puede escribir así:

$$1/\rho = d^2y/ dx^2 (\text{aproximadamente}) \ldots \quad ($$

Este primer paso de la aplicación de la aproximación Cooley es el de subdividir el cable en un número de segmentos, cada u de los cuales no ha de exceder a los 9,14 m de longitud. Esto, comb nado con la condición

$$2ax \leq 1/10$$

da:

$$a \leq 1/ (10 \times 2 \times 30) \leq 1/600 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad ($$

La ecuación (4), expresada en palabras, significa que $a \leq 1/600$, cualquier segmento de cable de $x = 0$ á $x = 30$ se pue considerar como un arco de círculo de radio:

$$R = 1/2a \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad ($$

R, en la ecuación (5), es el radio de curvatura de la parábola $y = a$

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

en el origen. Sin embargo, se debe observar que es incorrecto admitir por analogía con la ecuación (5), que el segmento de la misma parábola, por ejemplo, el

$$x = 270 \quad a \quad x = 300$$

se puede considerar como un arco de círculo en el que se tenga, aproximadamente:

$$R = \rho x \text{(aproximadamente)} = 270$$

La forma correcta de proceder consistiría en hallar

$$\rho x = 270 \quad y \quad \rho x = 300$$

y asegurarse si la variación del porcentaje de la media de ρ es suficientemente pequeña para que se pueda justificar el tomar la media de ρ como constante en todo el segmento considerado. Pero, por otra parte, si

$$a \leq 1/1.200, \text{por ejemplo,}$$

cualquier porción del cable desde el origen a $x = 60$ se puede admitir como de curvatura circular.

Ejemplo Nº 1. Los anclajes de un cable pretensado cuyo trazado viene dado por la curva

$$y = x^2/800$$

se hallan separados de 80 pies (figura 2). Determinar la diferencia de porcentaje entre el radio medio de curvatura y el correspondiente al origen (un pie = 0,305 m = 1').

En este caso tendremos:

$$2ax = 2 \times 40/800 = 1/10$$

$$\rho x = 0 = 800/2 = 400 \text{ pies}$$

$$\rho x = 40 = \left[1 + 1/100\right]^{3/2} / (1/400) = 1{,}015 \times 400 =$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

=406 pies y, por tanto, la medida de ρ es 403 pies.

De donde la diferencia del porcentaje será:

$$(3/403)\ 100 = 0{,}75 \text{ por ciento.}$$

El ejemplo Nº 1 ratifica la validez de la condición de 2 a y muestra que la exactitud es suficiente si se opera con la regla de cálculo, y aún más que suficiente si se compara con el margen inevitable de inseguridad introducido por las diferentes constantes físicas que intervienen en el proyecto de estructuras de hormigón pretensado.

Debe notarse que, al admitir una curvatura constante igual a la correspondiente en el origen, el resultado de las pérdidas por rozamiento se obtendrá ligeramente recargado.

Ejemplo Nº 2. Análisis del cambio de curvatura suponiendo que en el ejemplo anterior la distancia entre anclajes es de 160 pies.

Para $x = 0$ a $x = 40$, como en el ejemplo Nº 1,

$$(dy/dx)_{x=80} = 1/5 \quad y \quad (dy/dx)^2_{x=80} = 0{,}04$$

y, por tanto;

$$\rho_{x=80} = \left[1 + 0{,}04\right]^{3/2} / (1/400) = 1{,}06 \times 400 = 424$$

$$\rho_{medio} = \frac{1}{2}(406 + 424) = 415,$$

luego la diferencia del porcentaje será:

$$(9/415)\ 100 = 2{,}2 \text{ por ciento.}$$

De donde se infiere que las variaciones de curvatura son más rápidas a medida que aumenta la distancia al origen.

La segunda cuestión que ha de contestarse es la que se re

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

fiere a la discrepancia entre la longitud del arco y su proyección sobre el eje de las equis.

La longitud exacta del arco en coordenadas cartesianas viene dada por la conocida ecuación:

$$\int ds = \int ds/dx\, dx = \int \sqrt{[1 + (dy/dx)^2]}\, dx \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

En el caso de la parábola considerada será:

$$\int ds = \int \sqrt{(1 + 4a^2 x^2)}\, dx = 2a \int \sqrt{(1/4a^2 + x^2)}\, dx =$$

$$= 2a \int \sqrt{(b^2 + x^2)}\, dx \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

donde $b = 1/2\, a$. Pero

$$\int \sqrt{(b^2 + x^2)}\, dx = \frac{1}{2} x \sqrt{(b^2 + x^2)} + \frac{1}{2} b^2 \operatorname{sen} h^{-1}(x/b) \ldots \quad (8)$$

y; por tanto,

$$\int ds = (x/2b) \sqrt{(b^2 + x^2)} + b/2 \operatorname{sen} h^{-1}(x/b) =$$

$$= (x/2) \sqrt{(1 + 4a^2 x^2)} + (1/4a) \operatorname{sen} h^{-1} 2ax \quad (9)$$

Así, pues, al igual que ocurre en la ecuación (1):

$$\sqrt{(1 + 4a^2 x^2)} = 1 \text{ (aproximadamente), si } 2ax \leqslant 1/10.$$

En la ecuación (1), sin embargo, la expresión

$$\sqrt{(1 + 4a^2 x^2)}$$

se elevó a la tercera potencia y, por tanto, para llegar a un grado comparable de aproximación, $2ax$ puede ser $\leqslant 2/10$, es decir, que:

$$2ax \leqslant 2/10 \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

La ecuación (10) puede comprobarse como sigue

$$\sqrt{[1 + (2/10)^2]} = \sqrt{1{,}04} = 1{,}02 \text{ (aproximadamente)} \ldots\ldots \quad (11)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

Igualmente:

$$\operatorname{senh}^{-1}(2/10) = 0{,}19898 = 0{,}199 \text{ (aproximadamente)}$$

Si tenemos

$$x = 30, \text{ entonces } \quad a = 1/300 \text{ y}$$

$$(1/4\,a)\ \operatorname{senh}^{-1}(2/10) = 0{,}199 \times 300/4 = 14{,}92;$$

de donde la longitud "exacta" del arco será:

$$\int_0^{30} ds = \frac{1}{2} \times 30 \times 1{,}02 + 14{,}92 = 15{,}30 + 14{,}92 = 30{,}22$$

Del mismo modo, si la ecuación 10 se satisface,

$$\int_0^{30} ds = x \text{ (aproximadamente)} = 30$$

El error del porcentaje será:

$$(-0{,}22/30{,}22)\ 100 = -0{,}73 \text{ por ciento.}$$

Se puede comprobar que, suponiendo

$$s = x \text{ (aproximadamente)},$$

la longitud, y por tanto el resultado de la pérdida por rozamiento -que en este caso es proporcional a la longitud-, resultará ligeramente menor a la estimada. Por consiguiente, los dos errores causados por nuestra aproximación tienden a anularse uno contra otro, y en algunos casos, sin embargo, las condiciones límite sugeridas por los autores pueden modificarse ligeramente para ajustarse a un caso práctico. Esta aproximación más amplia debe dejarse a la discreción de un proyectista que puede decidir, por ejemplo, que otros factores puedan justificar un error mayor en el porcentaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

Los límites

$$2\,\alpha x = 1/10 \quad y \quad 2\,\alpha x = 2/10,$$

correspondientes a la curvatura y longitud de arco, respectivamente, se eligieron para compararlos con la exactitud que dan los cálculos realizados con ayuda de la regla de cálculo.

Finalmente, ha de notarse una vez más, que la ecuación (10) se aplica a la parte de la parábola que se halla comprendida entre el origen X y un punto x_1, pero puede resultar errónea la aplicación de esta aproximación a un arco comprendido entre los puntos X_n y X_{n+1}, aunque $X_{n+1} - X_n = X_1$.

Ejemplo en forma tabular.- Este ejemplo ha sido tomado del pretensado de cables y vigas perimetrales de la sala de actos del Instituto Comprensivo de Segunda Enseñanza de Kidbrooke. Tanto los cables de trazado rectilíneo como los parabólicos se trataron de forma similar, pero en este ejemplo el método ha sido aplicado a cables de trazado parabólico. Los resultados se han presentado en forma tabular, ya que los autores han juzgado que los datos se explican por sí mismos.

Este ejemplo particular (fig. 4) aplicado a un cable tipo Freyssinet, de doce cordones de 5 mm de diámetro, correspondiente a la viga perimetral del oeste, se puede considerar como un caso típico de los cuarenta cables ensayados. Los valores "μ" y "K" se han tomado de la página cuatro, del libro de Cooley. Para el valor del módulo de Young se ha elegido el de 2.000.000 kg/cm^2, valor que fué dado por los fabricantes de los cables.

Como se dijo anteriormente se trata de una viga perimetral correspondiente al oeste del ya citado Instituto de Segunda Enseñanza

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

de Kidbrooke. Nervio Nº W. 15, con cable Freyssinet de 12 alambres de 5 mm de diámetro, con vaina de metal ligero y vibración moderada.

Si

$$x = \pm 34{,}38 \text{ pies} \quad \text{e} \quad y = +3{,}54 \text{ pies, para } y = a x^2,$$

tendremos que

$$a = 3{,}54/34{,}38^2 = 0{,}003$$

y, por tanto,

$$2ax = 0{,}006 \times 34{,}38 = 0{,}206 \ (> 1/10) = 2/10 \text{(aproximadamente)},$$

así el cable no puede ser considerado como formando parte de un arco circular.

Si

$$2ax = 0{,}006\, x = 1/10, \text{ entonces } x = 16{,}7 \text{ pies. Tómese } x = 18{,}38 \text{ pies.}$$

$$R_{x=0} = 34{,}38^2/(2 \times 3{,}54) = 167 \text{ pies}$$

$$R_{x=18{,}38} = \left(1 + 1{,}21/100\right)^{3/2} / 0{,}006 = 1{,}0181/0{,}006 = 170 \text{ pies}$$

$$R_{x=34{,}38} = \left[1 + 4{,}25/100\right]^{3/2} / 0{,}006 = 1{,}065/0{,}006 = 178 \text{ pies}$$

$$R_{1\ \text{medio}} = 168{,}5 \text{ pies}, \qquad R_{2\ \text{medio}} = 174 \text{ pies}$$

<u>Presión en el gato</u>

Area efectiva del gato = 12,56 pulgadas cuadradas.

Tensión del nervio en el gato = $(4{,}5 \times 28{,}5 \times 10^6)/(2.240 \times 57{,}43 \times 12)$
= 83 toneladas por pulgada cuadrada.

Presión del gato = $(83 \times 2.240 \times 0{,}377)/12{,}56 = 5.560$ libras/pulg^2 = 391 kg/cm^2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

Longitud del cable

Longitud total efectiva = 57,43 pies; sección = 0,377 pulg^2 = 9,5 mm^2

Modulo del cable 2.000.000 cm^2. Alargamiento del cable = 114 mm (ver figura 5)

Presión efectiva registrada durante el tesado = $p - p_o$ = 6.000 - - 550 = 5.450 libras/pulg^2 = 383 kg/cm^2.

Alargamiento medido del cable = 114 mm.

Desviación, en porcentaje, del valor teórico:

(5.560 - 5.450) 100/5,450 = 2,02 por ciento.

Los autores hacen notar su agradecimiento a los contratistas Gee, Walker & Slater Ltd. para la construcción del Instituto de Kidbrooke y a Mr. L. Leslie, en particular, por las facilidades dadas para la realización de los ensayos.

J.J.U.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

457-8-14 TRABAJOS EXPERIMENTALES SOBRE EMPARRILLADOS DE VIGAS PRETENSADAS

" C. & C. A. Reprint" Nº 15

P.B. Morice, ingeniero

- S i n o p s i s -

En este trabajo se han considerado, aunque discutidas brevemente, las estructuras de hormigón pretensado, de tipo no lineal, es decir, superficiales, particularmente con referencia a los puentes de carretera. A este estudio le sigue la descripción de un trabajo que se está realizando para determinar el comportamiento superficial de las combinaciones de vigas pretensadas entrelazadas o emparrilladas. Se dan algunos resultados preliminares, a los que se añade una nota sobre la ruina de un espécimen ensayado.

- - -

1. Introducción

El presente estudio no es más que un avance provisional, ya que los ensayos sobre vigas entrelazadas de hormigón pretensado que está realizando el Laboratorio de Estructuras de la Cement and Concrete Association se hallan aún en sus primeros pasos. La discusión actual de estos estudios es, por lo tanto, de mayor interés para el autor que para el público, quién, esto no obstante, podría sugerir las líneas generales que servirían para continuar el trabajo. Sin embargo, dado el estado actual del trabajo, existen razones que justifican se dé cuenta de las incidencias de estos estudios hoy en progreso. De momento, sólo se intenta describir la parte experimental del trabajo, puesto que el análisis no ha progresado suficientemente para que se pueda discutir.

El comportamiento elástico de los emparrillados de vigas ha sido discutido analíticamente por varios autores, lo que permite suponer

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

que los trabajos de Pippard, Hetényi, Guyon y Massonet serán conocidos por aquellos que han estudiado este tema. Las distintas formas de soluciones disponibles se amoldan bastante bien dentro del campo de la elasticidad; pero, sin duda alguna, el sujeto continuará estudiándose por entusiastas matemáticos. La ventaja de entrelazar un grupo de vigas simples para soportar una carga concentrada se ha hecho patente claramente en la teoría de la elasticidad.

Las grandes reservas de resistencia existentes en las estructuras continuas de acero, cuando éstas se han cargado dentro de los límites plásticos, se han puesto de manifiesto en los extensos trabajos realizados por el Profesor J. F. Baker. El Profesor A. L.L. Baker ha sugerido recientemente que se obtendrán grandes economías en un intento similar, al proyectar estructuras continuas de hormigón armado. Un estudio que no parece haya logrado gran atención hasta el momento, es la forma de proyectar estructuras continuas pretensadas.

Una forma típica de la relación entre el momento y la rotación en un elemento de hormigón pretensado se ha representado en la figura 1.

La región OA es la parte en estado no fisurado en la que la rotación se relaciona linealmente con el momento. La región AB es la zona fisurada en la que la relación entre la rotación y el momento no es lineal, pero la deformación es elástica. La región BC ni es lineal ni elástica, debido a deformaciones permanentes en el hormigón y el acero La posición del punto B, en general, no se halla tan claramente definida con el A, pero es corriente que la región AB se extienda en una longitud como la de OA.

La primera parte OA se utiliza, normalmente, en el estudio de proyectos, siempre que se apliquen los procedimientos corrientes de

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

análisis. La segunda parte AB no debe permitirse en una estructura, puesto que las relaciones entre flechas y luces pueden ser demasiado grandes y, lo que aún es más importante, las grietas permanentes dejan a los elementos pretensados, relativamente susceptibles, expuestos a la corrosión. Para determinadas obras, sin embargo, tales como puentes de carreteras, en las que se presentan cargas de poca duración y que exceden considerablemente sobre la carga media, esta propiedad de elasticidad superficial, es decir, no lineal, del hormigón pretensado, encuentra una ventaja particularmente útil.

En la figura 2 se ha representado una forma sugerida para la distribución de la carga en los puentes de carretera. Siempre es posible definir una forma de cargar un puente determinado con una carga máxima absoluta W_1, y proyectar el puente de tal forma que su condición sea la de A (fig. 1) bajo el efecto de W_1.

Económicamente, sin embargo, es más conveniente poder aumentar el valor de la carga máxima permitible W_1, dejando a la estructura alcanzar la condición B y, al mismo tiempo, poder reducir la carga máxima normal, W_2, bajo la cual la estructura llegará a la condición A.

El problema es sencillo en el caso de una estructura estáticamente determinada, pero presenta alguna dificultad en el caso de indeterminación estática, como sucede con los emparrillados, en los que tanto las vigas longitudinales como las transversales, se hallan dentro de la condición elástica superficial.

2. Trabajo experimental

Los tableros pretensados para puentes se pueden proyectar de varias formas, tres de las cuales se han representado en la fig. 3

El primer tipo (a), una losa, es quizás el más frecuente-

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

mente empleado en puentes de pequeña luz, en los que la simplicidad constructiva es de mayor consideración que cualquier ventaja que se pudiera lograr con el aumento de la altura estructural y ahorro de materiales como consecuencia del empleo de vigas adyacentes de perfil en forma de T, como se indica en el tipo (b) de la figura 3. En este caso, se mantiene la ventaja de la estructura que ha de soportar la superficie de rodadura. El tercer tipo (c), aunque quizás no tan conveniente para lograr un aumento de resistencia en una flexión primaria como el (b), y por tanto, con poca posibilidad de ser empleado como forma práctica en la construcción de puentes, proporciona mejor punto de partida para el estudio teórico de una estructura superficial y, por consiguiente, ha sido adoptado para la primer serie de ensayos. Si estos ensayos conducen a resultados satisfactorios, se confía extender el estudio a una forma de tablero de puente más práctica, tal como la del tipo (b) de la figura 3.

El primer espécimen (fig. 4) se preparó un poco ligeramente utilizando algunos de los materiales de que se disponía. El ensayo no resultó completamente satisfactorio, ya que las vigas transversales fueron demasiado rígidas.

La estructura se comportó en gran parte como si se tratase de una simple viga; y las vigas no cargadas, transformándose en estructura superficial inmediatamente después de las que se habían cargado.

Así, pues, la estructura actuó muy parecidamente a una simple viga, con las vigas no cargadas transformándose en estructura superficial rápidamente después de las cargadas. La información más útil obtenida de este espécimen, se logró durante el ensayo llevado a la ruptura.

Las vigas empleadas tenían una sección de 0,30 x 0,16 m y

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

una luz de 6,10 m. Las armaduras de pretensado se componían de 16 co dones de 5,08 mm de diámetro cada uno, utilizando el sistema Magnel-Bla ton para su tesado. La tracción nula se obtuvo con un momento de 3.146 k X m y una compresión máxima final de 123 kg/cm^2.

Las cuatro vigas empleadas se espaciaron a unos 53 cm. La tres vigas transversales, espaciadas a 1,52 m, se formaron hormigonándo las entre las vigas longitudinales y dándoles una sección de 30 x 16 cm Estas últimas vigas se pretensaron con una varilla Lee-McCall de 25 mm de diámetro, logrando así una carga de trabajo de 123 kg/cm^2, bajo la a ción de un momento positivo o negativo de 1.572,5 kg x m.

El segundo espécimen que se preparó para estos ensayos (fig 5), también fué un emparrillado de cuatro vigas longitudinales y tre transversales. En este caso, las vigas principales tenían una sección rectangular de 30 x 13 cm y una luz de 6,10 m. Las armaduras de prete sado se componían de 12 cordones, de 5,08 mm de diámetro cada uno, em pleándose el sistema Freyssinet para el tesado.

La tracción nula se obtuvo con un momento flector de 2.47 kg X m con una compresión máxima de 123 kg/cm^2. Las cuatro vigas longi tudinales se espaciaron a 84 cm, y las transversales se formaron con se mentos de sección rectangular, de 18 x 7 cm, pretensados centralmente con una armadura máxima, de seis cordones de 5,08 mm de diámetro, util zando el sistema Magnel-Blaton de tesado. En ambos casos, la intensida del esfuerzo de tesado podía variarse. En el primer espécimen esta var ción se lograba ajustando la longitud de las varillas Lee-McCall, y, e el segundo, realizando los ensayos con 2, 4 y 6 cables, convenientemen te tesados, en cada una de las vigas transversales.

Las estructuras se ensayaron en Wexham Springs, utilizando un bastidor que reflejaba las reacciones, aparato que se describe en e

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

texto de la referencia bibliográfica 6 que se acompaña a este trabajo, y empleando dos gatos hidráulicos cuyo esfuerzo unitario se subdividía entre dos puntos de carga (fig. 6). Las reacciones de todas las vigas se midieron en uno de los estribos de apoyo, para lo que se emplearon cápsulas de presión y lecturas en las escalas de las fuerzas desarrolladas por los gatos. Las cápsulas de presión se consideraron como el medio más conveniente para estos ensayos, ya que su deformación bajo los efectos de la carga es muy pequeña, por lo que el efecto diferencial del asiento bajo la acción de la carga resultaría despreciable.

Las deformaciones se midieron en un total de 36 puntos -9 en cada viga longitudinal-, partiendo de un bastidor de elementos tubulares de referencia, que era independiente del bastidor de reacción. En el caso del primer espécimen se emplearon extensímetros de resistencia eléctrica que complementaron las medidas de tipo mecánico. Para la colocación de estos dispositivos de medida se prestó gran cuidado y escrúpulo cuando se quería que tuviesen suficiente estabilidad durante un período de más de tres o cuatro horas, pero no se usaron en los ensayos correspondientes al segundo espécimen.

3. Resultados preliminares

Como se dijo anteriormente, estos trabajos se hallan actualmente en sus primeros pasos, por lo que sólo se pueden obtener unas cuantas conclusiones. No obstante, algunos de los resultados preliminares merecen su descripción.

Definiendo un "factor de transmisión" como la relación entre las deformaciones de vigas no cargadas y la correspondiente a la de las cargadas, la fig. 7 muestra que el valor relativo de este factor de transmisión en el primer espécimen se aproxima mucho a la unidad, lo que

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

indica que la rigidez transversal era muy grande. Los valores se tomaron de un ensayo en el que el par de vigas centrales se había cargado, pudiéndose apreciar, por el valor constante del factor de transmisión durante toda la serie de cargas, que las vigas transversales no se transformaron en estructura superficial cuando las longitudinales habían rebasado bastante la carga de fisuración. La rigidez inherente de las vigas transversales era tan grande, que la variación del esfuerzo de tesado no presentaba efecto alguno.

En el caso del segundo espécimen para tablero de puente, el factor teórico de transmisión fué del orden de 0,55. La caída de este valor al aumentar la carga, retardó el aumento del grado de pretensado transversal, como se puede apreciar en la figura 7. Actualmente se intenta proseguir con los ensayos aumentando el esfuerzo de tesado en las vigas transversales de 18 × 7,6 cm de sección y dándoles mayor rigidez. Se confía que los ensayos conducirán a la determinación de sobrecargas máximas en las estructuras, dentro de un grado económico de la rigidez en los elementos transversales y del esfuerzo de tesado correspondiente a las cargas de trabajo.

Después de obtener toda la información práctica del primer ensayo se realizó otro que se llevó a la ruina, para lo cual se cargó el par de vigas exteriores. La operación del ensayo se recogió en una película, y, puesto que se quería obtener una serie de vistas próximas del proceso, se cargó la estructura de tal forma que su rotura tuviera lugar dentro del campo de la cámara; por consiguiente, la carga resultó ser algo desnivelada, como se puede apreciar en la fig. 8 que corresponde al momento de la rotura. Inicialmente, la viga se rompió por aplastamiento local del hormigón, seguido de la formación de una grieta debida al esfuerzo cortante que se presentó a la altura del cable. Durante este proceso, la película ha demostrado que toda la parte de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

derecha de la viga se movió formando cuerpo unos 10 cm. Como consecuencia de la rotura de la viga cargada (nº 4 de la fig. 8), la carga se transmitió, a través de las vigas transversales a la nº 4, que se rompió unos dos segundos más tarde. Durante la rotura de la viga nº 4, el centro de la estructura volvió a su deformación correspondiente a un estado sin carga.

J.J.U.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

BIBLIOGRAFIA

(1) RIPPARD, A.J.S. and DE WAELE, J.P.A.- The loading of interconnected bridge-girders. Journal of the Institution of Civil Engineers. 1938. Vol. 10, Nº 1. Paper Nº 5176. Noviembre págs. 97-114.

(2) HETÉNYI, M. A method of calculating grillage beams. Stephen Timoshenko 60th Anniversary Volume. New York, The MacMillan Company. 1938 págs. 60-72.

(3) GUYON, Y. Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises. Annales des Ponts et Chaussées. 1946, Nº 24. Septiembre-Octubre, págs. 553-612.

(4) MASSONET, C. Méthode de calcul des ponts à poutres multiples tenant compte de leur résistance à la torsion. International Association of Bridge and Structural Engineering. 1950. Vol. 10, págs. 147-182.

(5) BAKER, A.L.L. Recent research in reinforced concrete and its application to design, Journal of the Institution of Civil Engineers. 1951. Vol. 35, Nº 4, Paper Nº 29. Febrero, págs. 262-298.

(6) MORICE, P.B. The C.A.C.A. Structures Research Laboratory. Magazine of Concrete Research. 1951, Vol. 2, Nº 6, Marzo, págs. 141-148.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

457-8-15 INVESTIGACION EN INGLATERRA SOBRE LA REDISTRIBUCION DE MOMENTOS EN VIGAS CONTINUAS DE HORMIGON PRETENSADO

"C.& C.A. Reprint"Nº 20

P.B. Morice, ingeniero

Cuatro series de ensayos sobre vigas continuas de hormigón pretensado se han realizado estos últimos años en Inglaterra, por lo menos que sepa el autor. En todos los casos, las vigas ensayadas han sido continuas, salvando dos tramos únicos y sin extremidades fijas. Los ensayos se realizaron siguiendo el orden establecido en el cuadro nº 1 por lo menos así se cree.

Ensayos en el Imperial College (Primeras series).- Se ensayaron dos juegos de vigas: el primero con vainas de cables no inyectadas y el segundo inyectadas con lechada. El propósito considerado en primer lugar consistía en determinar las condiciones elásticas y post-elásticas inmediatas de las vigas continuas de hormigón pretensado; por lo tanto, como se comprenderá, la investigación rebasa ampliamente el campo de este trabajo. En el análisis inmediato de las condiciones post elásticas, basándose en el detalle de las propiedades tensión-alargamiento del hormigón y acero, se lograron algunos éxitos. Los ensayos se continuaron hasta llegar a la rotura, pero sin poder obtener conclusiones generales de los resultados en lo que respecta a la redistribución de momentos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

Cuadro Nº 1

Empieza el ensayo	Lugar donde se ensayó	Somera descripción del ensayo
1951	Imperial College Londres	4 vigas de 2,28 m de luz; sección rectangular 11,4 x 22,9 cm
1953	Cement and Concrete Association	28 vigas de 2,28 m de luz; sección rectangular 10 x 15 cm. Todas postesadas e inyectadas
1954 (continuación)	Universidad de Leeds	7 vigas de 1,67 m de luz; 2 pretesadas; sección 1 de 15,2 x 17,8 cm y 5 postesadas, rectangulares, inyectadas de 15,2 x 25,4 cm
1955	Imperial College Londres	vigas de 4,57 m de luz, de sección cuadrada de 25,4 cm lado y en 1

Ensayos de la Cement and Concrete Association

Los ensayos realizados por la Cement and Concrete Association tenían por objeto la investigación del efecto de las transformaciones lineales hacia perfiles de cables concordantes de dos vigas continuas de hormigón pretensado. El análisis teórico de este problema sugiere que tales transformaciones no afectan a la capacidad de sustentación en las vigas continuas, a condición de que la resistencia total de los cables se desarrolle en cada punto de máximo momento en el mecanismo de la ruptura. Las probetas ensayadas tenían una sección de 15,2 X 10,1 cm, y salvaron dos luces iguales de 2,28 m. Los cables empleados en el pretensado de las probetas eran del tipo Freyssinet y ocho cordones de 5 mm de diámetro, postesados e inyectados los conductos que previamente se habían formado. Las sobrecargas se aplicaron por medio de gatos hidráulicos que actuaban en el centro de cada luz, y l

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

mayoría de los perfiles de los cables se basaron en una forma rectilínea concordante. Dos vigas adicionales se prepararon basándose en perfiles concordantes de forma parabólica.

En conjunto se ensayaron 28 vigas. Debido a las grandes transformaciones, aplicadas a algunas zonas, el canto efectivo resultó ser muy pequeño y, por tanto, la cuantía era grande. El desarrollo de la resistencia total del acero no podía esperarse apareciera en dichas zonas.

En algunos ensayos se incluyó acero adicional no tesado en la probeta, pero debido al gran porcentaje de acero ya existente, sus efectos no se creyeron serían siempre grandes.

Durante la mayoría de los ensayos se midieron las reacciones en los apoyos, lo que permitió medir el momento máximo en las zonas críticas.

Los resultados de los ensayos de las vigas llanamente pretensadas demostraron, que la predicción teórica de la invariabilidad de la carga de ruptura en la transformación de cables se mantenía. Los resultados de vigas comparables se mantenían dentro de ± 5 %, aunque el efecto de transformación se suponía hacía variar los momentos límites de las zonas críticas en la relación aproximada de cuatro a uno.

El cálculo de los momentos máximos dió resultados que concordaban bien con los valores medidos en los casos de vigas con y sin acero no tesado.

Adicionalmente a los ensayos antes descritos, se realizaron otros para investigar si existía alguna interacción significante entre la rotura por flexión y la provocada por el esfuerzo cortante. Esto tiene alguna importancia en las vigas continuas, puesto que las dos máxi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

mas se presentan en la misma sección. Los resultados de los ensayos no dan indicación alguna de interacción significativa.

Los ensayos de la Universidad de Leeds.-

Hasta el momento se ha ensayado una serie de vigas, que consiste en dos de tipo pretensado y cinco del postesado. Se ha proyectado una serie de ensayos de cinco vigas postesadas con cinco vigas de control simplemente apoyadas.

Las vigas de las primeras series se ensayaron sobre dos tramos continuos de 1,67 m de luz, concentrando las cargas aplicadas, igualmente, en el centro de cada tramo. El método de medida de las reacciones del soporte extremo se basaba en el empleado por Glanville and Thomas para vigas de hormigón armado, y consistió en medir las deformaciones de las ménsulas de acero que soportaban las extremidades de las vigas continuas pretensadas. Este aparato de medida se calibró directamente aplicándole cargas determinadas que servían como referencia. El soporte central se equipó con un dispositivo de ajuste con tornillo para compensar la flexión de las extremidades de las ménsulas.

Las dos vigas pretensadas, de sección en forma de I, de 17,8 x 15,2 cm, con una carga uniforme de 35,15 kg/cm^2, tenían por objeto principal el de servir como prueba preliminar del equipo.

En cada ensayo apareció una rotura súbita por esfuerzo cortante entre el soporte central y el punto de carga. En el primer ensayo se descargó la viga después de aparecer la primer grieta en el soporte central, y, al volver a cargar, se observó una considerable redistribución del momento en los tramos al volverse a abrir la grieta. En el segundo ensayo, las grietas aparecieron simultáneamente en el soporte central y en el tramo. Al cargar, nuevamente, la redistribución del

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

momento era pequeña hasta precisamente antes de llegar a la rotura, precisamente cuando el momento del tramo había logrado el 95 % del momento de rotura obtenido en ensayos de vigas simplemente apoyadas.

Cuadro Nº 2

Nº de viga	Detalle del cable	Momento de rotura medido / Momento de rotura calculado: En el soporte central	Momento de rotura medido / Momento de rotura calculado: En el tramo	Momento de rotura en el tramo / Momento de rotura en el soporte	Observaciones
1	Recto en la parte inferior viga	0,50	0,77	3,60	Gran redistribución de momento, pero prematura ruina por cortante
2	Recto en el centro de la viga	0,77	1,04	0,83	Ruina por cortante. Los cálculos muestran que el momento del tramo ha llegado al valor de rotura
3	Curvo en el fondo de la viga en los tramos y parte superior soporte central	1,04	1,11	0,77	Ruina por flexión con aplastamiento de hormigón en el soporte central y en un tramo
4	Como en 2, pero con junta seca en el soporte central	1,12	1,01	1,49	Ruina por flexión observada en un tramo
5	Como en 3, pero con junta seca en el soporte central	1,02	0,98	1,33	Ruina por flexión en el soporte central y en los dos tramos

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

Las vigas postesadas eran de sección rectangular, de 25,4 x 15,2 cm, armadas con dos barras de 24 mm de diámetro, situadas en la parte superior y en el fondo, y pretensadas con un cable Freyssinet de 12 alambres embebidos en la lechada de inyección. En estas vigas, las reacciones se ajustaron inicialmente para eliminar momentos secundarios. Dos de las vigas se prepararon en dos partes, que se unieron entre sí por medio del pretensado, dejando una junta seca entre estas dos partes a la altura del soporte central. En el cuadro Nº 2 se dan, resumidos, los resultados logrados en el ensayo.

Una característica interesante de estos ensayos es que en la rotura el momento se desarrolló en el tramo y sobre el soporte central, a excepción de las vigas 1 y 2, que se rompieron por esfuerzo cortante. La cantidad redistribuída del momento flector se puede representar por la relación:

Momento de rotura en el tramo

Momento de rotura en el soporte central que es el 0,83 por debajo de las condiciones elásticas sin redistribución del momento. Esto varió considerablemente, pero en cada uno de los ensayos 3, 4 y 5 era suficiente para permitir que toda la resistencia a la flexión pudiera desarrollarse en, por lo menos, dos puntos.

Ensayos en el Imperial College (Segunda serie)

Una segunda serie de ensayos de vigas continuas se está realizando en el Imperial College de Londres. El objeto de estos ensayos es el de estudiar la distribución de tensiones límite y determinar la posición óptima del cable y perfil, así como la cantidad de pretensado que da la mayor distribución deseable. Mientras los ensayos se limitan a vigas continuas de dos tramos, se ha propuesto simular, en

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

un período posterior, a las condiciones de tramos múltiples por medio de ajustes de nivel en el soporte.

En estos ensayos las vigas serán pretensadas utilizando cables de gran resistencia a tracción de 5 mm de diámetro. La continuidad sobre el soporte central se establecerá por medio de barras deformadas del tipo Lee-McCall. Se han tomado en consideración varios procedimientos de pretensado del cable con exactitud en un espacio reducido, tales como pequeños huecos dejados en las vigas. Simultáneamente se están investigando las posibilidades de dar con un sistema de anclaje efectivo para los cables que se amolde con estas condiciones.

Si bien se puede lograr la continuidad del pretensado y acero sobre el soporte con relativa facilidad, es extremamente difícil obtener completa continuidad del hormigón en la junta en tracción y compresión. Con objeto de evitar grietas no deseadas con cargas de trabajo, es necesario lograr completa continuidad también en el hormigón; por ello, se están realizando una serie de ensayos con miras a desarrollar un método para lograr el tipo más efectivo de junta.

Las vigas que han de ser ensayadas sobre luces efectivas de 4,57 m cada una tienen 4,67 m de longitud, una sección cuadrada de 25,4 cm de lado sobre los soportes y una sección en forma de I de igual anchura y canto en el centro de la luz. Para los ensayos se utilizan el punto central y otros dos puntos de carga en cada tramo.

Las reacciones se miden con dinamómetros eléctricos, colocados en los soportes extremos, y los niveles del soporte central se pueden ajustar en altura a voluntad.

J.J.U.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

685-0-2 ARIDOS DE ESQUISTO DILATADO EN EL HORMIGON PRETENSADO

"Concrete and Constructional Engineering"- Junio 1956

Anónimo.

Propiedades del esquisto dilatado

En los EE.UU. se están empleando áridos de esquisto dilatado en el hormigón pretensado. Este tipo de árido se obtiene calentando el esquisto al grado de fusión incipiente cuando los gases formados en el material dilatado han producido pequeñas células innumerables que perduran aún después de enfriar el material.

Cada célula se encuentra rodeada de una dura membrana que resiste altamente a la penetración de la humedad, y la naturaleza celular del material es causa de su resistencia a la transmisión del sonido y térmica.

Se cree que, en el año 1954, la producción de áridos de esquisto dilatado en los EE.UU. y en dos provincias del Canadá, fué de unos 1.700.000 m^3. El coste de una instalación para la preparación de esta clase de áridos es del tipo de unas 40.000 pesetas por metro cúbico de capacidad diaria.

Una vez enfriado el material, se le somete a una trituración tal, que dé la granulometría prevista. El material seco tiene una densidad aparente de unos 890 kg por metro cúbico. El análisis químico de este material da: sílice (SiO_2) 59,4%; alúmina (Al_2O_3) 24,69%; óxido cálcico (CaO) 0,4%; óxido de magnesio (MgO) 2,28%; álcali (Na_2O) 0,79% dióxido sulfúrico (SO_2) 0,6%; óxido potásico (K_2O) 2,23% y pérdida a calcinar de 1,9 %. El material se suministra en condiciones húmedas.

La densidad del hormigón preparado con áridos de esquisto dilatado es de unos 1.362 kg por metro cúbico. La resistencia a la co

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

presión generalmente usada es de 210 a 316 kg/cm^2. En la mayoría de las estructuras, la dimensión máxima del árido es de 19 mm, y la proporción en volumen es, generalmente, del 40 al 52% de árido grueso combinado con el 60 al 48% de material de tamaño máximo de 6 mm.

Debido a la forma angular de las partículas, se recomienda el empleo de un agente aireante en la proporción del 0,05% del peso del cemento, con objeto de aumentar la plasticidad de la mezcla, permitiendo de tal suerte el empleo de menor cantidad de agua de amasado. Una mezcla de 266 kg de cemento por metro cúbico de áridos da una resistencia de unos 210 kg/cm^2 a los 28 días.

Las losas pretensadas del tipo representado en la figura 1 se suelen construir para luces de hasta 15,25 m, y el proceso de construcción empleado es el de pre o post-tesado de las armaduras. El hormigón que se emplea en el procedimiento del pretensado es del tipo de una resistencia a la compresión de 246 kg/cm^2 en el momento de someterlo a los efectos del tesado, y de 316 kg/cm^2 a los 28 días. Se pretende que este tipo de hormigón se pueda preparar de tal forma que su resistencia a la compresión sea de 490 kg/cm^2 a los 28 días. Este tipo de hormigón pesa unos 1.680 kg/ m^3.

El módulo de elasticidad del hormigón preparado con esquisto dilatado presenta una densidad mitad, aproximadamente, de la correspondiente a un hormigón denso, y la pérdida del esfuerzo de tesado, debida al efecto de la retracción, se admite que es del orden del 25% del esfuerzo aplicado. Esta pérdida deberá ser tenida en cuenta al calcular el esfuerzo necesario para el pretensado. Sin embargo, ensayos recientes han indicado que se puede admitir que el 15% de pérdida del esfuerzo de pretensado es suficiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

Ensayos de vigas

En la planta de Napa, California, propiedad de la Basalt Rock Company, se han realizado ensayos de vigas del tipo que se ha representado en la figura 1. El hormigón tenía una resistencia a la compresión de 246 kg/cm^2 en el momento de empezar las operaciones de tesado, y 316 kg/cm^2 en el curso de los ensayos.

Estas vigas se armaron con siete cordones cuya resistencia a la rotura era de 16.874 kg/cm^2. Las armaduras se pretensaron con una tensión de 11.952 kg/cm^2.

Una losa constituída por dos tés unidas consecutivamente, de 12,20 m de luz, se cargó tres veces más de lo que correspondía a su proyecto original. Al llegar a esta carga, la flecha en el centro era de 0,30 m, y empezaron a aparecer las grietas. Al quitar la sobrecarga, la referida flecha se redujo a sólo 114 mm.

Al someter dicha losa a la sobrecarga prevista en su proyecto, la flecha calculada no era mayor de los dos tercios de las permitidas por los Pliegos de condiciones prácticos, no apareciendo las grietas hasta que la sobrecarga alcanzaba, por lo menos, más del 70% de la sobrecarga proyectada.

Prefabricación de losas nervadas pretensadas

Las figuras 2 y 3 dan una idea del procedimiento de prefabricación de losas nervadas formadas por dos tés adosadas, pretensadas, tal como ha sido desarrollado en los talleres de la West Allis Concrete Products Co., de Wisconsin. El procedimiento consiste, en esencia, en un premoldeo continuo en el que el encofrado va progresando y deja detrás la viga premoldeada. La velocidad de avance es del orden de unos 1,50 m por minuto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

Como puede apreciarse en la figura 2, una grúa pórtico sal va, transversalmente, los seis bancos de prefabricación. Esta grúa lle va suspendido el dispositivo de encofrado deslizante utilizado para el hormigonado y un sistema de alimentación de materiales, lo que permite la colocación del hormigón en cualquier parte del recorrido longitudinal de la referida grúa.

Los bancos de prefabricación son de hormigón armado. La lon gitud de cada uno de ellos es de unos 130 m; la anchura de las losas pr moldeadas varía de unos 0,50 a 1,00 m, y sus espesores pueden ser 10,1 y 20 cm. Los costeros del encofrado se hallan situados en la parte inferior del dispositivo móvil de hormigonado que se halla suspendido de la grúa.

El hormigón empleado en este proceso es de una consistencia muy rígida, por lo que se consolida por medio de vibración y apisonado y, por tanto, permite retener la forma dada por los encofrados a medida que éstos van deslizando a lo largo de los bancos.

Las losas se pretensan, para cuya operación se encarga el sistema móvil de colocar y espaciar convenientemente los cables de pr tensado, así como de alisar la superficie superior de la losa.

Cuando se prefabrican vigas huecas, el sistema móvil de ho migonado proporciona dos clases de hormigón, uno denso para la parte s perior y fondo de la losa y otro de tipo ligero para colocarlo alrededor de los núcleos, que, una vez retirados, forman las partes huecas d la viga. Esto se consigue por medio de tres tolvas: dos suministran ho migón denso y otra da el hormigón ligero. Estas tres mezclas se van de cargando simultáneamente.

Las partes huecas se van formando por el sistema móvil se

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

gún va deslizando éste a lo largo del banco. El pretensado se realiz por medio de dos alambres de 3 mm de diámetro, trenzados entre sí y te sados a 9843 kg/cm^2. Con objeto de permitir la manipulación de esto elementos, en la parte superior de la losa se colocan algunas varilla de acero dulce de 6 mm de diámetro.

El hormigonado de una losa hueca de unos 130 m de longitu suele durar una hora y veinte minutos. Con esta velocidad se pueden ho migonar los seis bancos en una jornada diurna de ocho horas. Al día s guiente se continúa el hormigonado sobre las losas hormigonadas el dí anterior, continuando así sucesivamente hasta lograr una altura de uno 1,50 m (fig. 3).

Las losas se curan en el banco por una circulación de va por, y a los 28 días tienen una resistencia a la compresión de 280 kg /cm^2. Después de los seis primeros días de curado se cortan los cable en los anclajes. La longitud total hormigonada se corta después, sirviéndose de sierras especiales, a las longitudes deseadas.

Una de las vigas más largas que hasta hoy se han construí do en EE.UU. utilizando áridos de esquisto dilatado, tiene una longitud de 15,85 m, 1,20 m de anchura y 0,50 m de canto; la luz salvada por es ta viga es de 15,25 m. La referida viga, construída por Carter-Water Corporation, forma parte de la pasarela de Prairie Village, de Kansas Debajo de la losa de la pasarela hay tres apoyos verticales, cada un de los cuales se ha pretensado con 24 cables de gran resistencia a tra ción, de 6 mm de diámetro, que se tesaron después de endurecer el hor migón.

Los ensayos han demostrado que la resistencia de este hor migón era de 280 kg/cm^2 a los 2 días, 333 a los 15 días y 500 kg/cm a los 28 días.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

La producción de áridos de esquisto dilatado empezó en el otoño pasado en las instalaciones de la Butterley Co. Ltd., de Derby. La materia prima será el esquisto, recuperado de las explotaciones carboníferas, pero la referida empresa se ha propuesto levantar nuevas instalaciones en los lugares donde se pueda disponer de este material. Este producto, que se le conoce con el nombre "Aglite", es muy similar al árido dilatado que se ha descrito anteriormente.

J.J.U.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

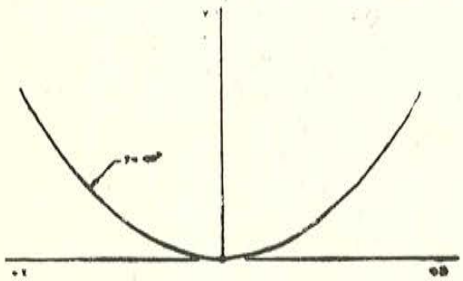


Fig. 1.

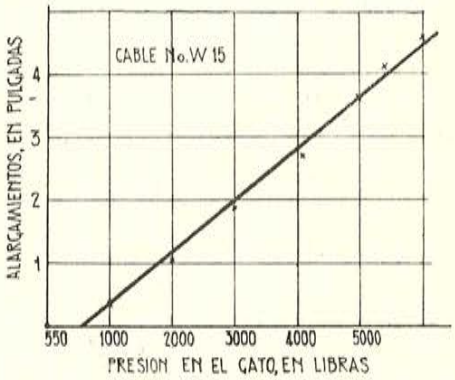


Fig. 4.

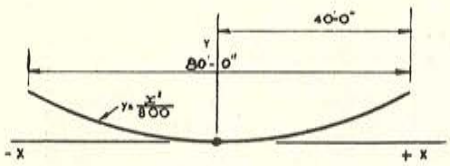


Fig. 2.

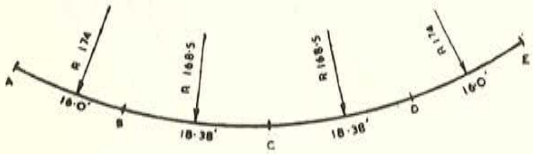


Fig. 3.

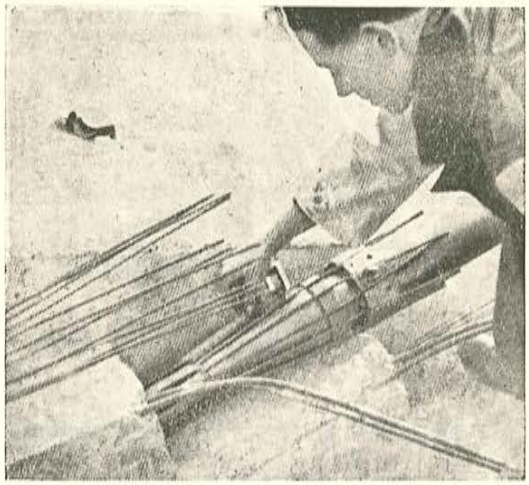


Fig. 5.

Fig. 1.—Curva simple de ecuación $y = a\,x^2$.
Fig. 2.—Disposición de cable en el ejemplo núm. 1: ′ = pies; ″ = pulgadas; 1 pie = 0,305; 1 pulgada = 25 mm.
Fig. 3.—Ejemplo particular correspondiente al Instituto de Kidbrooke.
Fig. 4.—Diagrama de alargamientos del cable W. 15 en función de la presión en el gato; 1 libra = 0,453 kg.
Fig. 5.—Midiendo el alargamiento de un cable durante los ensayos

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

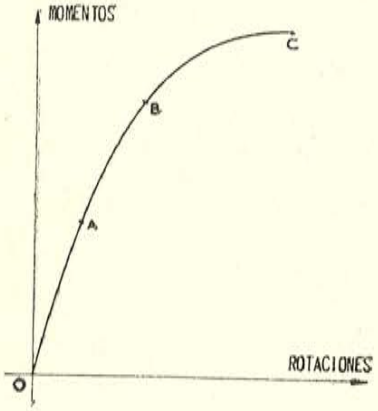


Fig. 1.

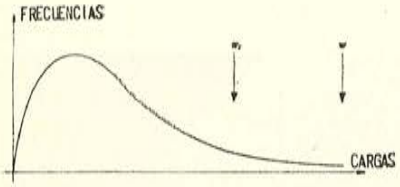


Fig. 2.

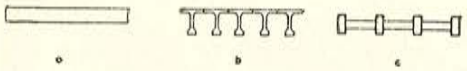


Fig. 3.

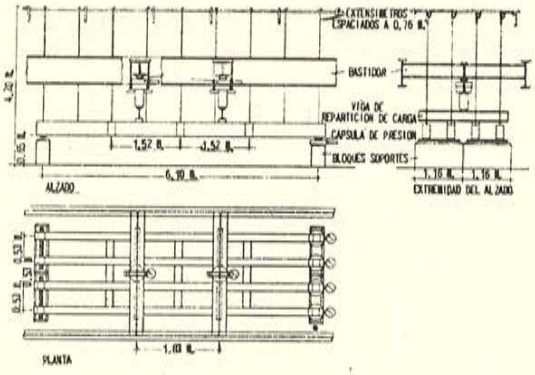


Fig. 4.

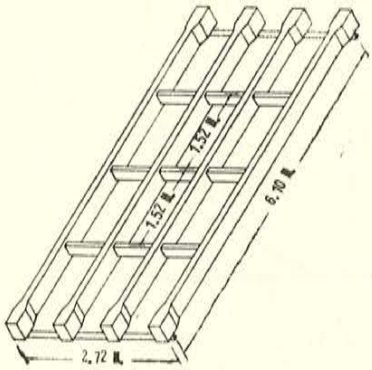


Fig. 5.

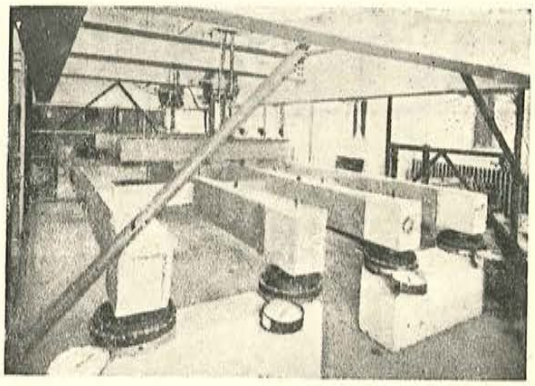


Fig. 6.

Fig. 1.—Curva de momentos en función de las rotaciones de un elemento pretensado.
Fig. 2.—Forma sugerida para la curva de frecuencias de las cargas en los puentes de carretera.
Fig. 3.—Tres tipos de tableros para puente.
Fig. 4.—El primer espécimen empleado en el ensayo.
Fig. 5.—El segundo espécimen del ensayo.
Fig. 6.—Aspecto general de la disposición del segundo espécimen durante el ensayo.
Fig. 7.—Factor de transmision para los dos especímenes.
Fig. 8.—Disposición de cargas al romperse el primer espécimen.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

457-8-14. TRABAJOS EXPERIMENTALES SOBRE EMPARRILLADOS DE VIGAS PRETENSADAS

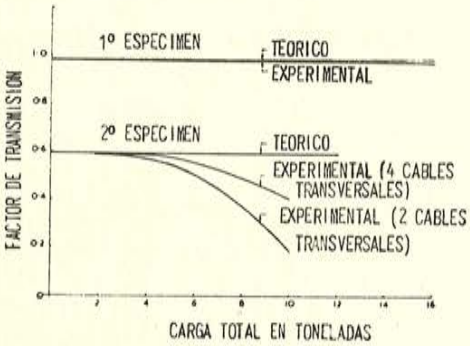


Fig. 7.

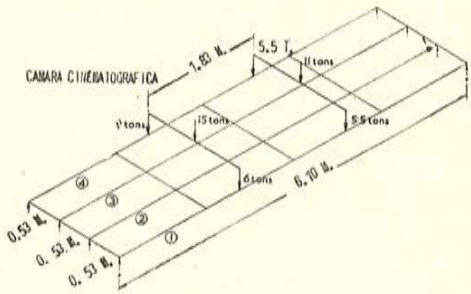


Fig. 8.

685-0-2. ARIDOS DE ESQUISTOS DILATADOS EN EL HORMIGON PRETENSADO

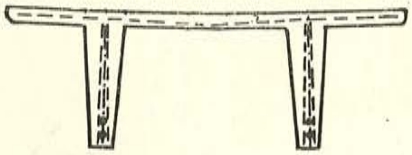


Fig. 1.

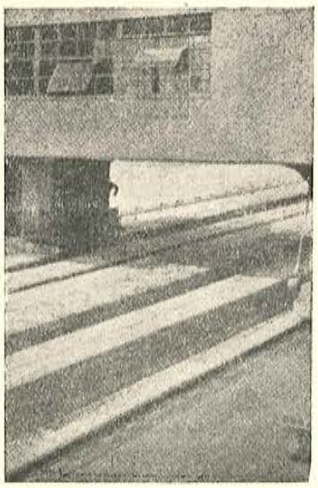


Fig. 3

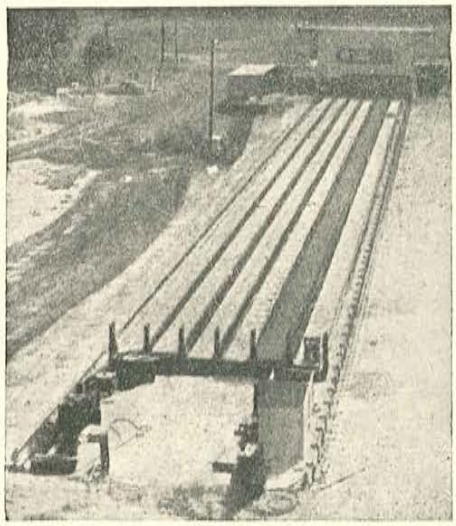


Fig. 2.

Fig. 1.—Losa de hormigón pretensado formada por dos tés yuxtapuestas.
Fig. 2.—Bancos de prefabricación de vigas.
Fig. 3.—Puente grúa con su dispositivo para el hormigonado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

Documento descargado de www.e-ache.com el 06/01/2026