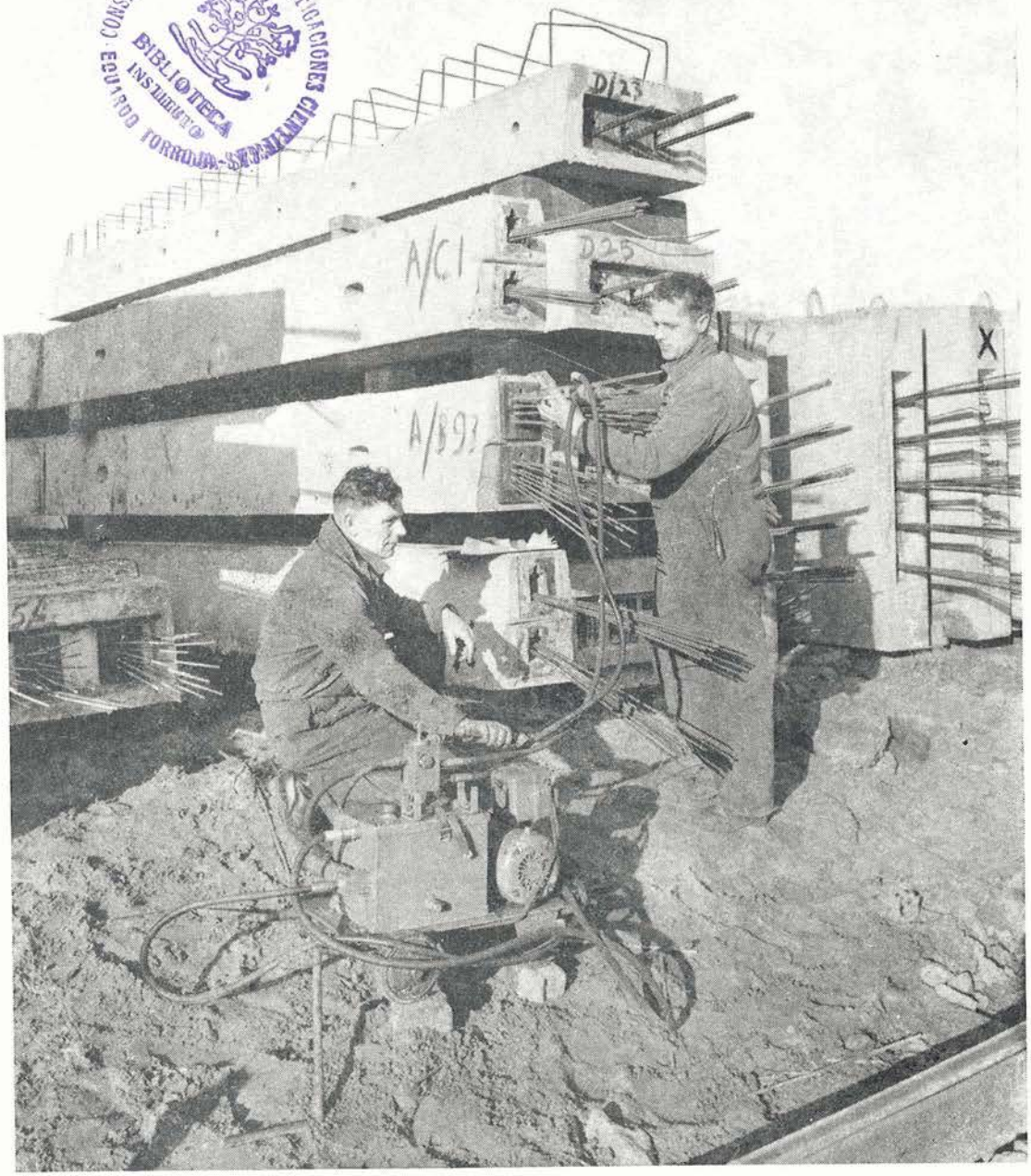
asociación española del hormigón pretensado

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja
de la construcción y del cemento

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
BIBLIOTECA
INSTITUTO EDUARDO TORROJA



últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

boletín n. 61

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

boletín de circulación limitada núm. 61

octubre - noviembre - diciembre 1961

i.e.t.c.c.
instituto eduardo torroja
DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito legal: M. 853-1958

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

INDUSTRIAS DEL HORMIGON·S·A·

I·N·H·O·R

APLICACIONES INDUSTRIALES DEL HORMIGON PRETENSADO

Y OBRAS EN GENERAL

dirección general:
Embajadores, 242

almacenes y talleres:
Embajadores, 244
Teléf. 2395600
MADRID - 5

tubos

traviesas

forjados

estructuras

cubiertas

cercas

acequias

puentes

zancas

farolas

fábricas:
YUNCOS (Toledo) Teléfono 3
MENJIBAR (Jaén) Teléfono 16
MERIDA (Badajoz) Teléfono 1416
MALAGA (Carretera de Cádiz Km. 239)
HELLIN (Albacete)
LEON (en montaje)

delegaciones de obras:
MADRID
TALAVERA DE LA REINA (Toledo)
JAEN
MALAGA
CORDOBA
MERIDA (Badajoz)
HELLIN (Albacete)

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
BIBLIOTECA
INSTITUTO
EDUARDO TORROJA

asociación española del hormigón pretensado

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

índice

Editorial.

457-0-21 Recomendaciones prácticas sobre hormigón pretensado. 1.ª parte, por Joint Committe ACI-ASCE.

457-5-2 Influencia de la tensión inicial de los alambres en el comportamiento de las vigas de hormigón pretensado sometidas a cargas repetidas, por G. Huyghe y H. Lambotte.

591-1-6 Edificios industriales en hormigón pretensado, por R. Brocard.

Nota de la Federación Internacional del Pretensado.

Nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado: Intercambio de publicaciones.

Artes Gráficas MAG. S. L. - Burgos, 12 - Madrid

editorial

Hasta el momento actual no existe en España ninguna Norma o Reglamento que regule, con carácter oficial, la construcción de estructuras de hormigón pretensado. Unicamente para la fabricación de viguetas, nuestra Asociación ha publicado, durante el pasado año las Normas H. P. 61, ya conocidas de nuestros lectores. Pero éste es sólo uno de los campos en los que se hace aplicación de esta nueva técnica. Para los demás no hay nada oficialmente reglamentado, y el técnico que tiene que proyectar un puente, un depósito, una cubierta, o cualquier otro tipo de estructura en hormigón pretensado, se ve obligado a recurrir a la consulta de las Normas existentes en otros países, que le sirvan de orientación y guía en su trabajo. Ante esta situación, la Comisión Permanente de nuestra Asociación adoptó últimamente el acuerdo de iniciar la publicación en este Boletín, de la traducción al español de los textos de las Normas vigentes en los diferentes países, con lo que espera facilitar así la labor de nuestros técnicos. En virtud de dicho acuerdo, en el presente número se incluye la primera parte de las "Recomendaciones prácticas sobre hormigón pretensado", redactadas por el Joint Committee ACI-ASCE, sobre hormigón pretensado. Sucesivamente, se irán publicando el resto de estas Normas y los textos de las que regulan esta técnica en Francia, Italia, etc.

Comprendiendo, sin embargo, que no obstante el destacado interés de estos trabajos, un Boletín en el que sólo se incluyesen lo textos de las Normas resultaría, especialmente para algunos sectores de nuestros asociados no directamente interesados en el proyecto y cálculo de estructuras pretensadas, demasiado árido, se ha considerado oportuno ir alternando su publicación con la de otros artículos, relativos a temas diferentes, que mantengan la variedad que siempre tratamos de conseguir.

Por ello, además de la primera parte de las Normas Americanas ya citadas, se publican una serie de trabajos, unos de carácter teórico y otros de carácter experimental o práctico, escogidos como más interesantes dentro de los últimamente recibidos.

Estos trabajos son:

La descripción de un original edificio industrial, con grandes luces, construído a base de pórticos curvos de hormigón pretensado.

Un informe sobre los resultados obtenidos en los ensayos de fatiga realizados sobre vigas de hormigón pretensado, sometidas a la misma tensión inicial, pero utilizando distintas secciones de armadura, por lo que la tensión en los alambres varía de unas piezas a otras.

Cierran el número dos noticias de la F. I. P. y una nota de la A. E. H. P., en la que se relacionan las publicaciones últimamente recibidas dentro del programa de intercambio que dicha Federación tiene organizado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

VIGUETAS MARTINO

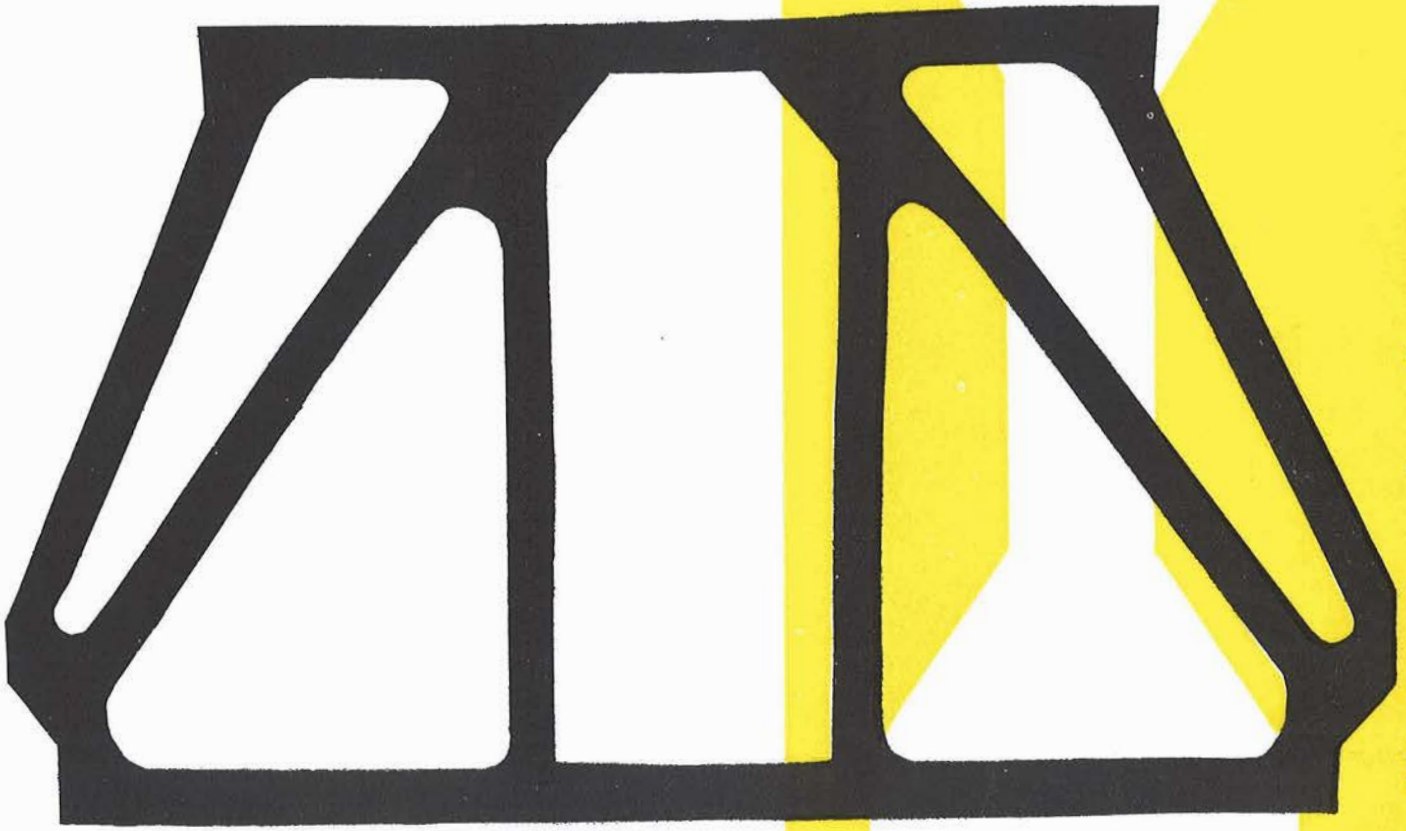
de hormigón pretensado aprobadas por la D. G. A.

más ligeras, elásticas y económicas

ventanales

bloques

cerchas monolíticas



perfiles para claraboyas

tubos

bovedillas

JOSE A. MARTINO, Aparejador

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

postes

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

recomendaciones prácticas sobre hormigón pretensado

Informe del Joint ACI-ASCE Committee on Prestressed Reinforced Concrete

Capítulo 1. Introducción

Sección 101. Objeto

El objeto de este informe es recomendar unos procedimientos de cálculo y construcción que permitan obtener estructuras de hormigón pretensado comparables, en seguridad y durabilidad, a las construídas con los otros materiales actualmente de uso corriente.

Debe tenerse en cuenta que el presente informe constituye, exclusivamente, una "Recomendación Práctica" y carece, por lo tanto, del carácter formal de unas Normas. Las indicaciones que en él se incluyen no tienen, por consiguiente, otro objeto que el de servir de guía e información a los profesionales. Como consecuencia, la seguridad y economía de las estructuras de hormigón pretensado dependerá, no solamente del cumplimiento de estas recomendaciones, sino también de la capacidad y grado de preparación de los técnicos encargados de la redacción del proyecto y de la dirección de la obra.

Sección 102. Campo de aplicación

102.1. Pretensado lineal.

Estas recomendaciones son aplicables, únicamente, a la construcción de elementos estructurales lineales, pretensados con aceros de alta resistencia. Las estructuras cilíndricas, tales como depósitos y tuberías, quedan fuera de su campo de aplicación. Ello se debe a dos razones fundamentales. La primera es que este tipo de estructuras cilíndricas hace ya muchos años que se vienen proyectando y construyendo, en este país, con arreglo a unos métodos muy avanzados, basados, tanto en la investigación como en la experiencia, y cuyos resultados prácticos no pueden ser más satisfactorios. Por otra parte, los técnicos dedicados al proyecto y construcción de los depósitos y tuberías de hormigón pretensado constituyen un grupo relativamente pequeño, y no es probable que los especialistas no incluídos en el mismo sientan la necesidad de iniciarse en esta técnica. Por todo ello, no se ha estimado preciso, por el momento, ampliar estas recomendaciones a dicho tipo de estructuras.

102.2. Elementos sometidos a flexión.

La mayor parte de las recomendaciones contenidas en este informe se refieren a elementos que trabajan a flexión (vigas, viguetas y placas). Los elementos estructurales de otros tipos, tales como soportes, tirantes, arcos, láminas, vigas armadas, pavimentos, etc., o sólo se tratan brevemente, o no se estudian. Los métodos de cálculo para alguno de estos elementos, como, por ejemplo, los soportes o tirantes, son tan elementales que no parece necesario incluirlos en este informe. En otros casos, la información disponible es insuficiente, y no es posible, en el momento actual, hacer ninguna recomendación sobre el particular. La falta de información sobre estos tipos de estructuras se debe, unas veces, a su complejidad, y otras, a lo poco frecuente de su uso en este país.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

102.3. Edificios y puentes.

Estas recomendaciones son de aplicación, tanto a los edificios como a los puentes. Dada la forma en que está redactado este informe, casi todas las recomendaciones que en él se incluyen son aplicables, sin distinción, a ambos tipos de estructuras. Cuando no ocurre así, se hacen constar, independientemente, las recomendaciones correspondientes a los edificios y las que se refieren a los puentes.

Sección 103. Comprobación mediante ensayos

Se debe hacer notar que es posible que se presenten tipos especiales de estructuras, cálculos o materiales, a los cuales no sean de aplicación estas recomendaciones, y, sin embargo, resulten adecuados para el uso a que se destinan. En estos casos, será necesario efectuar ensayos para comprobar si deben o no ser aceptados.

Sección 104. Notación

104.1. Generalidades.

En esta notación se incluyen, únicamente, los símbolos que han sido utilizados en la redacción del presente informe. Aparecen agrupados por secciones, cada una de las cuales se refiere a un tema determinado.

No se ha pretendido, en modo alguno, presentar una notación completa de todos los símbolos que normalmente se utilizan en los proyectos de las estructuras de hormigón pretensado.

104.2. Dimensiones y constantes relativas a las secciones transversales.

A_b = Area de la superficie de apoyo de las placas de anclaje de la armadura, en los elementos postensados.

A_c = Area máxima de la superficie de la pieza, concéntrica, y geométricamente semejante a la placa de apoyo, en los elementos con armaduras postesas.

A_s = Area de la sección transversal, total, de la armadura principal en tracción, pretensada.

A'_s = Area de la sección de armadura ordinaria, en tracción.

A_{sf} = Area de la sección de armadura que sería necesaria para poder aprovechar, íntegramente, la resistencia máxima, en compresión, de las porciones de las alas que sobresalen del nervio, en una sección en T.

A_{sr} = Area de la sección de armadura que sería necesaria para poder aprovechar, íntegramente, la resistencia máxima, en compresión, del alma de las secciones en T.

A_v = Area de la armadura transversal, colocada perpendicularmente al eje de la pieza.

b = Ancho del ala, en una sección en T, o anchura de un elemento de sección rectangular.

b' = Ancho del nervio en una sección en T.

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión, al centro de gravedad de los esfuerzos de pretensado.

I = Momento de inercia, de la sección transversal de la pieza, respecto a su centro de gravedad.

j = Cociente que resulta al dividir por d la distancia entre el centro de compresiones y el de tracciones.

$p = A_s/bd$; cuantía de armadura pretensada.

p' = Cuantía de armadura ordinaria.

pf'_s/f'_c = Cuantía reducida de la armadura pretensada.

s = Distancia longitudinal entre armaduras transversales.

t = Espesor medio del ala en las secciones en T.

Q = Momento estático del área de la sección transversal situada por encima, o por debajo, de la fibra cuyo esfuerzo cortante se calcula, con relación al centro de gravedad de la sección transversal total.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

104.3. Cargas.

D = Efecto del peso propio.

L = Efecto de la sobrecarga o carga móvil de cálculo, incluído, si procede, el efecto de impacto.

W = Efecto de la sobrecarga de viento, de los esfuerzos sísmicos, o de los esfuerzos dinámicos de frenado, etc.

V_c = Esfuerzo cortante absorbido por el hormigón.

104.4. Tensiones y deformaciones.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón en flexión.

E_s = Módulo de elasticidad de la armadura de pretensado.

f'_c = Resistencia en compresión del hormigón, a los veintiocho días.

f'_{ci} = Resistencia en compresión del hormigón, en el instante en que se le somete al esfuerzo de pretensado.

f_{cp} = Tensión de compresión admisible, en el hormigón sobre el que se apoya la placa de anclaje de las armaduras postesas.

f'_s = Resistencia máxima de la armadura de pretensado.

f'_{se} = Tensión efectiva, de la armadura de pretensado, después de experimentadas las diversas pérdidas.

f_{si} = Tensión inicial de la armadura de pretensado, después de fijados los anclajes.

f_{su} = Tensión de la armadura de pretensado, en rotura.

f_{sy} = Tensión nominal de fluencia de la armadura de pretensado. (Límite elástico convencional.)

f'_t = Resistencia del hormigón, en el ensayo de flexo-tracción.

f'_y = Tensión de fluencia del acero de la armadura ordinaria. (Límite elástico.)

k_2 = Cociente de la distancia entre la fibra extrema en compresión y el centro de compresiones, por la profundidad del eje neutro.

k_3k_3 = Relación entre la tensión media de compresión del hormigón y su resistencia cilíndrica f'_c.

n = Cociente de E_s/E_c.

u_d = Deformación del hormigón por fluencia.

u_e = Deformación del hormigón por acortamiento elástico.

u_s = Deformación del hormigón por retracción.

v = Tensión cortante.

δ_1 = Pérdidas unitarias de tensión originadas por la relajación del acero de pretensado.

δ_2 = Pérdidas unitarias de tensión originadas por el rozamiento durante el pretensado.

104.5. Rozamiento durante el pretensado.

e = Base de los logaritmos neperianos.

K = Coeficiente de rozamiento, por metro de longitud, de la armadura de pretensado.

T_o = Tensión en el acero en la sección situada a la salida del gato.

T_x = Tensión en el acero en un punto x.

μ = Coeficiente de rozamiento, por radián de ángulo, en las partes curvas del trazado de la armadura.

α = Variación angular total, en radianes, del trazado de la armadura de pretensado, en el intervalo comprendido entre la sección situada a la salida del gato y el punto x.

L = Longitud en metros de la armadura de pretensado, comprendida entre la sección situada a la salida del gato y el punto x.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Capítulo 2. Cálculo

Sección 201. Consideraciones generales

201.1. Finalidad.

La finalidad del cálculo es determinar una estructura que pueda ser construída económicamente, que se comporte satisfactoriamente bajo las condiciones de trabajo y que tenga una capacidad de resistencia máxima adecuada.

201.2. Forma de rotura.

Se procurará que la resistencia máxima de la pieza o estructura venga limitada por el excesivo alargamiento de la armadura de pretensado y no por un defecto de adherencia, o un fallo de la resistencia a esfuerzo cortante, o a compresión, del hormigón.

201.3. Teoría de cálculo.

Los cálculos de las tensiones originadas por las cargas de trabajo se realizarán de acuerdo con la teoría elástica y tomando para las tensiones internas admisibles los valores límites que más adelante se indican. También debe aplicarse la teoría de los cálculos en rotura, para comprobar que la resistencia máxima de la estructura queda asegurada, con los márgenes de seguridad correspondientes. En la Sección 205 se indican los valores que deben adoptarse, para los coeficientes de seguridad, en los distintos casos.

Sección 202. Consideraciones especiales

202.1. Condiciones de carga.

En el cálculo se tendrán en cuenta todos los casos posibles de carga crítica, incluyendo los que se presentan durante la fabricación, manejo, transporte y elevación de las piezas, y durante la construcción de la estructura.

202.2. Flechas.

Deben indicarse y comprobarse las flechas y contraflechas máximas admisibles, tanto bajo cargas instantáneas, como bajo cargas mantenidas.

202.3. Variaciones de longitud.

Se estudiarán las variaciones en la longitud de los elementos de hormigón, originadas, a corto o a largo plazo, por el pretensado u otras causas.

202.4. Inversión de los efectos producidos por las cargas.

Deberán tenerse en cuenta en el cálculo, aquellos casos en los cuales el momento flector, o el esfuerzo cortante, puedan cambiar de signo.

202.5. Pandeo.

En general, cuando el contacto entre la armadura de pretensado y el hormigón, es continuo, el esfuerzo de pretensado no suele dar lugar a pandeo. En caso contrario podrá producirse, únicamente, un pandeo limitado, en el trozo de pieza comprendido entre dos secciones sucesivas en las que exista contacto entre los dos materiales citados.

Por otra parte, en los elementos de hormigón pretensado, igual que en los construídos con cualquier otro material, bajo la acción de las cargas exteriores podrá producirse el pandeo de un elemento completo, o el pandeo local de las alas o nervios delgados. En el cálculo, por lo tanto, deberá también tenerse en cuenta esta posibilidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Sección 203. *Hipótesis de cálculo*

203.1. Hipótesis fundamentales.

Para el desarrollo de los cálculos se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis fundamentales:

a) Dentro del campo posible de variación de las cargas, las deformaciones varían linealmente a lo largo del canto del elemento.

b) Antes de alcanzar el estado de fisuración, las tensiones son directamente proporcionales a las deformaciones.

c) Una vez alcanzada la fisuración, deben despreciarse las tracciones en el hormigón.

203.2. Módulos de elasticidad.

Cuando no se conozcan con exactitud los módulos de elasticidad, pueden tomarse para ellos los siguientes valores:

a) El módulo de elasticidad del hormigón, en flexión, E_c, en libras por pulgada cuadrada puede suponerse igual a un millón ochocientos mil, más quinientas veces su resistencia en probeta cilíndrica, a la edad que se considere (*). Los valores reales no han de diferir en más de un 25 % de los dados por la anterior expresión. Esta fórmula no es aplicable a los hormigones ligeros, para los cuales el módulo de elasticidad, E_c, debe ser determinado mediante ensayos.

b) El módulo de elasticidad del acero, en libras por pulgada cuadrada, puede considerarse igual a: 29 millones (2.040.000 kg/cm²), para los alambres estirados en frío; 27 millones (1.900.000 kg/cm²), para cables constituídos por siete alambres; 25 millones (1.760.000 kg/cm²), para cables constituídos por más de siete alambres, y 27 millones (1.900.000 kg/cm²), para barras de aleación de acero.

203.3. Flechas.

Las flechas y contraflechas, bajo cargas de corta duración, pueden calcularse partiendo de los valores de E_c obtenidos de acuerdo con lo indicado en la Sección 203.2 a.

Las flechas producidas por el peso propio, el esfuerzo de pretensado y la sobrecarga mantenida, deben calcularse bajo la hipótesis de que las deformaciones correspondientes del hormigón han sufrido un incremento como consecuencia de su deformación lenta. Este incremento de deformación puede variar entre el 100 % de las deformaciones elásticas (caso de atmósferas muy húmedas) y el 300 % (caso de atmósferas muy secas). Estos valores no son aplicables a los hormigones fabricados con áridos ligeros.

Sección 204. *Estados de carga*

204.1. Cargas.

Deberán estudiarse los diferentes estados de carga indicados en los apartados que a continuación se incluyen. No obstante, es necesario señalar que no se ha intentado hacer una relación completa de todos los estados de carga que pueden presentarse. Los que a continuación se relacionan son, únicamente, aquellos que normalmente deben considerarse al realizar los cálculos.

204.2. Pretensado inicial.

En general, el esfuerzo de pretensado se aplica de acuerdo con un programa preestablecido y, algunas veces, por etapas. En el caso de que el esfuerzo de pretensado no esté contrarrestado por el efecto del peso propio del elemento, o si las operaciones de tesado pueden dar lugar a esfuerzos excéntricos temporales, se estudiarán las tensiones que por estas causas se originan en el hormigón.

204.3. Esfuerzo inicial de pretensado, más peso propio del elemento.

Para la determinación de las tensiones en el hormigón bajo este estado de cargas, se tendrán en cuenta las pérdidas de pretensado que se producen durante, e inmediatamente después, de la transmisión de los esfuerzos de pretensado al hormigón.

(*) **N. del T.**—Haciendo la transformación de unidades, resulta: El módulo de elasticidad del hormigón, en flexión, E_c, en kg/cm², puede suponerse igual a 126.600, más quinientas veces su resistencia en probeta cilíndrica, en kg/cm², a la edad que se considere.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

204.4. Transporte y elevación.

Los elementos prefabricados, en general, durante su transporte y elevación suelen apoyarse en forma distinta a la que se tiene prevista para las condiciones normales de trabajo. Por ello, deberán estudiarse las tensiones que, durante esta etapa, se originan bajo la acción conjunta del peso propio, los esfuerzos de pretensado (deducidas las pérdidas experimentadas hasta el momento en que se realiza el transporte o la elevación) y las condiciones reales de sustentación.

204.5. Cargas de cálculo.

En este estado de cargas se incluyen las tensiones originadas por el esfuerzo de pretensado efectivo (una vez descontadas las pérdidas), el peso propio y la máxima sobrecarga prevista.

204.6. Carga de fisuración.

En algunas circunstancias puede ser necesario comprobar que, bajo los diferentes estados de carga, no se producen fisuras.

En estos casos, deberá tenerse en cuenta el tipo y destino de la estructura, y el tipo, frecuencia y magnitud de las sobrecargas.

204.7. Sobrecarga accidental.

Se entiende por sobrecarga accidental cualquier sobrecarga, de corta duración, que exceda de la carga de trabajo y que se prevea habrá de actuar, sólo de un modo esporádico, durante la vida de servicio de la estructura. Las tensiones correspondientes a dichas sobrecargas pueden exceder de las recomendadas para las cargas de trabajo, pero, en todo caso, debe quedar asegurada la recuperación elástica.

204.8. Carga de rotura.

Se entiende por carga de rotura la que, aplicada estáticamente, y por una sola vez, produce la rotura. Una carga de tan gran magnitud no deberá ser nunca aplicada intencionadamente sobre la estructura, pero se utiliza como una medida de seguridad. En estructuras isostáticas, la rotura se producirá en una sola sección transversal. En las estructuras hiperestáticas, por el contrario, y a causa de la redistribución de momentos, la carga capaz de originar, en una sección dada, un momento igual al máximo de rotura, no será suficiente para producir la ruina de la estructura. Sin embargo, y como quiera que no siempre es posible prever si habrá de producirse la redistribución total de momentos deducida de acuerdo con los métodos del cálculo en rotura, se recomienda que, por ahora, se determinen los momentos basándose en las hipótesis de la teoría elástica.

Sección 205. Coeficientes de seguridad

205.1. Generalidades.

El coeficiente de seguridad es un factor por el cual se multiplican las cargas de trabajo para garantizar la seguridad de la estructura.

205.2. Coeficientes de seguridad a la fisuración.

En el caso en que, por tratarse de estructuras de tipo especial, sea necesario impedir la fisuración del hormigón, el cálculo del valor máximo de las cargas que puede soportar la estructura, durante toda su vida de servicio se hará multiplicando la carga de fisuración por el conveniente coeficiente de seguridad.

En general, no suele tener importancia que, bajo una sobrecarga excepcional momentánea, se fisure la estructura. Por el contrario, la reapertura de dichas fisuras bajo la acción de las subsiguientes cargas de trabajo, puede resultar perjudicial para la estructura. Para evitarlo será necesario adoptar un hormigón cuya tensión admisible de fisuración sea del valor adecuado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

205.3. Coeficiente de seguridad a la rotura.

Cuando se quiera hacer el cálculo en rotura de una estructura, deberá tenerse en cuenta que, para valores elevados, las tensiones dejan de ser linealmente proporcionales a los esfuerzos y momentos exteriormente aplicados. No obstante, se recomienda que, por ahora, el cálculo de los momentos, esfuerzos cortantes, y empujes, producidos por las cargas exteriores y los esfuerzos de pretensado, se haga de acuerdo con la teoría elástica.

Los coeficientes de seguridad que a continuación se recomiendan han sido elegidos teniendo en cuenta las teorías normalmente aceptadas en la actualidad. En algunos casos, será necesario modificar, o ampliar, las fórmulas que se indican para la determinación de los coeficientes de seguridad, con el fin de adaptarlas convenientemente y que puedan cumplir las condiciones especiales que exijan determinados tipos excepcionales de estructuras, tramos de luces muy grandes, o sobrecargas extraordinarias. En todos estos casos los nuevos valores que se adopten deberán ser convenientemente justificados mediante los oportunos ensayos.

205.3.1. *Edificios.*

El Comité recomienda que, por el momento, y con el fin de unificar las condiciones de seguridad de las estructuras de hormigón pretensado, con las que, en la actualidad, se exigen a las de hormigón armado ordinario, el cálculo de las tensiones máximas se realice adoptando, como valor de la sobrecarga, el mayor de los que resulten de la aplicación de las siguientes fórmulas:

$$1{,}2D + 2{,}4L$$
$$\text{ó} \quad 1{,}8(D + L)$$
$$\text{ó} \quad 1{,}2D + 2{,}4L + 0{,}6W$$
$$\text{ó} \quad 1{,}2D + 0{,}6L + 2{,}4W$$
$$\text{ó} \quad 1{,}8(D + L + 1/2W)$$
$$\text{ó} \quad 1{,}8(D + 1/2L + W)$$

205.3.2. *Puentes de carretera.*

El Comité de Puentes y Estructuras de la "American Association of State Highway Officials", recomienda, para los puentes de carreteras, el siguiente coeficiente de seguridad (*):

$$1{,}5D + 2{,}5L.$$

Por el momento, no es posible hacer recomendaciones sobre el coeficiente de seguridad que debe ser aplicado en el caso de que se presenten cargas laterales sobre los puentes.

205.3.3. *Puentes ferroviarios.*

Normalmente, los coeficientes de seguridad aplicables a los cálculos de los puentes ferroviarios, vienen fijados por la American Railway Engineering Association. Por el momento, este Comité no se encuentra preparado para hacer recomendación alguna en relación con dichos coeficientes.

Sección 206. Cargas repetidas

206.1. Generalidades.

Como consecuencia del fenómeno de fatiga, la resistencia máxima del hormigón, o del acero, sometido a cargas repetidas, suele ser menor que su resistencia bajo cargas estáticas. La importancia del efecto de la fatiga sobre los elementos de hormigón pretensado, no ha sido todavía suficientemente estudiada y, por consiguiente, no es posible emitir un juicio definitivo sobre el particular. La rotura por fatiga puede producirse por un fallo en el hormigón, el acero, los anclajes, los empalmes o la adherencia.

206.2. Hormigón.

La resistencia a la fatiga del hormigón, tanto en tracción como en compresión, depende de la magnitud de las tensiones, de su campo de variabilidad y del número de ciclos de cargas. Comoquiera que las tensiones elevadas y los amplios campos de variación en el valor de las tensiones, son normales

(*) Se considera que este coeficiente de seguridad es el adecuado para tramos de luces medias, simplemente apoyados. Para tramos de grandes luces y tramos continuos deberán realizarse estudios especiales, con el fin de determinar la proporción en que dicho coeficiente debe ser aumentado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

en el hormigón pretensado, cuando se prevea que pueden presentarse repetidos ciclos de carga, deberá hacerse el correspondiente cálculo a la fatiga.

La rotura por fatiga es muy improbable, siempre que se adopten, para las tensiones admisibles, valores que no excedan a los señalados en la Sección 207.3.2 y no se produzcan tensiones de signo contrario. Deberá tenerse siempre en cuenta, sin embargo, que la actuación de un elevado número de sobrecargas repetidas ocasiona una peligrosa reducción en el coeficiente de seguridad previsto.

206.3. Armadura de pretensado.

La resistencia a la fatiga de la armadura de pretensado depende de la magnitud y campo de variabilidad de las tensiones y del número de ciclos de cargas. Las tensiones mínimas son las que corresponden al esfuerzo de pretensado efectivo. Las máximas, y su campo de variabilidad, dependen de la magnitud de las cargas móviles o de las sobrecargas que puedan actuar de un modo repetido. El campo de variación de las tensiones, bajo las cargas de trabajo, y siempre que el hormigón no esté fisurado, suele ser pequeño. La fisuración puede producirse cuando se admiten tracciones en el hormigón. En tales casos será conveniente estudiar la resistencia, a rotura por fatiga, de la armadura, especialmente, cuando la tensión introducida en los alambres representa un porcentaje elevado de su resistencia máxima.

Los dispositivos adoptados para el empalme de los alambres pueden ocasionar una concentración de deformaciones, origen de una disminución en la resistencia a la fatiga de la armadura. Por ello, siempre que existan emplames, se hará un estudio especial de la resistencia a la fatiga de la armadura.

206.4. Anclajes.

Cuando la armadura va adherida al hormigón, a lo largo de todo su trazado, no es de esperar que las cargas repetidas ocasionen perjuicio alguno a los anclajes o extremos de apoyo. Pero, en caso contrario, la variación de tensiones originada por las cargas repetidas de trabajo, o sobrecargas, se transmite directamente a los anclajes y, por consiguiente, es necesario hacer un estudio especial de su resistencia a la fatiga.

206.5. Adherencia.

A menos que el elemento esté fisurado bajo las cargas de trabajo, no es probable que se produzca un fallo de adherencia, bajo las cargas repetidas, a no ser que el número de éstas sea muy elevado.

Las altas tensiones de adherencia que se desarrollan en los bordes de la fisura, pueden ser el punto de partida para la progresiva rotura de la pieza bajo cargas repetidas.

206.6. Esfuerzos cortantes y tensiones diagonales.

En los elementos sometidos a cargas repetidas, se dispondrán siempre armaduras transversales, ya que, bajo este tipo de cargas, las fisuras inclinadas pueden aparecer bajo tensiones sensiblemente más pequeñas que en el caso de carga estática.

206.7. Recomendaciones para el cálculo.

Siempre que se observen las recomendaciones que a continuación se indican, no es de esperar que se produzca reducción alguna, por fatiga, de la resistencia de las piezas. En el caso de que no puedan cumplirse dichas recomendaciones, deberá hacerse un estudio especial de la resistencia a la fatiga de todos los elementos que constituyen la pieza de hormigón pretensado que se considere.

a) La tensión en compresión, por flexión, del hormigón, no excederá de 0,4 f'_c, ni bajo las cargas de trabajo, ni bajo las sobrecargas que se prevea hayan de repetirse un gran número de veces.

b) No se admitirán tracciones en el hormigón de la sección transversal crítica, ni bajo las cargas de trabajo, ni bajo las sobrecargas que se prevea hayan de repetirse un gran número de veces.

c) Se evitará que, bajo las cargas repetidas, se produzca un cambio de signo en las tensiones.

d) La armadura de pretensado deberá quedar adherida al hormigón, a lo largo de todo su trazado.

e) Deberán disponerse las convenientes armaduras transversales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Sección 207. Tensiones admisibles en el hormigón y en el acero

207.1. Acero de las armaduras de pretensado.

207.1.1. *Tensiones temporales.*

Generalmente, las tensiones en el acero de las armaduras de pretensado, bajo las cargas normales de trabajo, son siempre menores que las originadas por el esfuerzo inicial de pretensado. Las tensiones en los anclajes, inmediatamente después de su fijación, no excederán de 0,70 f'_s, cuando se trate de aceros cuya ley de tensiones-deformaciones coincida con la definida en el capítulo 3. Podrá admitirse una sobretensión a 0,80 f'_s, durante un breve período de tiempo, siempre que, una vez fijados los anclajes, las tensiones no excedan del 0,70 f'_s.

207.1.2. *Tensiones bajo cargas de trabajo.*

Las tensiones efectivas en el acero, una vez experimentadas las pérdidas que en la Sección 208 se indican, no excederán del menor de los valores que a continuación se expresan:

$$0{,}60\ f'_s \quad \text{ó} \quad 0{,}80\ f_{sy}$$

207.2. Armadura ordinaria no pretensada.

Para la armadura ordinaria no pretensada que se coloque, de acuerdo con lo dispuesto en la Sección 207.3.1.b.2, para absorber las tracciones, puede adoptarse, como tensión admisible, el valor de 20.000 libras por pulgada cuadrada (1.400 kg/cm²).

207.3. Hormigón.

207.3.1. *Tensiones temporales.*

Las tensiones, admisibles en el hormigón, antes de producirse las pérdidas originadas por la fluencia y la retracción, no excederán de los valores que a continuación se indican:

a) Compresión:

Para elementos con armaduras pretesas: 0,60 f'_{ci}.

Para elementos con armaduras postesas: 0,55 f'_{ci}.

b) Tracción:

1. Para elementos sin armadura ordinaria no pretensada:

Elementos constituídos por una sola pieza: $3\sqrt{f'_{ci}}$ libras por pulgada cuadrada$=0{,}795\sqrt{f'_{ci}}$ kg/cm².

Elemenots constituídos por varias dovelas: cero.

2. Para elementos con armadura ordinaria no pretensada, dispuesta para resistir los esfuerzos de tracción en el hormigón, y con la sección necesaria para que no se produzcan fisuras:

Elementos constituídos por una sola pieza: $6\sqrt{f'_{ci}}$ libras por pulgada cuadrada $= 1{,}59\sqrt{f'_{ci}}$ kg/cm².

Elementos constituídos por varias dovelas: $3\sqrt{f'_{ci}}$ libras por pulgada cuadrada $= 0{,}795\sqrt{f'_{ci}}$ kg/cm².

207.3.2. *Tensiones bajo las cargas de trabajo.*

Una vez que la armadura de pretensado haya experimentado todas las pérdidas de tensión que en ella se originan por las diferentes causas que más adelante se indican, las tensiones en el hormigón no excederán de los valores que a continuación se reseñan:

a) Compresión:

1. Elementos constituídos por una sola pieza:

a) Elementos para estructuras de puentes: $0{,}40 f'_c$.

b) Elementos para estructuras de edificios: $0{,}45 f'_c$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

2. Elementos constituídos por varias dovelas:

a) Elementos para estructuras de puentes: $0{,}40f'_c$.

b) Elementos para estructuras de edificios: $0{,}45f'_c$.

b) Tracción, por flexión, en la zona extendida, pretensada:

1. Elementos constituídos por una sola pieza:

a) Elementos para estructuras de puentes: cero.

b) Elementos, con armaduras pretesas, para estructuras de edificios, no expuestos a la intemperie ni a la acción de atmósferas agresivas $6\sqrt{f'_c}$ libras por pulgada cuadrada $= 1{,}59\sqrt{f'_c}$ kg/cm².

c) Elementos, con armaduras postesas, adheridas al hormigón, no expuestos a la intemperie ni a la acción de atmósferas agresivas: $3\sqrt{f'_c}$ libras por pulgada cuadrada $= 0{,}795\sqrt{f'_c}$ kg/cm².

2. Elementos constituídos por varias dovelas:

a) Elementos para estructuras de puentes: cero.

b) Elementos para estructuras de edificios: cero.

El valor $6\sqrt{f'_c}$ indicado como admisible, en flexo-tracción, en la Sección 207.3.2.b.1.b, podrá ser sobrepasado siempre que se demuestre, mediante los oportunos ensayos, que la estructura habrá de comportarse, bajo las condiciones normales de trabajo, de un modo satisfactorio, y con tal de que se cumplan todos los requisitos prescritos en relación con las cargas de fisuración y sobrecargas temporales.

207.3.3. *Tensiones bajo las cargas de fisuración.*

La resistencia en flexo-tracción se determinará, preferentemente, mediante ensayos. Cuando no se disponga de datos experimentales podrá tomarse, como tensión máxima de flexo-tracción, el valor dado por la fórmula que a continuación se indica:

$$f'_t = 7{,}5\sqrt{f'_c}$$

En dicha fórmula, la tensión viene expresada en libras por pulgada cuadrada. (Una vez transformadas las unidades, resulta:

$$f'_t \simeq 2\sqrt{f'_c} \text{ en kg/cm}^2).$$

Cuando se trate de hormigones ligeros, el valor de f'_t deberá ser determinado mediante ensayos.

207.3.4. *Tensiones en las superficies de apoyo de los anclajes.*

La máxima tensión admisible en la superficie de apoyo de los anclajes, de los elementos con armaduras postesas, siempre que las cabezas extremas de la pieza se encuentren convenientemente armadas de acuerdo con lo dispuesto en la Sección 214.4, puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$f_{cp} = 0{,}6f'_{ci}\sqrt[3]{A_c/A_b}$$

en donde:

A_b = Area de la superficie de apoyo de la placa de anclaje.

A_c = Area máxima de la superficie de la pieza, geométricamente semejante y concéntrica con la placa de apoyo.

El valor admisible de f_{cp} no excederá de f'_{ci}.

Sección 208. Pérdidas en el esfuerzo de pretensado

208.1. Introducción.

Se entiende por tensión inicial de pretensado la que existe en la armadura inmediatamente después de la fijación de los anclajes. Esta tensión disminuye con el tiempo y, finalmente, alcanza un valor estable, que se denomina también efectiva de pretensado y que se supone invariable con el tiempo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

208.2. Causas de las pérdidas en el esfuerzo de pretensado.

208.2.1. *Pérdidas, por rozamiento, en las armaduras postesas.*

Si las armaduras postesas no son perfectamente rectas, o existen irregularidades en la alineación de los conductos en que van colocadas, la tensión de los alambres en el interior de la pieza es inferior a la que tienen al salir del gato, como consecuencia del rozamiento que se produce entre dicha armadura y las paredes del conducto. La magnitud de este rozamiento deberá tenerse en cuenta al realizar los cálculos y comprobarse durante la operación del tesado.

Las pérdidas por rozamiento pueden calcularse partiendo del estudio de los esfuerzos ejercidos sobre el conducto por la armadura de pretensado. A continuación se indica una fórmula, que permite calcular estas pérdidas por rozamiento, en un punto cualquiera, dado, del trazado de los cables.

$$T_o = T_x e^{(KL + \mu\alpha)}$$

En esta expresión:

T_o = Tensión en el acero, en la sección situada a la salida del gato.

T_x = Tensión en el acero, en el punto x.

e = Base de los logaritmos neperianos.

K = Coeficiente de rozamiento, por metro de longitud de la armadura de pretensado.

L = Longitud en metros, de la armadura de pretensado, comprendida entre la sección situada a la salida del gato y el punto x.

μ = Coeficiente de rozamiento, por radián de ángulo, en las partes curvas del trazado de la armadura.

α = Variación angular total en radianes del trazado de la armadura de pretensado en el intervalo comprendido entre la sección situada a la salida del gato y el punto x.

Para pequeños valores de KL y de $\mu\alpha$, la fórmula anterior puede ser sustituída por la que a continuación se indica:

$$T_o = T_x(1 + KL + \mu\alpha)$$

A continuación se incluye una tabla en la cual se indican, en función del tipo de armadura y de la clase de funda utilizada, los posibles campos de variación de los valores de K y μ, así como los valores medios que se recomienda adoptar, para dichos coeficientes, al realizar los cálculos.

Como quiera que, según puede apreciarse en el referido cuadro, estos valores varían considerablemente de unos casos a otros, resulta necesario hacer constar, tanto en los planos, como en el correspondiente Pliego de Condiciones, los valores adoptados para K y μ, con el fin de que se sepa qué tipo de armadura y fundas deben utilizarse, y conseguir así que los resultados obtenidos en la práctica concuerden, lo mejor posible, con los previstos en los cálculos.

Tipo de armadura	Material del conducto o funda	Campo normal de variación de los valores observados		Valores que se proponen para el cálculo	
		k	μ	k	μ
Alambres y cables.	Funda de metal pulido.	0,00164-0,00984	0,15-0,35	0,00656	0,30
	Funda de metal galvanizado.			0,00492	0,25
	Recubrimiento o capa de asfalto o grasa.	0,00984	0,25-0,35	0,00656	0,30
Barras de alta resistencia.	Funda de metal pulido.	0,00033-0,00164	0,08-0,30	0,00098	0,20
	Funda de metal galvanizado.			0,00066	0,15
Cables galvanizados.	Funda de metal pulido.	0,00164-0,00656	0,15-0,30	0,00492	0,25
	Funda de metal galvanizado.			0,00328	0,20

La mayor o menor habilidad de la mano de obra utilizada en la colocación, fijación, tesado y fabricación de las armaduras de pretensado y los conductos influye, de un modo considerable, en el valor del coeficiente K de rozamiento. Cuanto mayor sea el diámetro de la funda o conducto, en relación con el de la armadura, menor será el valor de K. Para las tolerancias normales de colocación, el efecto de K puede ser despreciado, siempre que el diámetro de la funda o conducto sea una pulgada (2,5 cm) mayor que el de la armadura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Debe tenerse en cuenta que si se adopta, para las pérdidas por rozamiento, un valor que difiera sensiblemente del real, pueden ocasionarse graves perjuicios, ya que un esfuerzo de pretensado efectivo mayor que el previsto en el cálculo, puede dar lugar a la aparición de tensiones permanentes desfavorables. Por el contrario, si las pérdidas por rozamiento son mayores que las previstas, resultarán erróneos los valores que se obtengan para la carga de fisuración y las flechas.

208.2.2. *Acortamiento elástico del hormigón.*

En los elementos de hormigón pretensado se producen, también, pérdidas de tensión a consecuencia del acortamiento elástico del hormigón. Estas pérdidas pueden calcularse mediante la fórmula:

$$n(\triangle f_c) \ ,$$

en la cual n representa la relación entre los módulos de elasticidad del acero y el hormigón.

En los elementos de hormigón pretensado con armaduras pretesas, $\triangle f_c$ representa la tensión en el hormigón situado a la altura del centro de gravedad de la armadura de pretensado cuyas pérdidas se calculan. En los elementos con armaduras postesas, en los cuales los distintos alambres no se tesan simultáneamente, $\triangle f_c$ es la media de las tensiones originadas a lo largo de la pieza, en el hormigón situado a la altura de uno de los alambres, por el subsiguiente tesado de los alambres adyacentes.

208.2.3. *Retracción del hormigón.*

La retracción del hormigón depende de numerosas variables. La deformación unitaria por retracción puede variar, desde prácticamente 0 hasta 0,0005. Para el cálculo de las pérdidas de pretensado se adopta, en general, un valor comprendido entre 0,0002 y 0,0003. En los elementos con armaduras pretesas, en los cuales la transferencia del esfuerzo de pretensado al hormigón se realiza cuando éste es aún joven, las pérdidas por retracción suelen ser mayores que en los elementos con armaduras postesas, ya que éstos normalmente se tesan cuando el hormigón está ya envejecido. En los hormigones ligeros, la deformación por retracción suele ser mayor que la anteriormente indicada.

208.2.4. *Fluencia del hormigón.*

La fluencia es la deformación, función del tiempo, del hormigón sometido a tensión. En los elementos con armaduras pretesas, o con armaduras postesas bien adheridas, se toma, como tensión del hormigón, la de la fibra situada a la altura del centro de gravedad de la armadura de pretensado, bajo el efecto del esfuerzo de pretensado y de las cargas permanentes (estado normal de las estructuras descargadas).

En los elementos con armaduras postesas, no adheridas, se toma, como tensión del hormigón, la media de las correspondientes al hormigón situado a la altura del trazado de los centros de gravedad de la armadura de pretensado, a lo largo de la pieza, bajo el efecto del esfuerzo de pretensado y de las cargas permanentes. La deformación adicional originada por la fluencia puede suponerse que varía, entre el 100 % de la deformación elástica del hormigón, en el caso de atmósferas muy húmedas, y el 300 %, en el caso de atmósferas muy secas.

Las deformaciones por fluencia de algunos hormigones ligeros pueden ser superiores a las anteriormente indicadas.

208.2.5. *Relajación del acero.*

Al realizar los cálculos hay que tener también en cuenta las pérdidas de tensión experimentadas por la armadura de pretensado, a consecuencia de la relajación. La valoración de estas pérdidas se hará de acuerdo con los datos experimentales que debe facilitar el fabricante del acero. Su magnitud depende, esencialmente, de las características del acero y de la tensión inicial de pretensado en él introducida. Generalmente, se admite que dichas pérdidas varían entre el 2 y el 8 % de la tensión inicial.

208.3. Métodos para calcular las pérdidas en el esfuerzo de pretensado.

A continuación se proponen dos métodos para calcular las pérdidas de pretensado. El primero se utilizará cuando se conozca, con suficiente aproximación, el valor individual de cada una de las pérdidas originadas por las distintas causas. A falta de dichos datos, podrá utilizarse el segundo método propuesto.

La magnitud de las pérdidas de tensión en el acero, no influye, de un modo decisivo, en la resistencia a rotura de la pieza. Sin embargo, un error en la valoración de dichas pérdidas modifica, sustancialmente, el valor de la carga de fisuración y de las flechas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

208.3.1. *Primer método.*

El valor total de las pérdidas de tensión en la armadura de pretensado, puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\triangle f_s = (u_s + u_e + u_d)E_s + \delta_1 \ f_{si} + \delta_2 \ f_{si} \ ,$$

en donde:

u_s = Deformación del hormigón por retracción.

u_e = Deformación del hormigón por acortamiento elástico.

u_d = Deformación del hormigón por fluencia.

E_s = Módulo de elasticidad de la armadura de pretensado.

δ_1 = Pérdidas unitarias de tensión originadas por la relajación del acero de pretensado.

δ_2 = Pérdidas unitarias de tensión originadas por el rozamiento, durante el pretensado.

f_{si} = Tensión inicial de la armadura de pretensado.

208.3.2. *Segundo método.*

El valor de las pérdidas de tensión en el acero, excluídas las originadas por rozamiento, puede suponerse igual a:

En los elementos con armaduras pretesas: 35.000 psi (2.460 kg/cm²)

En los elementos con armaduras postesas: 25.000 psi (1.760 kg/cm²)

Estos valores pueden resultar excesivos cuando se trate de calcular las flechas.

208.4. Hormigones ligeros.

Las pérdidas originadas por la retracción, acortamiento elástico, y fluencia de estos hormigones, deben calcularse partiendo de los resultados obtenidos en los ensayos realizados con los áridos ligeros utilizados en su fabricación.

Sección 209. Flexión

209.1. Tensiones originadas por el peso propio, sobrecarga y efecto de impacto.

Siempre que las tensiones no excedan de las indicadas en la Sección 207, podrá suponerse que los elementos de hormigón pretensado trabajan, como elementos no fisurados, sometidos simultáneamente a la acción de un momento flector y un esfuerzo axil.

Al calcular las características geométricas de una sección en la que todavía no se hayan inyectado los conductos para los alambres de pretensado, deberán descontarse las secciones de dichos conductos, siempre que no sean lo suficientemente pequeños. Por el contrario, cuando dicha inyección ha sido ya efectuada, al determinar las características geométricas de los elementos con armaduras pretesas, o postesas podrán tenerse en cuenta las secciones equivalentes de las armaduras adheridas.

Por el momento, no es posible hacer recomendación definitiva alguna en cuanto a la forma en que debe realizarse el cálculo de las tensiones originadas por el pretensado en las vigas de sección en T. Unicamente, cabe llamar la atención sobre la posibilidad de tomar, como ancho de la pieza, al calcular las características geométricas de la sección, el ancho total del ala.

209.2. Resistencia máxima a flexión.

209.2.1. *Método general.*

a) Secciones rectangulares.

En el caso de secciones rectangulares o de secciones en T, en las cuales la fibra neutra caiga dentro del ala, la resistencia máxima a flexión puede calcularse mediante la fórmula que a continuación se indica:

$$M_u = A_s f_{su} d \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_2} \frac{p f_{su}}{f'_c}\right) \qquad \text{(A)}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En esta fórmula:

f_{su} = tensión media de la armadura de presensado, en rotura.

d = profundidad del centro de gravedad de la armadura de pretensado.

k_2 = cociente de la distancia entre la fibra extrema comprimida y el punto de aplicación de la resultante de los esfuerzos de compresión, por la profundidad de la fibra neutra.

k_1k_3 = relación entre la tensión media de compresión del hormigón y su resistencia en probeta cilíndrica f'_c.

De los numerosos ensayos efectuados, se deduce que, para los materiales y tipos de piezas considerados en este informe, el valor del cociente k_2/k_1k_3 puede tomarse igual a 0,6. Para determinar el valor de f_{su} es necesario conocer las características de la ley tensión-deformación del acero de pretensado utilizado, la tensión efectiva de pretensado introducida, y la deformación de fisuración del hormigón. También es necesario adoptar un valor determinado para la relación entre las deformaciones en el acero y en el hormigón. Estos valores deben ser distintos según se trate de elementos con armaduras adheridas o sin adherencia.

El momento de rotura puede calcularse de acuerdo con la ecuación (A), siempre que se posean los datos necesarios para poder determinar el valor de f_{su}. También puede utilizarse el método de cálculo aproximado, que en la sección 209.2.2 se indica, siempre que se cumplan las condiciones que en la misma se prescriben.

b) Secciones en T:

En el caso en que el espesor del ala sea inferior a:

$$1{,}4dpf_{su}/f'_c$$

la fibra neutra caerá, generalmente, fuera del ala. En este caso, para calcular el momento de rotura, debe utilizarse la siguiente expresión aproximada:

$$M_u = A_{sr}f_{su}d\left(1-0{,}6\frac{A_{sr}f_{su}}{b'df'_c}\right) + 0{,}85f'_c(b-b')t(d-0{,}5t) \qquad \text{(B)}$$

en la cual: $A_{sr} = A_s - A_{sf}$ = Area de la sección de acero que sería necesaria para poder aprovechar íntegramente la resistencia máxima, en compresión, del nervio de la sección en T.

$A_{sf} = 0{,}85f'_c(b-b')t/f_{su}$ = Area de la sección de acero que sería necesaria para poder aprovechar íntegramente la resistencia máxima, en compresión, de las porciones del ala que sobresalen del nervio.

t = espesor medio del ala.

El valor de f_{su} podrá calcularse también de acuerdo con lo indicado en la sección 209.2.2, siempre que se cumplan los requisitos que en la misma se prescriben.

209.2.2. *Método aproximado.*

Siempre que se cumplan las condiciones que a continuación se indican, el valor de f_{su}, necesario para calcular las ecuaciones (A) y (B) de la sección 209.2.1, podrá determinarse de acuerdo con las expresiones aproximadas que más adelante se citan.

Para ello será necesario:

1. Que las características mecánicas del acero utilizado para la armadura de pretensado sean suficientemente análogas a las que en la sección 304 se señalan.

2. Que el esfuerzo efectivo de pretensado, una vez descontadas las diferentes pérdidas, no sea inferior a $0{,}5f'_s$.

En estas condiciones, el valor de f_{su} viene dado, de un modo aproximado, por las siguientes expresiones:

a) Elementos con armaduras adheridas:

$$f_{su} = f'_s\left(1-0{,}5\frac{pf'_s}{f'_c}\right)$$

b) Elementos con armaduras no adheridas:

En los elementos con armaduras no adheridas, la resistencia máxima en flexión es, generalmente, menor que en los elementos con armaduras adheridas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Del estudio de los numerosos ensayos realizados por diferentes investigadores, se deduce que existen numerosos factores que influyen en el valor de las tensiones desarrolladas en las armaduras no adheridas de los elementos de hormigón pretensado sometidos al momento de rotura. Entre estos factores pueden citarse los siguientes: magnitud del esfuerzo efectivo de pretensado; trazado de la armadura de pretensado; tipo del diagrama de los momentos flectores; relación longitud/canto del elemento; valor del coeficiente de rozamiento entre la armadura de pretensado y el conducto en que va introducida; y cuantía de la armadura suplementaria, no pretensada, de acero ordinario.

A no ser que se conozca con suficiente aproximación el valor de f_{su} mediante ensayos sobre elementos en los que los diferentes factores anteriormente citados sean análogos a los de las piezas que hayan de utilizarse en la estructura que se calcula, se recomienda tomar para f_{su} el valor que a continuación se indica, en libras por pulgada cuadrada:

$$f_{su} = f_{se} + 15.000 \ (*)$$

209.2.3. *Cuantía máxima de armadura.*

Cuando las piezas poseen una cuantía excesiva de armaduras pretensadas, la rotura se produce por agotamiento de la capacidad resistente de la cabeza de hormigón en compresión. Este tipo de rotura, según ya se ha indicado en la Sección 201.2, no es recomendable. Para evitarlo, es necesario que la cuantía de armadura pretensada sea tal que:

en secciones rectangulares: $p \times f_{su}/f'_c < 0{,}30$;

en secciones en T: $A_{sr} \times f_{su}/b' \times d \times f'_c < 0{,}30$.

En el caso en que dicha cuantía sea superior a la anteriormente indicada, deberá tomarse, para el momento flector máximo, un valor que no exceda de los que a continuación se indican, tanto si se utiliza para el cálculo el método general, como si se emplea el método aproximado.

a) Secciones rectangulares:

$$M_u = 0{,}25 f'_c b d^2$$

b) Secciones en T:

Si el espesor del ala es inferior a: $1{,}4 d p f_{su}/f'_c$, la fibra neutra caerá, generalmente, fuera del ala y, en este caso, se recomienda utilizar la fórmula siguiente:

$$M_u = 0{,}25 b d^2 f'_c + 0{,}85 f'_c (b - b') t (d - 0{,}5t)$$

209.2.4. *Elementos con armadura ordinaria no pretensada y armadura pretensada.*

209.2.4.1. *Armadura ordinaria.*

La armadura ordinaria, no pretensada, puede considerarse que aumenta el esfuerzo de tracción de la viga, en rotura, en una cantidad igual al producto del límite elástico de dicha armadura por el área de su sección, siempre que:

$$\frac{p f_{su}}{f'_c} + \frac{p' f'_y}{f'_c} \text{ no exceda de } 0{,}3.$$

en donde:

f'_y = límite elástico de la armadura ordinaria;

p' = cuantía de armadura ordinaria.

209.2.4.2. *Armadura de alta resistencia.*

Si además de la armadura de pretensado, se dispone en la pieza otra armadura de alta resistencia, sin tesar, el momento de rotura resistido deberá calcularse de acuerdo con el método general indicado en la sección 209.2.1.

(*) **N. del T.**—Hecha la correspondiente transformación de unidades resulta:

$$f_{su} = f_{se} + 1.050 \ (\text{en kg/cm}^2)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Sección 210. Esfuerzo cortante

210.1. Generalidades.

210.1.1. *Resistencia máxima.*

Como ya se ha indicado, debe procurarse que la resistencia a esfuerzo cortante de la pieza, sea superior a su resistencia máxima en flexión, deducida de acuerdo con lo indicado en la sección 209.2. Si se cumple esta condición, no será necesario calcular el valor de la tensión cortante, ni de la tensión principal en tracción, bajo las cargas de trabajo.

210.1.2. *Fisuras inclinadas.*

La rotura por esfuerzo cortante viene siempre precedida por la formación de fisuras inclinadas. Estas fisuras se originan a consecuencia de las tensiones principales de tracción, inclinadas, que resultan de la combinación de las tensiones cortantes y de las tensiones normales de flexión. El esfuerzo de compresión ejercido por la armadura de pretensado, reduce las tensiones principales de tracción y, por consiguiente, aumenta la carga necesaria para producir las fisuras inclinadas. Por el contrario, cuando se emplean secciones con nervios de poca anchura, se favorece la aparición de las tensiones inclinadas.

210.1.3. *Condiciones de la rotura por esfuerzo cortante.*

La resistencia a la formación de fisuras inclinadas, es tanto mayor, cuanto mayor es el esfuerzo de pretensado, y mayor el espesor del nervio de la sección. La importancia de la aparición de las fisuras inclinadas es menor cuanto menor es la resistencia máxima en flexión del elemento (es decir, cuanto menor sea su cuantía de armaduras) y menor la relación esfuerzo cortante/momento flector. Si en una sección, sin armadura transversal, aparecen fisuras inclinadas es casi seguro que habrá de producirse su rotura, por esfuerzo cortante, de un modo brusco. Si, por el contrario, se dispone la necesaria armadura transversal, puede asegurarse que podrá ser alcanzada, sin dificultad, la resistencia máxima en flexión de la pieza.

210.2. Armadura transversal.

210.2.1. *Cuantía crítica de la armadura en tracción.*

Los datos experimentales disponibles, aunque no muy abundantes, permiten afirmar que, aun cuando no existan armaduras transversales, no aparecerán fisuras inclinadas de tracción, si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{pf'_s}{f'_c} \leq 0{,}3 \frac{f_{se}}{f'_s} \frac{b'}{b}$$

siendo:

b' = espesor del nervio;

b = ancho del ala adoptado para el cálculo de la cuantía p.

Esta condición puede resultar excesivamente conservadora, para piezas en las cuales la relación luz/canto sea superior a 15, o para elementos sometidos a sobrecargas uniformemente repartidas. En estos casos, aun cuando el valor de pf'_s/f'_c sea superior al anteriormente indicado, puede no ser necesario emplear armaduras transversales. En todo caso, deberá, no obstante, justificarse, mediante los oportunos ensayos, que dicha armadura no es necesaria.

210.2.2. *Cálculo de la armadura transversal.*

La cuantía de armadura transversal necesaria para alcanzar la capacidad de resistencia máxima a flexión requerida, es función de la diferencia entre el valor de la carga capaz de originar la primera fisura inclinada y el de la carga de rotura por flexión. Esta diferencia varía entre límites muy amplios, y depende, principalmente, de la magnitud del esfuerzo de pretensado, del espesor del nervio, de la cuantía de armadura en tracción, y de la relación esfuerzo cortante/momento flector. Generalmente, es menor en los elementos de hormigón pretensado, que en los de hormigón armado ordinario. Por ello, los métodos normalmente utilizados para el cálculo de la armadura transversal en los elementos de hormigón armado, resultan excesivamente conservadores cuando se aplican a las piezas pretensadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Del estudio de los datos obtenidos en diversos ensayos, parece deducirse que, aplicando la fórmula que a continuación se indica, con su factor 1/2, los resultados obtenidos son razonablemente conservadores, siempre que se trate de elementos pretensados de características y dimensiones normales. Como quiera que en dicha fórmula no aparece el esfuerzo de pretensado, no será de aplicación cuando este esfuerzo sea muy pequeño, o cuando se tese únicamente una pequeña parte de la armadura. En estos casos, será necesario aumentar el factor 1/2 en una proporción tanto mayor, cuanto más se aproximen las condiciones del elemento en estudio, a las de una pieza de hormigón armado ordinario.

La fórmula que se propone es la siguiente:

$$A_v = \frac{1}{2} \frac{(V_u - V_c)s}{f'_y jd}$$

en la cual:

A_v = Area de la sección de la armadura transversal, colocada perpendicularmente al eje del elemento, con interespacios de longitud igual a s.

V_u = Esfuerzo cortante producido por la acción conjunta de la sobrecarga máxima prevista y el esfuerzo de pretensado.

$V_c = 0{,}06 f'_c b'jd$, siempre que no sea superior a $180 b'jd$.

s = Distancia longitudinal entre armaduras transversales.

f'_y = Límite de fluencia de la armadura transversal. (Límite elástico.)

210.2.3. *Cuantía mínima de armadura transversal.*

Teniendo en cuenta la naturaleza de las roturas por esfuerzo cortante, y que dicho fenómeno no está todavía suficientemente estudiado, se recomienda que, aun cuando se satisfagan las prescripciones indicadas en la sección 210.2.1., se coloque una pequeña armadura transversal.

Cuando la determinación de dicha armadura se efectúe de acuerdo con lo indicado en la sección 210.2.2, deberá tenerse en cuenta que su sección mínima habrá de ser: $A_v = 0{,}0025 b'_s$. Esta prescripción puede resultar excesivamente exigente en el caso de elementos con nervios de anchura mayor que la normal. En estas piezas podrá disponerse una sección inferior a la anteriormente citada, siempre que se demuestre, mediante los oportunos ensayos, que con ella el elemento es capaz de alcanzar la capacidad máxima de resistencia en flexión necesaria.

En los elementos de nervios delgados y relativamente pequeñas relaciones luz/canto, sometidos a fuertes sobrecargas, tales como las vigas de puentes para carreteras, o puentes-grúas, deberá disponerse siempre armadura transversal (ver sección 206.6).

210.2.4. *Distancia entre armaduras transversales.*

La distancia entre armaduras transversales no será superior a los 3/4 del canto del elemento. En piezas de nervios relativamente delgados, se recomienda que dicha distancia no exceda de la altura libre del nervio.

210.2.5. *Secciones críticas a esfuerzo cortante.*

Como quiera que la aparición de las fisuras inclinadas reduce la capacidad de resistencia a flexión de la pieza, las secciones críticas a esfuerzo cortante no serán, generalmente, las situadas en las proximidades de los extremos del elemento, en donde dicho esfuerzo cortante es máximo, si no las que, estando a una cierta distancia de dichos extremos, se encuentran sometidas a momentos flectores importantes.

Se recomienda que para el cálculo de la armadura transversal de los elementos simplemente apoyados en sus extremos y sometidos a cargas móviles, se estudien, únicamente, las tensiones cortantes desarrolladas en la mitad central de la luz. En estos casos, en los cuartos extremos de la pieza, deberá colocarse la misma armadura transversal exigida por el cálculo para las secciones extremas de la mitad central de la luz.

En elementos simplemente apoyados en sus extremos y sometidos únicamente a la acción de cargas uniformemente repartidas, la máxima armadura transversal necesaria será la correspondiente a las secciones situadas a una distancia del apoyo igual al canto del elemento. Esta armadura deberá mantenerse constante, desde dichas secciones, hasta los extremos de la pieza. En el tercio central de la luz deberá disponerse una armadura transversal no inferior a la necesaria en las secciones correspondientes a los tercios de la luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Sección 211. Adherencia y anclaje

211.1. Elementos con armaduras pretesas.

211.1.1. *Anclaje por adherencia.*

En los elementos con armaduras pretesas el esfuerzo de pretensado se transmite por medio de la adherencia entre la armadura y el hormigón. Esta transmisión de esfuerzos se realiza sobre una longitud finita, en las cabezas extremas del elemento, la cual se denomina "longitud de anclaje por adherencia". A lo largo de esta distancia, el esfuerzo de pretensado en el hormigón varía, desde casi cero en el extremo, hasta un valor máximo, en una sección situada a cierta distancia de dicho extremo.

Generalmente, la determinación de esta distancia carece de interés cuando se trata de elementos de gran longitud. Por el contrario, resulta de la mayor importancia en el caso de elementos cortos, o en piezas cuyas condiciones de carga pueden dar lugar a la aparición de fisuras en las zonas correspondientes a esta "longitud de anclaje por adherencia".

211.1.2. *Adherencia por flexión.*

Se denomina adherencia por flexión a la tensión de adherencia que se desarrolla a consecuencia de la flexión de la pieza. En elementos no fisurados, y bajo las cargas de trabajo, esta tensión de adherencia es, generalmente, de poca importancia, ya que el incremento de tensión que experimenta la armadura a consecuencia de la flexión, es muy pequeño. Por el contrario, si el elemento se fisura bajo las cargas de trabajo, deberá hacerse un estudio especial de las tensiones de adherencia desarrolladas.

211.1.3. *Importancia de la tensión de adherencia bajo la carga de rotura.*

Como ya se ha indicado anteriormente (Sección 201.2) debe procurarse que no se produzcan fallos en la adherencia, antes de haberse alcanzado la resistencia máxima en flexión requerida.

En las piezas de longitud corriente, como son las que, generalmente, se utilizan con armaduras pretesas, no es fácil que se produzcan fallos de adherencia y, por consiguiente, al redactar el proyecto no suele tenerse en cuenta este fenómeno. Por el contrario, en el caso de piezas de pequeña longitud, es fundamental asegurarse, mediante los oportunos ensayos, de que no habrán de producirse dichos fallos.

Los factores que influyen en el fenómeno de la adherencia son: resistencia del hormigón; perímetro, sección y características de superficie, de los alambres de pretensado; tensión de la armadura en rotura; magnitud de la longitud de anclaje por adherencia, y tipo de sobrecarga.

Sección 212. Estructuras compuestas

212.1. Introducción.

Se denominan estructuras compuestas las constituídas por elementos de hormigón pretensado y elementos de hormigón armado ordinario y hormigón en masa, enlazados entre sí de tal forma que el conjunto funciona como un elemento monolítico. Los elementos de hormigón pretensado pueden ser con armaduras pretesas, o postesas, y prefabricados, o construídos "in situ". Las piezas de hormigón armado ordinario, o de hormigón en masa, se construyen, generalmente, "in situ".

212.2. Interacción.

212.2.1. *Enlaces para esfuerzo cortante.*

Para asegurar la acción conjunta bajo cualquier estado de cargas de los distintos elementos que constituyen una estructura compuesta, será necesario disponer entre ellos los oportunos enlaces. Estos enlaces deberán cumplir las dos funciones siguientes:

1) Transmitir los esfuerzos cortantes de un elemento a otro, sin que se produzcan deslizamientos a lo largo de la superficie de contacto; y

2) Evitar la separación de los elementos, en dirección perpendicular a las superficies de contacto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

212.2.2. *Transmisión de los esfuerzos cortantes.*

Para evitar los deslizamientos y asegurar la transmisión de los esfuerzos cortantes a lo largo de las superficies de contacto, bastará, algunas veces, la adherencia, pero otras será necesario disponer, además, las oportunas llaves o enlaces. En cada caso, deberá demostrarse mediante el cálculo, que la totalidad del esfuerzo cortante se transmite, bien por adherencia, o bien a través de las llaves previstas.

212.2.3. *Anclaje para evitar la separación.*

En las estructuras compuestas deberán disponerse anclajes, en forma de tirantes verticales, para evitar que los distintos elementos que las constituyen se separen en dirección perpendicular a sus superficies de contacto. Las armaduras transversales o cercos y las armaduras suplementarias, adecuadamente embebidas en cada uno de los lados de la superficie de contacto, pueden proporcionar un anclaje satisfactorio.

212.3. Cálculo de los enlaces para esfuerzo cortante.

212.3.1. *Estado de carga.*

Los enlaces para esfuerzo cortante deberán calcularse para la carga de rotura.

212.3.2. *Magnitud y transmisión del esfuerzo cortante máximo.*

La magnitud de la tensión cortante, por unidad de longitud en un punto cualquiera a lo largo de la superficie de contacto, puede calcularse mediante la conocida expresión: $v = V_u Q/I$. Si la capacidad de adherencia es inferior a la magnitud de la tensión cortante calculada, habrá que disponer, a lo largo de todo el elemento, los enlaces necesarios para absorber la totalidad del esfuerzo cortante. Dichos enlaces deberán dimensionarse teniendo en cuenta la resistencia del hormigón de cada uno de los elementos que constituyen la estructura compuesta. *

212.3.3. *Capacidad de adherencia.*

Se recomienda adoptar, para la resistencia máxima de adherencia en las superficies de contacto, los valores que a continuación se indican:

Cuando se disponen los tirantes metálicos, de sección mínima, indicados en la sección 212.3.4.	75 psi (5,3 kg/cm²)
Cuando, además de colocarse los tirantes metálicos de sección mínima indicados en la sección 212.3.4, se hacen artificialmente rugosas las superficies de contacto de los distintos elementos prefabricados	150 psi (10,5 kg/cm²)
Cuando, además de los tirantes indicados en la sección 212.3.4, se dispone una armadura adicional y las superficies de contacto de los elementos prefabricados se hacen artificialmente rugosas	225 psi (15,8 kg/cm²)

212.3.4. *Tirantes verticales.*

A falta de datos experimentales sobre la capacidad de resistencia de los tirantes verticales, se recomienda prolongar verticalmente todos los cercos o armaduras transversales del elemento prefabricado, de tal modo que queden después embebidos en la parte de la pieza que se hormigona "in situ".

La separación entre los tirantes verticales no será superior a cuatro veces el espesor mínimo de los elementos compuesto, ni a 24 pulgadas (61 cm). El área de la sección transversal total de dichos tirantes no será inferior a la que proporcionarían cercos sencillos (dos patas) del número 3 (⌀ 6) colocados a 12 pulgadas de distancia (30,5 cm).

En el caso de elementos con pequeña cuantía de armadura pretensada, tales como los que se utilizan para forjados de piso, y siempre que no se encuentren sometidos a la acción de cargas repetidas, los valores antes indicados pueden resultar excesivamente conservadores. Sin embargo, el Comité no se encuentra, por ahora, en condiciones de poder recomendar qué valores deben adoptarse para este tipo de piezas.

(*) La ausencia de datos experimentales impide al Comité por el momento, poder recomendar el valor adecuado para la tensión cortante en la base de los enlaces. Parece ser que, en los enlaces utilizados en las vigas para puentes, las tensiones cortantes que generalmente se exigen, para asegurar la transmisión de los esfuerzos cortantes máximos, alcanzan el valor de 0,3 f'_c

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

212.4. Cálculo de las estructuras compuestas.

212.4.1. *Cálculo de la sección compuesta.*

Las características físicas de las secciones compuestas se calcularán admitiendo la perfecta interacción de los elementos que la constituyen. Cuando los dos elementos que integran la estructura compuesta están construídos con hormigones de distinta calidad, para determinar la superficie transversal total habrá que transformar el área de la sección de uno de los elementos, de acuerdo con la relación existente entre los dos módulos de elasticidad. De esta forma resultará homogénea la sección completa.

212.4.2. *Secciones en T.*

Si la estructura está compuesta por una serie de vigas rectangulares y un tablero construído "in situ" sobre la cabeza superior de dichas vigas, el ancho efectivo de las alas se determinará de igual manera que si se tratase de una viga normal de sección en T.

212.4.3. *Tensión admisible con hormigones de diferentes resistencias.*

En las estructuras compuestas constituídas por elementos de hormigón, de diferente resistencia, las tensiones admisibles se determinarán en función de la resistencia del hormigón que constituye la parte de la sección que se considere.

212.4.4. *Superposición de tensiones.*

En los cálculos desarrollados con arreglo a la teoría elástica podrán superponerse las tensiones. Por el contrario, dicha superposición no es admisible en los cálculos a rotura, ya que entonces se supone que el material se comporta anelásticamente.

212.4.5. *Tensiones desarrolladas una vez conseguido el monolitismo de la estructura.*

Al calcular las tensiones desarrolladas por las cargar aplicadas, una vez conseguido el monolitismo de la estructura, deberán considerarse las características correspondientes a la sección transversal compuesta.

212.4.6. *Tensiones de retracción.*

En las piezas constituídas por una placa, construída "in situ", apoyada sobre vigas prefabricadas, las diferencias de retracción tienden a originar tensiones de tracción en la placa y en el borde inferior de las vigas prefabricadas. Las tensiones originadas por dicha causa deben tenerse en cuenta, únicamente, en lo que afectan a la carga de fisuración. Cuando, de acuerdo con las condiciones del proyecto, deban evitarse las fisuras, las tensiones originadas por la retracción se sumarán a los efectos producidos por la sobrecarga.

212.4.7. *Resistencia a la rotura.*

La resistencia a la rotura de las secciones compuestas, se calculará igual que si se tratase de un elemento único de sección idéntica a la total del elemento compuesto.

(Continuará en el próximo número.)

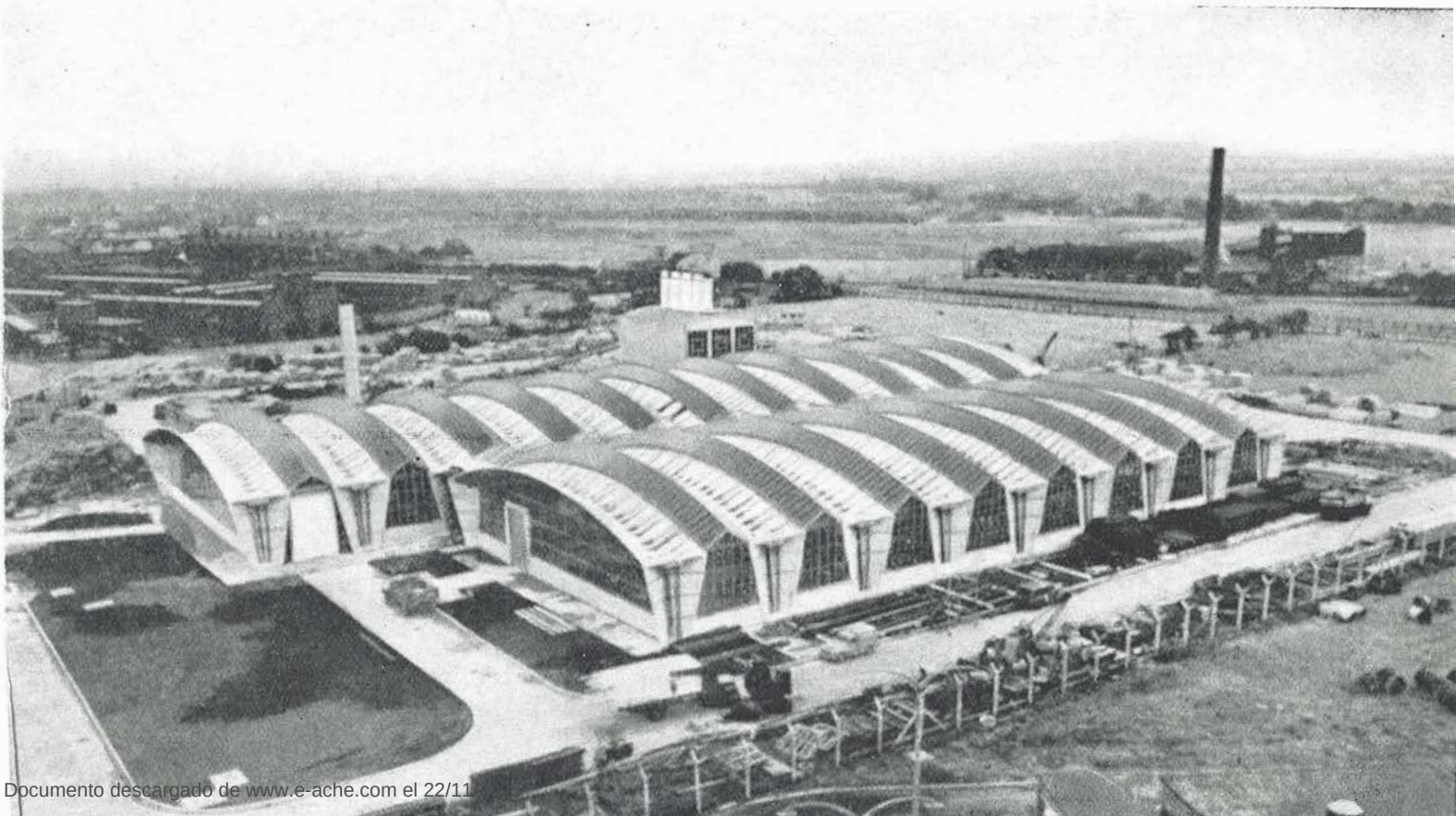
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

edificios industriales en hormigón pretensado

(Tomado de un artículo de R. Brocard, publicado en el número de abril de 1960 de la revista «Batir». Las fotografías son de Rex Lowden.)

La firma inglesa «Matthiews y Mumby», Ingenieros constructores de Denton, cerca de Manchester, dedicada a la prefabricación de elementos de hormigón, ha venido a desmentir el conocido refrán «en casa del herrero, cuchillo de palo». Habiendo decidido construir un gran taller para la prefabricación de vigas y viguetas para forjados de pisos de gran luz, en hormigón armado, así como otros elementos constructivos de menor importancia, ha edificado, además de un amplio inmueble para sus oficinas técnicas y administrativas, dos grandes naves cubiertas cuyo proyecto, por su originalidad, constituye un ejemplo muy notable de lo que se puede conseguir cuando el ingenio se ve asistido por la experiencia y una buena técnica.

Fig. 1.—Vista general de la nave de moldeo de elementos prefabricados (76 m de longitud) y de la nave destinada a la preparación de las armaduras (45 m de longitud). En esta fotografía se aprecia perfectamente el curioso «plisado» arqueado de la cubierta, constituída por una serie de arcos opacos, en V, que constituyen las limahoyas y de arcos vidriados, también en V, pero invertidos, que forman las limatesas. Asimismo, puede apreciarse la original expresión que dan a la fachada los sucesivos trapecios invertidos (soportes), regularmente espaciados, entre los cuales van situados los huecos de iluminación de la nave, cerrados por vidrieras trapeciales, con la base mayor en la parte inferior y coronadas en forma de acento circunflejo por los correspondientes arcos vidriados.



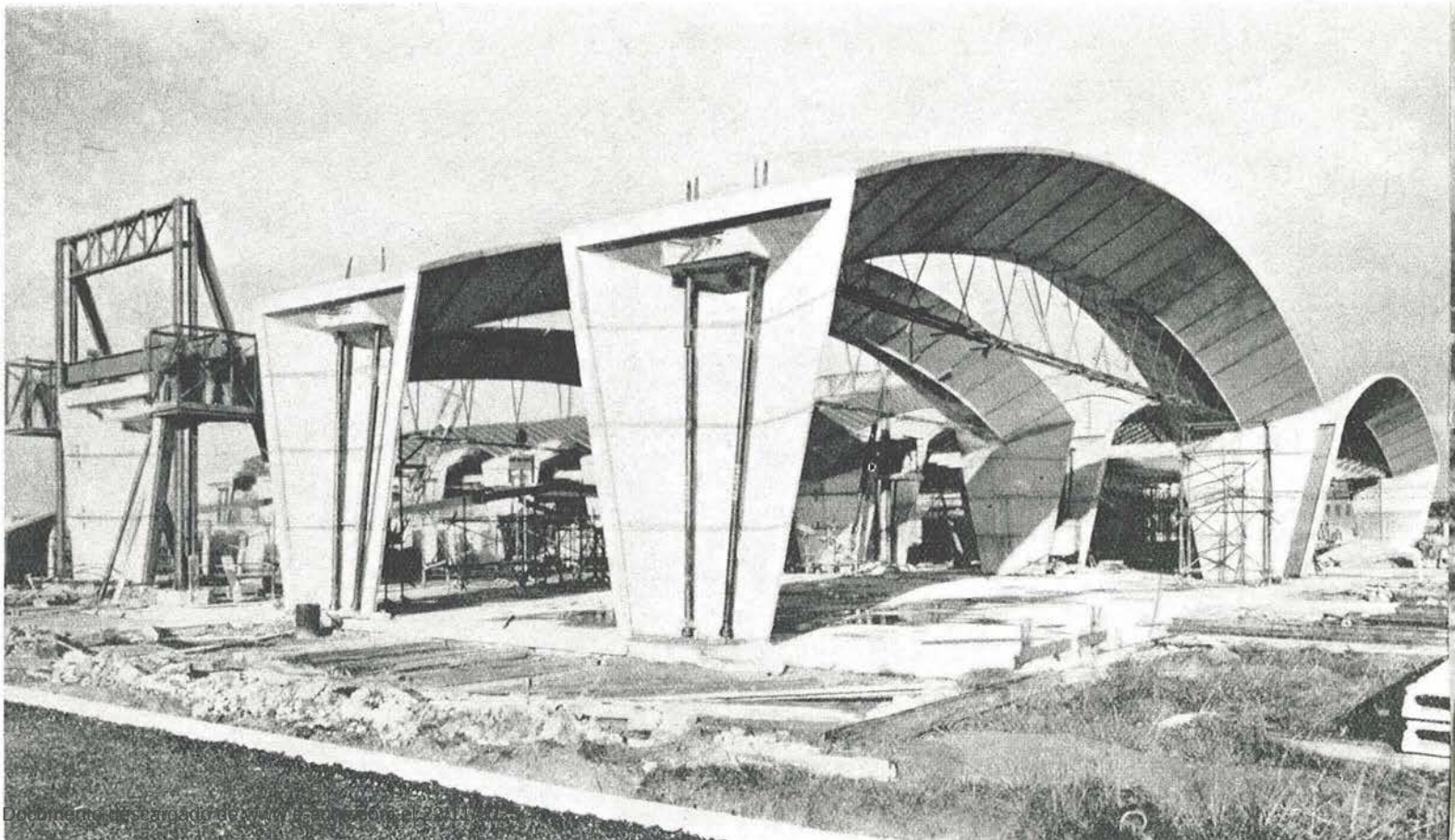
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11

Fig. 2.—Esta fotografía permite hacerse una idea clara de cómo está formado cada uno de los arcos que constituyen los pórticos de la estructura y de cómo se unen estos arcos con los soportes trapeciales, cóncavos hacia el exterior, e invertidos (con su base menor en la parte inferior). Del intradós de cada arco salen los tirantes en X que, unidos a las fundas de los cables horizontales de pretensado, soportarán, en los puntos de su intersección con dichas fundas, las vigas de hormigón pretensado de los mono-raíles. En la concavidad de los soportes se alojan dos tubos, cada uno de los cuales contiene dos cables verticales de pretensado. Estos tubos atraviesan, en el elemento especial que constituye el acuerdo entre soporte y arco, un pequeño macizo de anclaje al que van a parar también los cables horizontales que pretensan el arco. Por el otro extremo, los cables verticales se anclan en la base del soporte. Entre el primero y el segundo soporte, contados a partir del extremo izquierdo de la fotografía, se distingue la cimbra provista de ruedas sobre la cual se montan los elementos del arco que, junto con sus correspondientes soportes, constituye cada uno de los pórticos de la estructura. Finalmente, en último plano, se ve cómo se va elevando el tercer arco. En sus soportes se observa que no se han colocado todavía, debajo del bloque de acuerdo con el arco, más que dos de los tres elementos que los forman. En efecto, estos elementos se van colocando a medida que se eleva el arco, por lo que es necesario sujetarlos provisionalmente, una vez construída la correspondiente junta, mediante grapas especiales.

En el presente artículo se describe esta excepcional estructura proyectada y construída por dicha firma con la colaboración de los arquitectos Taylor y Young, de Manchester.

Se trata, esencialmente (hay otros edificios anejos de tipo clásico), de una nave de moldeo de unos 76 m de longitud y 27,50 m de anchura, y otra nave, destinada a la preparación de armaduras, que mide 45 m de largo y 27,50 m de ancho. Es decir, son dos edificios, de la misma anchura, totalmente exentos de apoyos intermedios.

La nave de moldeo alberga catorce bancos de fabricación, de 45 m de longitud, para moldes dobles. En ellos se construirán las vigas para forjados y están equipados de forma que puedan utilizarse para fabricar, indistintamente, elementos de hormigón armado ordinario o elementos pretensados. Los quince metros restantes de longitud de la nave se destinan a la prefabricación de piezas no normalizadas.



Documento descargado de www.revistadeobras.com el 2

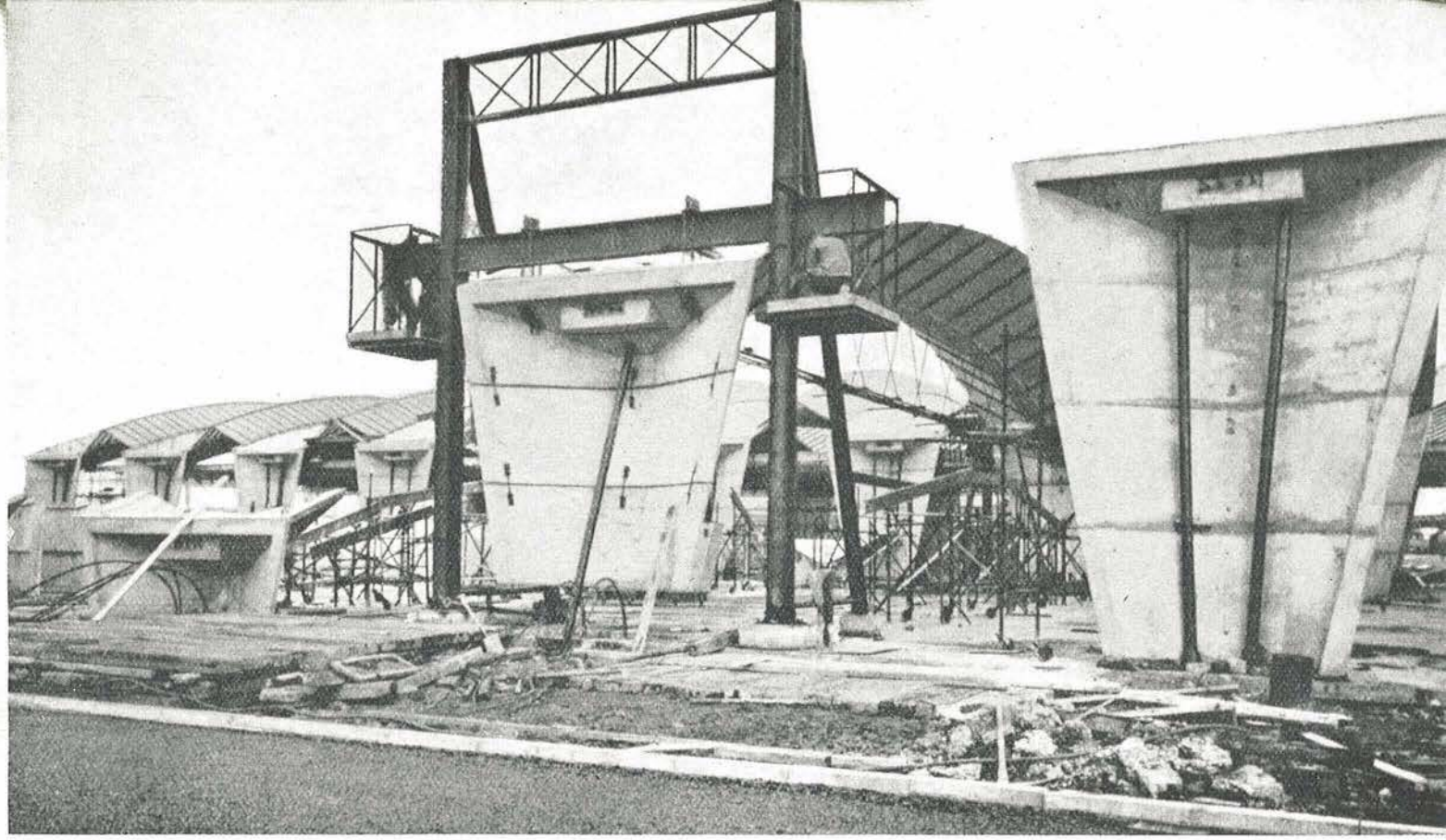


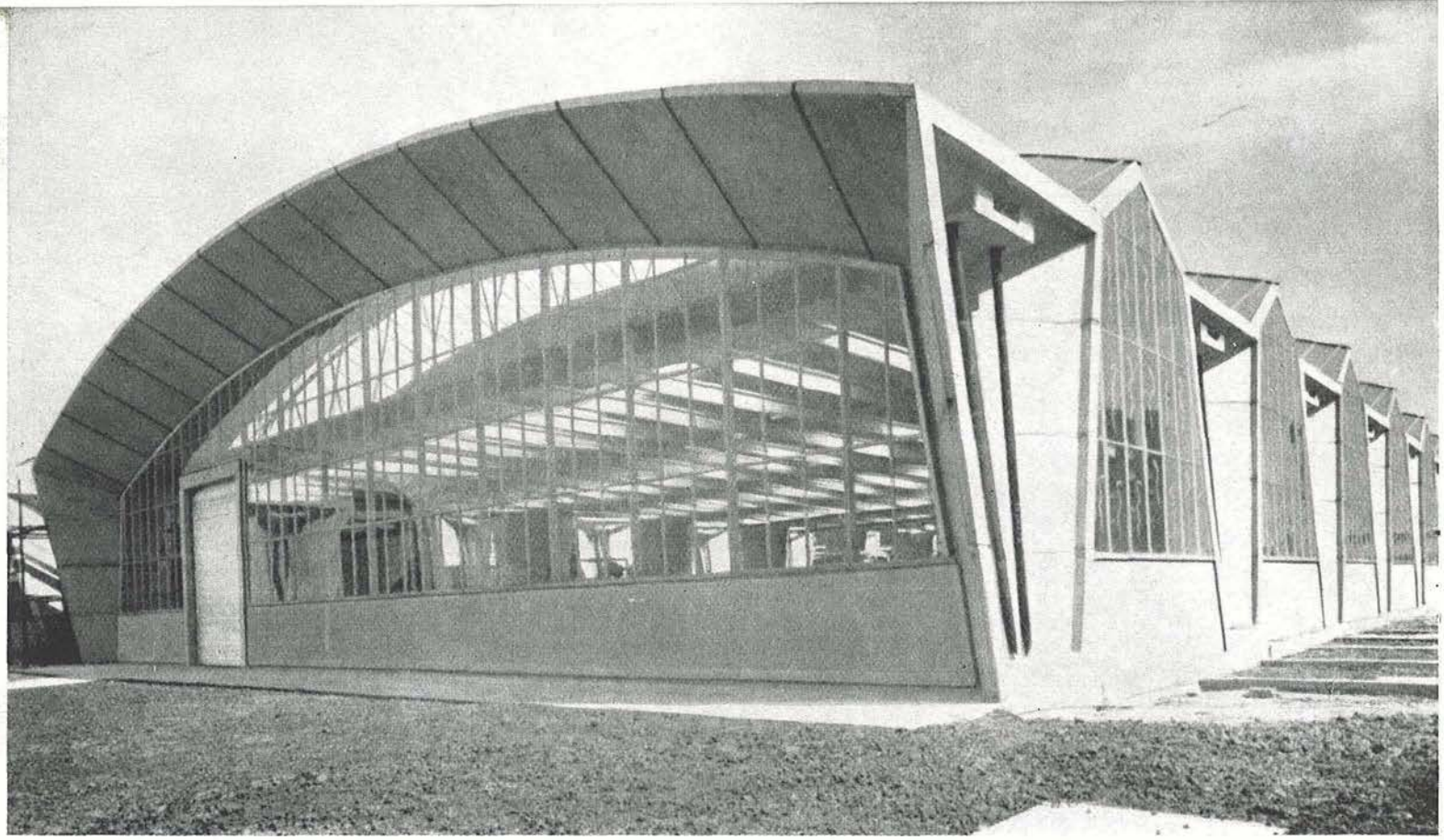
Fig. 3.—Detalle de la elevación de uno de los arcos y del empalme de los elementos que forman su soporte. Pueden verse las grapas que sujetan entre sí a estos elementos durante el tiempo que tardan en fraguar y endurecer sus juntas. En el soporte de la derecha, que está completo, estas grapas han sido ya quitadas. Entre los dos soportes (uno ya terminado y pretensado y el otro todavía incompleto y suspendido del pórtico metálico de montaje) se aprecia la cimbra, montada sobre ruedas, que se utiliza para construir el arco.

Por encima de cada banco, y a lo largo de toda la nave, corre un mono-raíl para la alimentación de la correspondiente pareja de moldes, a partir de una hormigonera central, y para el transporte de las piezas, ya moldeadas, hasta el extremo de la nave, en donde se cargan en unas plataformas que las trasladan a los lugares previstos para su curado y endurecimiento. Los bancos de fabricación pueden caldearse.

Los áridos—arena y grava—se almacenan por separado en pozos a ras del suelo, en donde experimentan un secado natural. Desde aquí, mediante una correa transportadora, se llevan a las tolvas, situadas encima de los pozos y provistas de básculas automáticas.

El cemento se almacena en altos silos cilíndricos, desde donde un transportador de tornillo sinfín lo extrae para trasladarlo a la báscula automática y, de aquí, a la mezcladora. Esta mezcladora está provista de un dispositivo eléctrico, mediante el cual, cuando toda la masa anteriormente preparada ha sido ya vertida en los moldes, se vuelve a cargar, automáticamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025



De esta manera, los moldes se encuentran siempre alimentados de un modo regular y se evita que las masas frescas tengan que permanecer en la hormigonera más tiempo del conveniente.

Un fuelle de acordeón

A continuación se describe la técnica utilizada en la contrucción de los dos edificios principales de esta fábrica.

Vista desde encima, la cubierta de estos edificios parece constituída por el fuelle de gigantescos acordeones cuyos pliegues fuesen, alternativamente, opacos y transparentes. El nodo o vértice inferior de cada pliegue es opaco y la cresta o vértice superior, transparente. Observando la cubierta desde más cerca se ve que todos los pliegues están arqueados y se apoyan, por su vértice inferior, sobre soportes colocados a lo largo de los lados mayores del edificio. Estos soportes son cóncavos hacia el exterior y tienen la forma de trapecios invertidos, con su base mayor en la parte superior.

Fig. 4.—El ala exterior de los arcos extremos de la estructura forma una visera por encima de la vidriera que cierra cada uno de los lados cortos de la nave. En la concavidad de los soportes en forma de trapecio invertido se alojan los tubos que constituyen la funda protectora de los cables de pretensado, y, más al fondo (en la fotografía no llega a verse) se coloca un tubo de bajada para la evacuación de las aguas de lluvia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Fig. 5.—En esta nave, de 76 m de longitud y 27,50 m de anchura, libre de todo apoyo intermedio, catorce bancos de 45 m de longitud y de dos moldes cada uno, permiten moldear elementos para forjados, de cualquier dimensión. Los bancos pueden calentarse. Por encima de cada banco corre un mono-raíl que alimenta los moldes con el hormigón preparado en una mezcladora central, y sirve, además, para retirar las piezas ya fabricadas cuando han endurecido lo suficiente para poder ser manejadas sin peligro de que se deterioren.

Los mono-raíles se encuentran suspendidos, mediante unos estribos, de esbeltas vigas en T, de hormigón pretensado, que, a su vez, cuelgan de los arcos resistentes de la cubierta, a través de tirantes dobles dispuestos en X. Los tubos transversales que se aprecian en la fotografía, perpendiculares a las vigas en T y enlazados a los citados tirantes en X, constituyen las fundas que protegen a los cuatro cables horizontales de pretensado que solidarizan cada arco con sus soportes, soportes que también van pretensados verticalmente.

La iluminación natural de la nave se consigue a través de los arcos vidriados situados entre los arcos resistentes de la estructura, mediante las vidrieras que cierran los huecos entre soportes y, finalmente, a través de las vidrieras que constituyen los muros de cerramiento de los lados cortos de la nave.

Para la iluminación artificial existen tubos fluorescentes montados, por parejas, en reflectores metálicos. En la fotografía es posible distinguir algunos de ellos.

Se encuentran regularmente separados, dejando entre sí unos espacios, también en forma de trapecio, pero que ahora, como es lógico, tienen su base mayor abajo. Estos espacios constituyen los huecos de iluminación de la nave y como corresponden a los vértices superiores de la cubierta, que también son de cristal por las dos vertientes, aparecen como coronados por un acento circunflejo. Con todo ello, la fachada adquiere un aspecto totalmente original.

Los vértices inferiores cuyas pendientes son prolongación de las vertientes correspondientes de los vértices superiores contiguos, actúan como limahoyas de la cubierta y evacuan las aguas pluviales a través de una tubería alojada en el fondo de la concavidad de los soportes.

La estructura resistente de las dos naves se encuentra, en definitiva, constituída por una serie de pórticos formados por dos soportes trapeciales, invertidos, en los que se apoya un arco de sección en V. Estos pórticos se enlazan entre sí por arcos de cristales, de doble pendiente, que coronan en forma de acento circunflejo los huecos trapeciales que quedan entre soportes, huecos que van cerrados con vidrieras apoyadas en su base inferior, la mayor, sobre un pequeño zócalo de fábrica de ladrillo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Los soportes están constituídos por tres elementos, en forma de V horizontal, abierta hacia el exterior, que se enlazan entre sí mediante el pretensado. Los arcos resistentes constan, a su vez, de catorce elementos principales, idénticos, también en forma de V, de 1,80 m de longitud y 4,65 m, aproximadamente, de abertura. El acuerdo entre los soportes y el arco se hace a través de dos bloques especiales.

El arco se solidariza con sus correspondientes soportes mediante cuatro cables de pretensado, enfundados en vainas, que se anclan en cada extremo sobre un pequeño macizo adecuadamente preparado en los bloques especiales de acuerdo. Del punto medio de la arista inferior de cada uno de los elementos principales del arco salen dos tirantes metálicos, dispuestos en X, de los cuales se suspenden, en su intersección con las fundas de los cables de pretensado, unas delgadas vigas, de sección en T, constituídas por elementos de 7,60 m de longitud, en hormigón pretensado. De estas vigas, a su vez, cuelgan, a través de estribos, los mono-raíles. La unión entre los diferentes elementos de las vigas se hace, coincidiendo con los tirantes de suspensión, mediante unas piezas de enlace que se sujetan, tanto a los tirantes como a los tubos que enfundan los cables de pretensado. De esta manera se consigue solidarizar, transversal y longitudinalmente, el conjunto de pórticos que integran la estructura, los cuales deben soportar, además del peso propio de sus arcos y el de los arcos de cristal, catorce cargas de una tonelada correspondientes a los catorce mono-raíles.

En los cálculos se tuvieron en cuenta, primeramente, los momentos flectores producidos por la carga estática y la sobrecarga, considerando toda la estructura monolítica. Después se calcularon los momentos flectores originados por un esfuerzo horizontal aplicado a los ángulos de un pórtico, momentos que, como es lógico, resultan opuestos a los que producen las cargas verticales. De este modo, se pudo determinar el esfuerzo de pretensado necesario para someter, el arco de un pórtico, a un momento flector igual, pero de signo contrario al originado por la carga estática, más la mitad de la sobrecarga. Este esfuerzo resultó ser de unas 30 toneladas. Cada arco quedaba así, en definitiva, sometido a un momento flector que actuaba en un sentido cuando no había sobrecarga y en sentido contrario cuando la había, y cuyo valor, el mismo en los dos sentidos, era igual a la mitad solamente del momento flector originado por las sobrecargas. Gracias a este artificio, las tensiones máximas producidas en el arco por las cargas de trabajo son extremadamente débiles, del orden de 24,5 kg/cm^2, tanto en tracción como en compresión. El anclaje de los cables de pretensado de los soportes está dispuesto de tal manera que no origina ningún momento flector adicional sobre el arco.

Construcción de los pórticos

Los elementos que forman cada arco se construyeron, utilizando moldes de madera, lo más cerca posible del lugar del edificio en el que había de ir situado el correspondiente pórtico. Una vez retirados los moldes, se montó el arco sobre una cimbra construída con tubos metálicos y montada sobre ruedas, para su traslado. Después de hormigonadas las juntas y cuando ya éstas habían alcanzado la necesaria resistencia, se procedía al tesado de dos de los cuatro cables que unen los extremos del arco. Con esto el arco adquiere la suficiente resistencia para poder soportar su propio peso y ser elevado, por los extremos, mediante gatos hidráulicos. A medida que se va elevando se van montando, sucesivamente, los tres elementos de cada uno de los soportes y hormigonando sus juntas. Terminado el montaje del pórtico y ya todas las juntas suficientemente endurecidas, se tesan los cuatro cables que pretensan los soportes. Finalmente, se procede al tesado de los dos restantes cables del arco. El tercero se pone en tensión en el momento en que empieza a actuar la mitad de las cargas estáticas originadas por el resto de la cubierta y el cuarto cuando ya actúa la totalidad de dichas cargas, una vez terminada la construcción de la cubierta.

Este procedimiento ha permitido construir dos pórticos por semana.

Conclusión

Resulta difícil imaginar nada más sencillo y racional en materia de naves con grandes espacios libres. El mérito corresponde, especialmente, al doctor-ingeniero D. D. Matthews, autor del proyecto general y del programa de construcción adoptado, y que fue, además, el que llevó la dirección de los trabajos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

influencia de la tensión inicial de los alambres en el comportamiento de las vigas de hormigón pretensado sometidas a cargas repetidas

(Tomado de un artículo de G. Huyghe y H. Lambotte.
Publicatión A. B. E. M.—Bulletin núm. 17. 2 de enero de 1960.)

Sinopsis

Los autores exponen los resultados de los ensayos de fatiga realizados sobre ocho vigas de hormigón pretensado. Cuatro de estas vigas sólo difieren entre sí en el hecho de que el esfuerzo de pretensado, el mismo en todas ellas, ha sido creado utilizando distinto número de alambres, lo que significa que la tensión en los alambres varía de una a otra viga.

De esta manera llegan a la conclusión de que la seguridad a la rotura bajo cargas dinámicas disminuye, de un modo sensiblemente lineal, con la cuantía de armaduras, hasta un valor de la tensión inicial aproximadamente igual a 0,7 R_{ae}. Para tensiones iniciales más elevadas, es decir, para menores cuantías, la seguridad disminuye de forma mucho más rápida.

En los ensayos de las otras vigas se ha estudiado la influencia de la adherencia (o de la inyección) en la fisuración y en la seguridad a la rotura bajo carga dinámica.

Se comparan, finalmente, estos resultados con los obtenidos en ensayos análogos efectuados por investigadores franceses.

1. Introducción

La comunicación «Estudio del valor óptimo de la tensión de las armaduras de pretensado» (1), presentada por M. Xercavins al segundo Congreso Internacional de la F. I. P., celebrado en Amsterdam en 1955, provocó una viva discusión. En dicho trabajo se defendía la tesis de que toda limitación en la magnitud de la tensión de los alambres tenía una influencia perjudicial en la resistencia y el precio de los elementos de hormigón pretensado. En aquella ocasión, varios de los miembros participantes en dicho Congreso manifestaron su disconformidad con la tesis expuesta.

Posteriormente, M. Dumas, en varios artículos publicados en la revista «Travaux» (2), y en una conferencia pronunciada en Bruselas, en los locales de la A. B. E. M., confirmó el criterio de sus compatriotas de que era conveniente aumentar al máximo la tensión de los alambres.

A la vista de la comunicación de M. Xercavins, y como consecuencia de las discusiones a que la misma dio lugar, se decidió realizar la serie de ensayos que a continuación se describe.

Los interesantes ensayos de Xercavins habían sido efectuados sobre tres series de vigas de 1,80 m de luz. La tensión inicial de los alambres era de 77 kg/mm² en la serie A, de 97 kg/mm² en la serie B y de 115 kg/mm² en la serie C. En dichos ensayos se determinaba la carga, variable entre dos límites, que para un millón de pulsaciones producía la rotura de la viga. Los valores medios encontrados fueron:

8,37 t para la serie A;
9,87 t para la serie B, y
12,12 t para la serie C.

(1) Segundo Congreso de la F. I. P. Amsterdam, 1955. Sección Ib. Comunicación núm. 5.
(2) «Travaux», noviembre, diciembre 1958; enero, febrero, mayo, noviembre y diciembre 1959.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La carga estática de rotura, para las tres series de vigas, era de 14,9 toneladas. Las vigas pretensadas cuyos alambres estaban sometidos a mayor tensión, fueron las que dieron una carga dinámica de rotura más elevada. De este hecho, M. Xercavins deducía que era conveniente tesar los alambres al máximo.

Las principales objeciones hechas a esta conclusión fueron las siguientes:

1) El peligro de la corrosión bajo tensión. Este problema no se estudia en el presente artículo.

2) Los alambres utilizados en dichos ensayos tenían un diagrama tensión-deformación muy diferente del que poseen los alambres normalmente empleados en Bélgica. En efecto, para un límite elástico convencional de 151 kg/mm², la tensión de rotura era de 152 kg/mm².

Las Normas provisionales belgas para estructuras de hormigón pretensado, limitan las tensiones de seguridad en el 0,8 del límite elástico convencional y el 0,6 de la tensión de rotura.

En ninguno de los ensayos de que se trata, la tensión de los alambres era superior al primero de los citados límites (el 0,8 de R_{ae}) que, según parece, es el más significativo de los dos.

3) La objeción más importante fue la formulada por varios de los miembros de la delegación belga, entre ellos uno de los autores del presente artículo (véase el Informe final del Congreso de la F. I. P. de 1955). En ella se decía: «Si se realizase una nueva serie de ensayos sobre tres vigas cuyos alambres se sometiesen, respectivamente a las tensiones de 77,97 y 115 kg/mm², pero en las cuales el esfuerzo total de pretensado fuese idéntico en todas, o, lo que es lo mismo, cuya cuantía de armaduras fuese cada vez menor, seguramente las conclusiones que se obtendrían serían totalmente distintas.»

En todos sus ensayos M. Xercavins colocaba la armadura de forma que la resultante de los esfuerzos de pretensado quedaba aplicada en el borde inferior del núcleo central, con el fin de poder variar el pretensado sin provocar tensiones de tracción en la fibra superior de la viga.

En la práctica, el cable se encuentra siempre en el exterior de dicho núcleo central, lo que impide emplear un mismo número de alambres sometidos a tensiones diferentes, es decir, sobrepasar un determinado esfuerzo de pretensado.

En la tabla I se resumen los resultados de los referidos ensayos. En ella se incluye también el concepto de «carga de servicio», entendiéndose por tal la carga para la cual la tensión en la fibra inferior de la sección se anula. En relación con esta carga de servicio los coeficientes de seguridad a la rotura bajo cargas dinámicas son, respectivamente: 1,96; 1,83 y 1,91.

TABLA I

Serie	τ_a (kg/mm²) en los alambres	X_i toneladas	τ_{bi} kg/cm²	Carga de servicio P (toneladas)	Primera fisura P (toneladas)	$P_{r.din.}$ toneladas	$P_{r.est.}$ toneladas	S_{fis}	$S_{r.din.}$	$S_{r.est}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
A	77	18,1	112,5	4,28	6,5	8,37	14,9	1,52	1,96	3,48
B	97	22,8	141,5	5,39	7,5	9,87	14,9	1,39	1,83	2,76
C	115	27,0	167,5	6,36	8,5	12,12	14,9	1,34	1,91	2,34

Estas cifras no son tan convincentes como los valores absolutos de $P_{r.din}$ dados en la columna 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

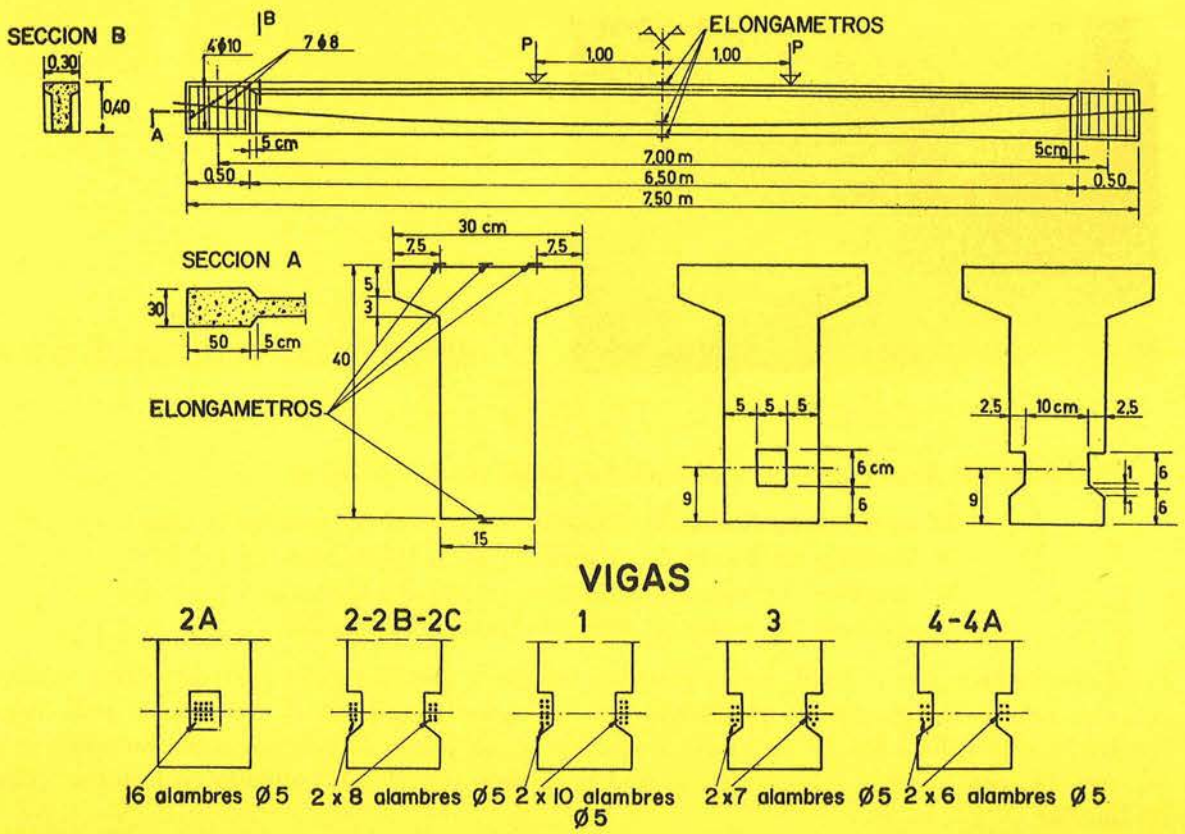


Fig. 1

Debe señalarse, sin embargo, que la comparación entre dichos coeficientes de seguridad no resulta tampoco muy representativa, ya que las tensiones de trabajo del hormigón, tanto bajo los esfuerzos de pretensado como bajo la carga de servicio, son muy diferentes en las tres series de vigas. Se considera que la base real de comparación debe establecerse sobre una misma serie de ensayos y sobre vigas en las cuales todas las tensiones sean las mismas, excepto la tensión en los alambres.

2. *Descripción de las vigas*

En la tabla II y la figura 1 se resumen las características de las ocho vigas ensayadas. En la primera columna de la tabla aparecen los datos correspondientes a las cuatro vigas que fueron utilizadas para el estudio del problema principal tratado en este artículo.

TABLA II.—Características de las vigas

Viga 1 $X_1 = 31{,}3$ t 20 alambres a 80 kg/mm²	—	—	—
Viga 2 $X_1 = 31{,}3$ t 16 alambres a 100 kg/mm²	**Viga 2A** $X_1 = 31{,}3$ t 16 alambres a 100 kg/mm² Cable interior	**Viga 2B** $X_1 = 31{,}3$ t 16 alambres a 100 kg/mm² No inyectada	**Viga 2C** $X_1 = 31{,}3$ t 16 alambres a 100 kg/mm² Ensayo estático
Viga 3 $X_1 = 31{,}3$ t 14 alambres a 114 kg/mm²	—	—	—
Viga 4 $X_1 = 31{,}3$ t 12 alambres a 133 kg/mm²	**Viga 4A** $X_1 = 23{,}5$ t 12 alambres a 100 kg/mm²	—	—

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

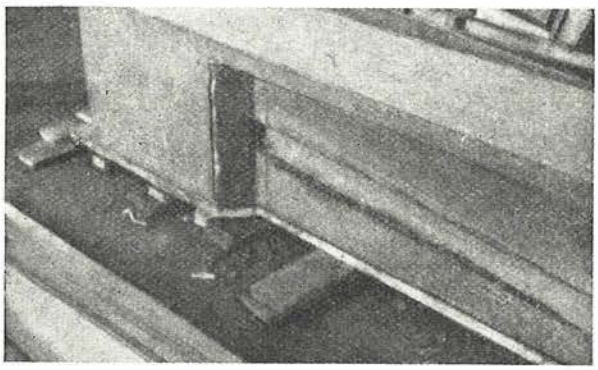


Fig. 2.—Entalladura para el alojamiento de la armadura (en las proximidades del bloque extremo de la viga).

El esfuerzo de pretensado, de 31,3 toneladas, se introdujo utilizando:

20 alambres de 5 mm de diámetro, tesos a 80 kg/mm, en la viga 1
16 alambres de 5 mm de diámetro, tesos a 100 kg/mm, en la viga 2
14 alambres de 5 mm de diámetro, tesos a 114 kg/mm, en la viga 3
12 alambres de 5 mm de diámetro, tesos a 133 kg/mm, en la viga 4

Los alambres, con el fin de poder medir la tensión a que se encontraban sometidos, se colocaron en dos ranuras longitudinales practicadas en las caras laterales de la viga (figs. 1 y 2). Para comprobar si esta colocación de los cables originaba en las piezas alguna condición anormal, se ensayó la viga 2A, con idénticas características que la 2, pero con el cable situado en la forma clásica, en el interior.

Con el fin de estudiar la importancia de la inyección se ensayó la viga 2B, sin inyectar y para tener un término de comparación con la seguridad a la rotura bajo carga estática; sobre la viga 2C se hizo un ensayo estático hasta rotura.

Estas cuatro vigas de la serie 2 han permitido realizar un estudio comparativo sobre la influencia de la adherencia en la seguridad a la rotura bajo carga dinámica. De él se tratará en el apartado 8, al final de este artículo.

Finalmente, para poder establecer una relación con las experiencias francesas, se ha ensayado la viga 4A, que tiene el mismo número de alambres que la 4, pero tesos a 100 kg/mm². Este tema se comenta en el apartado 7.

La grava, la arena y el cemento utilizados en la fabricación de todas las vigas eran procedentes de una misma partida, y todos los alambres se cortaron del mismo rollo.

A continuación se indican los valores medios de los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre las probetas de hormigón.

Resistencia, a los veintiocho días, en probeta cúbica de 20 cm de arista: 450-525 kg/cm².
Resistencia a los veintiocho días, medida en el ensayo de flexión: $\pm$ 50 kg/cm².
Módulo de elasticidad, a los veintiocho días, bajo carga de 50 kg/cm²: 375 t/cm².
Módulo de elasticidad, a los veintiocho días, bajo carga de 100 kg/cm²: 350 t/cm².
Módulo de elasticidad, a los veintiocho días, bajo carga de 150 kg/cm²: 330 t/cm².

Resistencia en compresión, a los veintiocho días, del mortero de inyección, medida en probeta cúbica de 10 cm de arista: 280 kg/cm².

El acero utilizado poseía las características siguientes:

Límite elástico (2 %)	165 kg/mm²
Carga de rotura	175 kg/mm²
Módulo de elasticidad bajo carga de 100 kg/mm²	1.990 t/cm²

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

En la figura 3 se representa el diagrama tensión-deformación del acero utilizado, y en la 4, el de relajación durante 180 días, y para tensiones iniciales de 80, 100 y 130 kg/mm².

El pretensado se realizó utilizando el sistema Blaton-Magnel.

La tensión de la armadura se determinó en varios puntos a lo largo de la viga, con una aproximación del 1 %, mediante elongámetros pegados a los alambres.

La inyección de todas las vigas se realizó por un extremo, siguiendo el mismo procedimiento utilizado en el caso de piezas normales con cables interiores.

Conviene señalar también que no deben confundirse las «tensiones de servicio» a las que en este artículo se hace referencia, con las «tensiones máximas en el momento de la transmisión al hormigón de los esfuerzos de pretensado».

En efecto, en esta última tensión se incluyen las pérdidas registradas en los gatos durante el bloqueo de los anclajes y las pérdidas producidas por el rozamiento, etc. Estas pérdidas varían mucho con el sistema de pretensado utilizado.

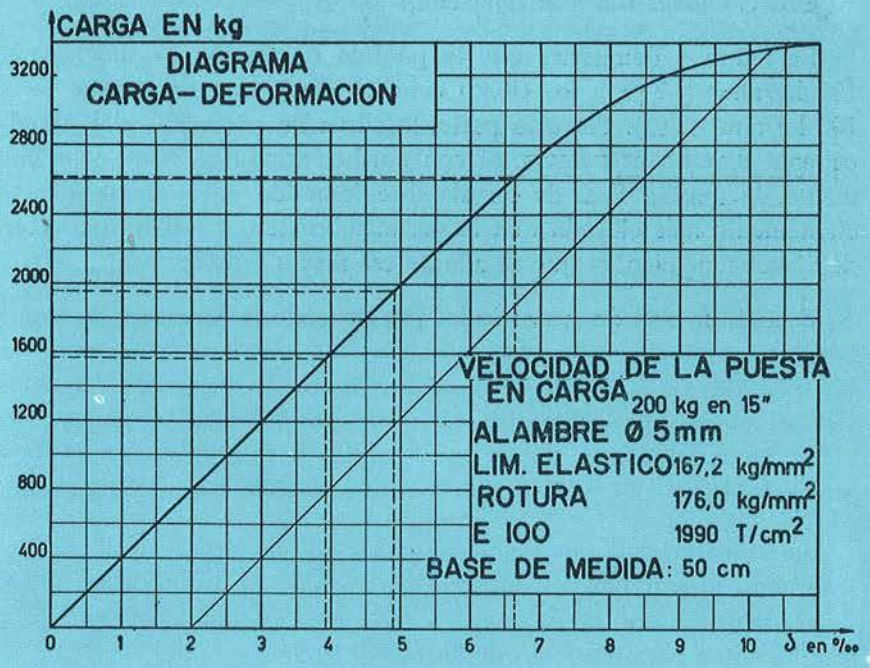


Fig. 3

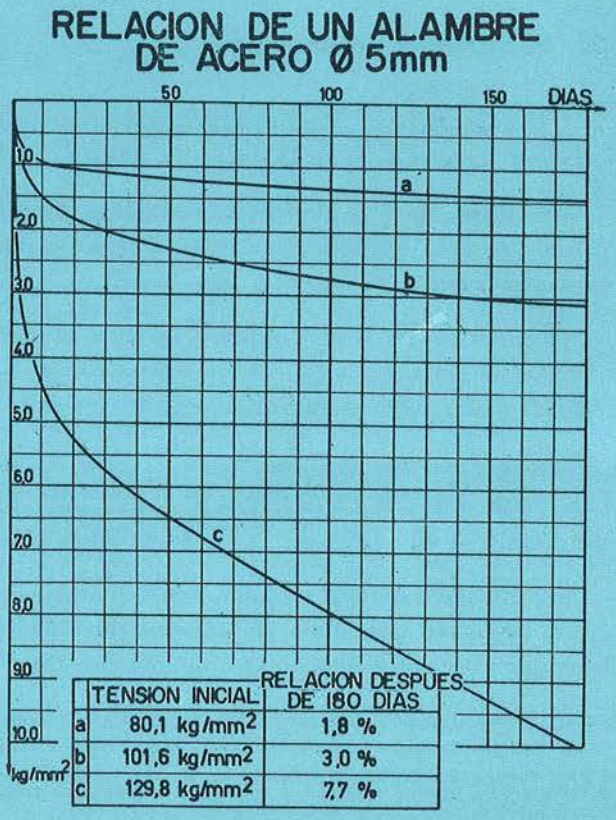


Fig. 4

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Observaciones sobre la relajación:

La figura 4 demuestra que la pérdida de tensión es mucho mayor en el alambre C, teso a 130 kg/mm² (7,7 % a los ciento ochenta días), que en el que se somete a la tensión inicial de 100 kg/mm² (3 %). Por otra parte, la curva de relajación del alambre C, después de los ciento ochenta días no es todavía, ni con mucho, asintótica. Ante estos hechos cabe la duda de si, realmente, la tensión final de un alambre sometido inicialmente a la tensión de 130 kg/mm², es suficientemente más elevada que la del alambre teso a 100 kg/mm², como para justificar, desde el punto de vista económico, el que se adopte esa mayor tensión.

Dumas, en uno de sus artículos (3), defiende la hipótesis de que, teniendo en cuenta todas las pérdidas, resulta más conveniente tesar los alambres, inicialmente, a la tensión más elevada posible. Las pérdidas de relajación las calcula a partir de los valores medidos a las ciento veinte horas, basándose en las afirmaciones de Levi (4), que dice que, en general, la caída de tensión a las ciento veinte horas es un poco mayor que la mitad de la relajación final. Los valores así deducidos por Dumas son 11, 14 y 21 %, para las tensiones de 100, 130 y 160 kg/mm², respectivamente.

Sin embargo, hay que tener en cuenta que las experiencias de Levi fueron realizadas sobre alambres sometidos a una tensión máxima inicial del orden de los 120 kg/mm² (con alambres de 5 mm de diámetro) y que no se conocen otros ensayos que confirmen la validez de la extrapolación de esta hipótesis para tensiones de hasta 160 kg/mm².

Por el contrario, de la observación de la figura 4 se deduce que si bien para las curvas *a* y *b* la relajación al cabo de los ciento ochenta días es, aproximadamente, el doble de la correspondiente a los cinco días, para la curva *c* el valor final es muy superior al que resultaría de acuerdo con esta proporción.

3. *Pragrama de ensayos*

Los ensayos se realizaron utilizando las máquinas Amsler existentes en el Laboratorio de la Universidad de Gante para efectuar los ensayos estáticos y dinámicos (5).

Las vigas, de 7 m de luz, se colocaron simplemente apoyadas en sus extremos y se cargaron mediante dos gatos hidráulicos, distantes entre sí dos metros, colocados simétricamente con relación a la sección central de la pieza (figs. 1 y 5).

Después de un ensayo estático durante el cual se iba aumentando la carga gradualmente hasta alcanzar la de servicio, $2 \times P$, se realizaba un ensayo de fatiga consistente en someter la pieza a 500.000 ciclos bajo carga variable entre $2 \times 0{,}5P$ y $2 \times P$.

Después se efectuaba un nuevo ensayo estático hasta $2 \times 1{,}2P$, seguido de otros 500.000 ciclos bajo carga variable entre $2 \times 0{,}5P$ y $2 \times 1{,}2P$. Este proceso se repetía, en forma análoga para cargas iguales a $2 \times 1{,}4P$; $2 \times 1{,}6P$; etc., hasta alcanzar la rotura.

Las flechas estáticas y dinámicas se medían utilizando comparadores de cuadrante, con una precisión de 1/100 mm. Para los ensayos dinámicos se utilizaban dos comparadores que permitían determinar los valores máximos y mínimos (fig. 6).

(3) «La resistencia y la seguridad del hormigón pretensado». Annales des Trav. Publics de Belgique, núm. 5, 1958-1959.

(4) Segundo Congreso de la F. I. P. Amsterdam, 1955. Sección Ib. Comunicación núm. 1.

(5) Para la descripción de esta instalación véase: «El nuevo equipo del Laboratorio de hormigón armado, de la Universidad de Gante para ensayos estáticos y dinámicos de elementos constructivos de grandes dimensiones», por F. G. Riessauw, Prof. y Director del Laboratorio.—Précontrainte Prestressing 1/1952.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

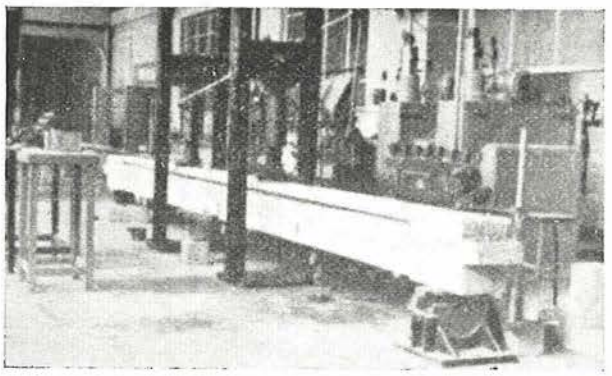


Fig. 5.—Una de las vigas durante un ensayo estático.

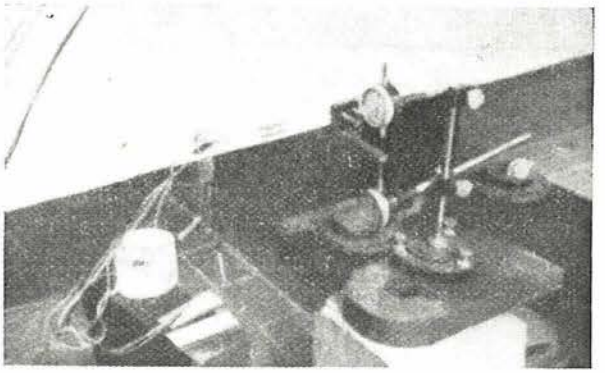


Fig. 6.—Medida de la flecha bajo carga dinámica.

Para medir las deformaciones en el hormigón y en el acero se emplearon elongámetros (figs. 7 y 8). Las tensiones se deducían a partir de estas deformaciones y adoptando para los módulos de elasticidad de dichos materiales los valores: $E_b = 400$ t/cm² y $E_a = 2.000$ t/cm², respectivamente.

Las cargas estáticas se leían directamente en la esfera graduada de la bomba Amsler; por el contrario, en los ensayos de fatiga la carga se medía mediante un dinamómetro de resistencia intercalado entre el gato y la viga.

En los ensayos estáticos se determinaba, con el mayor cuidado, la aparición de las fisuras y su magnitud. Para medir el ancho de las fisuras se disponía de un microscopio graduado cuyas lecturas daban una precisión de 0,02 milímetros.

En este artículo no se recogen los resultados de todas las medidas efectuadas, sino únicamente los de aquellas que se refieren directamente al problema que se estudia. No obstante, los resultados completos han sido registrados en un informe general que se encuentra archivado en el Laboratorio de la Universidad de Gante y que puede ser consultado por todos aquellos a quienes les interese.

4. *Influencia de la tensión inicial de los alambres sobre el comportamiento de las vigas bajo cargas repetidas*

En este apartado se comparan los resultados obtenidos en los ensayos efectuados sobre las vigas 1 a 4, todas ellas sometidas al mismo esfuerzo total de pretensado, de 31,3 toneladas, pero armadas con distinto número de alambres, los cuales, por consiguiente, se encontraban trabajando a diferente tensión.

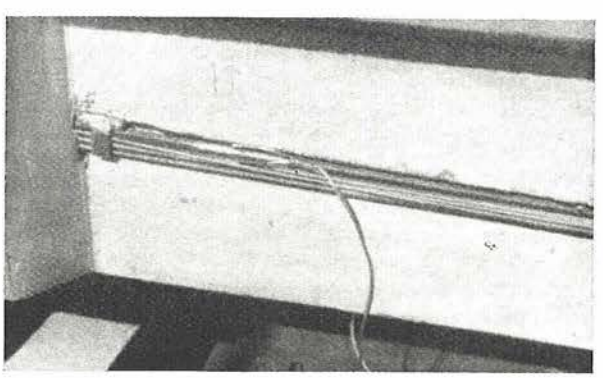


Fig. 7.—Los elongámetros colocados en los alambres, cerca del bloque extremo de la viga, antes de efectuar la inyección.

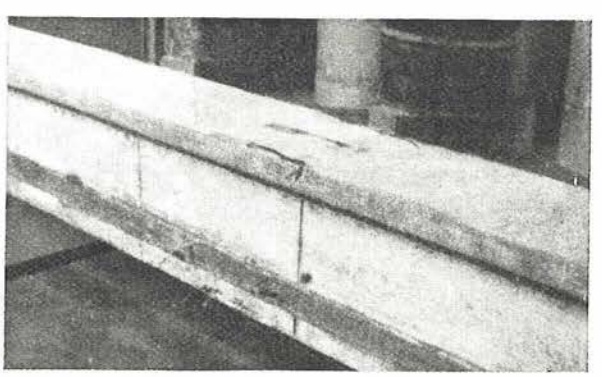


Fig. 8.—Elongámetros colocados en la sección de la viga correspondiente al centro de la luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Hasta el momento en que aparecía la primera fisura, todas las vigas se comportaban de un modo casi idéntico, en lo que se refiere a deformaciones, tensiones y flechas.

En la tabla III se indican las flechas y los incrementos de tensión registrados bajo la carga máxima, en las distintas vigas, durante el primer y el tercer ensayo estático.

TABLA III

VIGAS	1	2	3	4
		2 × P		
Flecha en el centro (mm)	5,885	6,105	6,000	6,030
Aumento de la tensión en:				
la fibra superior (kg/cm²)	73,2	89,2	82,8	82,8
la fibra inferior (kg/cm²)	88,0	94,0	85,6	94,8
los alambres superiores (kg/mm²)	3,3	2,5	3,1	3,0
los alambres inferiores (kg/mm²)	7,7	3,5	3,7	3,6
		2 × 1,4 P		
Flecha en el centro (mm)	8,335	9,000	8,340	8,710
Aumento de la tensión en:				
la fibra superior (kg/cm²)	110,4	126,4	110,8	126,4
la fibra inferior (kg/cm²)	116,0	125,6	112,0	168,0
los alambres superiores (kg/mm²)	4,0	3,8	4,3	4,0
los alambres inferiores (kg/mm²)	5,2	5,2	5,5	4,9

Debe hacerse notar que el aumento de tensión en los alambres, para la carga de 2 × 1,4P es del orden de los 5 kg/mm². En los ensayos de fatiga se obtuvieron valores análogos.

Una vez fisuradas las vigas, la influencia de la distinta cuantía de armadura se manifiesta con toda claridad, según se deduce de los valores indicados en la tabla IV.

TABLA IV

ENSAYO ESTATICO	2 × 1,6 P				2 × 1,8 P				2 × 2,0 P			
Viga	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Flecha en el centro (mm)	10,9	11,4	10,4	12,0	15,0	18,4	13,8	23,9	22,5	32,4	27,5	—
Aumento de tensión en la fibra superior (kg/cm²)	158	156	139	153	188	216	186	251	231	303	274	—
Aumento de tensión en los alambres superiores (kg/mm²)	4,3	6,2	6,0	6,8	14,4	15,9	8,1	—	15,0	31,3	14,7	—
Aumento de tensión en los alambres inferiores (kg/mm²)	6,4	8,7	6,7	9,1	13,8	18,6	7,9	23,2	—	—	—	—

Las flechas y las tensiones en el hormigón de las cuatro vigas difieren todavía poco, en el momento inmediatamente después de haberse producido la fisuración; pero cuanto más próxima está la rotura, mayor es la influencia ejercida por el valor de la tensión inicial. Para la carga de 2 × 1.8P, la diferencia es ya muy notable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Fig. 9

El incremento de las tensiones en los alambres es más rápido e irregular, lo cual es lógico, puesto que, cuando se somete la viga, ya fisurada, a la acción de las cargas estáticas o dinámicas, el alargamiento de los alambres ha de ser igual al aumento del ancho de fisura, y este alargamiento se reparte, en la proximidad de la fisura, sobre una longitud más o mènos grande del alambre, según que la adherencia entre la armadura y el mortero que la recubre se haya roto en una longitud mayor o menor.

La irregularidad de este fenómeno provoca variaciones de tensión, no sólo a lo largo de un alambre, sino también entre los distintos alambres de un mismo cable.

En el caso de un ensayo estático este hecho da lugar a que algunos alambres se alarguen, localmente, más allá de su límite elástico; pero cuando se trata de un ensayo dinámico esta diferencia de tensión origina la rotura por fatiga de los alambres que se encuentran sometidos a mayores cargas.

Las tensiones que figuran en las tablas III y IV son tensiones ficticias que han sido calculadas partiendo de las deformaciones registradas entre 0 y $2 \times 1{,}6P$; $2 \times 1{,}8P$, y $2 \times 2{,}0P$, y adoptando para E_a el valor 20.000 kg/mm².

El aumento de tensión en los alambres, expresado en tanto por ciento de su tensión inicial, viene a ser, aproximadamente, el mismo en las cuatro vigas. Así, por ejemplo, para los alambres inferiores se tiene:

Para la carga $2 \times 1{,}6P$: 8,0 %, 8,7 %, 6,0 %, 6,85 %.

Para la carga $2 \times 1{,}8P$: 17,3 %, 18,6 %, 7,0 %, 17,4 %.

Este hecho constituye una primera indicación de que la rotura por fatiga del primer alambre se alcanza tanto más pronto cuanto mayor es la tensión inicial.

De la observación de la tabla V se obtiene una idea general sobre el comportamiento de las vigas en el intervalo transcurrido entre la rotura del primer alambre y la de la viga. (La rotura de la pieza se produjo, en todos los casos, por aplastamiento del hormigón) (véase fig. 12).

En la figura 9 se representa, esquemáticamente, cómo se fueron rompiendo los alambres en las diferentes vigas. En la figura 10 se indican los coeficientes de seguridad respecto a la rotura del primer alambre y a la rotura de la viga, en función de la tensión inicial de la armadura. Estos mismos coeficientes se representan, en la figura 11, en función de la cuantía.

De la figura 10 se deduce que hasta tensiones de 114 kg/mm², aproximadamente, la relación es casi lineal, pero que para tensiones superiores la seguridad disminuye mucho más rápidamente. Esta tensión de 114 kg/mm², que corresponde a 0,68 R_{ac} y 0,65 R_{ar}, es la que, según se indica en las conclusiones del apartado 9, parece que debe tomarse como valor límite.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

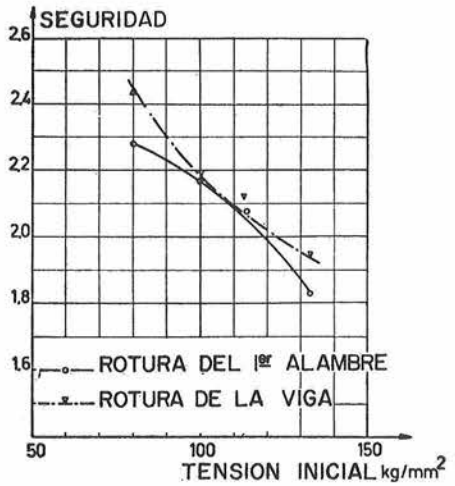


Fig. 10

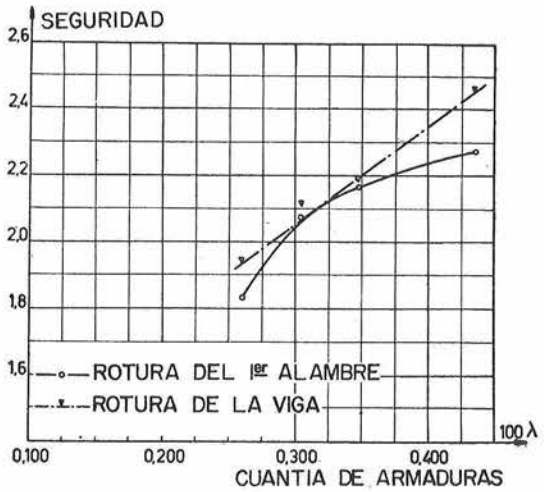


Fig. 11

TABLA V.—Rotura de alambres - Rotura de vigas

Número total de ciclos	1	2	3	4
500.000 Hasta 2 × P	—	—	—	—
1.000.000 Hasta 2 × 1,2 P	—	—	—	—
1.500.000 Hasta 2 × 1,4 P	—	—	—	—
2.000.000 Hasta 2 × 1,6 P	—	—	—	—
2.500.000 Hasta 2 × 1,8 P	—	—	—	2.069.000; 1 alambre 2.335.000; 2 alambres Rotura
3 000.000 Hasta 2 × 2,0 P	—	2.930.000; 1 alambre 2.940.000; 3 alambres Rotura	2.698.000; 1 alambre 2.722.000; 1 alambre 2.781.000; Rotura	—
3.500.000 Hasta 2 × 2,2 P	3.214.000; 1 alambre 3.324.000; 1 alambre	—	—	—
4.000.000 Hasta 2 × 2,4 P	3.510.000; 1 alambre 3.554.000; 1 alambre 3.615.000; 1 alambre 3.637.000; Rotura	—	—	—
Coeficiente de seguridad respecto a la rotura del primer alambre.	2,28	2,17	2,08	1,83
Coeficiente de seguridad a la rotura bajo carga dinámica.	2,45	2,19	2,11	1,93

La figura 11 demuestra que la seguridad respecto a la rotura bajo carga dinámica es proporcional a la cuantía de armadura (para valores de 100λ comprendidos entre 0,26 y 0,44).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

5. *Tensión en los alambres, en el momento de la rotura*

Las lecturas de los elongámetros permiten valorar la tensión de los alambres en el momento en que se rompe el primero de ellos, por dos procedimientos diferentes.

a) En cada instante, el esfuerzo total de tracción en el cable ha de ser igual al esfuerzo de compresión en el hormigón. Ahora bien: se conoce la profundidad de la fibra neutra (las fisuras se prolongan hasta dicha fibra) y se puede medir el alargamiento de la fibra superior del hormigón de la cabeza comprimida. Admitiendo una ley parabólica para la distribución de tensiones en el hormigón, se puede entonces calcular el valor del esfuerzo de compresión en el hormigón mediante la expresión:

$$F = 2/3 \cdot \tau'_b \cdot \Omega'_b \ ,$$

en donde Ω'_b es el área de la sección de la cabeza superior de la viga.

En la columna (3) de la tabla VI se indican los valores obtenidos, por este procedimiento, para las tensiones en los alambres.

TABLA VI

VIGA	Tensión inicial	Variación de las tensiones en los alambres	TENSION MAXIMA EN LOS ALAMBRES	
			Calculada a partir de la tensión en el hormigón	Calculada a partir de los alargamientos de los alambres
	(1) kg/mm²	(2) kg/mm²	(3) kg/mm²	(4) kg/mm²
1	80	27	114	114
2	100	26	140	151
3	114	> 21,2	148	139
4	133	20	154	163

b) Partiendo de las indicaciones de los elongámetros directamente colocados sobre los propios alambres, se han determinado las tensiones máximas que aparecen en la columna (4) de dicha tabla, así como las variaciones de tensión anotadas en la columna (2).

La comparación entre los valores máximos obtenidos por ambos procedimientos resulta plenamente satisfactoria, sobre todo si se tiene en cuenta que en la columna (3) figuran los valores medios de cada cable, y en la (4) los valores individuales de algunos de los alambres, calculados sin considerar la relajación que para las tres últimas vigas supone de un 5 a 8 %.

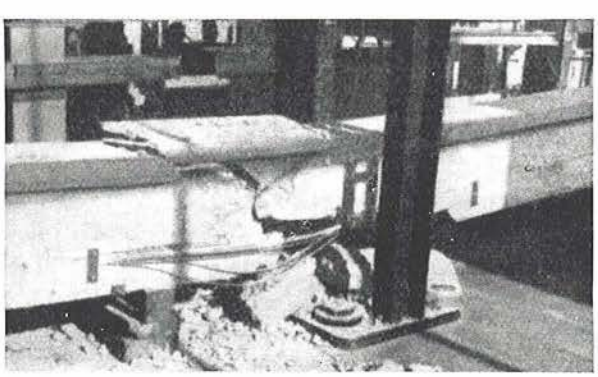


Fig. 12.—Una de las vigas después de la rotura.

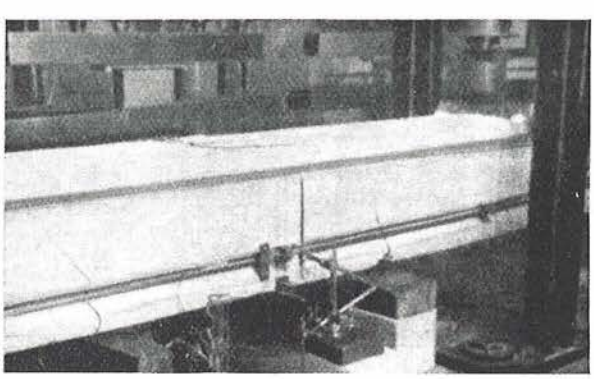


Fig. 13.—Fisuras de la viga 23 bajo la carga 2×1,8P.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

De cualquier manera, se comprueba que los alambres se rompen para una variación de tensiones comprendida entre 27 y 20 kg/mm², siendo muy pequeña, a este respecto, la influencia del valor de la tensión absoluta.

Otra deducción muy interesante es que las vigas que tienen la misma sección de hormigón se rompen, tanto en ensayos estáticos como dinámicos, para una misma tensión en los alambres, independientemente de la tensión inicial a que hayan sido sometidos. En efecto, en la viga 2C ensayada estáticamente, y que es idéntica a la viga 2, el coeficiente de seguridad a la rotura obtenido resultó igual a 2,68.

La tensión calculada en los alambres, en el momento de la rotura, fue de 146 kg/mm². El mismo cálculo realizado teniendo en cuenta solamente los alambres que no se rompieron en el instante de alcanzarse la rotura de la viga (ver el esquema de la fig. 9), condujo a los siguientes resultados: Para la viga 1, 149 kg/mm², y para las vigas 2, 3 y 4, 146 kg/mm².

Un razonamiento inverso daría, como seguridad a la rotura bajo carga estática, los siguientes valores:

Para la viga 1	2,35
Para la viga 2	2,68
Para la viga 3	2,30
Para la viga 4	1,95

La relación entre los coeficientes de seguridad bajo carga dinámica y bajo carga estática, para cada una de estas cuatro vigas, valdría, respectivamente:

0,73 0,82 0,92 0,99

relación convergente hacia el valor 1, que se alcanzaría en la viga sometida a una tensión inicial en los alambres de 146 kg/mm², es decir, cuando la cuantía fuese igual a 0,237. En esta viga, la rotura bajo carga estática y bajo carga dinámica coincidirían con la carga de fisuración, es decir, que el coeficiente de seguridad resultaría, aproximadamente, igual a 1,6.

De este razonamiento se deduce la conclusión de que cuando la cuantía es inferior a un cierto valor (en el caso de estos ensayos, cuando $100\lambda < 0{,}22$), las vigas de hormigón pretensado pueden romperse bruscamente bajo la carga de fisuración. Este caso puede presentarse en la práctica, cuando se utilizan alambres de pequeño diámetro y alto límite elástico, incluso respetando las limitaciones que actualmente imponen las Normas belgas a las tensiones de pretensado.

6. *Las fisuras*

Como ya se ha indicado anteriormente, en estos ensayos se ha efectuado un cuidadoso y detallado estudio del proceso de fisuración, midiéndose, en todos los ensayos estáticos, tanto la anchura como la longitud de las grietas, bajo los diferentes estados de carga. En la tabla VII se resumen los principales resultados obtenidos.

Debe hacerse notar que el número de fisuras resulta prácticamente independiente de la tensión inicial introducida en los alambres. Para tensiones iniciales inferiores a 114 kg/mm², tampoco se observa ninguna influencia sensible en el ancho de las fisuras, mientras que para la tensión inicial de 133 kilogramos/milímetro cuadrado, esta anchura es aproximadamente el doble, casi desde el mismo momento en que se inicia la fisuración. Estos resultados concuerdan perfectamente con las conclusiones deducidas de la observación de la figura 10.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

TABLA VII

	Viga 1		Viga 2		Viga 3		Viga 4	
Número de fisuras	11		13		10		9	
Ancho de las fisuras bajo la carga de 2 × 2.960 kg (2 × 1,6P) en centésimas de mm:	Medio	Máx.	Medio	Máx.	Medio	Máx.	Medio	Máx.
Ensayo hasta 2 × 1,6P	4	6	4	6	5	6	7	10
Ensayo hasta 2 × 1,8P	10	20	10	20	8	12	24	40
Ensayo hasta 2 × 2,0P	14,5	30	18	38	17	34		
Ensayo hasta 2 × 2,2P ... ...:.	26,5	56						
Ensayo hasta 2 × 2,4P	50	100						

7. *Vigas con igual cuantía de armadura pero distinto esfuerzo de pretensado*

Con el ensayo de la viga 4A se ha intentado comprobar la hipótesis sustentada por Xercavins. Para ello, la viga 4A llevaba el mismo número de alambres que la viga 4, pero tesos a 100 kg/mm² (en la viga 4, la tensión era de 133 kg/mm²).

El momento de rotura bajo carga estática, como es lógico, resulta igual en las dos vigas. Por el contrario, la carga de servicio es diferente. En la viga 4A es de 2 × 1.275 kg, y en la 4, de 2 × 1.850 kg.

Hasta llegar a la fisuración, el comportamiento de las dos piezas es prácticamente idéntico.

La carga de fisuración es de 2 × 2.040 kg en la viga 4A, y de 2 × 2.600 kg en la 4.

La carga dinámica de rotura de 4A vale 2 × 2.805 kg, y la de la pieza 4, 2 × 3.300 kg (véase la tabla VIII).

TABLA VIII

	CARGA 2 × 2.040 kg	
	Viga 4	Viga 4A
Flecha en el centro	7,5 mm	7,5 mm
Aumento de tensión:		
en los alambres superiores	3,2 kg/mm²	4,0 kg/mm²
en los alambres inferiores	4,6 kg/mm²	4,5 kg/mm²

La relación entre el momento de rotura bajo carga dinámica y el momento de rotura bajo carga estática es de 0,78 para 4A y de 0,99 para la viga 4, lo que confirma los ensayos franceses.

Debe, no obstante, tenerse en cuenta que no puede prescindirse del concepto de carga de servicio, íntimamente ligado al coeficiente de seguridad que es una de las principales características de la viga, de mayor interés aún que el valor absoluto del momento de rotura.

Los coeficientes de seguridad respecto a la rotura bajo carga dinámica son, respectivamente, 2,22 para la viga 4A y 1,93 para la 4.

Sin embargo, la tesis expuesta en este trabajo no puede tampoco apoyarse en los valores de estos coeficientes, ya que no debe olvidarse que las cargas de trabajo admisibles en los hormigones de las dos vigas son diferentes; como ya se ha indicado, la viga 4A no es, en absoluto, ni práctica ni económica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

La única conclusión que debe sacarse de todo lo indicado en este apartado es que estos resultados vienen a confirmar la hipótesis anteriormente propugnada de que las vigas que se deben comparar son las números 1 y 4. De otra forma, el problema quedaría desplazado al campo de la tensión admisible en el hormigón, en lugar de en el acero. Y esto no es lo que ahora interesa.

8. *Influencia de la adherencia en el comportamiento de las vigas bajo cargas repetidas*

Los resultados obtenidos en los ensayos de las vigas 2, 2A, 2B y 2C, demuestran la importancia de la inyección de las vigas de hormigón pretensado, en relación con la resistencia bajo cargas dinámicas. Las cuatro vigas son iguales en cuanto a sección de hormigón, cuantía de acero y esfuerzo de pretensado. La viga 2 se construyó con el cable interior clásico del sistema Blaton-Magnel. Las otras tres piezas, en cambio, llevan dos semicables colocados en sendas ranuras dispuestas a lo largo de los paramentos laterales del alma de la pieza.

La viga 2B no se inyectó. En las otras tres vigas los cables se recubrieron con un mortero de cemento. Las piezas 2, 2A y 2B se sometieron a ensayo bajo cargas repetidas, siguiendo un proceso exactamente igual para las tres. La 2C se ensayó estáticamente hasta rotura.

En la tabla IX pueden apreciarse las diferencias existentes, en cuanto a fisuración, en el comportamiento de estas vigas.

TABLA IX

	Viga 2		Viga 2A		Viga 2B		Viga 2C	
Número total de fisuras	13		16		6		11	
Ancho de las fisuras bajo la carga de 2×2.960 kilogramos (2 × 1,6P) en centésimas de mm:	Medio	Máx.	Medio	Máx.	Medio	Máx.	Medio Ens. estático	Máx.
Ensayo hasta 2 × 1,6P	4	6	8	12	19	36	5	6
Ensayo hasta 2 × 1,8P	10	20	11,5	20	—	210		
Ensayo hasta 2 × 2,0P	18	38	58	100				

Comparando las piezas 2 y 2C se observa que no existe ninguna diferencia apreciable durante los primeros 1,5 millones de ciclos de carga (hasta 2 × 1,4P). En general, los esfuerzos de fatiga no ejercen influencia alguna hasta llegar a la fisuración. La primera fisura aparece, en el ensayo dinámico, durante el proceso para alcanzar la carga 1,4P y en el ensayo estático, para las vigas 2,2A y 2C, bajo la carga de 2 × 1,6P. En la viga no inyectada 2B, se observaron dos fisuras bajo la primera puesta en carga estática, de valor 2 × 1,4P. Este hecho puede interpretarse como una consecuencia del fenómeno, ya bien conocido en el hormigón armado, de que la fisuración se retarda en las inmediatas proximidades de la armadura. El mismo fenómeno explica que en la viga 2, con cables muy próximos a los paramentos laterales, las fisuras sean sensiblemente más estrechas que en la 2A, con cable interior (y, por consiguiente, más alejado de los paramentos en los que se miden las fisuras).

El número de fisuras en la viga no inyectada es inferior a la mitad del de las otras vigas, pero su abertura máxima, bajo la carga de 2 × 1,8P es superior a los 2 mm, mientras que en las otras piezas no excede de 0,2 mm (fig. 13). Finalmente, donde la influencia de la inyección se hace más patente es en lo que se refiere a los coeficientes de seguridad bajo carga dinámica. En la viga inyectada 2, este coeficiente es de 2,18, y en la 2B, no inyectada, sólo llega a 1,81. (En la 2A resulta igual a 2,07, y, según ya se ha indicado, en la 2C, sometida a ensayo bajo carga estática, el coeficiente de seguridad obtenido fue de 2,68).

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

9. Conclusiones

1) En los ensayos dinámicos se ha seguido el proceso generalmente utilizado en el Laboratorio Magnel, y que consiste en someter la pieza a un determinado número de ciclos de carga (en este caso 500.000) entre un valor mínimo y otro máximo. A continuación se aumenta el valor máximo en un 20 % de la carga de servicio y se repite el proceso, sucesivamente, hasta alcanzar la rotura.

Por el contrario, Xercavins, que ha realizado sus ensayos sobre vigas de pequeñas dimensiones, determinaba por interpolación la carga máxima capaz de originar la rotura después de un millón de ciclos.

Aunque quizás resulten comparables los resultados obtenidos en estos dos tipos de ensayo, se comprende que siempre será preferible disponer de un método normalizado para la aplicación de las cargas en los ensayos de fatiga.

2) Se estima conveniente que, para determinar la influencia de la tensión inicial de los alambres, se haga variar, al mismo tiempo, la cuantía de armaduras, manteniendo constante el esfuerzo de pretensado. Procediendo de esta manera, se conserva la noción de carga de servicio.

En las vigas 1 a 4 la tensión varía entre los 80 y los 133 kg/mm². La seguridad a la rotura bajo carga dinámica aumenta, según una ley lineal, con la cuantía de armaduras (fig. 11).

Se prevé que si la tensión inicial fuese igual a 146 kg/mm², los coeficientes de seguridad a la rotura bajo cargas dinámicas y carga estática serían iguales entre sí e iguales a su vez al coeficiente de seguridad a la fisuración, y tendría un valor de 1,6.

El diagrama de la figura 10 representa el valor del coeficiente de seguridad respecto al agotamiento (rotura del primer alambre), en función de la tensión inicial. Se observa que la pendiente de la curva se hace más acentuada a partir del valor 114 kg/mm² de la tensión inicial, es decir, del 0,7, aproximadamente, del límite convencional de elasticidad correspondiente al 0,2 %.

Para tensiones superiores a este valor, la seguridad respecto a la rotura del primer alambre disminuye muy rápidamente en función de una tensión inicial creciente en la armadura.

Sin tratar de generalizar una conclusión deducida de estos ensayos, realizados sobre un solo tipo de vigas, pretensadas con una determinada calidad de alambres, debe señalarse que la prescripción de las Normas belgas que limita la tensión inicial de la armadura, parece quedarse del lado de la seguridad. Una experimentación más extensa permitiría, seguramente, aumentar hasta el 0,7 del límite elástico el máximo valor actualmente admitido y suprimir toda restricción en relación con la resistencia a la rotura siempre y cuando se estableciese una cierta dependencia entre el límite elástico y la tensión de rotura del alambre.

Este criterio es muy semejante al defendido por el profesor Paduart, el cual propone limitar la tensión en la armadura, en el momento de la puesta en carga, al menor de los dos valores siguientes: 0,7 R_{ar} y 0,95 R_{ae} (Tercer Congreso Internacional de la F. I. P., Berlín, 1958. «Bases para unas Normas internacionales sobre hormigón pretensado»).

En efecto, la propuesta que aquí se formula, es decir el 0,7 R_{ae} corresponde, en el caso de los alambres utilizados en estos ensayos (que son los que corrientemente se emplean en Bélgica), al 0,65 R_{ar}. Este valor es un poco más conservador que el del 0,7 R_{ar} propuesto por Paduart, que es el que, para los aceros actuales, resulta más restrictivo por ser siempre inferior al 0,95 de R_{ae}.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

3) La importancia de la adherencia (o en el caso de armaduras con anclajes extremos, la influencia de una inyección bien ejecutada) se desprende de lo expuesto en el apartado 8. La ausencia de adherencia (viga 2B) disminuye sensiblemente la resistencia de la pieza a la rotura bajo cargas dinámicas. Por otra parte, se supone que la adherencia total (vigas sin anclaje, con armaduras sujetas exclusivamente por adherencia) influirá perjudicialmente en la rotura de los alambres por fatiga. En definitiva, parece que, desde este punto de vista, las vigas con anclajes y bien inyectadas, son las que mejor se comportan.

4) Finalmente, para terminar, debe insistirse en el hecho de que el sistema adoptado en estos ensayos para poder medir las deformaciones de los alambres, es decir, el colocar la armadura en ranuras longitudinales dispuestas en los paramentos laterales de la viga, conduce, prácticamente, a los mismos resultados que el sistema clásico de armaduras colocadas en el interior de las piezas.

Este procedimiento, por consiguiente, puede ser ventajosamente aplicado, por ejemplo, a las vigas constituídas por bloques prefabricados. Ofrece la ventaja de un contacto continuo entre el cable y la viga y de una buena protección de los alambres.

notación

E_a = Módulo de elasticidad del acero.
E_b = Módulo de elasticidad del hormigón.
P = Carga.
$P_{r \cdot din}$ = Carga dinámica de rotura.
$P_{r \cdot est}$ = Carga estática de rotura.
R_{oe} = Límite elástico convencional del acero.
R_{ar} = Tensión de rotura del acero.
S_{fis} = Coeficiente de seguridad a la fisuración.
$S_{r \cdot din}$ = Coeficiente de seguridad a la rotura bajo carga dinámica.
$S_{r \cdot est}$ = Coeficiente de seguridad a la rotura bajo carga estática.
X_i = Esfuerzo total, inicial, de pretensado.
λ = Cuantía geométrica de armaduras.
τ_a = Tensión inicial en los alambres.
τ_b = Tensión en el hormigón.
τ_{bi} = Tensión en el hormigón bajo el esfuerzo inicial de pretensado.
Ω'_b = Area de la sección de la cabeza superior de la viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

De conformidad con lo establecido, a continuación se transcriben dos comunicaciones últimamente recibidas del Consejo Administrativo de la Federación Internacional del Pretensado para general conocimiento de nuestros Asociados.

cuarto congreso de la F. I. P.

Symposium sobre carreteras y pistas de hormigón pretensado

En la reunión celebrada en Roma el 21 de enero del año actual, el Comité Ejecutivo de la F. I. P. acordó que, durante el próximo IV Congreso, se dedicará una jornada a la celebración de un Symposium sobre carreteras y pistas de hormigón pretensado. Este Symposium tendrá lugar el sábado 2 de junio de 1962, en Nápoles. Los asistentes al IV Congreso podrán, por consiguiente, elegir entre asistir a este Symposium, o tomar parte en la excursión que, para realizar diversas visitas técnicas, se tenía ya organizada, para dicho día, según lo indicado en el programa preparado por el Comité Italiano.

Las comunicaciones que se presenten al Symposium no serán incluídas en la publicación preliminar del Congreso. No obstante, se ruega a quienes piensen colaborar con algún trabajo preparen un cierto número de copias de los mismos, para su distribución entre los interesados, antes de la iniciación de las sesiones.

Los nombres de todos aquellos que deseen contribuir al Symposium deberán ser enviados, antes del 30 de septiembre de 1961, al Secretario General de la Oficina Administrativa de la F. I. P., con el fin de poder preparar el correspondiente programa detallado de las reuniones. Finalmente, debe señalarse que la participación en dicho Symposium queda limitada, exclusivamente, a las personas que hayan efectuado su inscripción como Miembros del IV Congreso de la F. I. P.

Nombramiento de Presidente provisional de la F. I. P.

Como consecuencia del fallecimiento del profesor Eduardo Torroja, ha sido designado el señor Guyon (Vicepresidente General de la F. I. P.) para desempeñar la Presidencia, con carácter provisional, hasta que se reúna la próxima Asamblea General.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

nota de la asociación española del hormigón pretensado

Intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F. I. P. entre las diversas Asociaciones Nacionales que la integran, hemos recibido, últimamente, las que a continuación se mencionan, en las cuales aparecen, entre otros, los trabajos que en la presente nota se detallan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se dan traducidos al español.

Publicaciones enviadas por el «Groupement Belge de la précontrainte» de Bélgica

Publicaciones de la A. B. E. M.:

1. "Consideraciones sobre el comportamiento de las placas y vigas de hormigón pretensado en régimen elástico y en rotura", por M. J. Muller. Boletín núm. 15.
2. "Fabricación y características de los alambres para pretensado", por M. Ronsse. Boletín núm. 18.
3. "Pilotes de hormigón pretensado, trabajando en compresión o en tracción", por U. Smet. Boletín núm. 19.
4. "La pista en hormigón pretensado del aeropuerto de Bruselas", por A. Paduart. Boletín núm. 19.
5. "El tramo experimental de carretera, en hormigón pretensado, de Fontenay-Tresigny", por R. Peltier. Boletín núm. 19.

Publicaciones enviadas por el «Deutscher Beton-Verein», de Alemania

6. "Autopista de acceso a la carretera München-Nord".

Publicaciones enviadas por el «Prestressed concrete development Group» de Inglaterra

Revista: "Concrete Quaterly", núm. 46, julio-septiembre 1960.

En ella aparecen, entre otros, los siguientes artículos:

7. "Teatro al aire libre en Fulham".
8. "Nuevo edificio para oficinas en Glasgow-Street".
9. "Recorrido por las carreteras americanas".

Revista: "Concrete-Quaterly", núm. 47, octubre-diciembre 1960.

En ella aparecen, entre otros, los siguientes artículos:

10. "El puente de Savines".
11. "La autopista desde París al Sur de Francia".
12. "Tres nuevos palacios de exposiciones en Turín".
13. "La autopista "Corso Francia" en Roma".
14. "Depósitos elevados, de agua".

Publicaciones enviadas por la «Asociación del hormigón pretensado» del Japón

Revista: "Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association", vol. 2, núm. 4, agosto 1960.

En ella figuran, entre otros, los siguientes artículos (todos ellos en japonés):

15. "El proyecto y construcción del túnel aerodinámico, de hormigón pretensado, del Laboratorio Nacional de Técnica Aeronáutica", por K. Oshima, S. Nakano, M. Suzuki y S. Yamamoto.
16. "Cálculo aproximado de las pérdidas ocasionadas, en la tensión inicial de pretensado, por la deformación lenta y la retracción del hormigón", por S. Ban y H. Muguruma.
17. "Estructura de hormigón pretensado para la Oriental Concrete Co. Ltd., por T. Kimura.
18. "Proyecto y construcción del acueducto de Oi-Gawa", por T. Nakamori, K. Kukawa y J. Nishigata.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

19. "Proyecto y cálculo de tensiones del puente de Yoshii", por I. Miura y J. Kodera.

20. "Estado actual del hormigón pretensado en América", por T. Tategami.

21. "Proyecto de un puente de hormigón pretensado para la autopista Mei-Shin", por Japan Highway Public Corporation.

Revista: "Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association", vol. 2, núm. 5, octubre 1960.

En ella aparecen, entre otros, los siguientes artículos (todos ellos en japonés):

22. "El futuro de la industria del hormigón pretensado y sus problemas", por S. Tanaka.

23. "Informe sobre la construcción del puente de Okawa", por S. Kawai.

24. "Proyecto y construcción de la estructura de hormigón pretensado de la fábrica de Kamata, de la Ray O'Back Japan Dry Battery Production Co. Ltd.", por T. Okamoto.

Revista: "Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association", vol. 2, núm. 6, diciembre 1960.

En ella aparecen, en japonés, los siguientes artículos:

25. "Comentarios sobre la arquitectura del hormigón pretensado", por K. Takeyama.

26. "Construcción del puente de Kaminuka, mediante vigas de hormigón pretensadas por el sistema B. B. R. V.", por K. Senda.

27. "Edificio de hormigón pretensado para los laboratorios del Railway Technical Research Institute", por S. Andoo.

28. "Construcción, en hormigón pretensado, de un edificio para las oficinas centrales de la Oriental Concrete Co. Ltd.", por M. Kimura.

Revista: "Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association", vol. 3, núm. 1, febrero 1961.

En ella aparecen, entre otros los siguientes artículos (todos en japonés):

29. "El hormigón pretensado y la industrialización de la arquitectura", por F. Yokoyama.

30. "Informe relativo a un curso de especialización sobre la técnica del hormigón pretensado", por G. Suzuki.

31. "Características de las cubiertas laminares cilíndricas de hormigón pretensado", por W. Kato y J. Motooka.

32. "Proyecto y construcción de una cubierta laminar, en paraboloide hiperbólico, de hormigón pretensado", por T. Okamoto.

Publicaciones enviadas por «S. T. U. V. O.» de Holanda

33. "Relajación de los aceros de alta resistencia utilizados en hormigón pretensado", por Comité "Betonstaal". Separata del número 12 de la revista "Cement", 1960.

Revista: "Cement", vol. 12, núm. 11, octubre 1960.

En ella se publican, entre otros, los siguientes artículos (en holandés):

34. "Vigas de hormigón pretensado para un puente-grúa", por J. J. Endtz y C. L. de Jonge.

35. "Inyección, a baja temperatura, de los conductos de alojamiento de los cables para pretensado", por Comité "Stuvo-Cur" sobre inyección.

36. "Cubierta laminar, prefabricada, en hormigón pretensado", Anónimo.

Revista: "Cement", vol. 12, núm. 12, diciembre 1960.
Entre otros, publica el siguiente artículo:

37. "Pasarelas provisionales construídas a base de elementos prefabricados de hormigón", Anónimo.

Revista: "Cement", vol. 13, núm. 1, enero 1961.

Entre otros, contiene el siguiente artículo:

38. "Carreteras y pistas de hormigón pretensado, en Holanda y otros países", I, por J. Wever.

Revista: "Cement", vol. 13, núm. 2, febrero 1961.

Contiene, entre otros, los siguientes artículos:

39. "Cubierta laminar prefabricada, en forma de paraboloide hiperbólico, de hormigón pretensado, para la iglesia católica de Caberg-Maastrieth", por L. G. M. Brekelmans y J. de Vilder.

40. "Carreteras y pistas de hormigón pretensado en Holanda y otros países", II, por J. Wever.

Revista: "Cement", vol. 13, núm. 3, marzo 1961.
Publica, entre otros, los siguientes artículos:

41. "Carreteras y pistas de hormigón pretensado en Holanda y otros países", III, por J. Wever.

42. "Pórticos de hormigón pretensado para la ampliación del Gran Hotel Krasnapolsky, de Amsterdam", por G. H. Van Boom.

Publicaciones enviadas por el «South African prestressed concrete development Group», de Africa del Sur

Revista: "Prestress", vol 9, núm. 5, mayo 1960.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

43. "Comentarios sobre los puentes de hormigón, con armaduras postesas, construídos en Rhodesia del Sur desde 1954", por A. F. Mason.

Revista: "Prestress", vol, 9, núm. 6, julio 1960.

44. "Estado actual del hormigón pretensado", por Y. Guyon.

Revista: "Prestress", vol. 10 ,septiembre 1960.

45. "El proyecto de puentes de hormigón pretensado, para carreteras", Anónimo.

Revista: "Prestress", vol. 10, diciembre 1960.

46. "Puentes de hormigón pretensado construídos por las Administraciones Provinciales", Anónimo.

47. "Estudio de las tensiones en las zonas de anclaje de las vigas de hormigón pretensado, con armaduras postesas", por D. J. Douglas y N. S. Trahair.

48. "Resistencia máxima a flexión de los elementos de hormigón pretensado, con armaduras ancladas por adherencia", Anónimo.

Publicaciones enviadas por el «Prestressed concrete Institute», de Estados Unidos

Revista: "P. C. Items", vol. 6, núm. 10, octubre 1960.

En ella figuran los siguientes artículos, todos ellos sin firma:

49. "Edificios construídos, en hormigón pretensado, por el sistema *lift-slab*".

50. "Tres conferencias sobre hormigón pretensado".

Revista: "P. C. Items", vol. 6, núm. 11, noviembre 1960.

Contiene los siguientes artículos, anónimos:

51. "Los Moteles. Un nuevo campo que se abre al hormigón pretensado".

52. "Dos nuevos ensayos de resistencia al fuego del hormigón pretensado".

53. "El aire mejora la durabilidad de los hormigones para pretensado".

Revista: "P. C. Items", vol. 6, núm. 12, diciembre 1960.

En ella figura, entre otros, el siguiente artículo:

54. "Aportación del hormigón pretensado a la resolución del problema de aparcamiento", Anónimo.

Revista: "P. C. Items", vol. 7, núm. 1, enero 1961.

Contiene el siguiente artículo anónimo:

55. "Manejo, transporte y colocación de los elementos prefabricados de hormigón pretensado".

Revista: "P. C. Items", vol 7, núm. 2, febrero 1961.

Publica el siguiente artículo anónimo:

56. "Comportamiento de las estructuras de hormigón pretensado, frente a los huracanes".

Publicaciones enviadas por el Profesor S. S. Davydov, de la «Academia de la edificación y arquitectura», de Rusia

Se han recibido varios números de la revista "Beton i Zhelezobeton", en los cuales aparecen, entre otros, los siguientes artículos relacionados con la técnica del hormigón pretensado (todos ellos en ruso):

En el núm. 4 de 1960:

57. "Pilotes de sección en I, de hormigón pretensado", por G. Kuzin.

En el núm. 5 de 1960:

58. "Método para el cálculo de estructuras monolíticas construídas a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado", por O. V. Mikhailov.

59. "Estructuras de hormigón pretensado en la República Popular China", por V. I. Trebuknin.

60. "Normas para la utilización de las barras corrugadas de acero 30X-2C, laminadas en caliente, en el hormigón pretensado".

En el núm. 6 de 1960:

61. "La soldadura al arco de las barras de acero 30XT2C, utilizadas como armadura de las estructuras de hormigón pretensado", por A. Y. Brodsky y A. M. Fridman.

62. "Influencia de los esfuerzos dinámicos en la superestructura de los puentes de hormigón pretensado, con tramos independientes", por E. A. Sekhniashvili, U. S. Sarkisov e I. E. Bjus.

63. "El empalme de los alambres de acero de alta resistencia", por E. A. Kvasnitsky.

64. "Observaciones sobre la fabricación de grandes paneles curvos de hormigón pretensado", por B. I. Turunov.

En el núm. 7 de 1960:

65. "Tendencias actuales y progresos en la prefabricación de estructuras de hormigón pretensado", por A. A. Gvozdev.

66. "Grandes placas de hormigón pretensado para cubiertas de edificios industriales", por A. A. Svetov.

67. "Ensayos sobre el empleo de cables en la construcción de estructuras de hormigón pretensado", por I. S. Gaklin.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

68. "El hormigón pretensado en la construcción de puentes ferroviarios", por V. G. Andreev.

69. "La redistribución de tensiones en las vigas continuas de hormigón pretensado", por Chan. Van-Shan.

70. "Influencia de la adherencia en la distribución inicial de tensiones en la zona de anclaje", por V. M. Kolner.

71. "El cálculo, en régimen elástico, de la resistencia a la fisuración de las secciones de hormigón pretensado", por A. M. Rozenblumas.

72. "El cálculo de la resistencia a la fisuración de los elementos de hormigón pretensado sometidos a flexión", por V. N. Baikov.

En el núm. 8 de 1960:

73. "El hormigón pretensado en la construcción de la Byelorussian S. S. R.", por S. S. Baturin.

74. "Hormigones auto-pretensados mediante la adición de un agente expansivo", por V. Zlatanov y N. Jabarov.

75. "Vigas de hormigón pretensado, armadas con alambres de diferente plasticidad", por K. V. Mikhailov.

76. "Hormigones para estructuras pretensadas", por A. F. S. Shurov.

77. "Tratamiento térmico de los anclajes de las armaduras de las estructuras de hormigón pretensado", por I. F. Levchenko y V. M. Shepelov.

En el núm. 9 de 1960:

78. "Consideraciones acerca del factor tiempo en el cálculo de las pérdidas de tensión originadas por las deformaciones lentas del hormigón", por G. I. Berdichevski y N. A. Markorov.

79. "Pérdidas de tensión originadas por la retracción y las deformaciones lentas del hormigón", por I. I. Ulitski y A. B. Golishev.

80. "Tensiones locales en las vigas de hormigón pretensado, prefabricadas", por V. D. Rybin.

81. "Estructuras prefabricadas y pretensadas para edificios industriales", por N. D. Plehov.

En el núm. 10 de 1960:

82. "La retracción y deformaciones lentas de los hormigones ligeros pretensados", por M. Z. Simonov y K. S. Karepetian.

83. "La fabricación de grandes vigas de hormigón pretensado", por A. Nebosklonov, U. Luzin y A. Smirnov.

84. "Ensayos sobre la rigidez de las estructuras constituídas por elementos de hormigón pretensado", por N. S. Meteluk.

En el núm. 11 de 1960:

85. "Fabricación de postes de hormigón pretensado para el tendido de líneas eléctricas de alta tensión", por A. P. Kudzis y Y. N. Novikov.

86. "Fabricación de postes huecos de hormigón pretensado", por B. V. Goneharov y A. M. Seliverstov.

En el núm. 12 de 1960:

87. "La automación en la fabricación de elementos para estructuras de hormigón pretensado", por A. A. Folomeev.

88. "Estructuras prefabricadas constituídas por vigas trianguladas de hormigón pretensado", por V. I. Gnedovsky.

89. "La fabricación de paneles de hormigón vibrado, pretensados", por A. I. Birger, D. D. Samsonov y A. F. Klopovsky.

90. "Un nuevo tipo de junta para estructuras de hormigón pretensado", por V. S. Bulgakov y R. G. Shishkin.

91. "Fabricación, colocación y ensayo de vigas de hormigón pretensado de 38 m de longitud", por Y. N. Posyada y P. V. Chichkov.

92. "El empleo del hormigón pretensado en la construcción de edificios industriales, en la región de Krasnodar", por A. G. Cegelnik y M. K. Borodich.

93. "Características peculiares de la prefabricación de elementos de hormigón pretensado en Inglaterra", por V. N. Avramenko, Y. V. Dimitriev y K. S. Ivanov.

94. "La deformación de las placas de hormigón pretensado a causa de la compresión excéntrica originada por el tesado de las armaduras", por G. S. Mitnik.

En el núm. 1 de 1961:

95. Fabricación de placas de hormigón pretensado de 3×12 m", por A. A. Svetov, V. G. Kramar y I. A. Vinnichenko.

96. "La fabricación de vigas para puentes de hormigón pretensado", por A. I. Imil, V. P. Kamentsev y L. B. Moizhes.

97. "Cálculo de estructuras de hormigón pretensado con armaduras tesas en etapas sucesivas", por V. A. Slovinsky.

En el núm. 2 de 1961:

98. "Placas mixtas de hormigón y arcilla expansiva, pretensadas, para la construcción de forjados de edificios industriales", por V. V. Mikhailov.

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

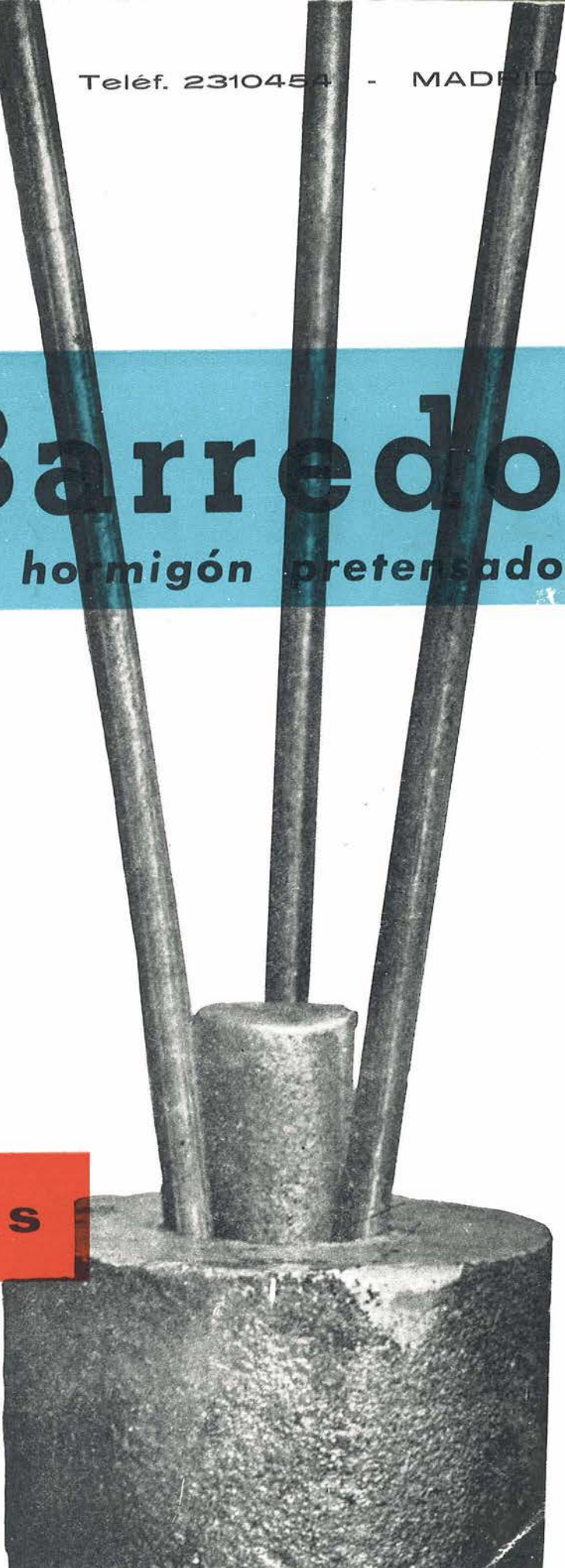
Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Carrera de San Jerónimo, 19 Teléf. 2310454 - MADRID

procedimientos

Barredo

de hormigón pretensado



características

1 tensión independiente por cada hilo

2 seguridad en el anclaje superior a la resistencia de los hilos

3 posibilidad de retesado

4 facilidad de comprobación de la tensión de la armadura, en cualquier momento

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 22/11/2025