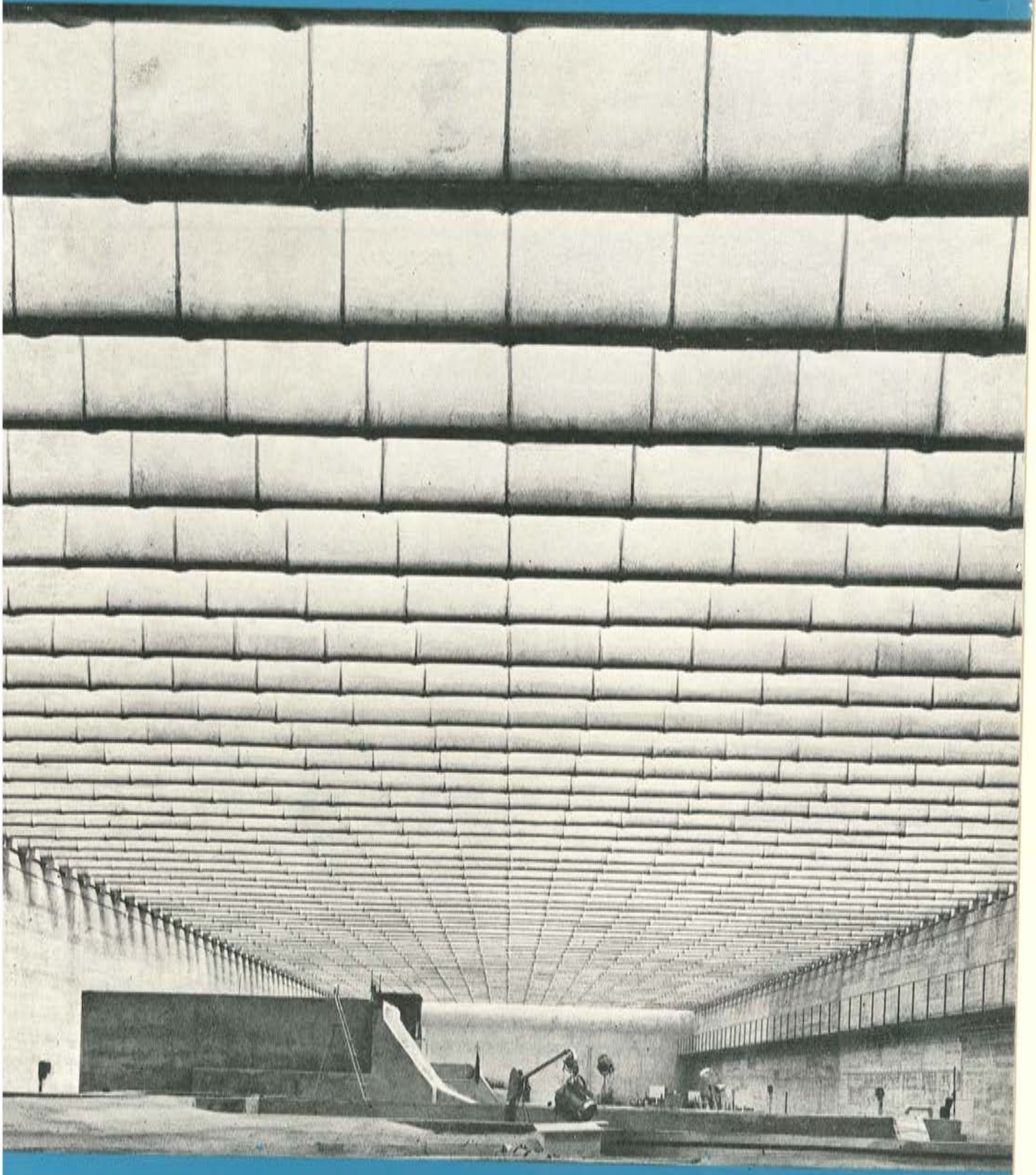
ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO



hormigón y acero

timas noticias de hormigón pretensado

83

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO DEL PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA «JUAN DE LA CIERVA» DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

SOCIOS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

Como ya se ha anunciado, a partir del 1 de enero del año actual, se ha creado una nueva categoría, la de **"Socio Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros de nuestra Asociación que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en la nueva categoría de **"Socio Protector"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

CONSTRUCCIONES CARLOS ERROZ — Carlos III, 48. Pamplona (Navarra).

PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.

PROCEDIMIENTOS BARREDO — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.

La Asociación Española del Hormigón Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento, a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

son instituciones miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia)

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur -Bahía Blanca (República Argentina)

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba, (República Argentina)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

n. 83

abril - mayo - junio 1967

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

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

Depósito Legal: M. 853 - 1958

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

procedimientos **Barredo**

(Fotografía n.º 70 del pabellón de OFICEMEN)

postesado con alambre y cables trenzados

lanzamientos y montajes

Pabellón de OFICEMEN en la FICOP - 1967: Suspensión de los cilindros de 165 Tm con alambre de ∅ 5 mm.

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00 - MADRID - 3

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares
Socios protectores	5.000	100,—
Socios colectivos	2.000	40,—
Socio individual, no adherido al I. E. T. c. c.	600	12,—
Socio individual, adherido al I. E. T. c. c.	300	6,—

Comité de redacción de la Revista Hormigón y Acero

Presidente: D. Florencio del Pozo
Vocales: D. Javier Lahuerta
D. Rafael Romero
Secretario: D. Rafael Piñeiro

hormigón y acero n. 83

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Págs.

457-0-40 Normas belgas para estructuras de hormigón pretensado..... 7
Normes belges pour les structures en béton précontraint.
Belgian specifications for prestressed concrete structures.

457-8-29 Estudio experimental en modelo reducido —escala 1 : 5— de un tramo de puente de hormigón pretensado 31
Etude expérimentale en modèle réduit —échelle 1 : 5— d'une travée de pont en béton précontraint.
Reduced scale model investigation (1 : 5 scale) of a span of a prestressed concrete bridge.
J. Martínez Calzón y J. Manterola, Ingenieros de Caminos; J. L. Villegas, Ingeniero Civil.

457-8-30 Punzonamiento de placas sin armadura de esfuerzo cortante (mecanismos de redistribución de esfuerzos y rotura) 71
Poinçonnement des dalles sans armature d'effort tranchant (mécanismes de redistribution des efforts et de rupture).
Punching of slabs without shear reinforcement (mechanism of redistribution of forces and rupture).
J. Manterola, Ingeniero de Caminos.

628-0-13 Plasticidad de los alambres utilizados en hormigón pretensado... 101
Plasticité des fils utilisés pour le béton précontraint.
Plasticity of wires used in prestressed concrete.
P. Estellés Planells, Lcdo. en Ciencias.

685-0-3 Mecanismo de la rotura en compresión de materiales heterogéneos 127
Mécanisme de la rupture en compression des matériaux hétérogènes.
Compression rupture mechanism in heterogeneous materials.
N. Barraclough, Lcdo. en Ciencias Matemáticas.

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

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

RELACION DE EMPRESAS QUE, EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NUMERO, FIGURAN INSCRITAS EN LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO, COMO "SOCIOS COLECTIVOS"

ESPAÑA

ACEROS DEL LLODIO, S. A. — Llodio (Alava)
AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya)
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO — Madrid
AGUSTI, S. L. — Gerona
ARION, S. A. — Barcelona
BUTSEMS, S. A. — Barcelona
BUTSEMS, S. A. — Valencia
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA — Valladolid
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid
C. E. J. A. S. A. — Zaragoza
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC — Barcelona
CENTRO INFORMATIVO CANARIO DE LA EDIFICACION — Las Palmas de Gran Canaria
CERAMICA RUBIERA — Gijón (Oviedo)
CIDESA - CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES — La Coruña
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO — Bilbao (Vizcaya)
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid
COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — Madrid
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL NORTE DE ESPAÑA - SECCION ORIENTAL — Santander
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao (Vizcaya)
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid
COPECO - COMPAÑIA PENINSULAR DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid
CUPRE — Valladolid
DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS - MINISTERIO DEL EJERCITO — Madrid
DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA - MINISTERIO DEL AIRE — Madrid
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid
EDES, S. A. — EMPRESA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS — Madrid
ELABORADOS METALICOS, S. A. — La Coruña
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S. A. - AUXINI — Madrid
ENAGA, S. A. — Madrid
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE LA CONSTRUCCION - "EXCO" — Madrid
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — Madrid
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS — Valencia
FERROLAND, S. A. — Valencia
FORMO, S. A. — Barcelona
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS - MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS — Madrid
GUARNER Y TRIGO, S. L. — Madrid
HIDAQUE, S. A. — Granada
HIERROS, FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — Sevilla
HORMIGON PRETENSADO, S. A. E., BBR — Barcelona
HORPRESA, S. A. — Madrid
HORSA, S. L. — Barcelona
HUARTE Y COMPAÑIA, S. A. — Madrid
IDEAM, S. A. — Madrid
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza
INDUSTRIAS DEL CEMENTO - VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya)
INDUSTRIAS DEL HORMIGON — Madrid
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION — Madrid
INTECSA - INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — Madrid
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS — Valencia
JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS — Bilbao (Vizcaya)
JOSE MARIA ELOSEGUI - CONSTRUCCIONES - San Sebastián (Guipúzcoa)
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO - BIBLIOTECA — Madrid
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona)
MATENSA - MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — Madrid
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Barcelona
MATUBO, S. A. — Madrid
J. MIRO TREPAT - CONSTRUCCIONES, S. A. — Barcelona
MOSAICOS ROURA, S. A. — Vich (Barcelona)
V. PEIRO, S. A. — Valencia
POSTENSA — PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — Bilbao (Vizcaya)
PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION - PRELCONSA — San Claudio (Oviedo)
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. - PREASA — Vitoria (Alava)
PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada, Pamplona (Navarra)
PREFABRICADOS STUB - MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Manresa (Barcelona)
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra)
PRETENSADOS ANDALUCIA, S. A. — Málaga
PRETENSADOS CUÑAT - Agramunt (Lérida)
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA S. A. — Madrid
SECOTEC — Madrid
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya)
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS — Valencia
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S. A. — Erandio-Bilbao (Vizcaya)
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A. OBRASCON — Córdoba
TEJERIAS LA COVADONGA — Muriedas de Camargo (Santander)
TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona)
TEPSA — Tarrasa (Barcelona)
TETRACERO, S. A. — Madrid
TOSAM, S. L. — Segovia
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Barcelona
UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid
VIALCA, S. L. — Alcalá la Real (Jaén)
VIAS Y ESTRUCTURAS, S. A. — Granada
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES — San Sebastián (Guipúzcoa)
VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — La Corredoria (Oviedo)
VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla

EXTRANJERO

FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL — Lima (Perú)
FACULTAD DE INGENIERIA (Biblioteca) — Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires (República Argentina)
INSTITUTO DE EDIFICACION EXPERIMENTAL - UNIVERSIDAD DE CHILE — Santiago de Chile (Chile)
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY — Monterrey, N. L. (México)
THE LIBRARIAN (Biblioteca Central) — Escuela de Ingeniería — Santiago de Chile (Chile)
UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES - FACULTAD DE INGENIERIA — La Paz (Bolivia)
ZARAZAGA Y DE GREGORIO — San Miguel de Tucumán (República Argentina)

NOTA: A causa de la modificación de cuotas aprobada por la Comisión Permanente de la Asociación para el año actual y las nuevas formas de pago establecidas, ha sido preciso, para regularizar nuestros ficheros y aclarar la situación de nuestros Asociados, distribuir unos impresos en los que se les solicitaban los datos a tal efecto necesarios. Por diversas causas, hasta el momento de cerrar este número, no se han recibido las contestaciones de un cierto número de Socios. Los que aparecen en esta relación son los que hasta la fecha han confirmado su inscripción como "Socios Colectivos". Lamentamos que el retraso en la cumplimentación de los citados impresos nos impida dar la lista completa, como en los anteriores números de la Revista se venía haciendo. LA REDACCION.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

normas belgas para estructuras de hormigón pretensado

Observación importante: Las Normas belgas para estructuras de hormigón pretensado constituyen el Capítulo 8 de la Norma NBN15-1963 para "Estructuras de Hormigón", en general, aprobadas por Real Decreto del 28 de mayo de 1964.

El texto que a continuación se incluye es la traducción del citado Capítulo 8, exclusivamente, por considerar que es el único que puede tener especial interés para nuestros lectores.

8. estructuras de hormigón pretensado

8.0. RECOMENDACION GENERAL

El cálculo de tensiones deberá efectuarse de acuerdo con las hipótesis de la elasticidad.

8.1. PRESCRIPCIONES RELATIVAS AL HORMIGON UTILIZADO EN LAS ESTRUCTURAS PRETENSADAS

8.10. Observación previa

Son aplicables todas las prescripciones generales relativas al hormigón, incluidas en la Norma NBN 15-1963.

Sin embargo, deberá hacerse un estudio especial de la composición del hormigón en cada caso y determinar, mediante ensayos, su resistencia σ'_{br} en compresión; es decir, que no es admisible utilizar, para las estructuras pretensadas, ninguna de las mezclas tipo, de composición normalizada, que se recomiendan para las construcciones en hormigón armado ordinario.

8.11. Tensiones admisibles en el hormigón

8.111. CALIDAD (σ'_{br})

En ningún caso se tomarán en los cálculos valores de σ'_{br} superiores a los indicados a continuación:

a) Hormigón fabricado en obra: 560 kg/cm².

b) Hormigón obtenido en fábrica: 620 kg/cm².

c) No hay limitación si se toma para σ'_{br} el valor de su resistencia característica, determinada de acuerdo con la definición establecida por el Comité Europeo del Hormigón (C. E. B.).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

8.112. Compresión por flexión

Las tensiones admisibles bajo este tipo de solicitación son las siguientes:

a) Hormigón fabricado en obra:

1) en el momento del pretensado ..... $0{,}4\ \sigma'_{br}$;

2) en el momento de entrar en servicio el elemento ..... $0{,}33\ \sigma'_{br}$.

b) Hormigón obtenido en fábrica:

1) en el momento del pretensado ..... $0{,}50\ \sigma'_{br}$;

2) a la salida de fábrica y, eventualmente, durante su postensado en obra ..... $0{,}40\ \sigma'_{br}$;

3) en el momento de entrar en servicio el elemento ..... $0{,}33\ \sigma'_{br}$.

8.113. Tracción por flexión

Las tensiones admisibles bajo este tipo de solicitación son las siguientes:

a) Sin armadura ordinaria de refuerzo:

1) en el momento del pretensado... ..... $0{,}028\ \sigma'_{br}$;

2) en el momento de entrar en servicio el elemento 0;

3) en caso de solicitaciones de carácter excepcional y momentáneo... $0{,}028\ \sigma'_{br}$.

b) Con armaduras ordinarias de refuerzo capaces de absorber todas las tracciones, y calculadas tomando su tensión admisible normal aumentada en un 50 %; o sea, partiendo de $0{,}9\ \sigma_e$:

1) en el momento del pretensado ..... $0{,}070\ \sigma'_{br}$;

2) en el momento de entrar en servicio el elemento ..... $0{,}030\ \sigma'_{br}$.

c) Con armaduras ordinarias de refuerzo capaces de absorber todas las tracciones, y calculadas tomando su tensión admisible normal; o sea, $0{,}6\ \sigma_e$:

1) en el momento del pretensado ..... $0{,}100\ \sigma'_{br}$;

2) en el momento de entrar en servicio el elemento ..... $0{,}080\ \sigma'_{br}$.

En las piezas pretensadas con armaduras ancladas por adherencia, en las cuales los alambres se encuentren uniformemente distribuidos en el ala inferior de la sección, podrá contarse con estos alambres para absorber los esfuerzos de tracción, siempre que la tensión total de los mismos no sobrepase su tensión admisible (ver 8.31). Además es preciso que el aumento de tensión en los alambres, al producirse la fisuración, no exceda de 20 kg/mm².

8.114. Tracción principal debida al esfuerzo cortante

Las tensiones admisibles bajo este tipo de solicitación son las siguientes:

a) Sin armadura para absorber el esfuerzo cortante ..... $0{,}0125\ \sigma'_{br}$.

b) Con estribos calculados para una tensión admisible de $0{,}9\ \sigma_e$ ..... $0{,}0250\ \sigma'_{br}$.

c) Con estribos calculados para la tensión admisible normal de $0{,}6\ \sigma_e$ ... $0{,}0375\ \sigma'_{br}$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Bajo la solicitación correspondiente al momento flector de rotura, las tensiones admisibles son:

— sin armadura para absorber el esfuerzo cortante: 0,060 σ'_{br};

— con estribos: no hay limitación.

8.115. Observación general

Las tensiones en el hormigón deben calcularse teniendo en cuenta o no las pérdidas de pretensado (ver 8.324), según lo que en cada caso resulte más desfavorable.

8.12. Coeficiente de seguridad

Notación

M_g: momento flector máximo debido a las cargas permanentes.

M_q: momento flector máximo debido a las sobrecargas.

M_{ra}: momento de rotura por agotamiento del acero.

M_{rb}: momento de rotura por agotamiento del hormigón, en compresión.

M_f: momento de fisuración.

8.121. Seguridad a fisuración

Se admitirá que el valor de la tensión de tracción correspondiente a la fisuración está comprendido entre 0,08 σ'_{br} y 0,125 σ'_{br}.

Un valor medio aceptable para calcular los momentos de fisuración es:

$$\sigma_b = 0{,}1\ \sigma'_{br}.$$

Deberán siempre cumplirse las siguientes desigualdades:

— si la fisuración es perjudicial:

$$M_f \geqslant M_g + 1{,}2\ M_q;$$

— si la fisuración es perjudicial:

$$M_f \geqslant 1{,}2\ M_g + 1{,}4\ M_q.$$

8.122. Seguridad a rotura

Los momentos de rotura por agotamiento del acero, y del hormigón en compresión, deberán satisfacer, respectivamente, las siguientes desigualdades:

$$M_{ra} \geqslant 1{,}45\ M_g + 2{,}0\ M_q;$$

$$M_{rb} \geqslant 1{,}90\ M_g + 2{,}6\ M_q.$$

8.13. Pandeo

La compresión creada por las armaduras adheridas al hormigón no produce pandeo.

Si el cable va colocado por el exterior de la pieza y sujeto solamente en ciertos puntos al hormigón, deberá comprobarse a pandeo la distancia comprendida entre dichos puntos de sujeción (ver 8.364).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Deberá también comprobarse la seguridad a pandeo de la pieza bajo la acción de las compresiones exteriores originadas por las cargas o los gatos de pretensado.

El coeficiente de seguridad que debe adoptarse será igual al prescrito para las estructuras de hormigón armado.

8.2. NORMAS RELATIVAS A LAS ARMADURAS ORDINARIAS, NO TESAS, UTILIZADAS EN LAS ESTRUCTURAS PRETENSADAS

Son aplicables todas las prescripciones generales relativas a las armaduras ordinarias incluidas en la Norma NBN 15-1963.

8.3. NORMAS RELATIVAS A LAS ARMADURAS DE PRETENSADO

8.30. Designación de las armaduras utilizadas

En las prescripciones que a continuación se incluyen deberá tenerse en cuenta que:

— con la denominación de alambres lisos trefilados se designan también los alambres lisos estirados, normalizados o envejecidos;

— con la de alambres calibrados, templados o revenidos, los alambres lisos o grafilados, que han sido sometidos al tratamiento de "martempering";

— y con la de alambres trefilados y grafilados, los grafilados estirados, normalizados o envejecidos.

Por otra parte, todas las prescripciones relativas a los cables formados por alambres paralelos son igualmente aplicables a los cables trenzados.

8.31. Tracciones admisibles en las armaduras de pretensado

8.311. Valores básicos de las tracciones admisibles

Como "resistencia a tracción" de las armaduras de pretensado para la determinación de la tracción admisible deberá tomarse, según los casos, la "resistencia garantizada" o "la resistencia efectiva".

La "resistencia garantizada" es la que definen las Normas para las armaduras de pretensado.

La "resistencia efectiva" es la resistencia real de las armaduras empleadas.

En principio los proyectistas determinarán el valor de la tracción admisible en función de la resistencia garantizada (*).

No obstante, podrá tomarse como base para la determinación de la tracción admisible la "resistencia efectiva" en lugar de la garantizada, cuando la resistencia real de las armaduras haya sido debidamente determinada mediante ensayos previos efectuados por el fabricante sobre probetas sacadas de cada uno de los extremos de los rollos de alambre, independientemente de los ensayos de recepción realizados por el comprador.

La carga de rotura y la correspondiente al límite elástico se medirán sobre las armaduras tal como hayan de ser utilizadas, es decir, por ejemplo, sobre una sección de barra soldada, sobre los alambres grafilados, o sobre los cables.

(*) Ver página siguiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

(*) A título indicativo, y en tanto no se publican las Normas para las armaduras de pretensado, se recomienda utilizar los siguientes datos:

Alambres trefilados, estirados, de alto límite elástico (normalizados o envejecidos)								
	Lisos				Grafilados			
∅, en mm	5	7	8	9	3	4	5	7
σ_{mG}, en kg/mm²	160	150	140	130	175	165	155	145
$\sigma_{0,2}$, en kg/mm² superior a	0,85 σ_{mG}							

Alambres trefilados								
	Lisos						Grafilados	
∅, en mm	2	2,5	3	4	5	7	3	4
σ_{mG}, en kg/mm²	210	190	180	170	160	150	175	165
$\sigma_{0,2}$, en kg/mm² superior a	0,85 σ_{mG}			0,75 σ_{mG}			0,75 σ_{mG}	

Alambres sometidos al tratamiento de "martempering"			
∅, en mm	5	7	8
σ_{mG}, en kg/mm²	150	145	140
$\sigma_{0,2}$, en kg/mm² superior a	0,85 σ_{mG}		

Cables compuestos de 7 alambres trefilados, sin soldadura				
∅, en mm	8	9,5	11	12,7
sección nominal de acero, en mm²	37	51,7	70	93
σ_{mG}, en kg/mm²	180	175	170	170
$\sigma_{0,2}$, en kg/mm² superior a	0,85 σ_{mG}			

Tolerancia en los diámetros: ± 1 %.

σ_{mG} = resistencia garantizada a tracción.

$\sigma_{0,2}$ = límite convencional de elasticidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

8.3111. *Durante el tesado*

En el caso de alambres lisos trefilados o de cables compuestos, como máximo, de 7 alambres trefilados, sin soldadura, la tracción máxima admisible durante el tesado es igual al 0,80 de la resistencia a tracción de los alambres o cables. Este valor puede elevarse al 0,85 de la resistencia a rotura, cuando puedan sustituirse los alambres eventualmente rotos o los cables que contengan alambres eventualmente rotos.

Las armaduras que sustituyan a las que se hayan roto pueden colocarse, o bien en el mismo lugar que éstas ocupaban, o bien en otros distintos adecuadamente elegidos.

En el caso de alambres calibrados, templados y revenidos (alambres trefilados grafilados, barras roscadas y barras soldadas), la tensión máxima admisible durante el tesado es igual al 0,80 de la resistencia a tracción de los alambres, barras o cables.

En el caso de alambres laminados en caliente (es decir, no calibrados), templados y revenidos, la tensión máxima admisible durante el tesado es igual al 0,75 σ_{ar}.

8.3112. *Después del anclaje*

En el caso de alambres lisos trefilados, alambres calibrados, templados y revenidos, alambres trefilados grafilados, barras roscadas, barras soldadas o cables compuestos, como máximo, de 7 alambres trefilados, sin soldadura, la tensión, después de efectuado el anclaje, deberá ser inferior, en todo momento y en cualquier sección, al 0,70 de la resistencia a tracción y al 0,95 del límite elástico.

En los alambres laminados en caliente (o sea, no calibrados), templados y revenidos, la tensión después de efectuado el anclaje no será nunca, ni en ningún punto, superior al 0,60 de σ_{ar} ni al 0,80 de σ_e.

Para poder alcanzar las tensiones admisibles definidas anteriormente es imprescindible que existan las armaduras suficientes para que se mantenga el margen de seguridad a la rotura indicado en 8.122.

8.312. Reducciones aplicables por imprecisiones en la medida de la tensión

Los valores límites indicados anteriormente, sólo son aplicables cuando todo el esfuerzo de tracción desarrollado se mide por medio de un dinamómetro con error inferior al 2 % o con cualquier otro dispositivo que dé la misma precisión. Si se utilizan manómetros habrá que tener siempre en obra un manómetro-patrón, perfectamente tarado, que permita comprobar, en cualquier instante, la precisión de los manómetros unidos a los gatos.

Si no es posible garantizar que el error en las medidas es inferior al 2 %, se reducirán las tensiones admisibles antes citadas en un 10 %. Y en el caso de que el esfuerzo de tracción desarrollado se mida con una llave dinamométrica, esta reducción será del 20 por 100.

Como es lógico, todos los aparatos de medida deberán estar siempre convenientemente contrastados.

Debe también señalarse que el error máximo del 2 % en las medidas, antes indicado, engloba todas las causas de error posibles tales como el rozamiento en los gatos, la imprecisión de los aparatos de medida propiamente dichos, los errores de lectura, etc...

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

8.313. CUADRO RESUMEN DE LOS VALORES BÁSICOS DE LAS TRACCIONES ADMISIBLES

Observación: Los valores básicos de las tracciones admisibles, indicados en el cuadro siguiente, sólo son válidos cuando los momentos de rotura se calculan de acuerdo con lo prescrito en 8.122. Además, las tracciones reales admisibles deben, en su caso, deducirse aplicando a los valores básicos de dichas tracciones las reducciones señaladas en 8.312.

Durante el tesado:

$$\textit{Tracción admisible} \leqslant \alpha \cdot \sigma_{ar}.$$

Después de efectuado el anclaje:

$$\textit{Tracción admisible} \leqslant \beta_1 \cdot \sigma_{ar}.$$

$$\textit{Tracción admisible} \leqslant \beta_2 \cdot \sigma_e$$

Tipos de armaduras	α	β_1	β_2
Alambres lisos trefilados.	0,8 0,85 (1)	0,7	0,95
Cables compuestos como máximo de 7 alambres, sin soldaduras.	0,8 0,85 (1)	0,7	0,95
Alambres calibrados, templados y revenidos.	0,8	0,7	0,95
Alambres trefilados grafilados.	0,8	0,7	0,95
Barras roscadas.	0,8	0,7	0,95
Barras soldadas.	0,8	0,7	0,95
Alambres laminados en caliente, templados y revenidos.	0,75	0,6	0,80

(1) Armaduras reemplazables.

8.314. OBSERVACIÓN

Cuando las armaduras sean de tipos distintos a los considerados en las presentes prescripciones, el autor del proyecto deberá justificar las tensiones por él admitidas.

8.32. Factores que influyen en la tensión de las armaduras

El cálculo de los distintos efectos considerados en el presente apartado 8.32 debe hacerse al redactar el proyecto.

8.321. DESLIZAMIENTOS EN LOS ANCLAJES

Si el sistema de anclaje se basa en el rozamiento, el cálculo de los esfuerzos que deben aplicarse en los extremos del alambre y el de los alargamientos se realizará teniendo en cuenta el posible deslizamiento de las armaduras en los anclajes en el momento de fijar las cuñas.

8.322. TESADO NO SIMULTÁNEO DE LAS ARMADURAS

En la evaluación del esfuerzo de pretensado total, es necesario tener en cuenta que la tensión de las armaduras que primero se tesan disminuye como consecuencia del acortamiento elástico que experimenta el hormigón al poner en carga el resto de los alambres.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Puede conseguirse una tensión casi uniforme, después del anclaje, en el conjunto de armaduras de una pieza, subdividiéndolo en un limitado número de grupos que se tesan, sucesivamente, sometiéndolos a cargas decrecientes.

8.323. Rozamiento

Los efectos del rozamiento que es necesario tener en cuenta en el cálculo, por ejemplo para valorar la variación de tensiones a lo largo de las armaduras o calcular el alargamiento, se determinan por medio de la siguiente fórmula: (*)

$$T_1 = T_0 \cdot e^{-fx-\mu\alpha},$$

en la cual T_0 y T_1 son las tensiones en los puntos 0 y 1 separados por un trozo de cable cuya longitud desarrollada es x. Los deslizamientos de la armadura respecto al hormigón, a lo largo de todo el trozo considerado, se suponen referidos al origen 0.

El valor α representa la suma absoluta, expresada en radianes, de las desviaciones angulares, tanto horizontales como verticales de la armadura entre los puntos 0 y 1.

Los valores de los coeficientes de rozamiento f y μ que deben adoptarse en cada caso son los correspondientes al tipo de armadura y anclaje utilizado y a las condiciones particulares de ejecución

En el cálculo de la influencia del rozamiento sobre las tensiones deberán tenerse en cuenta también, en su caso, los rozamientos negativos originados, por ejemplo, por la penetración de los dispositivos de anclaje en sus alojamientos.

8.324. Retracción y fluencia del hormigón y relajación de las armaduras

La pérdida total de pretensado, ocasionada por la retracción y fluencia del hormigón y por la relajación de las armaduras tesas después de hormigonada la pieza, se estima en un 15 % del valor inicial de la tensión de pretensado, una vez efectuado el anclaje, siempre que este valor resulte superior a 60 kg/mm².

La pérdida total de pretensado, ocasionada por el acortamiento elástico, la retración y la fluencia del hormigón, así como por la relajación de las armaduras tesas y embebidas directamente en el hormigón, se estima en un 20 % siempre que la tensión de pretensado de las armaduras, inmediatamente después de la transmisión de los esfuerzos al hormigón, exceda de 60 kg/mm².

Podrán adoptarse para estos porcentajes valores diferentes a los indicados siempre que se justifiquen debidamente.

8.33. Anclajes

8.331. Armaduras de pretensado tesas después de hormigonada la pieza

La resistencia de los anclajes debe ser superior a la resistencia a rotura de las armaduras ancladas. Además, no deberán producirse sensibles deslizamientos, antes de llegar a rotura, cualquiera que sea la duración del ensayo. Estas prescripciones deberán comprobarse, expe-

(*) Para la aplicación de esta fórmula deberá dividirse la armadura en trozos, a lo largo de los cuales los valores de f y μ puedan suponerse constantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

rimentalmente, en circunstancias análogas a las reales en obra y teniendo en cuenta, en su caso, las condiciones particulares de utilización tales como vibraciones, bajas temperaturas, etcétera.

Los anclajes deberán colocarse según alguno de los siguientes procedimientos:

a) o bien sobre el hormigón endurecido y fuertemente humedecido, con interposición de una capa, de mortero de cemento, de 1 cm de espesor, repartida sobre toda la superficie de contacto y mantenida húmeda durante un día por lo menos (ver también 8.37);

b) o bien, lo que es preferible, antes del hormigonado.

8.332. Armaduras de pretensado tesas antes de hormigonar la pieza

En el caso de elementos fabricados en taller utilizando alambres limpios, bien sean lisos o grafilados, se puede admitir una longitud de anclaje de 100 diámetros a condición de que el hormigón de las cabezas extremas de la pieza esté fuertemente compactado; que la resistencia, en probeta cúbica, del hormigón a compresión, en el momento de la transmisión d los esfuerzos de pretensado, no sea inferior a 350 kg/cm² y que el pretensado de la pieza no se efectúe de un modo brusco, como ocurre cuando se cortan con sierra o soplete los alambres, antes de soltarlos de sus amarres en los anclajes extremos.

Cuando se cumplen las condiciones anteriores, la distribución de tensiones en los extremos de la pieza es tal que se puede admitir que el 0,80 de la tensión máxima de los alambres se alcanza a una distancia de 70 diámetros, medida a partir del extremo del elemento. En cualquier otro caso será necesario calcular la longitud de anclaje admitiendo una tensión de adherencia igual al 0,02 σ'_{br}, tomando para σ'_{br} el valor correspondiente al momento en que se transmite el esfuerzo de pretensado a la pieza.

8.34. Tensión de compresión, en el hormigón, bajo os anclajes

8.341. Cuando se utilizan los sistemas normales existentes

La determinación de la compresión admisible en el hormigón, bajo los anclajes normalmente utilizados en Bélgica, se hará basándose en la experiencia existente. Sin embargo, cuando uno o varios de los bordes del anclaje queden a menos de 10 cm del borde del elemento de hormigón, deberá colocarse siempre un zuncho para evitar que se descantille dicho borde.

8.342. Cuando se utilizan nuevos sistemas

8.3421. En caso de utilizar los sistemas existentes, en condiciones distintas a las normales, o nuevos sistemas, la tensión de compresión admisible en el hormigón bajo el anclaje deberá determinarse, preferentemente, mediante nuevos ensayos.

8.3422. A falta de éstos, la tensión de compresión no excederá del valor:

$$0{,}33\ \sigma'_{br} \sqrt[n]{\frac{\Omega_b}{\Omega_p}},$$

ni de 0,8 σ'_{br} como máximo absoluto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

En esta expresión (fig. 1):

Ω_p es la superficie de contacto del anclaje con el hormigón;

Ω_b es la sección neta máxima de hormigón que puede trazarse en torno al anclaje, en el plano de contacto, teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

a) los centros de gravedad de Ω_b y Ω_p deben coincidir con el punto de aplicación de la resultante de los esfuerzos de tracción ejercidos por las armaduras ancladas;

b) ninguna distancia entre un punto del contorno exterior de Ω_b y el centro de gravedad del anclaje, puede ser superior a cinco veces la distancia entre el punto correspondiente del contorno del anclaje y su centro de gravedad;

c) cuando varios anclajes estén situados próximos unos a otros, las superficies Ω_b correspondientes no se podrán solapar (fig. 2).

Si el anclaje no está situado en la superficie del elemento pretensado sino apoyado sobre una cara interior, sobre la cual actúa ya otro esfuerzo de pretensado, la suma de este último y de la tensión de contacto no podrá exceder del límite indicado anteriormente.

8.35. Cabezas de anclaje

Las cabezas de anclaje destinadas a repartir sobre la sección normal de la pieza los esfuerzos de pretensado locales que actúan en los anclajes, deberán calcularse como piezas de hormigón armado.

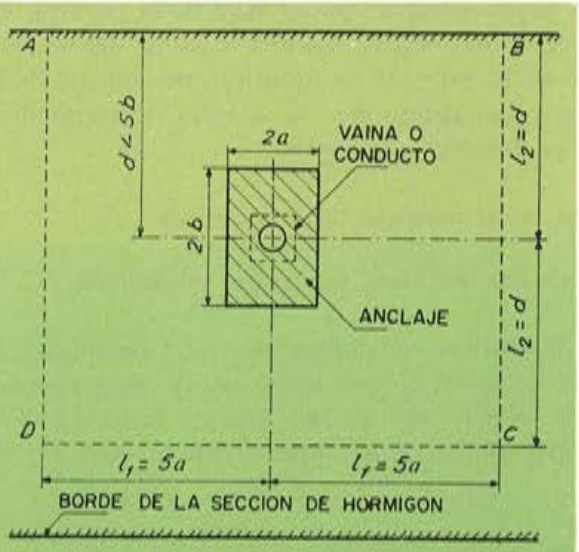


Fig. 1.– Ω_p = (2a × 2b) = área de la sección de la vaina o conducto.
Ω_b = área de la superficie ABCD.

8.36. Colocación de las armaduras de pretensado

8.361. SEPARACIÓN

8.3611. *Armaduras exteriores*

Se denominan armaduras exteriores las que van colocadas a los lados de la sección de una viga o en el hueco de una viga-cajón.

La colocación de estas armaduras deberá ser tal que el procedimiento de protección previsto pueda realizarse conforme a las normas prescritas en 8.392.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

8.3612. *Otras armaduras*

En las prescripciones que a continuación se incluyen, el término "distancia" designa el espacio existente entre las armaduras, vainas o taladros, o entre éstas y la superficie del hormigón. Los términos "vertical" y "horizontal" deben interpretarse con relación a la posición en que se efectúe el hormigonado de la pieza.

8.36121. La distancia horizontal entre alambres, barras y cables aislados, pretensados y embebidos directamente en el hormigón (sistemas de anclaje por adherencia) debe ser igual, al menos, a 2 veces la máxima dimensión transversal del alambre, barra o cable más grueso y nunca inferior a 15 mm, ni a 1,25 veces el tamaño máximo del árido más grueso.

La distancia vertical entre alambres, barras y cables, aislados, pretensados y embebidos directamente en el hormigón (sistemas de anclaje por adherencia) debe ser, al menos, igual a k veces la mayor dimensión del alambre, barra o cable más grueso y nunca inferior a 7,5 mm, siendo $k = 1{,}85$ en los extremos y a 1,5 en la sección central de la pieza.

Se consideran como cables, para todo lo relativo a la determinación de la distancia entre armaduras, los haces de alambres paralelos en contacto, siempre que estos haces no estén constituidos por más de 4 alambres y el diámetro de éstos no exceda de 2 mm.

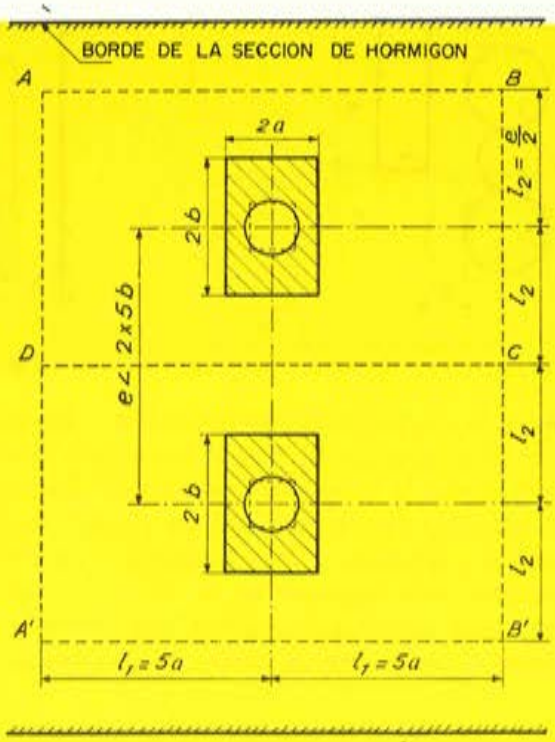


Fig. 2.—Ω_p = (2a × 2b) = área de la sección de la vaina o conducto.
Ω_a = área de la superficie ABCD.
Ω_b = área de la superficie A' B' CD.

8.36122. Las vainas que contengan los alambres, barras o cables, aislados o agrupados, o los conductos dispuestos para alojar las armaduras, podrán ser tangentes cuando se encuentren en un mismo plano vertical.

Cuando uno o varios de estos conductos o vainas sean curvos en el plano vertical, se cuidará que su trazado sea tal que el empuje originado por la armadura tesa, cuando la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

pieza no esté cargada, pueda ser convenientemente absorbido por el hormigón o un dispositivo adecuado.

Por otra parte, la distancia medida, en cualquier dirección, entre vainas o conductos, deberá ser igual al mayor de los valores siguientes:

1) la mayor dimensión horizontal de la vaina o del conducto más grueso;

2) 20 milímetros.

Sin embargo, no será necesario que esta distancia exceda de 40 mm, salvo si la aplicación del párrafo siguiente lo exige.

La relación entre la altura y la anchura del espacio delimitado lateralmente por las tangentes verticales interiores a dos vainas o conductos o a dos filas de vainas o conductos superpuestos no será superior a 4. Dicho espacio está delimitado verticalmente por las tangentes horizontales más próximas a los bordes superior e inferior de uno de los dos o de los dos conductos o vainas, o filas de conductos o vainas superpuestos (fig. 3).

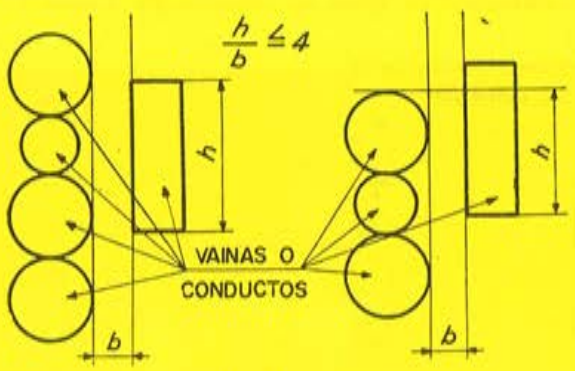


Fig. 3

Fig. 4

8.36123. La distancia entre las superficies del hormigón y los alambres, barras o cables, aislados, pretensados y embebidos directamente en el hormigón (sistemas de anclaje por adherencia), debe ser, al menos, igual a la mayor dimensión transversal del alambre, barra o cable más grueso y, como mínimo, igual a 20 mm en el caso de elementos prefabricados y que no hayan de estar nunca expuestos a la intemperie o a atmósferas agresivas. Para los demás elementos pretensados, este mínimo es de 35 mm. Este mínimo absoluto (de 35 mm) será obligatorio para todos aquellos elementos expuestos a peligro de incendio o cuya ruina pueda tener graves consecuencias, como, por ejemplo, el hundimiento de una cubierta.

Se consideran como cables, para todo lo relativo a la separación entre armaduras, los haces de alambres paralelos en contacto, siempre que tales haces no estén constituidos por más de 4 alambres y el diámetro de éstos no exceda de 2 milímetros.

8.36124. La distancia entre las superficies del hormigón y las vainas destinadas a contener los alambres, barras o cables, aislados o agrupados, o los conductos donde irán alojadas las armaduras, deberá ser al menos igual a 50 milímetros.

Por otra parte, la relación entre la altura y la anchura del espacio delimitado lateralmente por una superficie vertical del hormigón y la tangente vertical a una vaina o conducto, o una fila de vainas o conductos superpuestos, no será superior a 3,5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

8.3612. *Otras armaduras*

En las prescripciones que a continuación se incluyen, el término "distancia" designa el espacio existente entre las armaduras, vainas o taladros, o entre éstas y la superficie del hormigón. Los términos "vertical" y "horizontal" deben interpretarse con relación a la posición en que se efectúe el hormigonado de la pieza.

8.36121. La distancia horizontal entre alambres, barras y cables aislados, pretensados y embebidos directamente en el hormigón (sistemas de anclaje por adherencia) debe ser igual, al menos, a 2 veces la máxima dimensión transversal del alambre, barra o cable más grueso y nunca inferior a 15 mm, ni a 1,25 veces el tamaño máximo del árido más grueso.

La distancia vertical entre alambres, barras y cables, aislados, pretensados y embebidos directamente en el hormigón (sistemas de anclaje por adherencia) debe ser, al menos, igual a k veces la mayor dimensión del alambre, barra o cable más grueso y nunca inferior a 7,5 mm, siendo $k = 1{,}85$ en los extremos y a 1,5 en la sección central de la pieza.

Se consideran como cables, para todo lo relativo a la determinación de la distancia entre armaduras, los haces de alambres paralelos en contacto, siempre que estos haces no estén constituidos por más de 4 alambres y el diámetro de éstos no exceda de 2 mm.

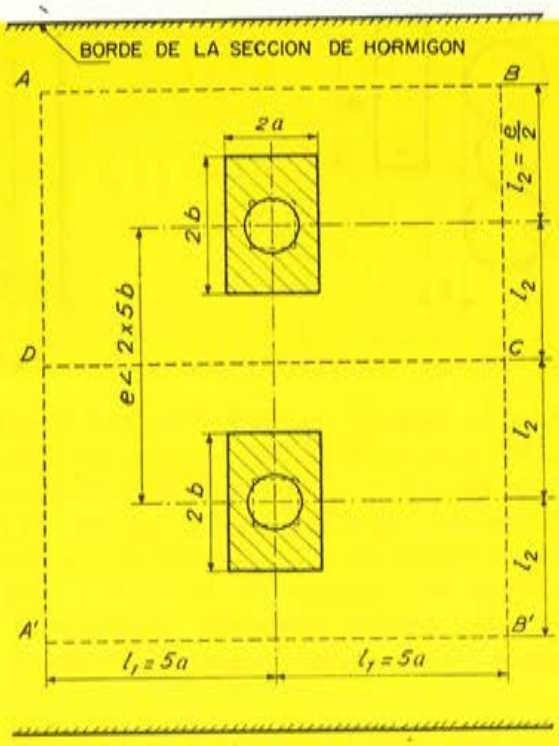


Fig. 2.—Ω_p = (2a × 2b) = área de la sección de la vaina o conducto.
= área de la superficie ABCD.
Ω_b = área de la superficie A' B' CD.

8.36122. Las vainas que contengan los alambres, barras o cables, aislados o agrupados, o los conductos dispuestos para alojar las armaduras, podrán ser tangentes cuando se encuentren en un mismo plano vertical.

Cuando uno o varios de estos conductos o vainas sean curvos en el plano vertical, se cuidará que su trazado sea tal que el empuje originado por la armadura tesa, cuando la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

pieza no esté cargada, pueda ser convenientemente absorbido por el hormigón o un dispositivo adecuado.

Por otra parte, la distancia medida, en cualquier dirección, entre vainas o conductos, deberá ser igual al mayor de los valores siguientes:

1) la mayor dimensión horizontal de la vaina o del conducto más grueso;

2) 20 milímetros.

Sin embargo, no será necesario que esta distancia exceda de 40 mm, salvo si la aplicación del párrafo siguiente lo exige.

La relación entre la altura y la anchura del espacio delimitado lateralmente por las tangentes verticales interiores a dos vainas o conductos o a dos filas de vainas o conductos superpuestos no será superior a 4. Dicho espacio está delimitado verticalmente por las tangentes horizontales más próximas a los bordes superior e inferior de uno de los dos o de los dos conductos o vainas, o filas de conductos o vainas superpuestos (fig. 3).

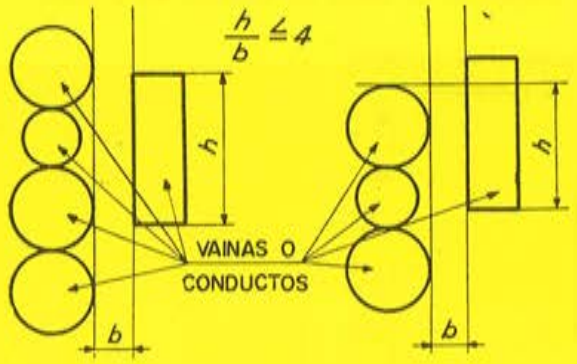


Fig. 3

Fig. 4

8.36123. La distancia entre las superficies del hormigón y los alambres, barras o cables, aislados, pretensados y embebidos directamente en el hormigón (sistemas de anclaje por adherencia), debe ser, al menos, igual a la mayor dimensión transversal del alambre, barra o cable más grueso y, como mínimo, igual a 20 mm en el caso de elementos prefabricados y que no hayan de estar nunca expuestos a la intemperie o a atmósferas agresivas. Para los demás elementos pretensados, este mínimo es de 35 mm. Este mínimo absoluto (de 35 mm) será obligatorio para todos aquellos elementos expuestos a peligro de incendio o cuya ruina pueda tener graves consecuencias, como, por ejemplo, el hundimiento de una cubierta.

Se consideran como cables, para todo lo relativo a la separación entre armaduras, los haces de alambres paralelos en contacto, siempre que tales haces no estén constituidos por más de 4 alambres y el diámetro de éstos no exceda de 2 milímetros.

8.36124. La distancia entre las superficies del hormigón y las vainas destinadas a contener los alambres, barras o cables, aislados o agrupados, o los conductos donde irán alojadas las armaduras, deberá ser al menos igual a 50 milímetros.

Por otra parte, la relación entre la altura y la anchura del espacio delimitado lateralmente por una superficie vertical del hormigón y la tangente vertical a una vaina o conducto, o una fila de vainas o conductos superpuestos, no será superior a 3,5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Dicho espacio está delimitado, verticalmente, por las tangentes horizontales a los bordes superior e inferior de la vaina o del conducto, o de la fila de vainas o conductos superpuestos (fig. 4).

8.362. VAINAS Y CONDUCTOS

Las vainas y conductos deben poseer la rigidez necesaria y estar lo suficientemente bien sujetos para impedir que las armaduras puedan desviarse de su posición teórica.

Las vainas deben ser estancas y suficientemente resistentes para que no resulten dañadas durante el hormigonado y vibrado del hormigón.

8.363. CAMBIOS DE DIRECCIÓN EN EL TRAZADO DE LAS ARMADURAS

8.3631. *Alambres y cables*

Los cambios de dirección de los alambres y cables deben hacerse progresivamente, con radios de curvatura y ángulos de desviación tales que la reducción de resistencia a rotura que originen no sea superior al 5 por ciento.

Para alambres lisos, redondos, trefilados desviados un ángulo α, definido por $t = \text{tg}\ \alpha \leqslant 0{,}25$, alrededor de un mandril cilíndrico de diámetro $d \geqslant 5$ mm, la condición anteriormente enunciada equivale a las siguientes (fig. 5):

— alambres de 5 mm de diámetro con $0{,}156 \leqslant t \leqslant 0{,}25$:

$$d \geqslant 820\ t^2 - 13\ t - 13;$$

— alambres de 7 mm de diámetro con $0{,}15 \leqslant t \leqslant 0{,}25$:

$$d \geqslant 1.500\ t^2 - 215\ t + 7.$$

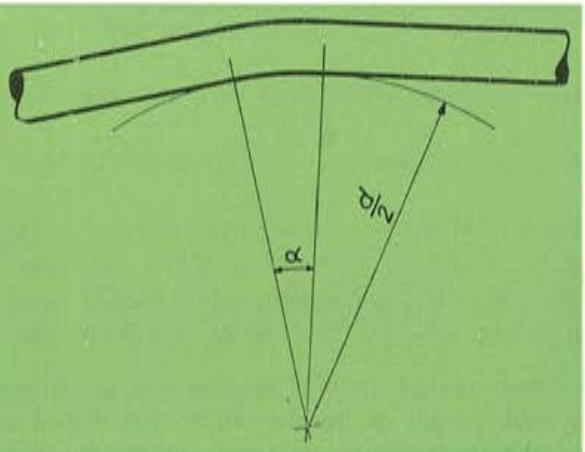


Fig. 5

En estas expresiones d viene dado en mm (*).

(*) Estas desigualdades han sido deducidas de los resultados obtenidos en los ensayos efectuados en el Laboratorio de Mecánica Aplicada, de la Universidad de Gante, para determinar la resistencia a tracción de alambres desviados, en función del ángulo de desviación y de la curvatura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El cuadro siguiente da los valores de d, obtenidos en función de t, mediante la aplicación de las fórmulas anteriores, así como los valores de α correspondientes:

t	α	d (mm)	
		Alambres ∅ 5 mm	Alambres ∅ 7 mm
0,15	8° 32′	—	8,5
0,156	8° 52′	4,9	10,0
0,16	9° 05′	5,9	11,0
0,17	9° 39′	8,5	13,8
0,18	10° 12′	11,2	16,9
0,19	10° 45′	14,1	20,3
0,20	11° 19′	17,2	24,0
0,21	11° 52′	20,4	28,0
0,22	12° 24′	23,8	32,3
0,23	12° 57′	27,4	36,9
0,24	13° 30′	31,1	41,8
0,25	14° 02′	35,0	47,0

8.3632. *Barras*

La relación del radio de curvatura de las barras a su diámetro debe ser igual, por lo menos, a:

$$\frac{10.000}{\sigma_{ar}},$$

siendo σ_{ar} (expresada en kg/mm²) la tensión de rotura de la barra roscada o soldada, determinada con respecto a la sección de la parte no fileteada (*).

Además las partes roscadas de las barras, no deben nunca doblarse ni curvarse.

8.364. UNIONES ENTRE LAS ALMAS DE LAS VIGAS Y LAS ARMADURAS EXTERIORES DE PRETENSADO

Las armaduras exteriores, incluso las rectilíneas, deberán solidarizarse con el alma o las almas de la viga, disponiendo, al menos, una unión por tramo, con el fin de obligar a la armadura a seguir a la viga en sus deformaciones. La distancia entre esta unión y la sección central del tramo no será nunca superior al 1/10 de la luz de éste.

Las uniones entre las almas de las vigas y las armaduras de pretensado exteriores deben ser suficientes para evitar todo riesgo de pandeo de la viga. En el caso de vigas de alma única, pretensadas mediante cables exteriores, deberán adoptarse las disposiciones necesarias para impedir el desplazamiento relativo de los cables y del alma, en dirección perpendicular a ésta, estableciendo los oportunos enlaces, al menos en una sección de cada tramo, y lo más cerca posible del centro de éste.

(*) Esta condición equivale a limitar la tensión elástica de la fibra extrema de la barra doblada al 115 % de la tensión uniforme admitida según 8.3111.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Dichos enlaces deberán impedir tanto la aproximación como la separación relativa del cable y el alma y tener una resistencia, por lo menos, equivalente a la de una barra de acero dulce de sección igual a 1/100 de la del cable.

Cuando una viga de alma única lleva dos cables de pretensado, no rectilíneos, colocados al mismo nivel, pero a uno y otro lado del alma y cuyas reacciones paralelas al alma se transmiten a ésta mediante pernos de desviación que la atraviesan, deberán adoptarse las medidas oportunas para que la resultante de dichas reacciones pase por el eje del alma. La compresión media admisible entre el perno y el alma es igual a 0,5 σ'_{br}, con la condición de que el perno pueda considerarse como infinitamente rígido en comparación con el hormigón del alma.

En caso contrario, se reducirá dicho valor en función de las rigideces relativas del perno y del hormigón del alma.

Cuando el dispositivo utilizado para desviar las armaduras transmite al alma de la viga las reacciones a ella (o ellas) paralelas por medio de diafragmas, la tensión de compresión producida por tal dispositivo sobre el hormigón del diafragma deberá cumplir lo prescrito en 8.3422.

8.365. Empalmes de armaduras

8.3651. *Empalmes por medio de manguitos roscados o soldadura*

Se admitirán estos tipos de empalme siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

1) los empalmes no coinciden con, o estan próximos a, los dispositivos de desviación;
2) no coinciden varios empalmes en una misma sección del elemento pretensado;
3) incluso en las secciones en que van situados los empalmes, las separaciones y recubrimientos de las armaduras alcanzan los valores mínimos impuestos en 8.361;
4) los empalmes quedan protegidos conforme a las prescripciones relativas a la protección de las armaduras utilizadas, incluidas en 8.39.

8.3652. *Empalmes de alambres*

Deberán respetarse las mismas condiciones indicadas en 8.3651. Además, no podrá haber más que un empalme en cada alambre, y la resistencia a rotura de los empalmes no deberá ser inferior al 97 % de la del alambre.

8.37. Conservación de las armaduras y estado de las mismas en el momento de su puesta en obra

Durante el período de tiempo transcurrido entre su recepción y su puesta en obra, las armaduras deberán conservarse en un local ventilado y provisto de cubierta y paredes impermeables. Además, deberán estar colocadas, por lo menos, a 20 cm del suelo. Los apoyos sobre los que se coloquen no podrán ser de un material que pueda atacar a las armaduras; así, por ejemplo, no podrá utilizarse la madera de roble debido al tanino que contiene.

Si el estado de la superficie de las armaduras hace sospechar que puedan estar dañadas se efectuarán nuevos ensayos, inmediatamente antes de su puesta en obra, a fin de comprobar si sus características mecánicas continúan siendo aceptables.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

En cualquier caso, si el periodo de almacenamiento es superior a 8 meses deberán efectuarse nuevos ensayos. Este plazo se reducirá a 4 meses, si el lugar de almacenamiento está situado en atmósfera corrosiva.

En el momento de su colocación en obra, los alambres, barras y cables deberán estar limpios, y no presentar grietas ni película de óxido no adherido. Con el fin de asegurarse, en su caso, de que el óxido no ha perjudicado la calidad de los alambres (incluyendo también los de los cables), se someterán éstos al ensayo de plegado y/o de enrollamiento; este último, sobre todo, es fácil de ejecutar en obra.

Los alambres, barras y cables que vayan a tesarse y quedar embebidos directamente en el hormigón (sistemas de anclaje por adherencia) deberán estar exentos de toda sustancia grasa.

Si los alambres provistos de cabecitas de anclaje presentan en dicha cabeza fisuras no paralelas al eje del alambre, deberán rechazarse. Además, cada cabeza no deberá presentar, en su contorno, más de 3 fisuras paralelas al eje del alambre. La anchura de cada fisura no excederá de 0,8 mm, ni de 1,5 mm la anchura total suma de todas las fisuras de una misma cabeza.

Los alambres de este tipo que no cumplan estas prescripciones podrán, no obstante, utilizarse en obra, siempre que su número total en una misma pieza pretensada no exceda del 2 % del número total de alambres.

8.38. Tesado de las armaduras

8.381. Medidas de seguridad

Se llama la atención de los constructores sobre el riesgo de accidentes personales en el caso de que se rompa un alambre y en particular sobre el peligro que supone circular por detrás de los gatos y anclajes durante el tesado, si no existen pantallas protectoras, o por el interior de las vigas-cajón o las proximidades de cables exteriores.

8.382. Comprobaciones previas

Antes de comenzar las operaciones de pretensado los constructores deberán comprobar:

1) si la relación entre la calidad del hormigón y las tensiones a que estará sometido en el curso de las distintas operaciones, satisfacen, en todo momento, los límites impuestos en la presente norma;

2) si las superficies visibles del hormigón carecen de defectos locales y fisuras, en particular en la proximidad de los anclajes;

3) si la composición y el estado del mortero colocado bajo las placas de reparto de los anclajes y, en su caso, en las juntas entre dovelas prefabricadas son tales que garanticen que su resistencia, medida en probeta cúbica de 10 cm de lado, es, al menos, igual a 1,35 veces la tensión a que estará sometido durante el tesado y después de él. Esta resistencia sólo es suficiente cuando el espesor de la capa de mortero en cuestión no excede de 20 mm ni del 1/10 de su anchura. Si esta capa no es continua, por ejemplo si lleva orificios para dar paso a las vainas de alojamiento de las armaduras, como ocurre normalmente en las juntas entre dovelas prefabricadas, se-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

guirá siendo aplicable la anterior prescripción siempre que el espesor no exceda de 1,5 veces la dimensión real de la capa, descontados los orificios.

Si el espesor resulta superior a los valores antes indicados, la resistencia del mortero deberá ser también superior y habrá que justificar adecuadamente el valor mínimo adoptado;

4) si los dispositivos de anclaje y, en su caso, los de desviación y separadores están colocados exactamente en su sitio y de forma perfecta. Se comprobará, especialmente, que las superficies de apoyo de los dispositivos de anclaje sean perpendiculares a los ejes de armaduras;

5) si todas las armaduras que han de tesarse deslizan libremente en toda su longitud y no se entrecruzan;

6) si todos los alambres o cables que deban tesarse simultáneamente están igualmente estirados;

7) si existen los suficientes separadores para evitar que se entrecrucen las armaduras;

8) si los aparatos que han de utilizarse para medir los esfuerzos de pretensado introducidos están convenientemente comprobados y si las escalas de tarado establecidas continúan siendo válidas.

8.383. Secuencia de las operaciones

La secuencia de las operaciones será exactamente la prevista en el programa redactado por el proyectista. Estas operaciones comprenden, no sólo el tesado de las armaduras, sino también otras, como, por ejemplo, la retirada de apeos, descimbramientos progresivos, regulación de los apoyos, puestas en carga parciales o temporales, etc... Algunas de estas operaciones deben ser, a veces, efectuadas simultáneamente.

Las armaduras se tesarán en el orden fijado por el proyectista, con objeto de evitar que se produzcan esfuerzos excéntricos, tensiones excesivas o entorpecimientos entre las armaduras que impidan su libertad de movimientos. El tesado se efectuará por uno o ambos extremos de las armaduras, de acuerdo con lo previsto en el proyecto.

8.384. Medida del esfuerzo y del alargamiento

En todos los casos se medirá, preferentemente por medio de un dinamómetro, el esfuerzo aplicado a las armaduras. Deberá medirse también el alargamiento correspondiente. Cuando el tesado se efectúe por ambos extremos, se medirá, en cada uno de ellos, tanto el esfuerzo ejercido como el alargamiento.

Cuando sea necesario conseguir que todos los alambres o cables de la armadura estén, inicialmente, igualmente estirados, se aplicará una fracción nF del esfuerzo total F previsto para después del anclaje, antes de empezar a medir los alargamientos. El alargamiento total se obtendrá entonces multiplicando el desplazamiento medido entre nF y F por $\frac{1}{1-n}$. El valor de n será el menor posible.

El alargamiento total medido en el momento en que el esfuerzo en los extremos de la armadura alcanza el valor F previsto, se comparará con el alargamiento teórico calculado. En este cálculo se tendrá en cuenta la variación de tensiones, a lo largo de la armadu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ra, debida a los rozamientos previamente calculados y se tomará, como módulo de elasticidad, la media de los valores obtenidos, para la misma tensión, en los ensayos realizados sobre tres probetas, como mínimo, por lote.

Si el alargamiento total medido en dicho momento resulta inferior al previsto, se seguirá aumentando la tensión, aunque sin sobrepasar los valores límites autorizados para el instante del tesado. Si una vez aplicada esta sobretensión provisional y descendido de nuevo hasta la tensión de servicio continuase el alargamiento siendo inferior al previsto, las partes interesadas (constructor y proyectista), una vez comprobado que el valor admitido para el módulo de elasticidad del acero es el correcto, determinarán, de común acuerdo, si el hecho de que el esfuerzo de pretensado no alcance el valor marcado en el proyecto puede resultar perjudicial para el buen comportamiento de la estructura y decidirán, en su caso, las medidas que deben adoptarse.

En ningún caso, las tensiones máximas, una vez efectuado el anclaje de las armaduras, excederán de los límites admisibles.

8.385. Rotura eventual de armaduras

En el caso de que se rompa algún alambre o cable de la armadura, durante el tesado o después de él, el proyectista estudiará las consecuencias que tal rotura puede tener y las partes interesadas decidirán las medidas que deben tomarse.

8.39. Protección de las armaduras y piezas metálicas accesorias

Cualquiera que sea el procedimiento de pretensado utilizado, es necesario asegurar la protección absoluta de las armaduras contra la corrosión.

Los casos especiales se resolverán de acuerdo con la experiencia adquirida. En los casos normales se adoptarán las medidas que a continuación se indican.

8.391. Armaduras alojadas en conductos dispuestos al efecto en las piezas

(Conductos realizados por medio de mandriles, o constituidos por vainas dejadas embebidas en el hormigón.)

8.3911. *Alambres trefilados, cables constituidos por alambres trefilados, barras*

Los extremos de los alambres, barras o cables que sobresalgan del elemento de hormigón que se va a pretensar deben protegerse, contra la lluvia o cualquier otro agente corrosivo, durante el período de tiempo comprendido entre la colocación de las armaduras en la pieza y el recubrimiento de los anclajes.

Una vez tesa y anclada la armadura se dejará una abertura en los extremos de cada conducto, con el fin de evitar que pueda quedar en ellos aire ocluido. Además deberán disponerse tubos de ventilación en todos los puntos altos del trazado longitudinal de los conductos. El empalme entre ambos elementos se hará siempre en la parte superior del conducto.

Es necesario impedir que las armaduras alojadas en los conductos permanezcan en contacto con el agua. Para ello se recomienda:

1) disponer una abertura en todos los puntos inferiores del trazado longitudinal de los conductos, o en el punto medio de los conductos horizontales, que permita la sali-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

da del líquido. En el caso de conductos horizontales conviene, además, limpiarlos mediante chorro de aire comprimido;

2) impedir la entrada de agua por los extremos. Inmediatamente antes de realizar la inyección de los conductos deberán limpiarse, o bien haciendo pasar primero un chorro de agua a presión y seguidamente aire comprimido, o bien solamente con aire comprimido.

Durante esta operación se comprobará si existen conductos que se comunican entre sí, y en caso afirmativo, al realizar la inyección, los conductos en comunicación se inyectarán simultáneamente.

8.3912. *Alambres laminados en caliente y alambres calibrados templados y revenidos*

Continúan siendo aplicables todas las prescripciones contenidas en 8.3911, pero, además, se adoptarán las medidas necesarias para conseguir que en ningún punto ni en ningún momento puedan mojarse los alambres antes de su recubrimiento con el mortero o la pasta de cemento de la inyección. Se permite, sin embargo, limpiar los conductos inmediatamente antes de la inyección, mediante un chorro de agua a presión, inyectando después aire comprimido.

8.3913. *Inyección*

Los conductos en que van alojadas las armaduras deberán rellenarse, una vez efectuado el tesado, con mortero o pasta de cemento. La composición de la mezcla debe ser tal que la exudación a 18° C no exceda del 2 % de su volumen, 3 horas después de su preparación, ni del 4 % en ningún momento.

El agua separada debe ser absorbida después de 24 h. La exudación se medirá en un tubo, de vidrio o de metal, de unos 10 cm de diámetro interior. La altura de la pasta o mortero dentro del tubo deberá ser aproximadamente igual al diámetro de éste y nunca inferior a 10 cm. Durante el ensayo, el recipiente se mantendrá tapado con el fin de evitar la evaporación.

Con el fin de poder alcanzar los resultados exigidos en el párrafo anterior, se autoriza el empleo de aireantes.

La inyección deberá hacerse a una presión suficiente para que el mortero o la pasta de cemento pueda rellenar fácilmente todos los huecos. Se introducirá por uno de los extremos del conducto o, mejor aún, a través de una abertura practicada en un punto bajo del trazado longitudinal del mismo y lo más próximo posible a la sección central de la pieza. Los tubos de ventilación y demás aberturas se irán tapando a medida que vaya avanzando la pasta o el mortero por el interior del conducto. No obstante, no se cerrará ninguna abertura en tanto que el mortero o la pasta que salga por ella no tenga prácticamente la misma consistencia que la mezcla inyectada.

No se parará la inyección hasta que el conducto quede completamente lleno. Se vigilarán especialmente los extremos y la abertura por la cual se ha introducido la inyección.

La operación debe hacerse de forma continua, sin ninguna interrupción, y se tomarán las debidas precauciones para que la mezcla inyectada no refluya del conducto después de terminada la operación.

Si el mortero o pasta inyectados pasan de un conducto a otro que contenga armaduras no tesas, se limpiará este último para asegurar la libertad de movimientos de las armaduras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Si el mortero o la pasta de inyección pasan de un conducto a otro que contenga también armaduras tesas, este último deberá inyectarse inmediatamente.

No se debe inyectar jamás en tiempo de heladas o cuando se prevea que pueden producirse. En caso de duda, se rebajará el punto de congelación de la mezcla agregándole alcohol o cualquier otro anticongelante que no produzca efectos nocivos sobre los materiales con los cuales habrá de estar en contacto. La cantidad de anticongelante agregado no será nunca tal que pueda resultar capaz de alterar sensiblemente el mortero o pasta de inyección. Cuando se emplee alcohol, esta cantidad no deberá ser superior al 10 % de la cantidad de agua empleada en el amasado. En los morteros o pastas de cemento que hayan de estar en contacto directo con las armaduras de pretensado, no podrán utilizarse los cloruros como adiciones.

8.392. Armaduras alojadas en ranuras o adosadas al exterior del alma de la pieza (o en el interior de las vigas-cajón)

Deberá utilizarse, según el caso, uno de los procedimientos descritos a continuación. También deberán ir, forzosamente, recubiertas de hormigón o de mortero de cemento:

— las armaduras de aquellos elementos expuestos a peligro de incendio y cuya ruina pueda tener graves consecuencias;

— los alambres laminados en caliente;

— los alambres grafilados;

— los alambres calibrados, templados y revenidos.

En ciertos casos, deberá añadirse, asimismo, una protección suplementaria adecuada para proteger las armaduras y su recubrimiento de la intemperie, del agua o de las atmósferas corrosivas.

8.3921. *Alambres trefilados, cables constituidos por alambres trefilados y barras, siempre que estas armaduras estén protegidas por un recubrimiento con mortero de cemento*

El mortero contendrá 400 kg de cemento normal, o de alta resistencia, por m^3 de arena.

Cuando exista peligro de heladas deberá añadirse al mortero un anticongelante, de acuerdo con lo indicado al final de 8.3913.

Las armaduras serán accesibles y se situarán con una separación tal que el mortero pueda colocarse con facilidad y ser enérgicamente compactado.

En el caso de armaduras adosadas exteriormente al alma, se utilizarán encofrados para la colocación del mortero. Deberá evitarse un excesivo vibrado de estas armaduras.

Cuando se trate de armaduras colocadas en el interior de vigas-cajón, es indispensable que estén bien ventiladas.

El espesor mínimo del mortero de recubrimiento será de 20 mm en el caso en que las piezas no hayan de estar nunca expuestas a la intemperie o atmósferas corrosivas y de 35 mm en los demás casos.

En aquellos elementos expuestos a peligro de incendio y cuya ruina pueda tener graves consecuencias, como, por ejemplo, el hundimiento de toda una cubierta, el recubrimiento mínimo será siempre de 35 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Cuando el mortero de recubrimiento pueda quedar ocasionalmente expuesto a la lluvia, deberá ser siempre accesible. Su cara superior deberá tener una (o varias) pendiente(s) transversal(es), superior(es) al 20 %, construidas al mismo tiempo que el recubrimiento. Además, las superficies exteriores de la capa de mortero, expuestas a la lluvia, se protegerán con una pintura flexible cuya conservación habrá que cuidar. Si se prevé que la acción de la lluvia puede ser continuada e intensa, se aplicarán las prescripciones del último párrafo de 8.392.

Cuando una armadura o un haz de armaduras tenga trozos colocados en una ranura o adosados al exterior del alma de la pieza y otros alojados en conductos situados en el interior del elemento, para estos últimos se tendrá en cuenta lo indicado en 8.391 y la unión entre las dos protecciones, ejecutadas de forma distinta, deberá ser particularmente cuidada.

Queda prohibida la protección con pasta pura de cemento.

8.3922. *Alambres laminados en caliente y alambres calibrados templados y revenidos*

Son aplicables las prescripciones de 8.3921. Asimismo será preciso adoptar las medidas necesarias para que, ni en ningún punto ni en ningún momento, puedan mojarse los alambres antes de ser recubiertos con mortero.

8.3923. *Armaduras sin recubrimiento de hormigón, mortero o pasta de cemento*

Los alambres lisos trefilados, los cables y las barras roscadas o soldadas que no tengan recubrimiento deberán ser siempre accesibles en toda su longitud, y su separación será la necesaria para que resulte posible y fácil darles una protección adecuada. Esta protección podrá hacerse, o bien con pintura flexible, cuya conservación habrá que cuidar, o recubriéndolos con bandas de algún material anticorrosivo, o galvanizándolos. En cualquier caso será necesario inspeccionar periódicamente estas armaduras y reparar la protección cuando haga falta. Así por ejemplo, cuando se observe que el galvanizado ha sufrido desperfectos (especialmente en los puntos en que se produce un cambio de dirección en el trazado de las armaduras) o cuando se manifieste una tendencia a la corrosión de las armaduras galvanizadas, deberán protegerse con una pintura a base de cromato de cinc, cuya conservación habrá que cuidar.

8.393. ALAMBRES Y BARRAS RECUBIERTOS INDIVIDUALMENTE CON BANDAS DE UN MATERIAL ANTICORROSIVO Y RODEADOS DESPUÉS DE HORMIGÓN

Las bandas de material anticorrosivo deberán recubrir completamente los alambres o barras y mantenerse firmemente adheridos a ellos en todos sus puntos. No deberán dificultar el deslizamiento de las armaduras durante el tesado.

El espesor mínimo de la capa de hormigón exterior de recubrimiento, cumplirá las limitaciones prescritas en 8.36124.

8.394. ARMADURAS PRETESAS (ANTES DE HORMIGONAR) Y EMBEBIDAS DIRECTAMENTE EN EL HORMIGÓN

Queda prohibido, en este caso, el empleo de cloruro cálcico como adición. Si se trata de alambres laminados en caliente, o de alambres calibrados, templados y revenidos, será pre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ciso adoptar las oportunas medidas para que, ni en ningún punto, ni en ningún momento, puedan mojarse antes de ser recubiertos de hormigón.

8.395. PROTECCIÓN DE LAS PIEZAS METÁLICAS ACCESORIAS

8.3951. Después de las operaciones de inyección o recubrimiento de las armaduras, se protegerán adecuadamente todas las piezas metálicas exteriores en contacto con ellas, cuidándose en particular de que queden bien protegidas las armaduras a la entrada y salida de dichas piezas y de la buena terminación de todas las uniones.

8.3952. Cuando las armaduras vayan pintadas (ver 8.3923), los anclajes y demás piezas metálicas irán recubiertos de hormigón o de mortero, o protegidos también con pintura, cuya conservación habrá que cuidar. En este caso, será preciso asimismo vigilar de un modo especial la protección de las armaduras en contacto con, o a la entrada y salida de, estas piezas.

8.3953. Si se utilizan armaduras galvanizadas, todas las piezas metálicas en contacto con ellas irán igualmente galvanizadas. La galvanización de estas piezas se efectuará una vez acabada completamente su fabricación. Cuando resulte necesario pintar las armaduras galvanizadas (ver 8.3923), habrá que cuidar de un modo especial la protección de las armaduras en contacto con, o a la entrada y salida de, estas piezas.

notación utilizada

M_f = Momento flector de fisuración.

M_g = Momento flector máximo debido a las cargas permanentes.

M_q = Momento flector máximo debido a las sobrecargas.

M_{ra} = Momento flector de rotura por agotamiento del acero.

M_{rb} = Momento flector de rotura por agotamiento del hormigón.

T_0 = Tensión de la armadura en un punto 0, determinado, de su trazado.

T_1 = Tensión de la armadura en un punto 1, determinado, de su trazado.

d = Diámetro del mandril para el curvado de las armaduras.

e = Base de los logaritmos neperianos.

f = Coeficiente de rozamiento acero-hormigón, en los tramos curvos del trazado de las armaduras.

t = Tangente del ángulo de desviación de las armaduras.

x = Longitud desarrollada del trozo de armadura comprendido entre los puntos 0 y 1 dados.

Ω_b = Area de la sección neta máxima de hormigón que puede trazarse en torno al anclaje, en la superficie de contacto, en las condiciones prescritas en 8.3422.

Ω_p = Area de la superficie de contacto entre el anclaje y el hormigón.

α = Coeficiente para la determinación de la tracción admisible en el acero, en función de su tensión de rotura, durante el tesado. También, ángulo de desviación de las armaduras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

β_1 = Coeficiente para la determinación de la tracción admisible en el acero, en función de su tensión de rotura, después del anclaje de las armaduras.

β_2 = Coeficiente para la determinación de la tracción admisible en el acero, en función de su tensión de rotura, después del anclaje de las armaduras.

μ = Coeficiente de rozamiento acero-hormigón, en los tramos rectos del trazado de las armaduras.

σ_{ar} = Tensión de rotura del acero en tracción.

σ_b = Tensión de cálculo del hormigón en tracción.

σ'_{br} = Tensión de rotura del hormigón en compresión, determinada en probeta cúbica, a los 28 días.

σ_e = Límite elástico aparente del acero (en el caso de aceros con escalón de relajamiento).

σ_{mG} = Resistencia garantizada del acero en tracción.

$\sigma_{0,2}$ = Límite elástico convencional del acero (en el caso de aceros sin escalón de relajamiento).

$\varnothing$ = Diámetro de una armadura.

nota de la asociación española del hormigón pretensado

El Instituto Eduardo Torroja acaba de publicar, con el título "Hormigón Pretensado, Proyecto y Construcción", la traducción al español de la segunda edición del libro del Prof. Doctor Ingeniero Fritz Leonhardt "Spannbeton für die Praxis". Esta traducción, que ha sido realizada por el Ingeniero de Caminos don Alberto Corral, bajo la supervisión de don Juan Batanero, Doctor Ingeniero de Caminos, Jefe del Departamento de Estudios del I. E. T. y Catedrático Numerario de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, se ha puesto a la venta al precio de mil quinientas pesetas.

Como en el prólogo de la edición española se dice, "El libro del Profesor Leonhardt puede considerarse ya como un tratado clásico de esta Técnica. Elaborado sobre la base de los amplios conocimientos del autor en todas las ramas de la Teoría de las Estructuras, y cuidada su redacción con la paciente y exhaustiva minuciosidad germana, constituye este volumen un precioso auxiliar para el Ingeniero que haya de enfrentarse con el proyecto de estructuras pretensadas. Puede afirmarse también que su lectura y estudio suponen una documentada iniciación para el Estudiante o el Ingeniero novel, quienes podrán después profundizar más, si lo desean, en el conocimiento de esta técnica, relativamente joven, dejándose guiar por la abundantísima bibliografía que acompaña al texto".

La Asociación Española del Hormigón Pretensado, fiel a su idea de procurar la mayor difusión posible de todos aquellos trabajos que puedan tener un verdadero interés para el desarrollo y progreso de la técnica del pretensado, ha gestionado del Instituto Eduardo Torroja se le conceda un determinado número de ejemplares del citado número, a un precio especial, para su distribución entre sus Socios.

El Instituto, siempre dispuesto a prestarnos la máxima ayuda y colaboración, ha accedido a nuestra petición, gracias a lo cual nos complace poner en su conocimiento que si está interesado en adquirir este volumen puede dirigir su pedido a la Secretaría de la Asociación o, directamente, a la Sección de Distribución del Instituto Eduardo Torroja, haciendo constar su calidad de Miembro de la A. E. H. P., y se le entregará con un veinticinco por ciento de descuento, es decir, a mil ciento veinticinco pesetas.

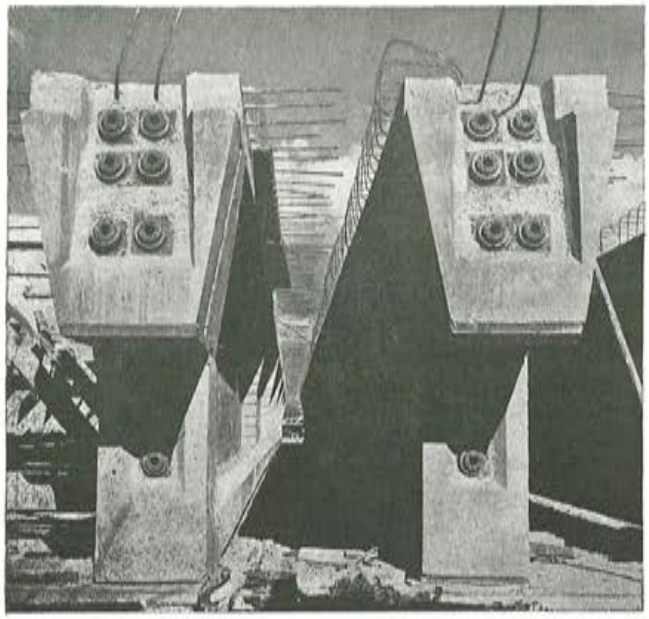
La A. E. H. P.

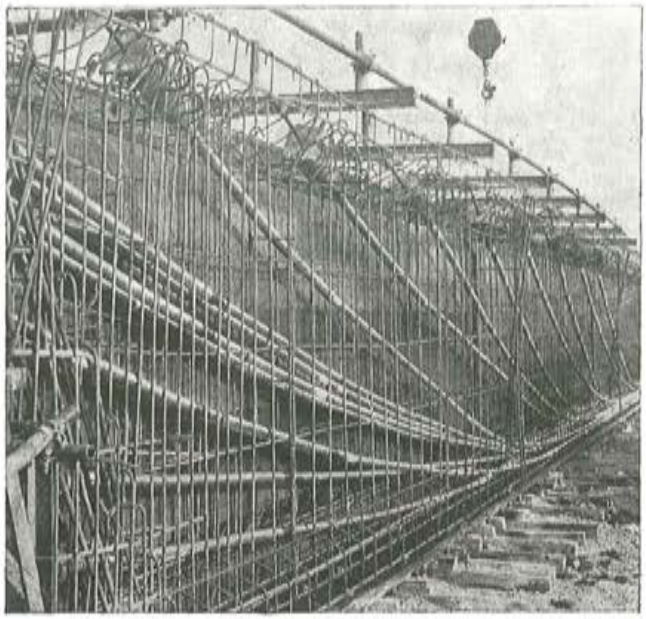
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

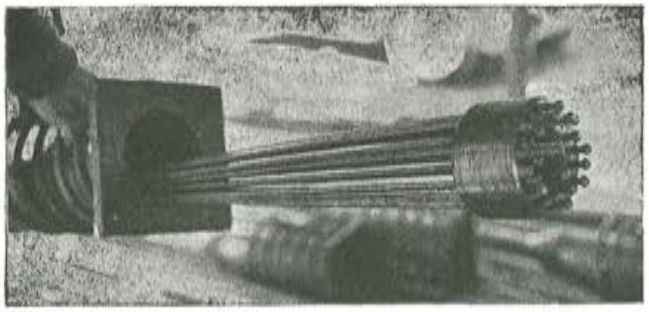
HORMIGON PRETENSADO PROCEDIMIENTO **BBRV**

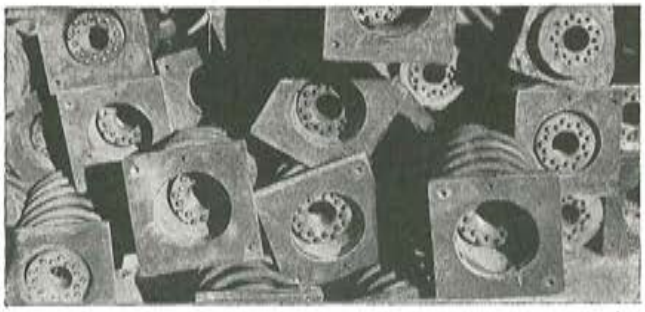
S. A. E. BBR rosellón, 229, 1.°, 2.ª barcelona (8) tel. 227 46 49 - 227 88 24

PUENTES CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES TANQUES ANCLAJES EN ROCA









PUENTE SOBRE EL EBRO EN AMPOSTA

Contratista: EMPRESA FINANCIERA Y CONSTRUCTORA, S. A. (E.F.Y.C.S.A.) - Madrid
Propietario: MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
Inspección: 5.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS - SERVICIO REGIONAL DE CONSTRUCCION DE BARCELONA

Cables

En alambres de alta resistencia estirados en frío especiales para post-tensado Ø 5-7 mm.

Tipos normalizados

32 Tm 64 Tm 100 Tm 138 Tm 170 Tm 220 Tm

Otras potencias según demanda

Anclajes BBRV

Las cabecitas patentadas BBRV en el extremo de cada alambre son remachadas en frío con una máquina especial.

Estáticamente las cabecitas alcanzan mayor resistencia que el alambre.

Dinámicamente se soportan dos millones de veces amplitudes de tensión de más de 15 kg./mm² en el recinto de las tensiones admisibles.

Tipos de Anclajes

Existe una gran variedad de anclajes móviles y fijos que permite elegir los más idóneos para cada caso particular.

El procedimiento BBRV está acreditado en numerosas obras en todo el mundo con una experiencia de más de 15 años.

Ingenieros especializados resolverán sus consultas técnicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

457-8-29

estudio experimental en modelo reducido - escala 1:5 - de un tramo de puente de hormigón pretensado

Trabajo realizado en la Sección de ensayos Mecánicos del I. E. T. c. c.
JULIO MARTINEZ CALZON, Ingeniero de Caminos
JAVIER MANTEROLA, Ingeniero de Caminos
JOSE LUIS VILLEGAS, Ingeniero Civil (Uruguay)

Dentro del programa de un curso para post-graduados sudamericanos, efectuado en el Instituto "Eduardo Torroja", se propuso un trabajo teórico-práctico relativo a un tramo de puente pretensado de 25 m de luz, simplemente apoyado, que había sido previamente presentado a un concurso de anteproyectos.

El Instituto construyó un modelo reducido, a escala 1:5, de la mitad longitudinal de este prototipo, con el fin de realizar un estudio experimental de las características principales del proyecto.

1. descripción general del ensayo

1.1. CARACTERISTICAS DEL MODELO

Las características geométricas del tramo ensayado se indican en la figura 1. Los aspectos fundamentales del mismo fueron:

Vigas prefabricadas postensadas (fig. 2).

Tablero formado (fig. 3) por placas prefabricadas de hormigón y una capa superior de hormigón vertida in situ. Las placas prefabricadas sirven de encofrado a la capa superior.

El tablero fue conectado a las vigas postensadas por medio de anclajes dispuestos en la forma descrita en la figura 2.

No fueron dispuestas vigas transversales de arriostramiento, salvo en los extremos del tramo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

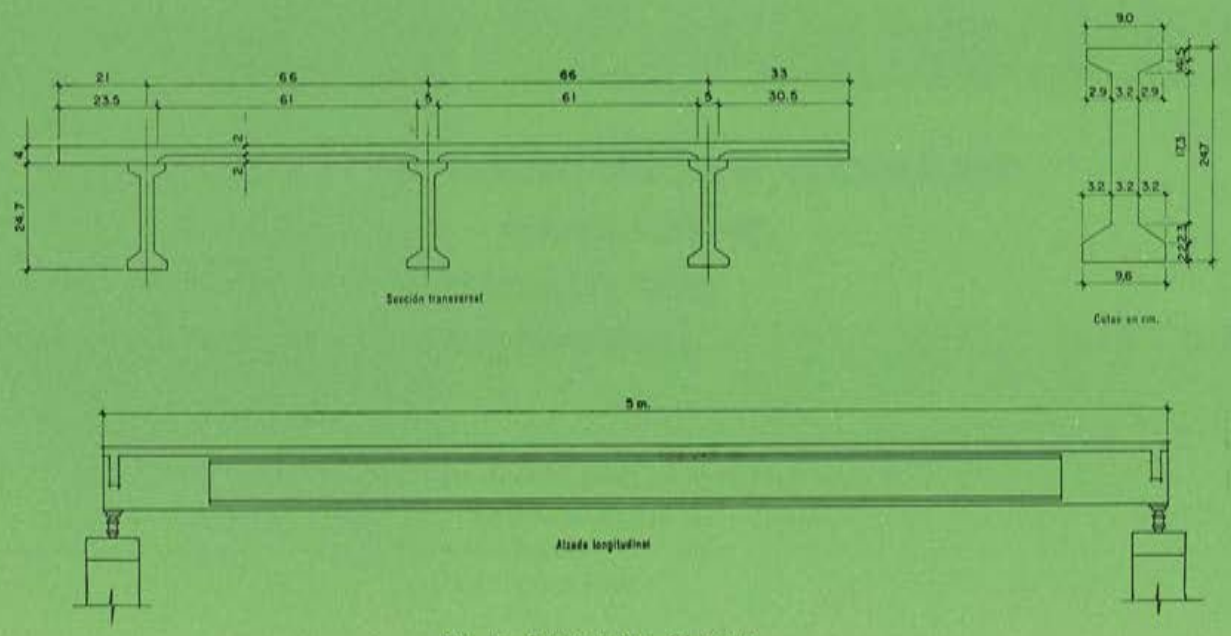


Fig. 1.—Características del tramo.

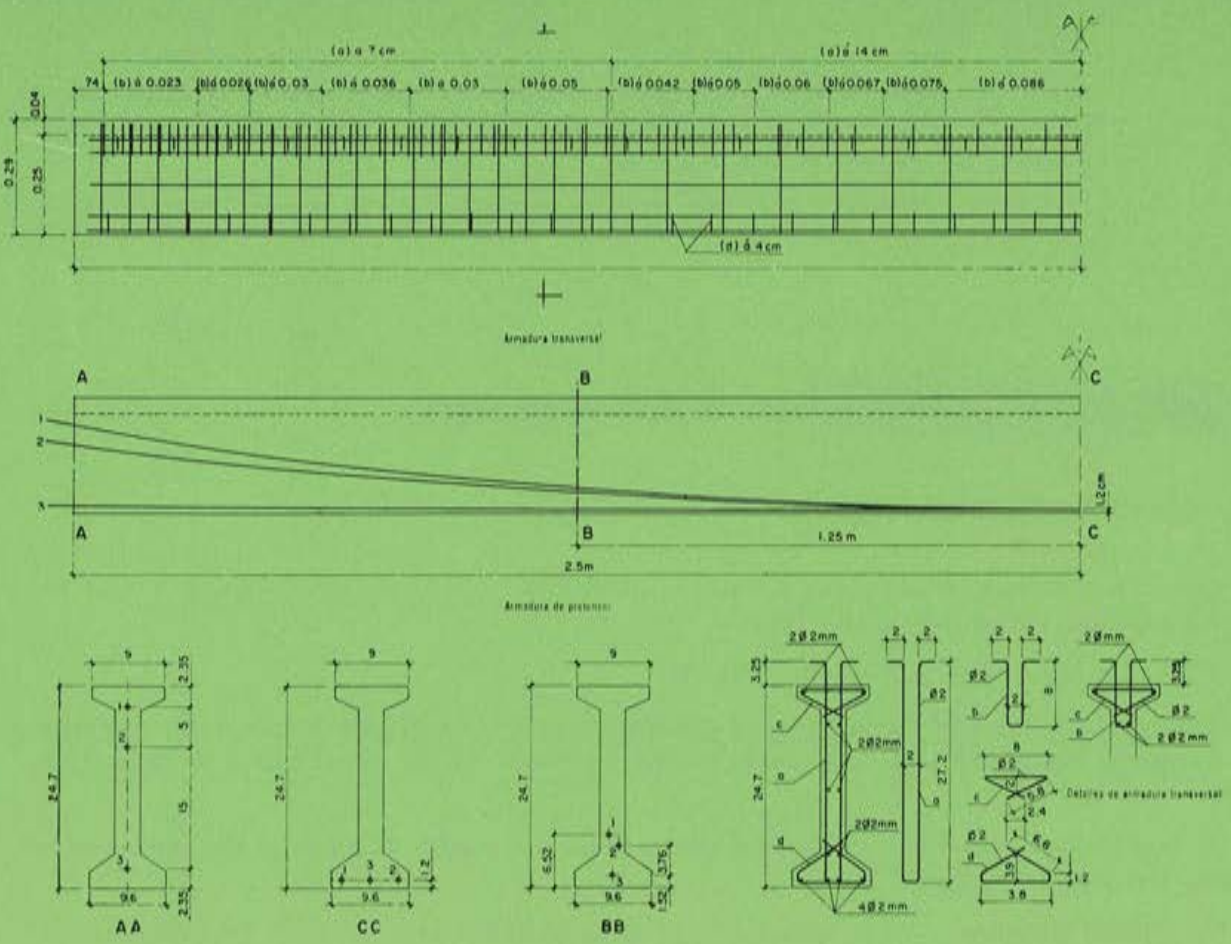


Fig. 2.—Vigas prefabricadas pretensadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

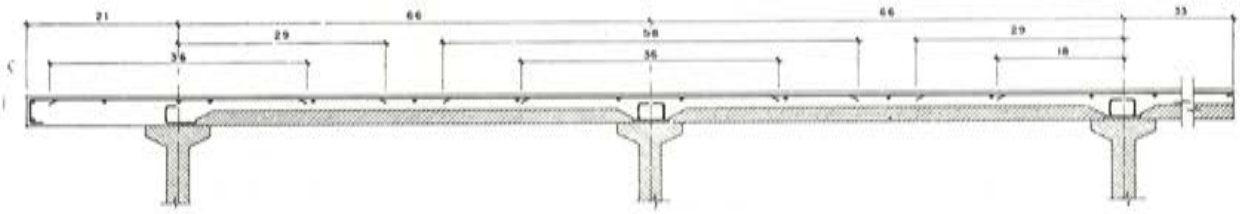


Fig. 3.—Disposición del tablero.

1.2. OBJETO DEL ENSAYO

Se ha pretendido conocer el comportamiento conjunto de las tres clases de elementos que forman el tramo y, especialmente, verificar la eficacia de la colaboración real del tablero, tanto en la resistencia longitudinal en unión de las vigas, como en la transversal actuando como único elemento de reparto.

1.3. FABRICACION Y CONSERVACION DE LOS ELEMENTOS A ENSAYAR

Las armaduras de las piezas [figs. 4 a), b), c) y d)] fueron realizadas cuidadosamente a escala, procurándose que las características mecánicas de los aceros fueran similares a las de las piezas reales. El aumento de adherencia que se obtiene al utilizar diámetros finos, proporcionalmente a la conseguida por los diámetros mayores, hizo que se considerara similar la adherencia conseguida con esta armadura a la alcanzada en la realidad por las barras corrugadas. Sin embargo, las armaduras de pretensado, estaban formadas por alambre ∅ 7, igual al utilizado en las piezas verdaderas.

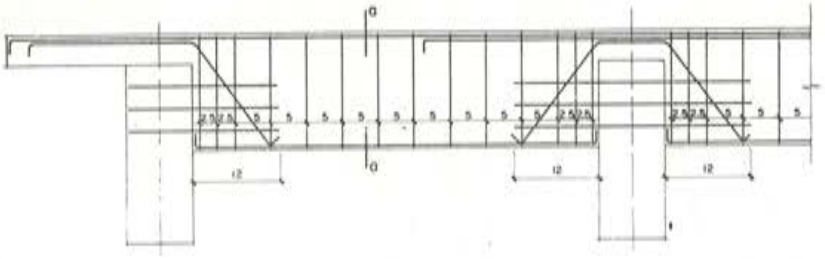


Fig. 4 a).—Armaduras de las vigas extremas de arriostramiento.

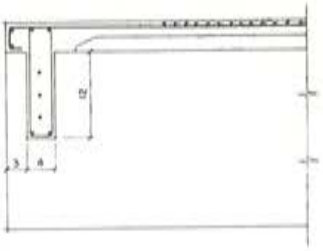


Fig. 4 a)-1.—Sección a - a. Cotas en centímetros.

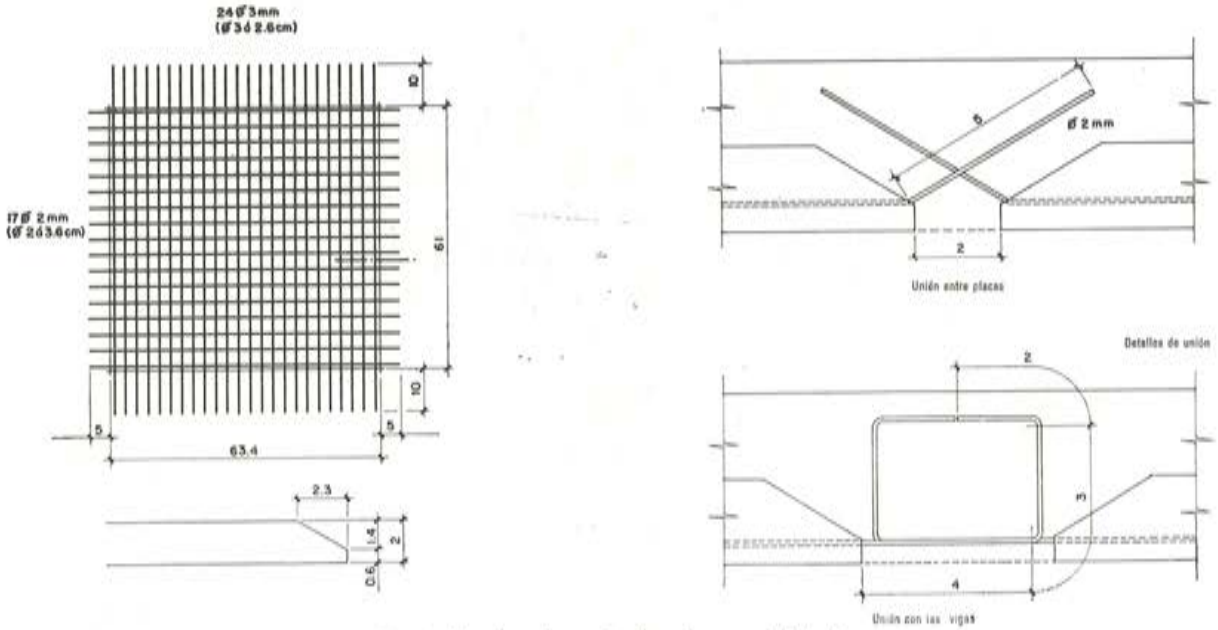


Fig. 4 b).—Armaduras de las placas prefabricadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

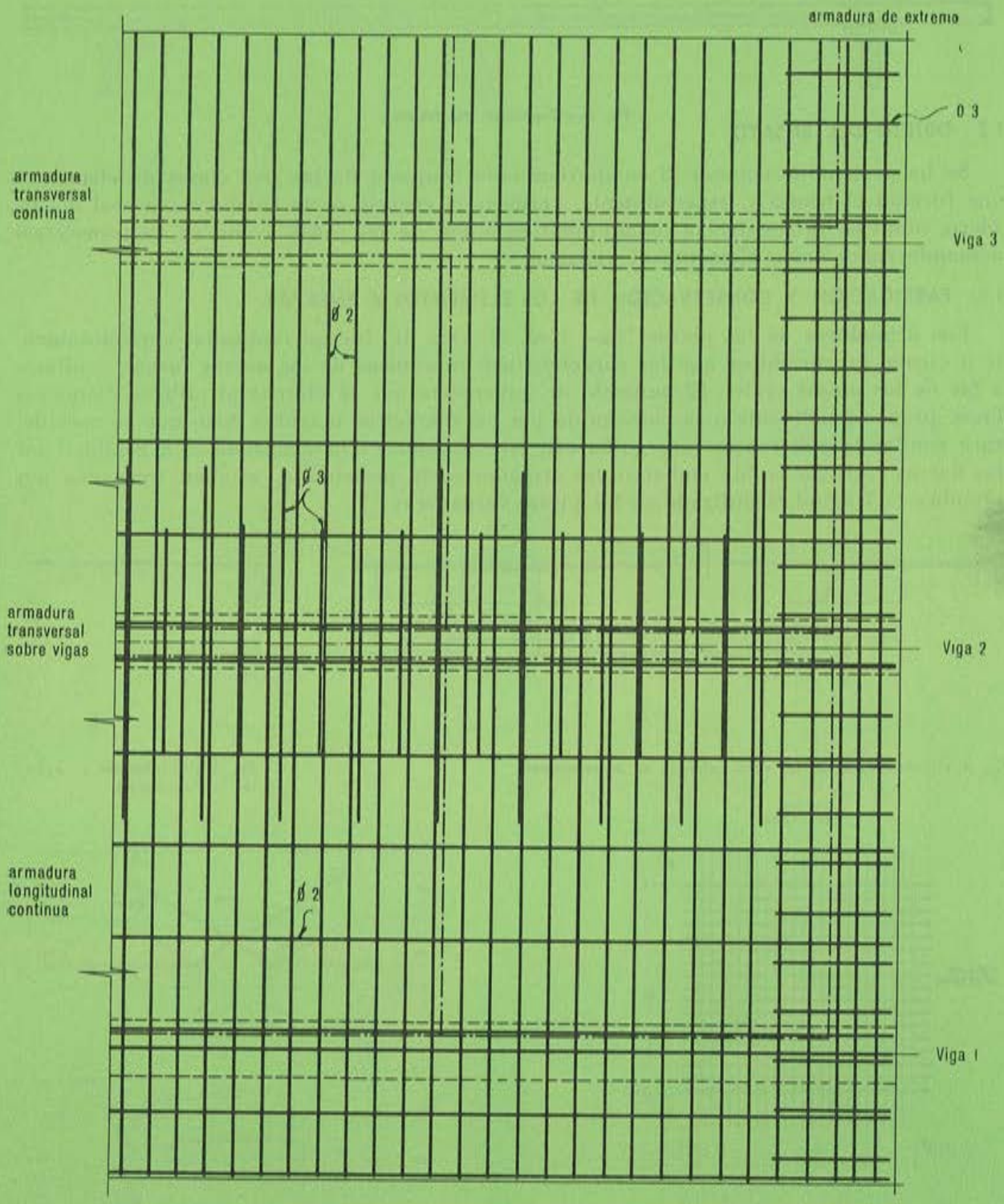


Fig. 4 c).—Armaduras del tablero.

Escala 1 : 10

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Las vigas fueron hormigonadas (fig. 5) en días sucesivos, utilizándose un microhormigón con: árido de tamaño máximo, 5 mm; dosificación, 400 kg/m³; relación agua/cemento, 0,65; vibrado en molde.

Las placas prefabricadas (fig. 6) y la capa superior se hicieron con un hormigón análogo: dosificación, 350 kg/m³; relación agua/cemento, 0,785; vibrado por patín.

Con el fin de obtener unas características acusadamente variadas del coeficiente de fluencia, valor de la retracción y módulo de elasticidad, las edades de los tres tipos de elementos diferían en 3 meses aproximadamente.

Las vigas fueron almacenadas durante 6 meses en un lugar cuya temperatura osciló entre 10° y 20° C, según los ciclos de temperatura exterior y humedad, debidos a variaciones estacionales y alternancia del día y la noche. No fueron tomados detalles de esta variación, pero sí las temperaturas y grado de humedad en el instante de las lecturas de aparatos.

El almacenamiento de las placas se efectuó en un lugar con temperatura de 18° ± 2° centígrados, no realizándose medida alguna en las mismas.

1.4. PROCESO CONSTRUCTIVO Y MONTAJE

Una vez prefabricadas las vigas, se mantuvieron sobre los fondos del encofrado hasta el día de su transporte al lugar de ensayo.

Como en el modelo no se producen las mismas tensiones de peso propio que en la realidad, se hizo necesaria la adición de unas cargas complementarias para igualar los estados tensionales en ambos casos. Esto llevó consigo la necesidad de dividir en dos fases el primer tesado que se realizaría en la pieza real.

Las cargas complementarias fueron producidas mediante bloques de hormigón colgados del ala inferior de las vigas prefabricadas [figs. 7, 8 a) y 8 b)].

Por estas consideraciones, las diferentes fases del proceso de montaje fueron las siguientes:

1) Tesado del alambre inferior, a 2.300 kilogramos.
2) Transporte al lugar de ensayo.
3) Aplicación de la carga complementaria del peso propio de la viga (fig. 7).
4) Tesado de los dos alambres superiores, a 3.000 kilogramos.
5) Aplicación de la carga complementaria de las placas prefabricadas y de la capa superior de hormigón (fig. 8).
6) Colocación de las placas y hormigonado de la capa superior del tablero (figuras 9, 10 y 11).
7) Tesado definitivo de los tres alambres, a 5.150 kilogramos.

Mediante este proceso se conseguía que las tensiones en los diferentes elementos del modelo fueran iguales a las de la realidad, con excepción de las tensiones transversales en las placas, debidas a la flexión producida por la carga de la capa superior, que son, por otra parte, de pequeña importancia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

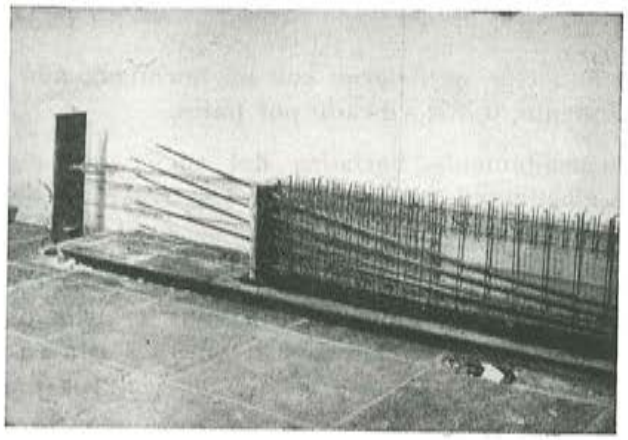


Fig. 4 d)

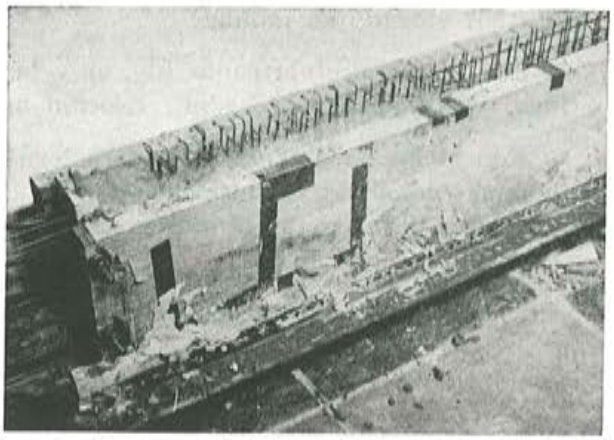


Fig. 5

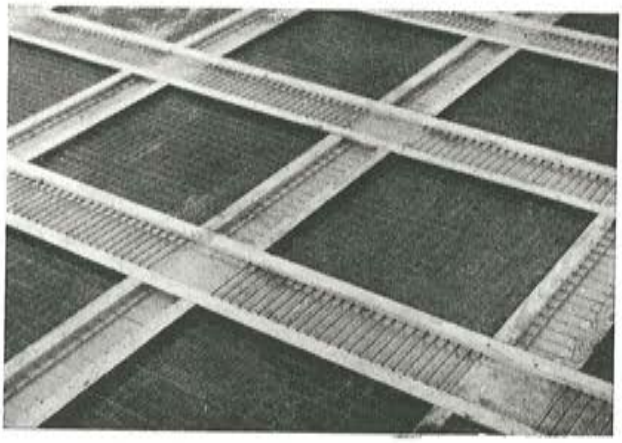


Fig. 6

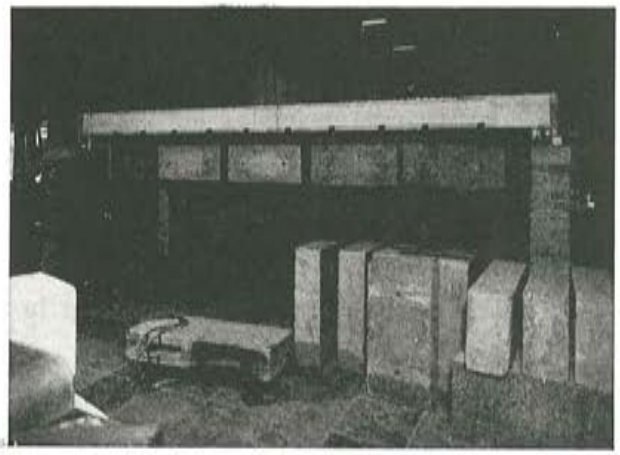


Fig. 7

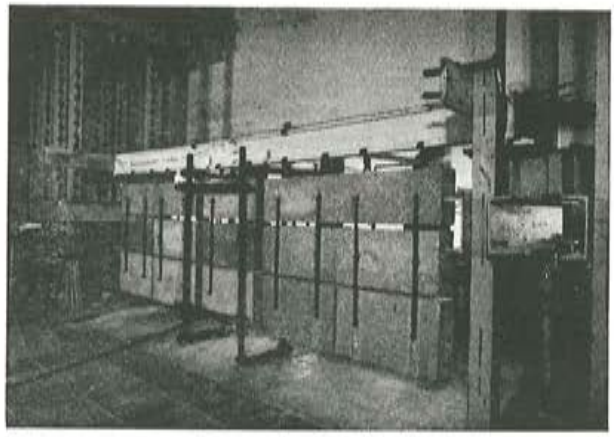


Fig. 8 a)

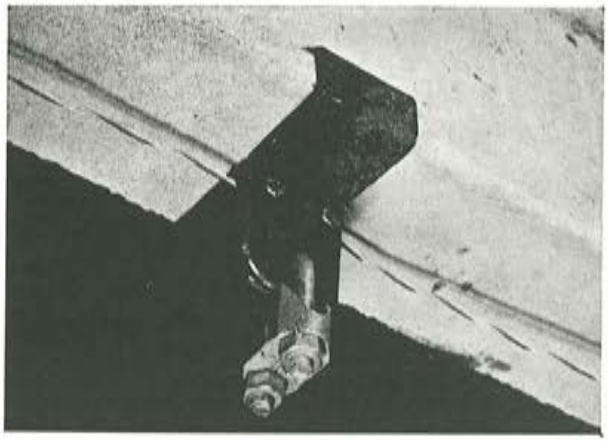


Fig. 8 b)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1.5. DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS

Se creyó oportuno realizar dos vigas testigo, de características similares a las que formaban el tramo, con el fin de aislar los diversos fenómenos que se dan conjuntamente en el puente, y poder, de esta manera, obtener una mejor interpretación de resultados.

La primera viga testigo fue solicitada por dos cargas puntuales a los tercios de la luz [fig. 12 a)], que producen esfuerzos cortantes y tensiones de cizallamiento entre tablero y viga de importancia considerable.

MONTAJE

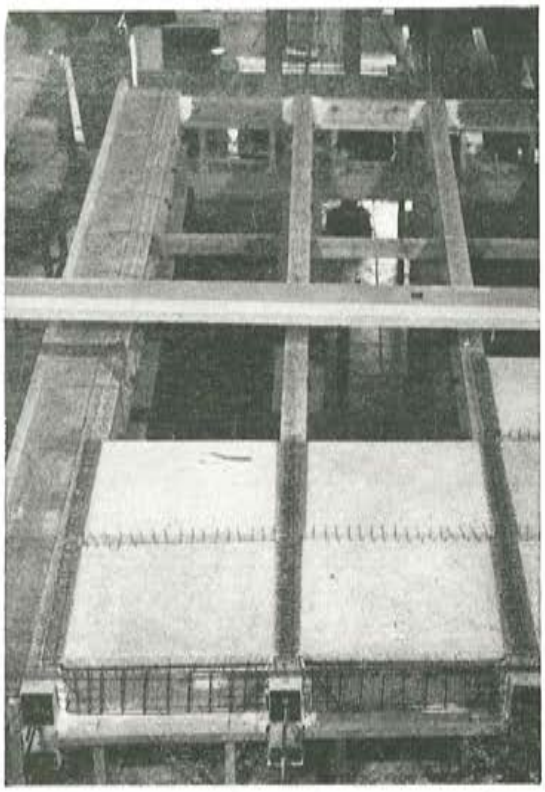


Fig. 9

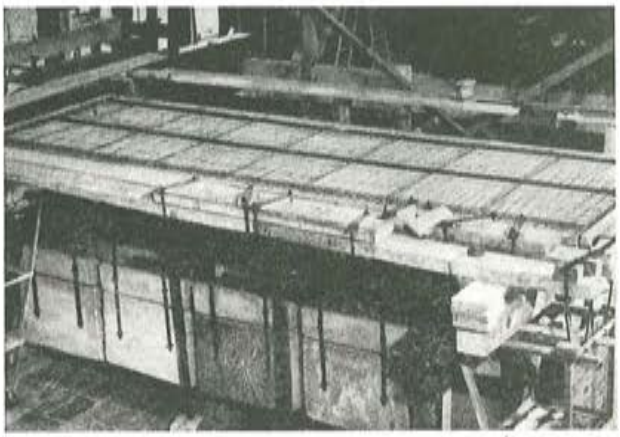


Fig. 10

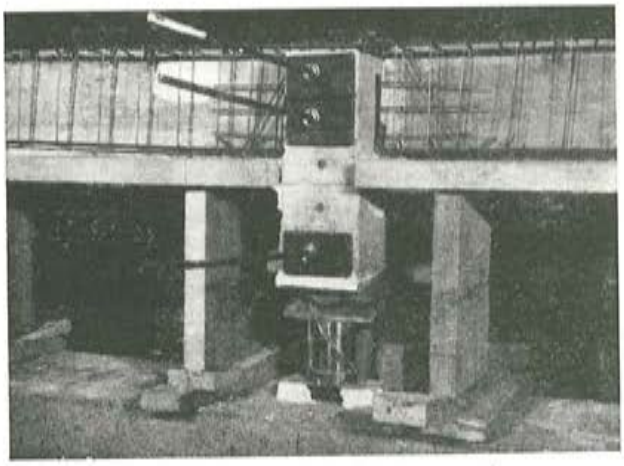


Fig. 11

La segunda de estas vigas testigo fue solicitada bajo carga prácticamente uniforme [fig. 12 b)].

En ambos casos, las piezas fueron llevadas hasta rotura.

En el tramo se efectuaron dos ensayos diferentes:

1) Aplicación de una carga puntual, en diversas posiciones del tramo, con el fin de obtener líneas de influencia de esfuerzos y medir la eficacia del reparto transversal en su fase elástica. Por esta razón, la carga aplicada no llegaba a producir fisuración en las vigas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El esquema de aplicación de las cargas se muestra en la figura 13.

2) Rotura del tramo de puente por la aplicación de dos cargas puntuales sobre la viga extrema número 1 (fig. 14). La posición de estas cargas con respecto a esta viga era la misma que en el caso de la viga testigo número 1.

En las figuras 15, 16 y 17 puede apreciarse el aspecto de los diferentes ensayos.

Fig. 12 a).—Viga testigo número 1.

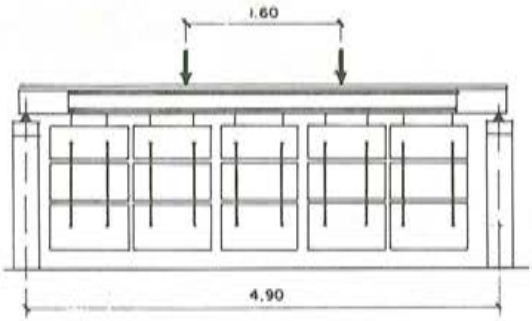
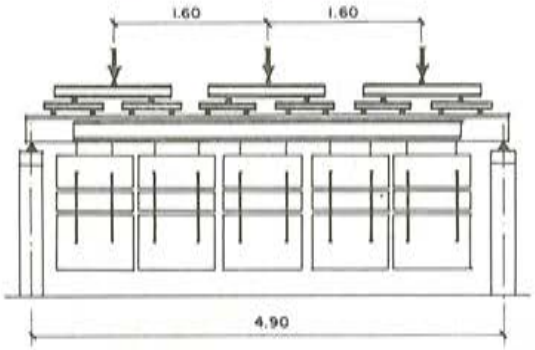


Fig. 12 b).—Viga testigo número 2.



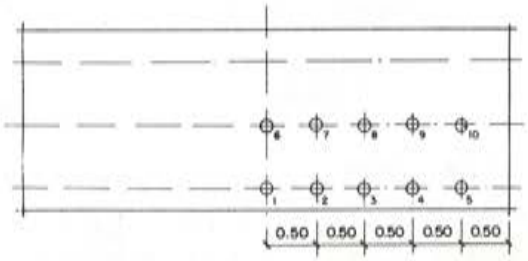


Fig. 13.—Situación sucesiva de cargas para reparto transversal.

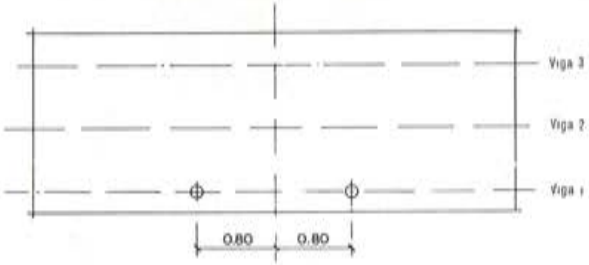


Fig. 14.—Situación de cargas para rotura.

1.6. APARATOS DE MEDIDA UTILIZADOS

Con objeto de medir el comportamiento de las vigas durante el período de almacenamiento y subsiguientes fases de montaje y ensayo, se colocaron a lo largo de todas ellas, en las fibras superior e inferior, bases de medida de elongámetros de 40 cm de longitud.

Para observar los efectos de las cargas introducidas en las fases de montaje se dispusieron bandas extensométricas sobre el hormigón, en diferentes puntos de las secciones centrales de las vigas. Asimismo, en dos de dichas vigas fueron colocadas bandas extensométricas sobre los alambres de pretensado, disponiendo un anclaje especial que liberaba un trozo de los mismos.

Una vez construidos en su totalidad el tramo y las vigas testigo, se complementaron los aparatos con bandas extensométricas y bases de medida de elongámetros sobre la sección central del tablero, para poder controlar todos los elementos que integraban la sección compuesta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Sobre las piezas definitivas fueron también colocados flexímetros y clinómetros, con el fin de obtener los movimientos de dichas piezas durante el proceso de aplicación de las sobrecargas.

ENSAYOS

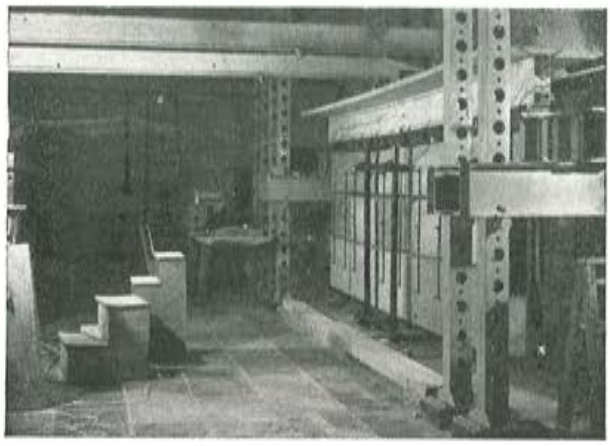


Fig. 15.—Ensayo viga testigo número 1.

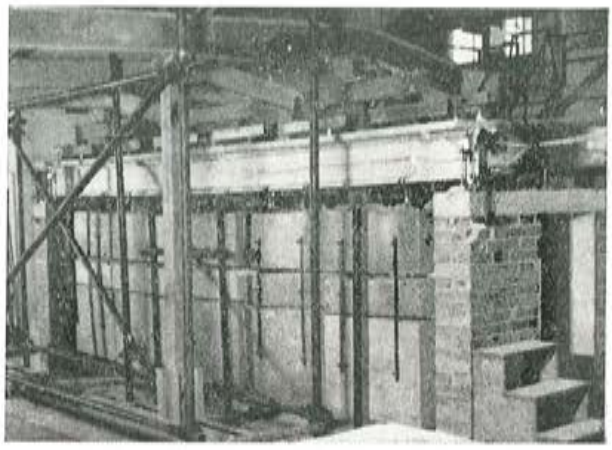


Fig. 16.—Ensayo viga testigo número 2.

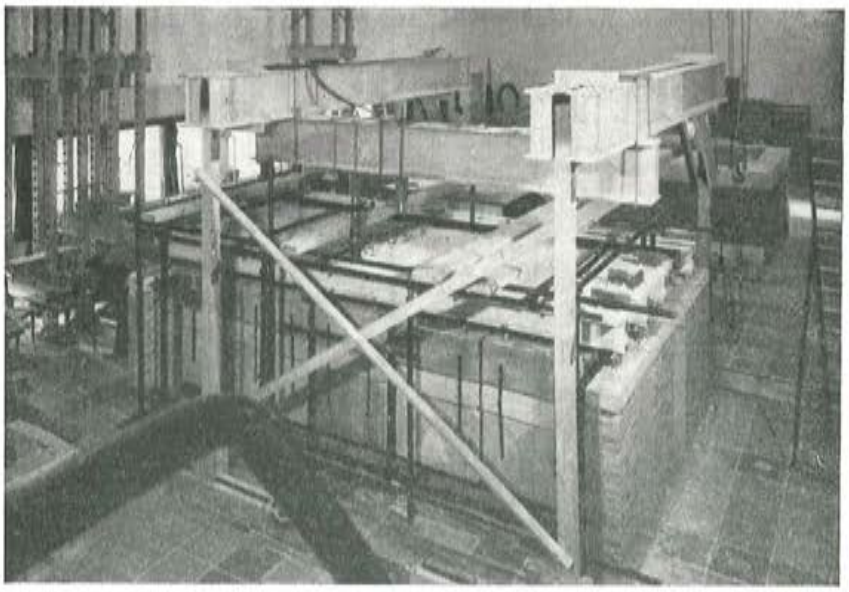


Fig. 17.—Ensayo del tramo.

En los apoyos de las vigas fueron dispuestas células de carga, con objeto de medir las reacciones (fig. 11).

La disposición de todos los aparatos puede verse en las figuras 18 a 21.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

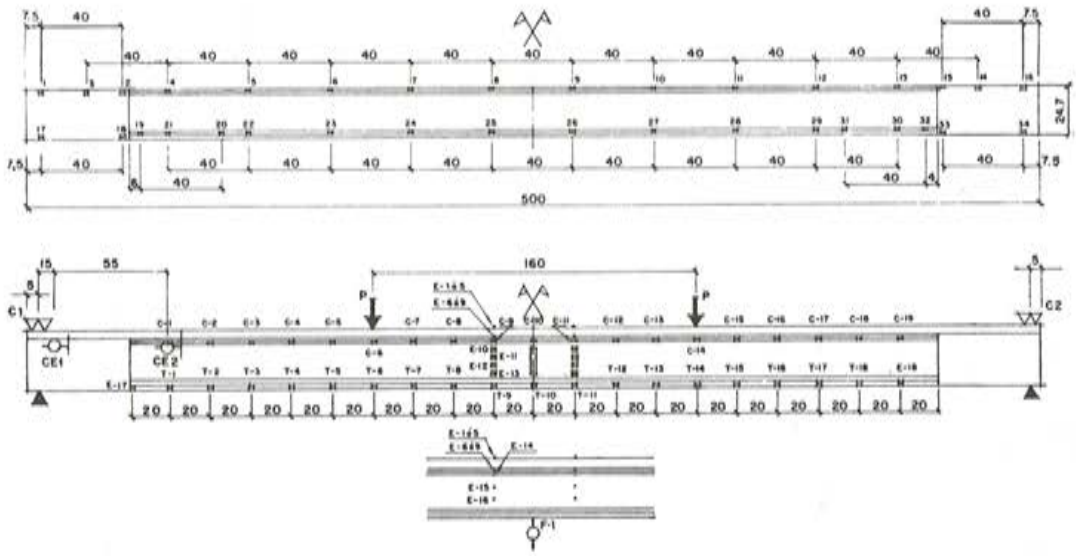


Fig. 18

2. características de los materiales

CUADRO 1

a) *Acero*

	Diámetro (mm)	Límite elástico 0,2 (kg/mm²)	Carga de rotura (kg/mm²)
Armaduras de capa superior	2	35,5	45,5
Armaduras de placas	2 3	80,6 81,0	84,5 86,4
Armaduras de vigas	2	64,3	71,4
Alambres de pretensado	7	147,3	170,1

Debe hacerse notar que la compactación de las probetas de pequeño tamaño tuvo diferentes características de la dada a las cilíndricas, de tamaño 15 × 30 cm, que fueron compactadas de forma totalmente análoga a la empleada en las piezas.

En la figura 22 se indican las curvas tensión-deformación obtenidas mediante bandas extensométricas en probetas cilíndricas de 15 × 30 cm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Resultados de probetas

b) *Hormigón*

		Edad	Probetas cilíndricas ∅ 15 × 30 h		Probetas cilíndricas ∅ 5 × 10 h		Probetas cúbicas 7 × 7		Probetas prismáticas 4 × 4 × 16			
									Flexotracción		Compresión	
			σ'_b (1)	δ (2)	σ'_b	δ	σ'_b	δ	σ'_b (3)	δ	σ'_b	δ
		Días	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)
Vigas prefabricadas		120	297	20,4	—	—	266	18,4	—	—	—	—
Dosificación por m³:	Densidad 2,04 t/m³	300	312	26,5	—	—	270	20,0	—	—	—	—
Gravilla: 1.025 kg												
Arena: 545 kg												
Cemento P-350: 400 kg												
Agua: 260 l												
Placas		12	152	13	115	22	121	20,5	26,0	2	108	11
Dosificación por m³:	Densidad 1,98 t/m³	30	196	11	140	6,6	133	12,0	29,1	1,6	109	8,7
Gravilla: 1.025 kg		210	201	15	140	5,7	135	11,3	30,0	1,8	120	10,5
Arena: 545 kg												
Cemento P-250: 350 kg												
Agua: 275 l												
Capa superior												
Dosificación igual a la de las placas		120	192	14	—	—	135	10,8	26,1	1,9	116	9,2

(1) Resistencia en compresión.
(2) Desviación (error medio cuadrático).
(3) Resistencia en flexotracción.

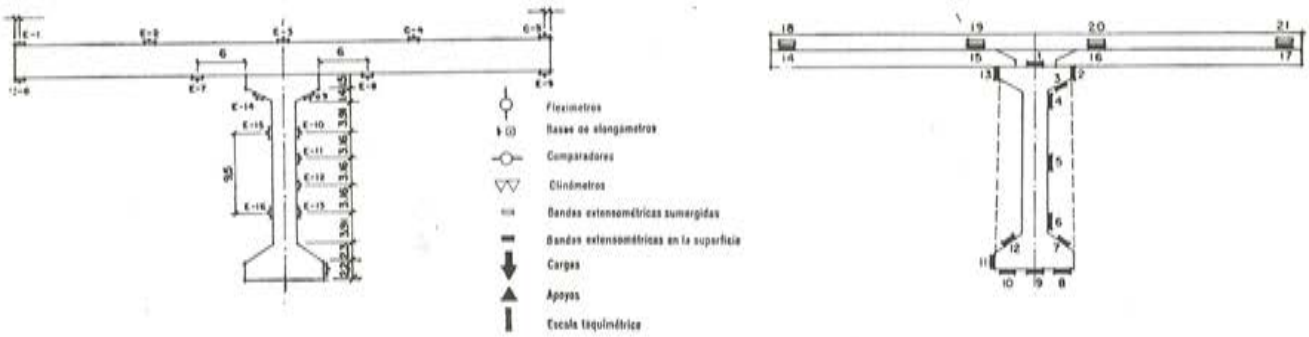


Fig. 19

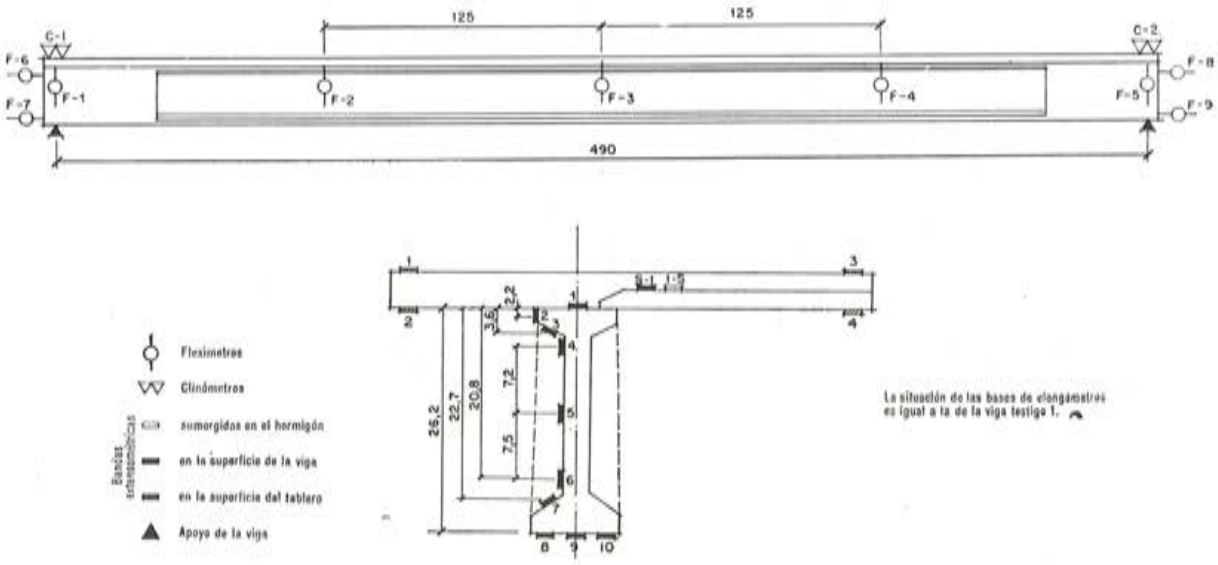


Fig. 20.—Situación de aparatos en viga testigo número 2.

3. comportamiento previo

3.1. PERIODO DE ALMACENAMIENTO

De las lecturas tomadas con elongámetro en las fibras superior e inferior a lo largo de las cinco piezas, se obtuvieron, mediante integración en cerebro electrónico, las deformadas en diversas edades de las mismas. En la figura 23 se exponen los diagramas que relacionan con el tiempo las flechas, rotaciones y deformaciones de las fibras superior e inferior de la sección central de las vigas.

Las curvas representadas son interpolaciones aproximadas de los valores reales obtenidos, indicando solamente órdenes de magnitud, ya que las variaciones de temperatura, aun cuando leves, alteran, de manera apreciable en las primeras edades, los esquemas del fenómeno de retracción aislado.

Se muestran también (fig. 24) las deformadas de las vigas obtenidas para la edad media aproximada de 120 días, a partir de la cual comenzó el período de montaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Análisis de los valores obtenidos

El cálculo teórico del efecto de la retracción permite obtener las deformaciones de las fibras superior e inferior de la pieza, teniendo en cuenta la coacción impuesta por las armaduras, inclusive la provocada por las vainas de los alambres, que en el modelo llegan a tener influencia notable.

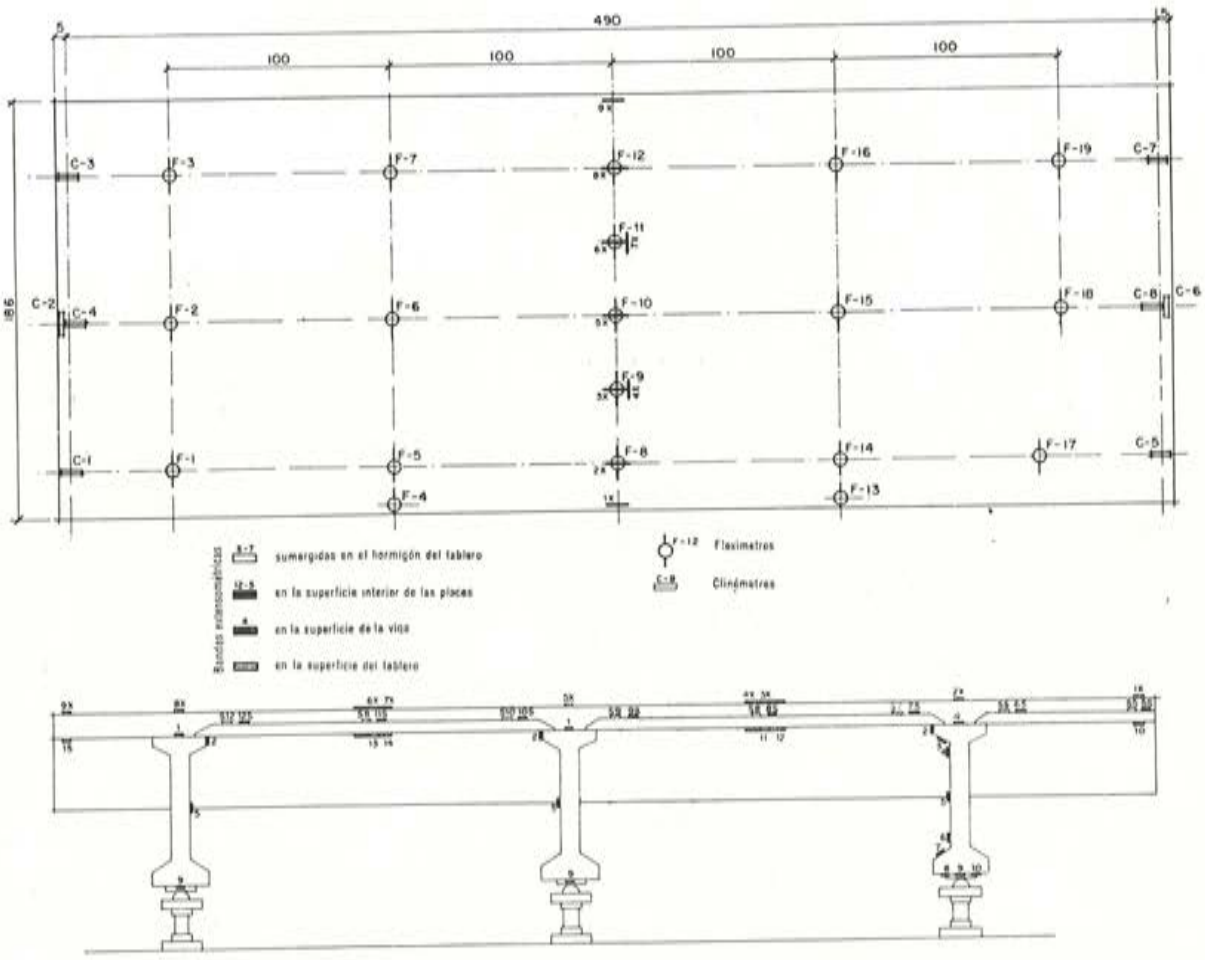


Fig. 21.—Situación de aparatos en el tramo de puente.

Comparando estos resultados teóricos con los deducidos del ensayo, se obtienen, como valores del coeficiente de retracción:

— fibra sup.: $\varepsilon_R = 57{,}5 \times 10^{-5}$,

— fibra inf.: $\varepsilon_R = 40 \times 10^{-5}$,

que corresponden a valores finales de la retracción para tiempo infinito:

— fibra sup.: 65×10^{-5},

— fibra inf.: 45×10^{-5}.

Estos resultados son lógicos, puesto que no llegan a alcanzar los valores de morteros

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

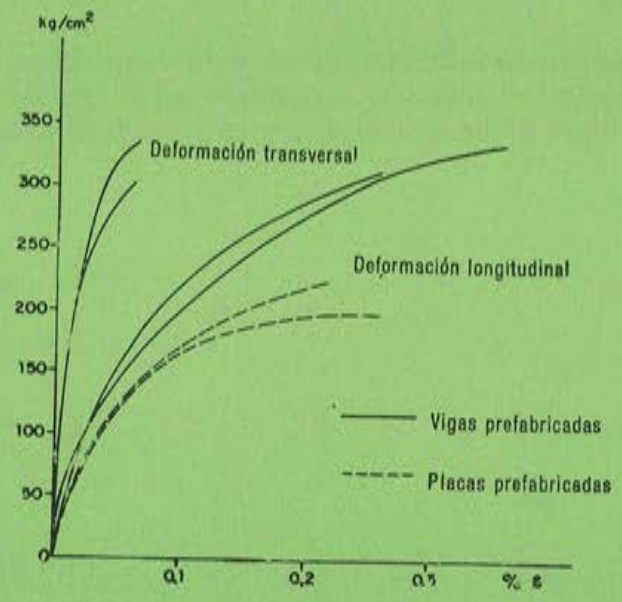


Fig. 22.—Diagramas tensión-deformación de probetas de hormigón.

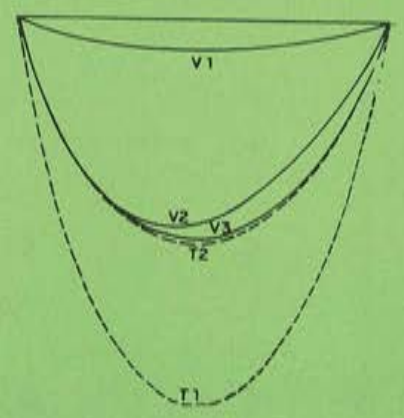


Fig. 24.—Rotaciones de las vigas (120 días).

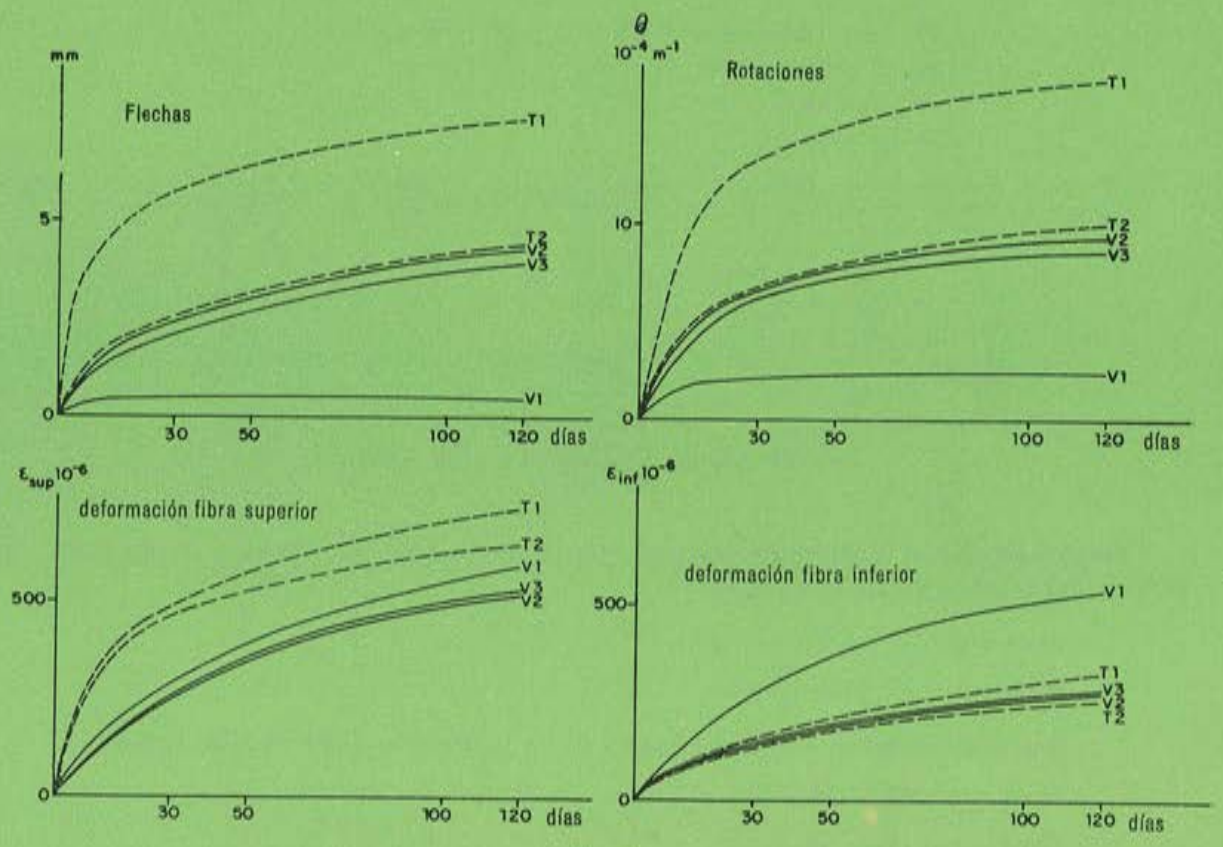


Fig. 23

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

normales: $\varepsilon_{sm} = 80 \times 10^{-5}$; ni son tan pequeños como en el caso de hormigones: $\varepsilon_{sh} = 25$ a 35×10^{-5}.

Asimismo, se observa que en la fibra inferior son menores los valores de este coeficiente, debido a que en el proceso de compactación por vibrado, en las partes bajas del molde se elimina parte del agua, con lo cual existe una mayor compacidad y relación a/c menor; factores que influyen en el fenómeno de retracción.

Sin embargo, en dos de las vigas se produjeron estados diferentes del promedio: En una de ellas las deformaciones de las dos fibras consideradas son muy similares, por lo que no se obtuvieron curvaturas ni flechas apreciables. En la otra, la deformación de la fibra superior fue mucho mayor, y por esta causa las rotaciones y flechas superaron los valores medios.

Valores obtenidos durante el proceso de montaje

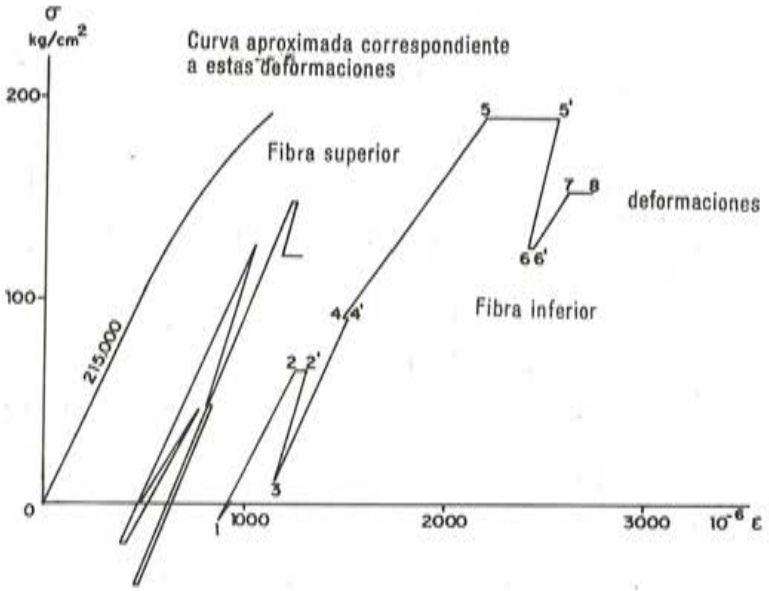


Fig. 25

Considerando para la edad de 120 días el valor medio $\varepsilon_s = 50 \times 10^{-5}$, las tensiones teóricas en las fibras superior e inferior del hormigón son:

— fibra sup. = — 0,7 kg/cm²,

— fibra inf. = + 17,6 kg/cm².

3.2. PROCESO DE MONTAJE

Las diferentes operaciones del proceso constructivo fueron determinadas de forma muy precisa, y figuran en los cuadros números 2 y 3, en los cuales los tiempos vienen referidos al instante de iniciación de este proceso (edad, 120 días).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Viga testigo n.º 1

CUADRO 2

Fase	Tiempo días	Estado de cargas Solicitación parcial en la sección central	Solicitación total en la sección central de la viga		Tensiones teóricas en la sección central (kg/cm²)	
			N(kg)	M(m . kg)	Fibra superior	Fibra inferior
1	0	*1er pretensado:* Alambre infe. 2.300 kg. Actuación del peso propio de la viga (76 m.kg)	— 2.300	— 172	8,0	— 48,2
2	0	*1.ª carga complementaria.* Peso propio de vigas (435 m · kg)	— 2.300	+ 263	— 65,2	20,8
3	1	*2.º pretensado:* Alambre sup. y medio 3.000 kg	— 8.300	— 384	— 10,9	— 128,4
4	1	*2.ª carga complementaria.* Peso propio de placas prefabricadas (482 m · kg)	— 8.300	+ 98	— 92,0	— 52,0
5	2,25	*3.ª carga complementaria.* Peso propio de la capa superior del tablero (560 m · kg)	— 8.300	+ 688	— 191,14	41,6
6	7	*3er pretensado:* Todos los alambres 5.150 kg.	— 15.450	— 83	— 126,7	— 147,7
7	24	Colocación de placas y hormigonado de la capa superior del tablero (163 m · kg)	— 15.450	+ 80	— 154,1	— 121,8
8	72	Estado inicial de actuación de sobrecargas. Tablero endurecido.	— 15.450	+ 80	— 77,8	— 153,1

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Viga testigo n.º 2

CUADRO 3

Fase	Tiempo (días)	Estado de cargas	Solicitación sección central		Tensiones teóricas (kg/cm²)		
			N(kg)	M(m . kg)	fibra superior tablero	fibra superior viga	fibra inferior viga
1	0	*1er pretensado:* Alambre infe. 2.300 kg. Retracción y peso propio (76 m . kg)	— 2.300	— 172	—	+ 6,57	— 48,13
2	0	*1.ª carga complementaria.* Peso propio de vigas (435 m . kg)	— 2.300	263	—	— 65,07	+ 20,65
3	1	*2.º pretensado:* Alambre sup. e inferior 3.000 kg	— 8.300	— 384	—	— 11,13	— 139,9
4	1	*2.ª carga complementaria.* Peso propio de placas prefabricadas (250 m . kg)	— 8.300	— 134	—	— 53,04	— 96,71
5	2	*3.ª carga complementaria.* Peso propio de tablero in situ (724 m . kg)	— 8.300	590	—	— 174,5	+ 17,74
6	5	Colocación de placas y hormigonado capa sup. (159 m . kg)	— 8.300	749	—	— 201,25	+ 42,88
7	10	*3er pretensado:* Todos los alambres 5.150 kg	— 15.430	— 749	— 22,08	— 214,0	— 101,6
8	145	Estado inicial de actuación de las sobrecargas.	— 15.450	— 749	9,97	— 102,2	+ 151,8

Las vigas núms. 1, 2 y 3 del puente siguieron el mismo proceso constructivo que la viga testigo núm. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Análisis de los valores obtenidos

Viga núm. 1

En los gráficos de las figuras 25, 26 y 27 se representan los valores leídos de las deformaciones en las fibras superior e inferior, rotaciones y flechas (*) en la sección central de la viga.

Valores obtenidos durante el proceso de montaje

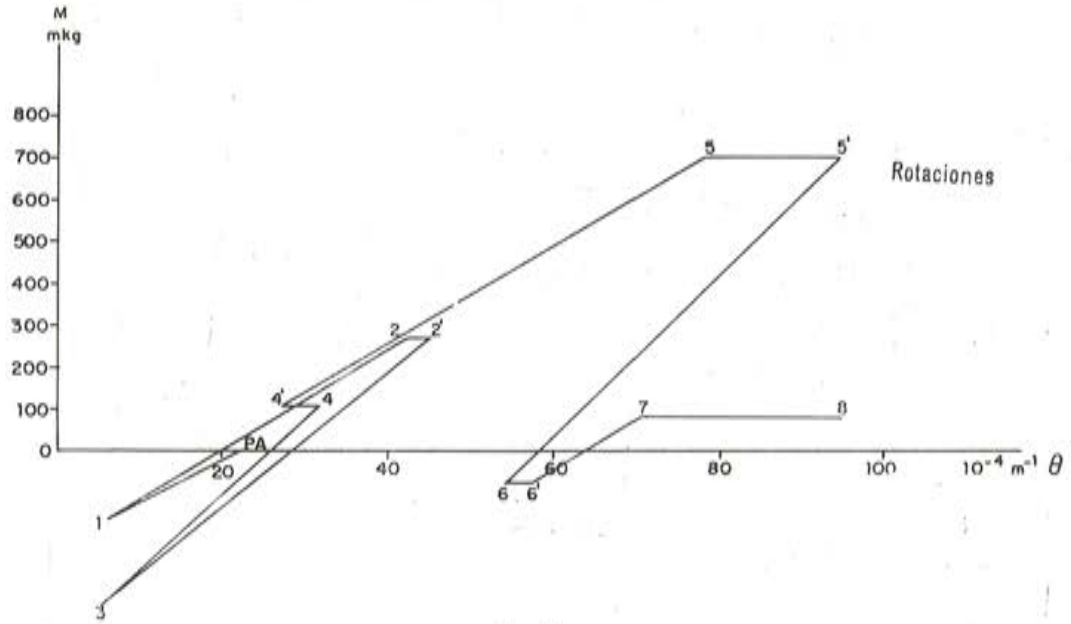


Fig. 26

Las deformaciones se han relacionado con las tensiones teóricas obtenidas con la hipótesis de módulo de elasticidad idéntico para todas las fibras de la sección. Así, de los valores medidos en cada estado de cargas, puede obtenerse un valor aproximado de dicho módulo medio; como puede apreciarse, presenta valores muy semejantes en ambas fibras, siendo ligeramente mayor en la inferior, debido tal vez a las razones ya expuestas en el apartado anterior.

Los incrementos plásticos (**) de deformaciones, rotaciones y flechas, obtenidos durante el proceso de montaje y referidos al valor total en dicho período, son:

		%
— deformación:	fibra superior	32,4
	fibra inferior	19,3
— flechas:		63,5
— rotaciones:		42,4

En la viga núm. 2 no se realizaron medidas durante el proceso constructivo.

(*) Valores obtenidos mediante integración de deformaciones a lo largo de la pieza.

(**) O más propiamente, diferidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

4. ensayos

4.1. VIGA TESTIGO N.º 1

La disposición del ensayo viene señalada en la figura 12 a), aplicándose las cargas mediante palancas y bidones con agua, en incrementos sucesivos, verificándose en cada uno de los mismos las correspondientes lecturas de aparatos. En el cuadro núm. 4 se expresan las principales características medidas.

Valores obtenidos durante el proceso de montaje

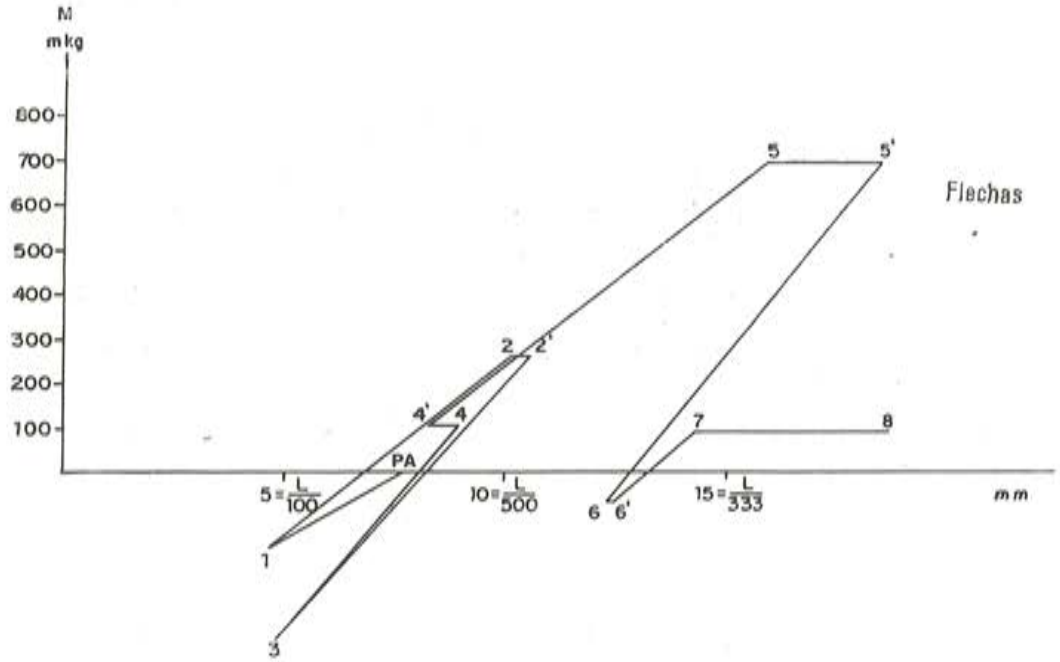


Fig. 27

Deformaciones en la sección central

Las curvas de las figuras 28 a) y 28 b), muestran las variaciones de la deformación, en diversos puntos de la sección, a lo largo del proceso de carga.

En las curvas de la figura 29 se ha representado la deformación sufrida por la sección central, obtenida a partir de los resultados de bandas extensométricas y elongámetros. Se muestra también la deformación, a lo ancho del tablero, en las fibras superior e inferior del mismo.

Diagrama de momentos rotaciones

La figura 30 representa la rotación de la sección central, a lo largo del proceso de carga, tomando para ello los valores de las deformaciones en la zona de compresión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO 4

Fase de carga	Carga	Momento flector en centro	% del momento de rotura	SECCION CENTRAL					SECCION EXTREMA	
				Deformación en fibra superior	Deformación en fibra inferior	Rotación obtenida mediante bandas extensométricas	Rotación obtenida mediante elongámetros	Flechas	Giros	Deslizamiento
	kg	m . kg		10^{-6} mm	10^{-6} mm	$10^{-4} \times m^{-1}$	$10^{-4} \times m^{-1}$	10^{-3} m	10^{-5} rad.	10^{-6} m
0 Inicial referente a 8A	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	270	450	10,5	—50	145	10,0	12,0	1,86	113	2
2	418	700	16,3	—74	230	15,0	21,5	3.03	183	3
3	600	1.000	23,2	—105	340	22,5	29,5	7,30	282	4
4	782	1.300	30,2	—160	472	32,5	35,5	6,75	400	5
5	964	1.600	37,2	—186	632	43,7	46,5	8,97	527	6
6	1.146	1.900	44.2	—252	815	57,5	57	11,59	681	7,5
7	1.328	2.200	51,2	—298	Fisuración	72,5	75,5	14,83	861	8,5
8	1.510	2.500	58,2	—355	—	107,5	101	18,50	1.064	9,5
9	1.692	2.800	65,2	—413	—	128	127	22,93	1.303	11,0
10	1.874	3.100	72,1	—475	—	153	141	27,35	1.554	12,5
11	2.056	3.400	79,1	—555	—	181	175	33.55	1.884	14
12	2.238	3.700	86,1	—645	—	238	221	41,17	2.290	15,5
13	2.420	4.000	93,0	—765	—	341	310	54,00	—	17,5
14	2.602 Rot.	4.300	100	—	—	—	—	—	—	20

Fisuración

La primera fisura visible apareció en la fase 7, con longitud y espesor muy pequeños. El aspecto general de la fisuración puede observarse en las figuras 31 y 32.

Viga testigo n.º 1 - Deformaciones durante el ensayo

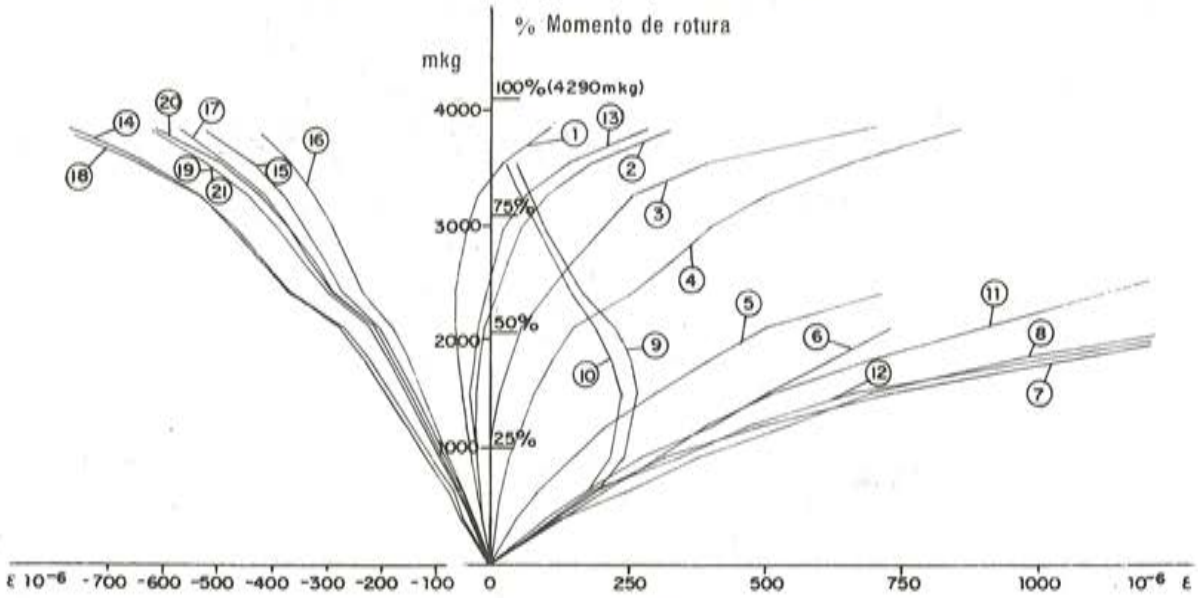


Fig. 28 a).—Deformaciones - Bandas extensométricas.

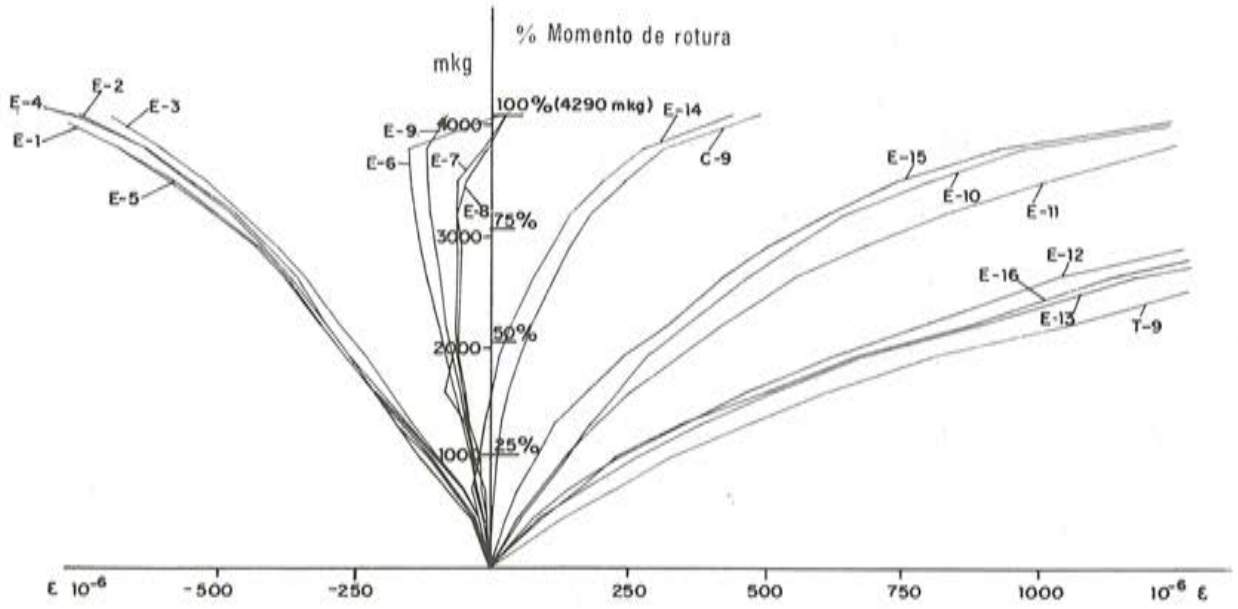


Fig. 28 b).—Deformaciones - Elongámetro.

Deslizamiento en los extremos

Con el fin de observar los movimientos relativos entre el tablero y la viga prefabricada, fueron dispuestos, en las zonas extremas de la pieza, dos comparadores, obteniéndose los valores máximos indicados en el cuadro núm. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Rotura

La rotura total de la pieza no llegó a producirse, sino que hubo de suspenderse el ensayo, puesto que la fisuración vertical produjo el que la actuación de las cargas comple-

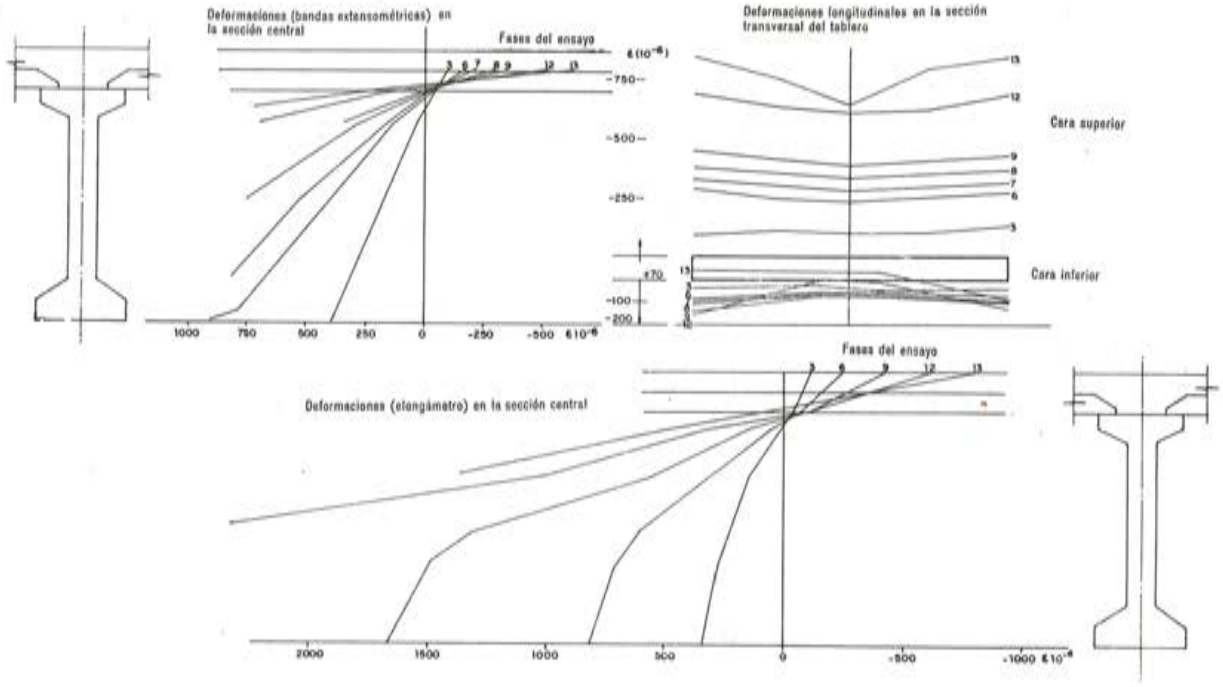


Fig. 29.—Viga testigo número 1. Ensayo.

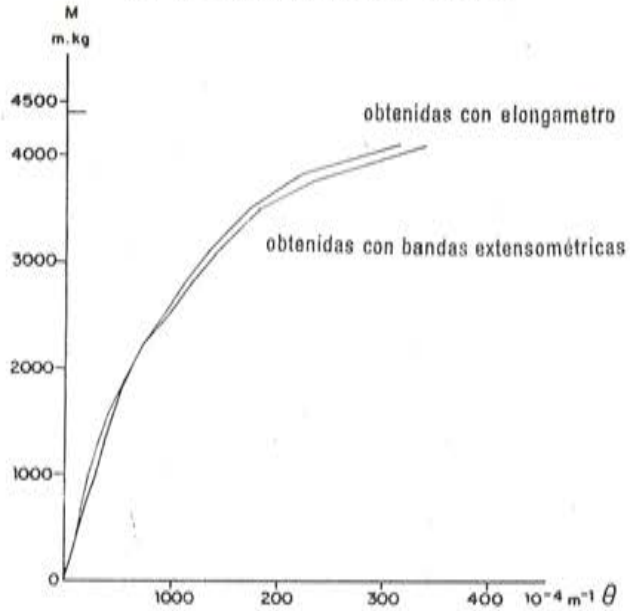


Fig. 30.—Viga testigo número 1. Ley de momentos-rotaciones.

mentarias se realizara sobre zonas muy pequeñas del ala inferior, provocando desgarramientos en dichas zonas, en la forma que presenta la figura 33.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ANALISIS DE RESULTADOS

Estado no fisurado de la pieza

El cuadro núm. 5 indica el estado tensional teórico de la pieza en la sección central, a partir del instante del proceso de carga y hasta alcanzarse la fase 7, en la cual dio comienzo la fisuración. El cuadro ha sido obtenido en la hipótesis de módulo de elasticidad igual para todas las fibras de una misma sección parcial. No se ha tenido en cuenta la variación de solicitación producida por el incremento de carga en los alambres de pretensado.

Puede apreciarse que el estado total, combinando la fluencia y retracción, presenta un aspecto de tensiones concordante con el valor real de la fase en que se inició la fisuración.

Fig. 31

FISURACION Y ROTURA DE LA VIGA TESTIGO Nº 1

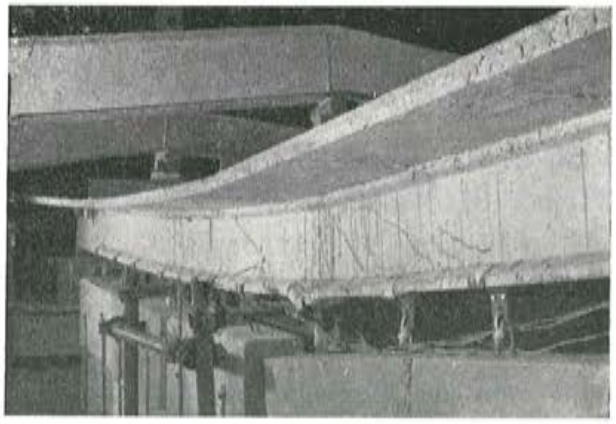


Fig. 32

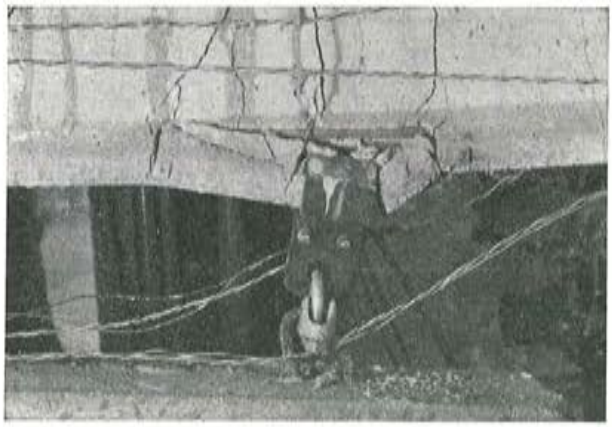


Fig. 33

Estado fisurado de la viga

El momento total actuante en la viga en el instante de finalizar el ensayo fue:

$$M_r = 6.046 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

y el momento teórico de rotura, considerando la sección total de acero de pretensado y armaduras, es de:

$$M_r = 6.340 \text{ m} \cdot \text{kg};$$

la tensión teórica en la fibra superior de hormigón, para este momento, alcanza el valor de 180 kg/cm².

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La fisuración a partir de la fase 7 se extendió rápidamente, en especial en las partes próximas a las cargas y fuera de la zona central, en que la inclinación era muy acusada. Debe tenerse en cuenta que, en dichas partes, los alambres apenas han iniciado la subida, existiendo, sin embargo, el esfuerzo cortante total causado por la sobrecarga.

CUADRO 5

Fase \ Fibra	Tensiones parciales (kg/cm²)				Tensiones totales sin considerar la fluencia (kg/cm²)				Tensiones totales considerando la fluencia (*) (kg/cm²)			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0	0	0	0	0	0	0	—154	—121,9	—4,1	—13,3	—77,8	—153,1
1	—11	—4,7	—5,8	41,5	—11	—4,7	—159,8	—80,4	—15,1	—18,0	—83,6	—115,6
2	—17	—7,3	—9,1	64,4	—17	—7,3	—163,1	—57,5	—21,1	—20,6	—86,9	—88,7
3	—24,3	—10,5	—13,0	92	—24,3	—10,5	—167,0	—29,9	—28,1	—23,8	—90,8	—61,1
4	—31,6	—13,6	—16,8	120	—31,6	—13,6	—170,8	—1,9	—35,7	—26,9	—94,6	—33,1
5	—39,0	—16,7	—21,7	147	—39,0	—16,7	—175,7	25,1	—43,1	—30,0	—99,5	—6,1
6	—46,3	—19,8	—24,6	175	—46,3	—19,8	—178,6	53,1	—50,4	—33,1	—102,4	21,9
7	—53,6	—22,9	—27,5	203	—53,6	—22,9	—181,5	81,1	—57,7	—36,2	—105,3	49,9

(*) Los valores de las tensiones iniciales considerando la fluencia, se han obtenido mediante las hipótesis: $E_1 = 150.000$; $E_2 = 250.000$; $\varphi = 1$; la flecha obtenida por integración de las deformaciones en la viga fue de 7,09 mm, que concuerda aproximadamente con el valor medido (véase fig. 27).

El gráfico de rotaciones a lo largo de la pieza muestra en estos puntos un aumento muy notable de la rotación, provocado por la concentración de fisuras, de manera análoga a como muestra la figura 42 para la viga núm. 1.

4.2. VIGA TESTIGO N.º 2

Resultados del ensayo

Esta viga se ensayó bajo carga aproximadamente uniforme. Los aparatos de medida y el modo de aplicación de las cargas pueden verse en las figuras (18 a 21) y 12, respectivamente. El cuadro núm. 6 *a*) representa los valores de las medidas más importantes tomadas durante el ensayo.

Variación de la deformación de los alambres de pretensado

La deformación de la viga bajo carga lleva consigo el incremento de longitud de los alambres de pretensado y su consiguiente aumento de tensión. El incremento de longitud se calculó de la forma siguiente.

Utilizando como datos las flechas de la viga en tres puntos y los corrimientos y los giros de las secciones extremas, se han obtenido las posiciones de 5 puntos de cada alambre, durante todo el proceso de carga. Por estos puntos se ha hecho pasar una parábola de 4.º grado, cuya longitud respecto a la inicial nos da los incrementos de alargamiento de los cables en cada etapa de carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El cuadro núm. 6 *b*) representa las deformaciones de cada uno de estos cables en las diversas etapas de carga. Puede apreciarse que, hasta que aparece la fisuración, el incremento de deformación no pasa del 3,78 por ciento.

Fisuración

Hasta la fase de carga núm. 3, la viga se mantiene sin fisurar; en la fase núm. 4 aparece la fisuración inclinada de esfuerzo cortante.

El cuadro núm. 6 *b*) da la anchura de las fisuras que se representan en la figura 34.

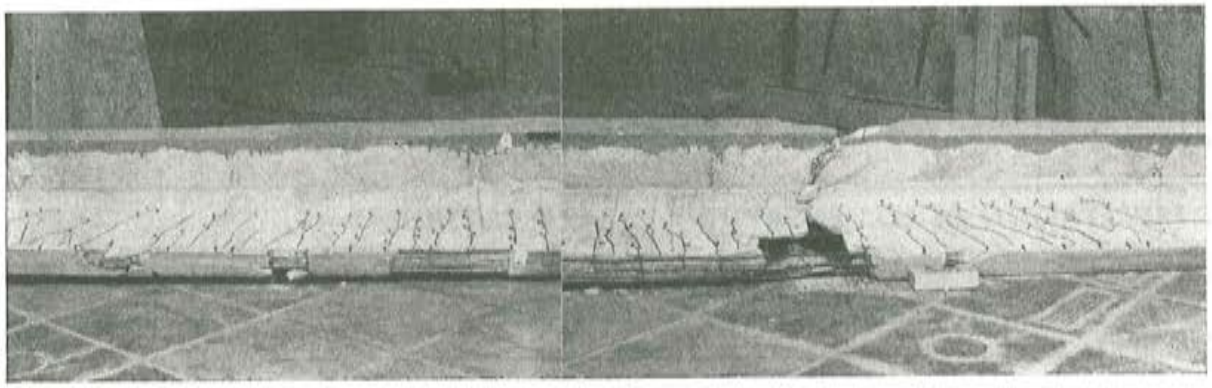


Fig. 34.—Fisuración y rotura viga testigo número 2.

Ley de momentos-rotaciones

Se han obtenido por dos procedimientos:

1) Por bandas extensométricas situadas en la zona comprimida de hormigón.
2) Por lecturas, sobre bases de elongámetros, situadas en la cabeza superior e inferior de la viga prefabricada.

Los valores obtenidos por ambos procedimientos pueden verse en el cuadro núm. 6 *a*).

CUADRO 6 a

Viga testigo n.º 2

Etapa	Carga P (kg)	Momento en el centro M_c (m . kg)	$M_c/M_r \times 100$	Flecha en el centro 10^{-2} cm	Giro extremo 10^{-5} rad.	Deformaciones en las fibras superior e inferior de la sección central $\times 10^{-6}$		Rotaciones $\times 10^{-4} \times m^{-1}$	
						Superior	Inferior	Bandas extensométricas	Elongámetros
1	270	506	12,9	259	168,5	— 102	+ 195	9,78	4,06
2	565	1.959	27,1	598	381,5	— 218	+ 365	22,82	24,8
3	840	1.575	40,38	973	612,5	— 326	+ 495	34,78	37,7
4	1.095	2.053	52,63	1.630	1.004,5	— 547	+ 955	61,9	62,6
5	1.370	2.568	65,84	2.400	1.457	— 718	+ 1.585	88,0	88,4
6	1.645	3.084	79,07	3.345	2.015	— 1.000	+ 2.510	122,8	121,8
7	1.920	3.600	92,3	4.814	—	—	—	168,0	180,5
8	2.080	3.900	100	Rotura					

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CUADRO 6 b

Etapa	Variación de la deformación de los alambres × 10^{-6}			% variación de la tensión de los alambres (valor medio)	Fisuración (0,1 mm)
	A1	A2	A3		
1	198	64	15	1,45	—
2	296	166	38	2,62	—
3	384	272	67	3,78	0,5
4	597	497	125	6,38	0,5
5	852	770	206	9,56	1,0
6	1.175	1.112	320	13,64	1,2
7	1.634	1.618	519	19,73	—

INTERPRETACION DE LOS ENSAYOS Y ESTADO TENSIONAL

Estado no fisurado de la viga

El cuadro núm. 7 representa el estado tensional de la pieza, en sus diversas secciones, al comienzo del proceso de carga. Como puede observarse, las tensiones que solicitan la cabeza superior de la viga prefabricada son tan elevadas que hacen que las deformaciones debidas a las cargas subsiguientes sean proporcionales a las tensiones, con un módulo de elasticidad mucho menor que las del resto de la pieza. No obstante, por el hecho de encontrarse esta cabeza en la fibra neutra de la sección total y por la descarga que le ha supuesto la fluencia, se ha utilizado un mismo módulo de elasticidad en toda ella para el cálculo teórico de tensiones.

El cuadro núm. 7 representa también el estado tensional de la pieza durante el proceso de carga. Para su interpretación, conviene hacer notar dos cosas:

1.ª Se ha tenido en cuenta el incremento de carga en los alambres de pretensado por deformación de la viga. El incremento de tensión se ha obtenido multiplicando la deformación por el módulo de elasticidad inicial. Esto es sólo aproximadamente válido hasta que los alambres alcanzan la tensión de 147 kg/mm² (0,2 % de deformación), lo cual ocurre en la etapa 3.ª de carga.

2.ª Sólo tiene validez hasta la fisuración de la viga.

La comparación entre los Cuadros núms. 6 *a*), 6 *b*) y 7 da una bastante buena concordancia entre la fase en que aparecieron las fisuras y las tensiones de tracción de la fibra inferior.

Estado de fisuración

La fisuración lleva consigo el transporte al acero de las tracciones que absorbía el hormigón por su precompresión inicial. Como no existe adherencia entre los alambres y el hormigón, el incremento de carga en aquéllos no corresponde al que exigiría cada sección, sino a la integración de las deformaciones a lo largo de la viga. Esta uniformidad de tensión en los alambres perjudica las secciones más solicitadas que desarrollan el momento de equilibrio interno por un aumento del brazo mecánico, con la consiguiente elevación de la fibra neutra y la fisuración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La viga, a partir de este momento, se comporta como una de hormigón armado en la que la armadura no tiene adherencia.

La fisuración de esfuerzo cortante se extendió ampliamente, a partir de la fase 4, como puede observarse en la figura 34. Las tensiones principales teóricas de tracción en el alma, en esta fase, eran tan pequeñas que su acción no podría producir este efecto. Pero estos valores teóricos, obtenidos considerando la sección total, varían mucho al estar parte de su cabeza inferior fisurada y, sobre todo, por la perturbación que producen, en el estado tensional, las fisuras que se desarrollan en otras secciones.

Ley de momentos-rotaciones

La comparación entre las leyes de momentos-rotaciones de las vigas testigo núms. 1 y 2 (fig. 35), obtenidas en la zona de flexión pura, demuestra que se mantienen prácticamente constantes hasta el comienzo de la fisuración, para separarse a partir de ésta.

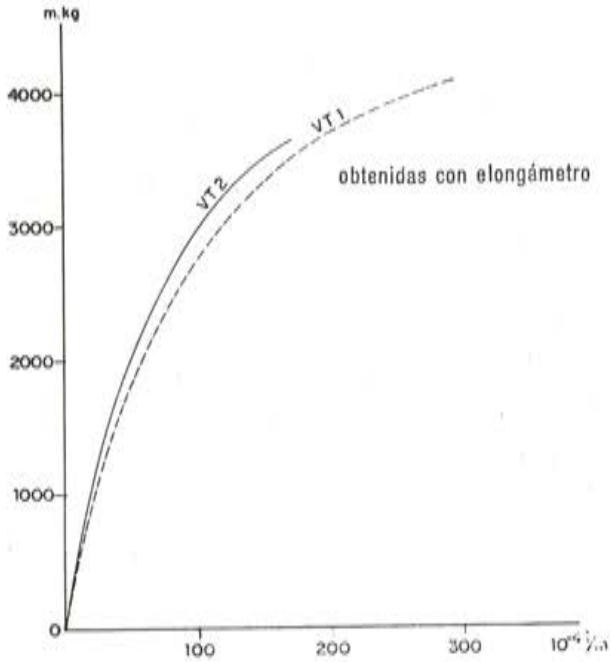


Fig. 35.—Ley de momentos-rotaciones de las vigas testigo números 1 y 2.

Fig. 36.—Fisuración y rotura viga testigo número 2.

Existen varias razones para esta diferencia entre las leyes de momentos-rotaciones. Una sería la diferencia entre las anchuras de las cabezas de compresión; pero ésta no parece muy importante debido a que, hasta la fisuración, las leyes se mantienen prácticamente iguales. Otra, sobre la que se quiere llamar la atención, es la diferencia en la tensión de los alambres para el mismo momento flector aplicado, pues las leyes de momentos flectores y esfuerzos cortantes son diferentes para ambas vigas; y como de éstas depende la deformación de las mismas, los alargamientos en los alambres, que no son sino la integración de estas deformaciones a lo largo de las vigas, será diferente y, por tanto, su tensión. Las condiciones de equilibrio en la sección central serán también diferentes, lo que redundará en rotaciones distintas.

Rotura

La viga se rompió en un punto situado a unos 70 cm del centro, donde se conjuntaban los efectos del momento flector y el esfuerzo cortante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El momento existente en esa sección era de 5.178 m · kg, y el momento de rotura teórico de 6.340 m · kg.

Esta diferencia debe estribar en dos causas:

1.ª En la influencia del esfuerzo cortante.

2.ª En el estado tensional de la cabeza de la viga prefabricada. Como al empezar el ensayo las tensiones en esta cabeza eran ya muy altas, los pequeños incrementos de carga que fue recibiendo ocasionaron su rotura.

El dislocamiento de la viga prefabricada dejó al tablero como único elemento resistente, lo que ocasionó su rotura inmediata (fig. 36).

CUADRO 7

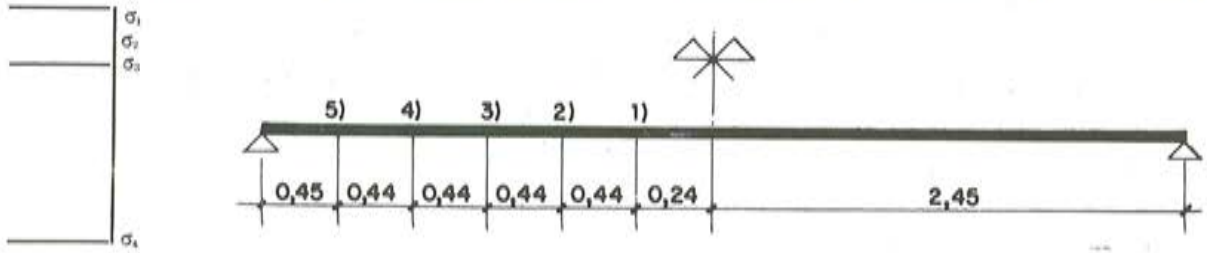
Tensiones en la viga testigo n.º 2

1.º Sin tener en cuenta la fluencia.

Sección		Tensiones iniciales (kg/cm²)	Tensiones finales (kg/cm²)						
			Fase de carga 1	2	3	4	5	6	7
1)	σ_1	+ 22,08	7,98	— 7,46	— 21,86		Fisuración normal en el eje de la viga		
	σ_3	— 214,5							
	σ_4	— 101,6	— 65,15	— 23,85	+ 14,35				
2)	σ_1	21,78	8,62	— 5,78	— 19,23	— 31,67			
	σ_3	— 208,44							
	σ_4	— 105,66	— 71,81	— 33,6	1,84	30,04			
3)	σ_1	18,75	7,43	— 4,96	— 16,51	— 27,23			
	σ_3	— 195,95							
	σ_4	— 109,12	— 80,32	— 47,7	— 17,52	+ 6,08			
4)	σ_1	14,15	5,61	— 3,72	— 12,43	— 20,51	Fisuración inclinada		
	σ_3	— 181,23							
	σ_4	— 110,89	— 89,76	— 65,7	— 43,3	— 36,7			
5)	σ_1	8,68	+ 3,46	— 2,22	— 7,55	— 12,50			
	σ_3	— 160,82							
	σ_4	— 115,21	— 103,2	— 89,21	— 76,3	— 68,2			

2.º Considerando la fluencia.

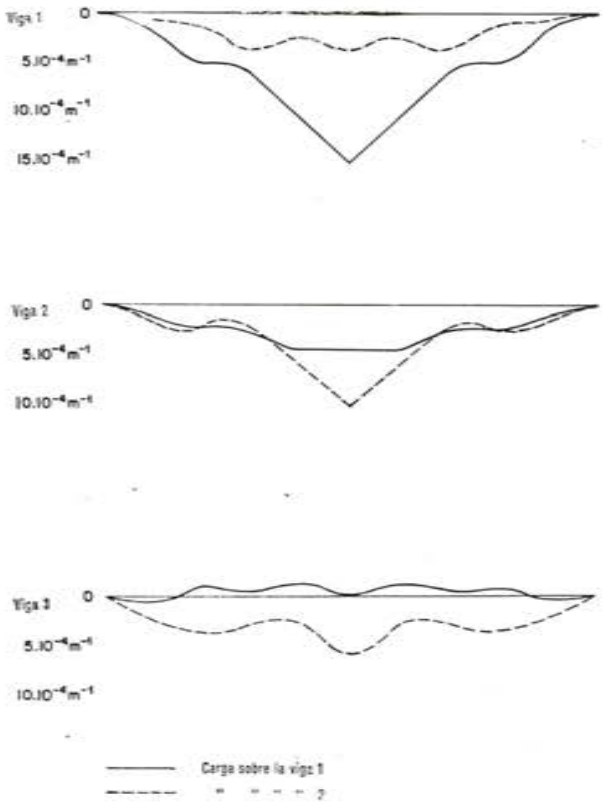
Sección		Tensiones iniciales (kg/cm²)	Tensiones finales (kg/cm²)				
			Fase de carga 1	2	3	4	5
1)	σ_1	9,97	— 4,13	— 19,57	— 33,9	— 47,3	
	σ_2	— 25,83	— 30,04	— 34,39	— 38,58	— 43,3	
	σ_3	— 102,2	— 106,4	— 110,7	— 115	— 119,7	
	σ_4	— 151,8	— 115,3	— 74	— 35	— 5,3	26



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Líneas de influencia de las rotaciones en el centro de las vigas



Distribución de rotaciones en la sección 1 - 1

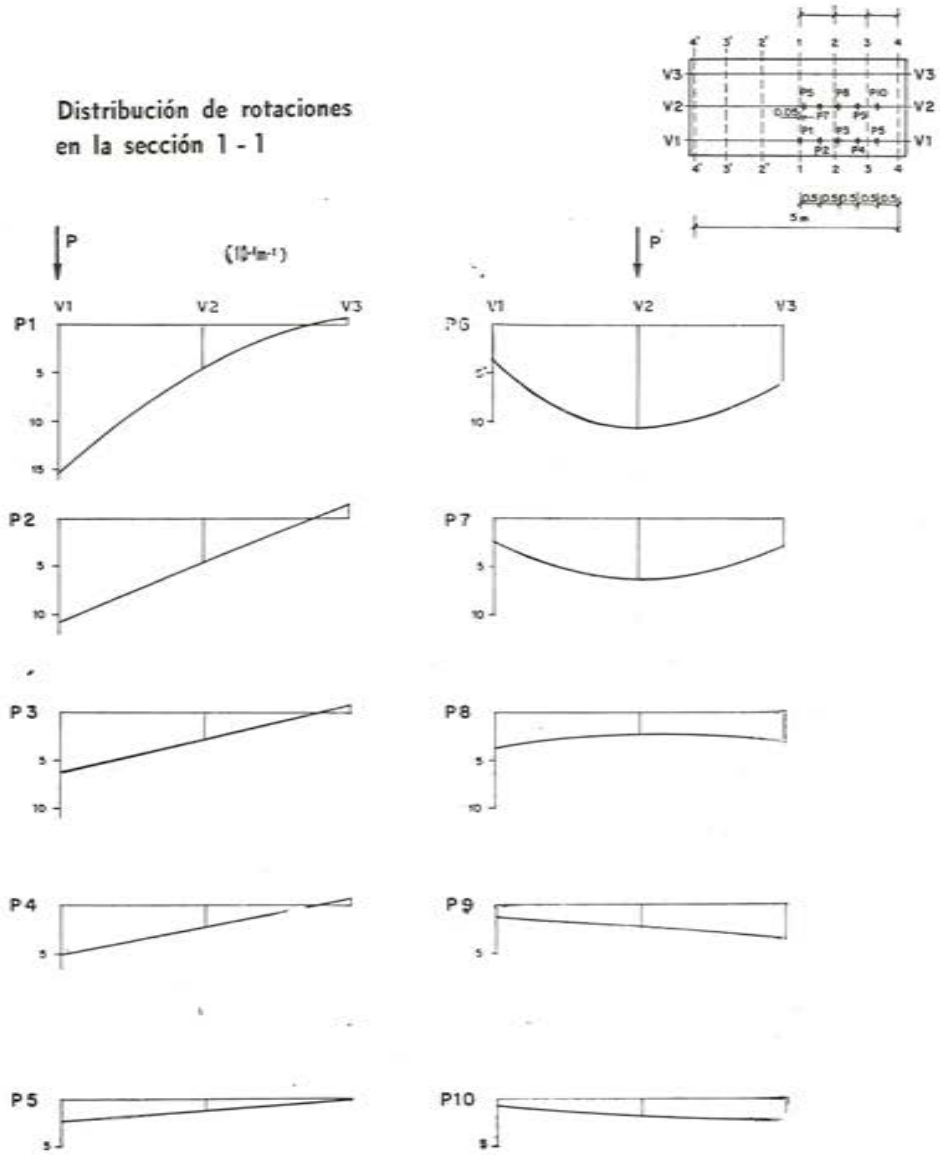


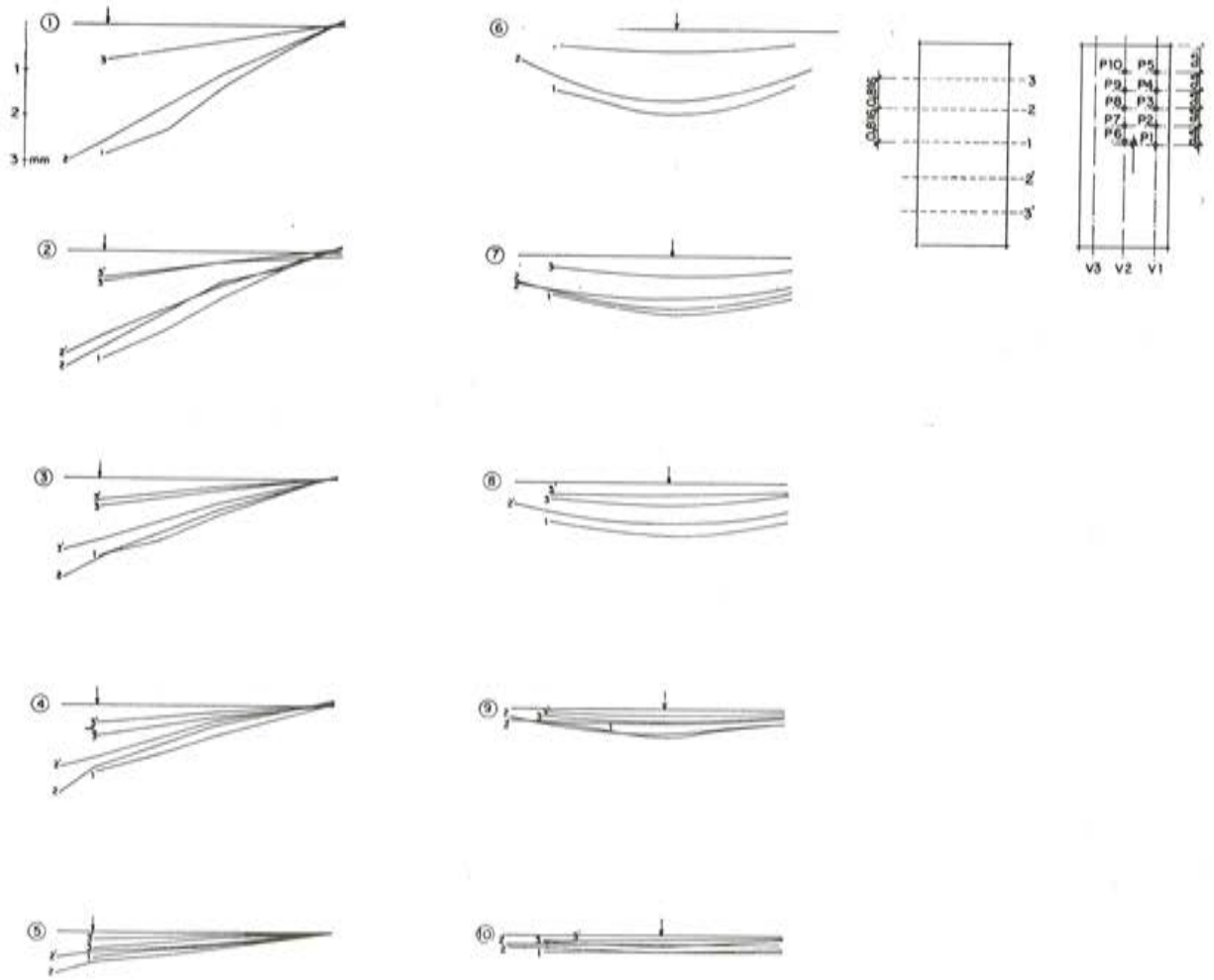
Fig. 37

4.3. REPARTO TRANSVERSAL DE CARGAS

Las figuras 13 a 18 representan la situación de los puntos donde se aplicaron las cargas y los aparatos de medida utilizados.

Las figuras 37 y 38 representan la distribución transversal de flechas y rotaciones, así como las líneas de influencia de las rotaciones en el centro de la viga.

Fig. 38.—Distribución transversal de flechas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Interpretación de los ensayos

Obtención de los momentos flectores

Los momentos flectores que aparecen en las vigas del puente se han obtenido por dos procedimientos:

1.º Utilizando como datos las rotaciones medidas en el ensayo, y entrando con estos valores en las leyes de momentos-rotaciones de las vigas testigo núms. 1 y 2.

2.º Por cálculo teórico.

Los valores así obtenidos se ven en el cuadro núm. 8. La validez de estos resultados es parcial por las consideraciones siguientes:

La parte de tablero que colabora con cada una de las vigas del puente en su trabajo en la dirección longitudinal difiere, a efectos resistentes, de las cabezas de las vigas testigo y, por tanto, los momentos de inercia y las rotaciones no tienen porqué ser iguales para el mismo momento aplicado.

Los valores utilizados son, para las vigas núms. 2 y 3 del puente, la ley de momentos rotaciones de la viga testigo núm. 1 y para la viga núm. 1 del puente, la semisuma de las leyes de momentos-rotaciones de las vigas testigo núms. 1 y 2.

Con respecto al cálculo teórico, se ha utilizado el emparrillado representado en la figura 39.

Emparrillado utilizado en el cálculo teórico

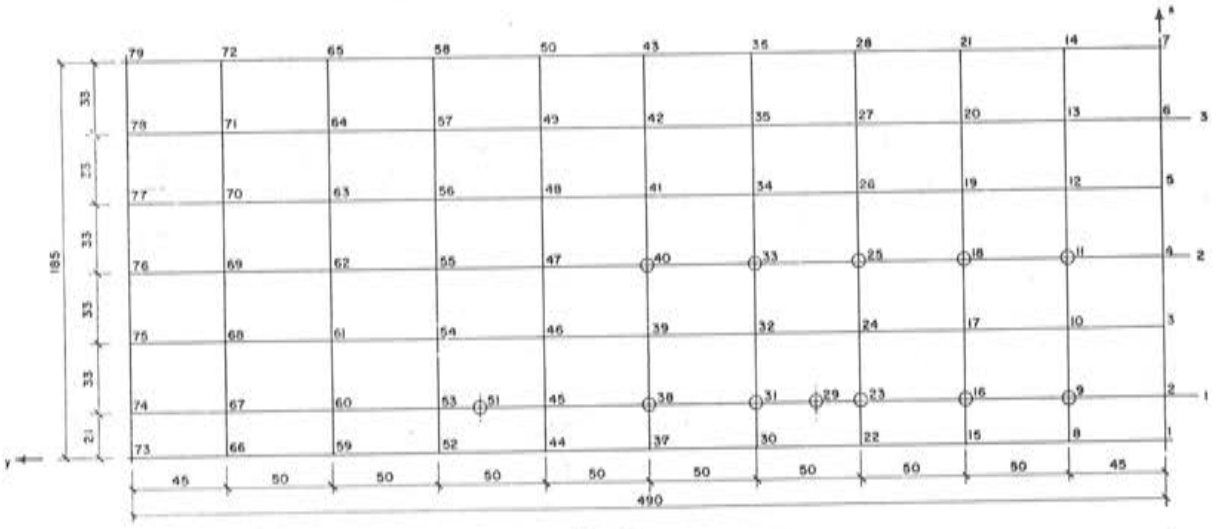


Fig. 39

Toda la anchura del tablero se ha concentrado sobre las tres vigas prefabricadas, formando su cabeza de compresión; estas vigas son las numeradas del 2 al 74, 4 al 76 y 6 al 78.

La rigidez a flexión longitudinal y transversal y su rigidez a torsión se ha repartido entre las demás vigas.

El valor dado a las cargas era pequeño, con el fin de no provocar la fisuración del puente.

Se ve en el cuadro núm. 8 una buena concordancia entre los valores obtenidos por am-

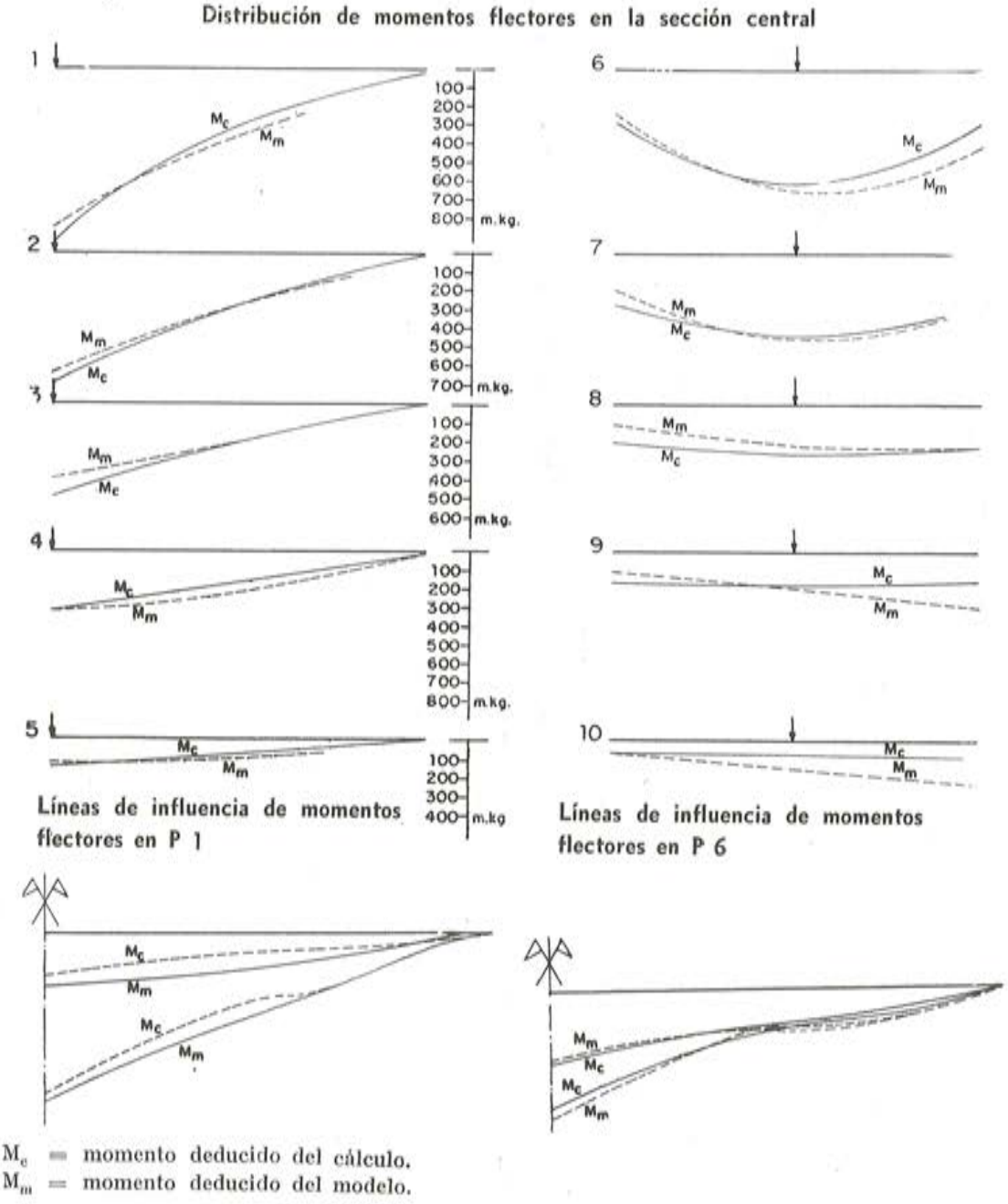
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

bos procedimientos, sobre todo en aquellos puntos en que las rotaciones medidas eran grandes. Cuando las cargas estaban situadas cerca de los apoyos o las medidas se hacían en la viga núm. 3 actuando la carga en la viga núm. 1, las rotaciones eran pequeñas y los errores de medida grandes.

La figura 40 representa las líneas de influencia de momentos en el centro de las vigas.

4.4. ROTURA DEL PUENTE

El puente fue llevado hasta la rotura según el esquema de cargas de la figura 14. En las figuras 41 y 42 se representan las leyes de flechas, giros y deformaciones medidas durante el ensayo.



M_c = momento deducido del cálculo.
M_m = momento deducido del modelo.

Fig. 40

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ROTURA DEL TRAMO

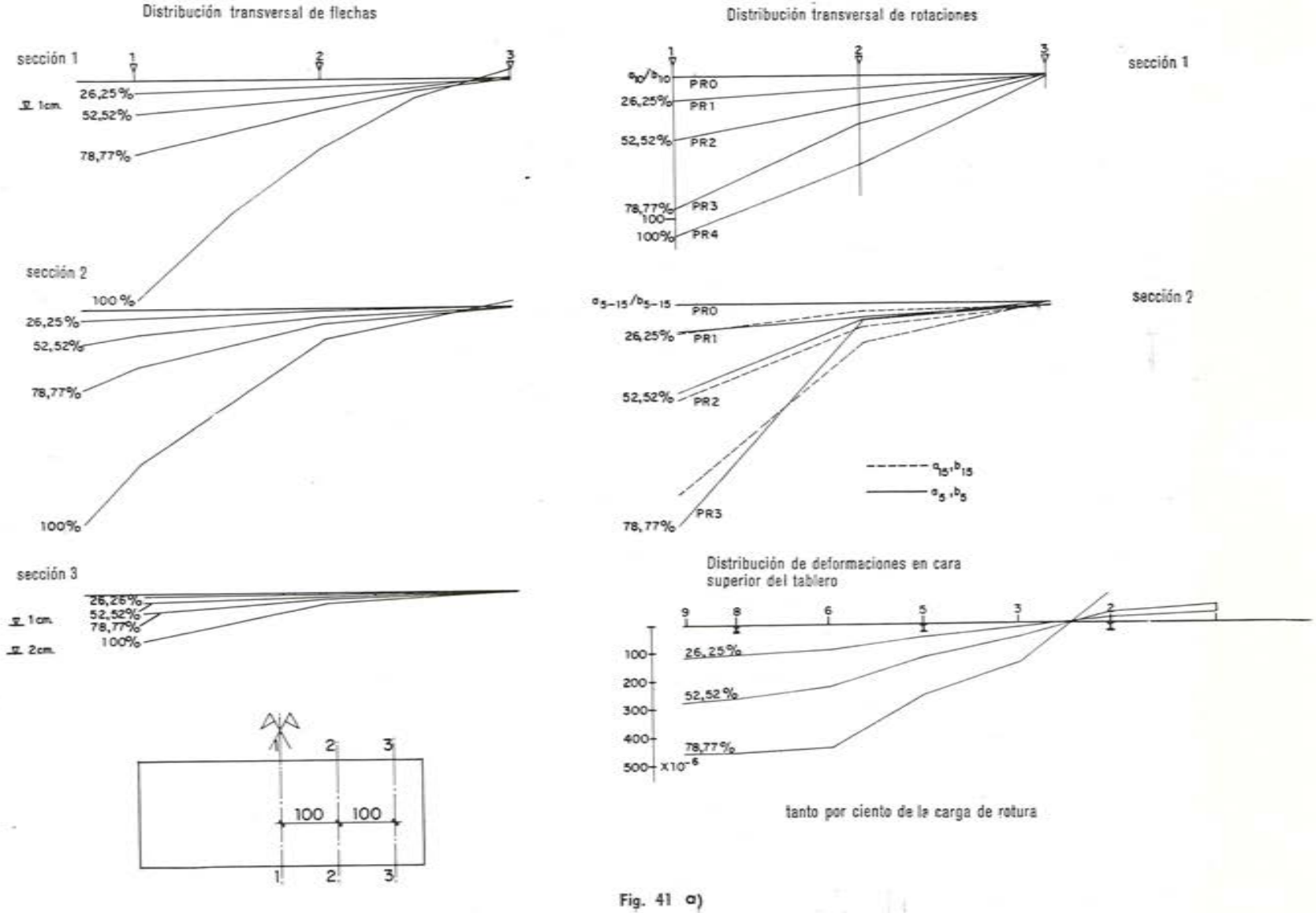


Fig. 41 a)

CUADRO 8

Reparto transversal

	Viga núm. 1			Viga núm. 2			Viga núm. 3			Momento total		
Carga	M1 (mod)	M1 (cal)	Md/Mc	M2 (mod)	M2 (cal)	Md/Mc	M3 (mod)	M3 (cal)	Md/Mc	mod	cal	% Mc
1	860	927	0,93	360	291	1,23	—	3,9	—	1.220	1.222	0,998
2	630	696	0,90	280	272	1,03	— 110	4,125	—	800	972	0,82
3	400	495	0,81	220	223	0,98	— 40	4,17	—	560	722	0,77
4	320	315	1,01	210	155	1,35	— 40	3,44	—	490	473	1,03
5	130	147	0,88	109	75,7	1,44	30	1,82	—	209	224	0,93
6	250	292	0,86	680	633	1,07	420	294	1,42	1.350	1.219	1,1
7	180	273	0,65	450	423	1,06	220	275	0,80	850	971	0,87
8	120	224	0,53	220	272	0,81	230	225	1,0	570	721	0,79
9	90	156	0,57	195	160	1,22	280	156	1,79	565	472	1,19
10	75	76	0,98	150	71,8	2,08	210	76,5	2,7	435	224	1,94

Interpretación del ensayo

El cuadro núm. 9 compara los momentos flectores teóricos y los obtenidos por medio del ensayo.

Los primeros se han calculado en el mismo emparrillado de la figura 39, suponiendo estado elástico hasta rotura. Estos resultados son válidos únicamente hasta el momento de la fisuración. A partir de aquí tienen, como única misión, la de servir como elementos de comparación.

Los segundos se obtuvieron por comparación de las medidas de las rotaciones en el puente y las leyes de momentos-rotaciones de las vigas testigo núms. 1 y 2.

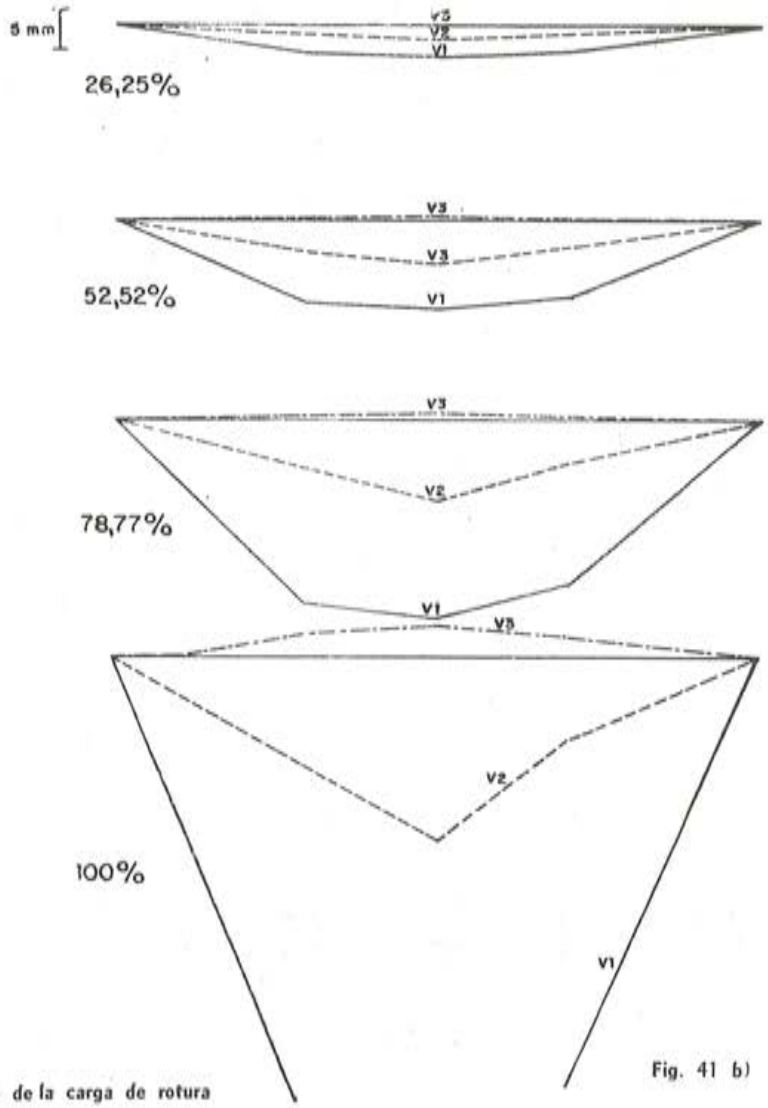
La fisuración de esfuerzo cortante, muy pronunciada en la viga 1, dio lugar a dos fenómenos que ocasionan cambios en las leyes de momentos-rotaciones y en la distribución transversal de cargas.

La figura 42 representa la distribución de rotaciones de las vigas del puente a lo largo del proceso de carga. Como puede verse, bajo las cargas, en la viga núm. 1, se concentran las rotaciones. Estas rotaciones localizadas provocan una concentración de las acciones de los alambres sobre la viga en esos puntos y unos alargamientos suplementarios debidos a la fisuración. Al extenderse el efecto de estos alargamientos a lo largo de toda la viga, por la falta de adherencia de los alambres, se efectuó en ella una compensación complementaria de momentos que se concreta en una fisuración más pequeña en el centro de la viga. Este fenómeno es similar al que ocurre en la viga testigo núm. 1.

Las rótulas formadas por la fisuración bajo carga dieron lugar a un segundo fenómeno que repercute sobre la distribución transversal de cargas, ya que estas rótulas, al dar flexibilidad a la viga núm. 1, hacen que la relación entre la rigidez del tablero y de la viga

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ROTURA DEL TRAMO
Distribución longitudinal de flechas



tanto por ciento de la carga de rotura

Fig. 41 b)

CUADRO 9
Comparación entre los momentos teóricos y los obtenidos en el modelo

Fase	M35			M40			M42			M51		
	Teórico	Modelo	Relación	Teórico	Modelo	Relación	Teórico	Modelo	Relación	Teórico	Modelo	Relación
		1.060 b.e.	0,926		520 b.e.	1,05		— 20 b.e.	—		—	0,94
1	1.444			495			8,74			1.215		
		860 el.	0,75		400 el.	0,97		—	—		1.140 el.	—
		2.140 b.e.	0,876		1.140 b.e.	1,08		— 70 b.e.	—		—	0,94
2	2.442			1.057			18,67			2.595		
		2.020 el.	0,82		1.100 el.	1,04		—	—		2.440 el.	—
		3.220 b.e.	0,901		1.750 b.e.	1,13		— 240 b.e.	—		—	0,94
3	3.573			1.545			27,3			3.794		
		3.140 el.	0,878		1.670 el.	1,08		—	—		3.560 el.	—

b.e. Obtenidos con bandas extensométricas.
el. Obtenidos con elongámetro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ROTURA DEL PUENTE

Distribución de rotaciones

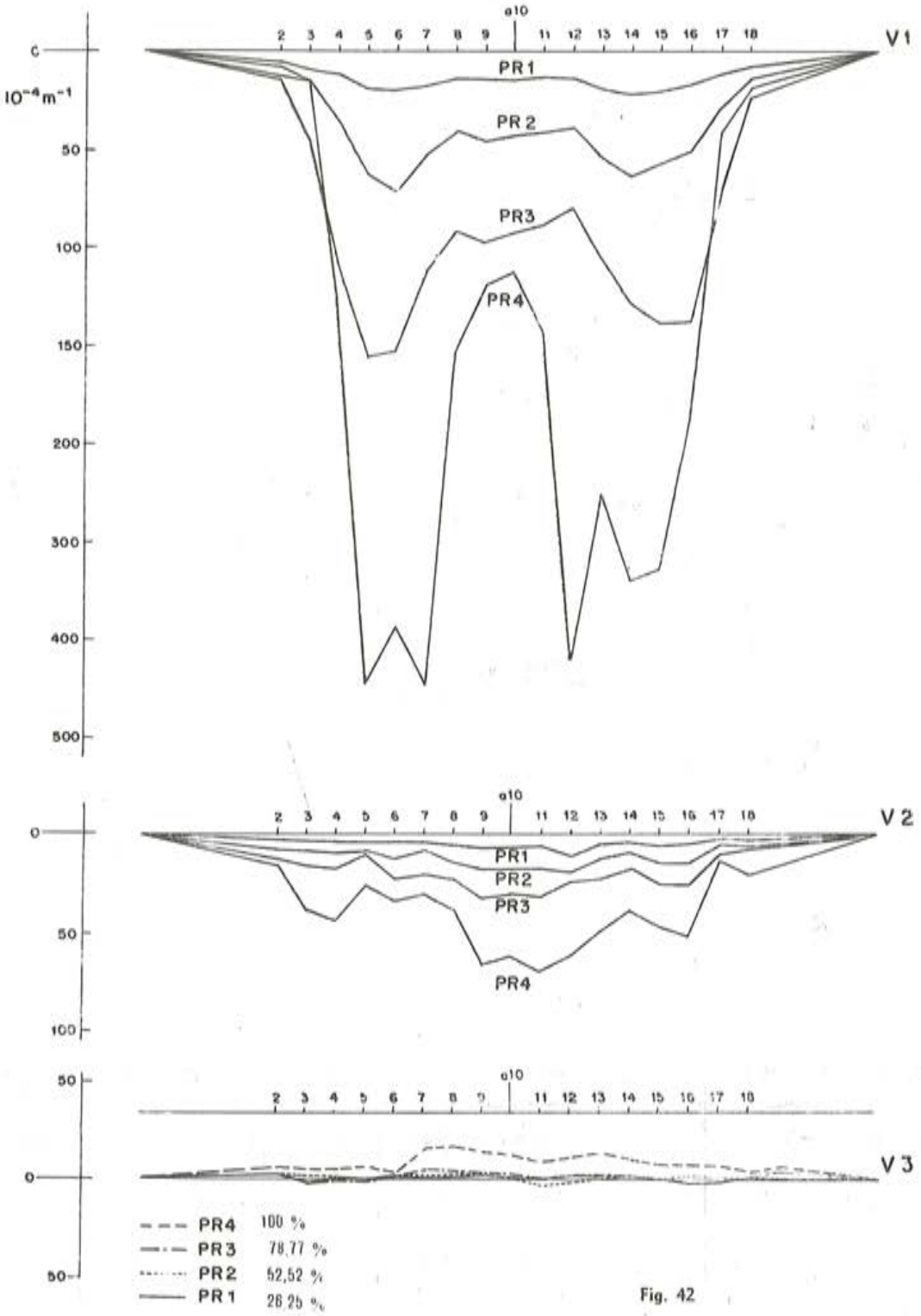


Fig. 42

aumente, con lo que la transmisión transversal de cargas y la solicitación a flexión del tablero aumentará. Por otra parte, la distorsión angular concentrada que es una rótula se reproduce sobre el tablero, concretándose en una torsión concentrada en este punto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Esta torsión, combinada con la flexión, cambia la dirección de los momentos principales sobre el tablero, dando lugar a la inclinación de la fisuración que puede verse en las figuras 43 a 45.

FISURACION DEL TRAMO

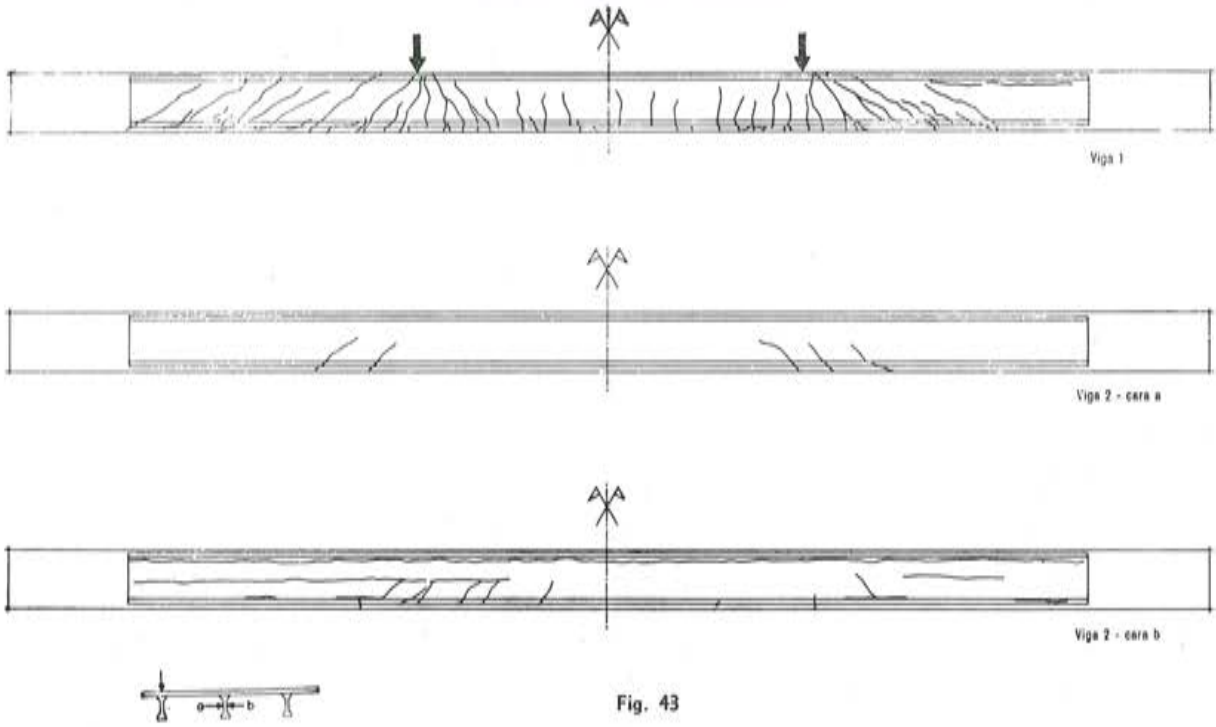


Fig. 43

Comparando la fisuración en el centro de la viga testigo núm. 1 y de la viga núm. 1 del puente, se ve cómo este segundo fenómeno redunda en una menor fisuración de la viga del puente.

Asimismo, en el cuadro núm. 9, si bien se constata una gran constancia en el reparto transversal, se nota también el efecto de la redistribución.

Las excesivas deformaciones de la viga núm. 1 dieron lugar al agotamiento del tablero en su capacidad de transmitir cargas, lo que ocasionó la independización de la viga núm. 1 del resto del puente y su rotura subsiguiente (fig. 45).

resumen

Los ensayos estaban destinados al estudio del comportamiento bajo carga de un tramo de puente formado por tres vigas prefabricadas, postensadas, y un tablero construido por unas placas de hormigón prefabricado, sobr las que se vertía una capa de hormigón que servía de elemento de unión entre todas ellas.

Se intentaba deducir la eficacia del tablero, tanto en su colaboración al trabajo longitudinal de las vigas, formando su cabeza de compresión, como en su trabajo en la dirección transversal como único elemento de transmisión de cargas.

Fueron condiciones previas del ensayo, las diferentes edades con que entraban a trabajar los distintos elementos que constituyen el tramo, con el fin de dilucidar la influencia que ejercen los diferentes estados de retracción y fluencia. Para acentuar más el intercambio de esfuerzos que se producen por estos fenómenos, las vigas prefabricadas estuvieron siempre sometidas a tensiones de compresión y tracción muy elevadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Estas razones llevaron a la medición de las deformaciones de las vigas prefabricadas, desde el mismo instante del endurecimiento del hormigón.

Así, se obtuvieron las deformaciones por retracción de las fibras superior e inferior, que se evaluaron en $57{,}5 \times 10^{-5}$ y 40×10^{-5}, respectivamente. La coacción producida por la armadura no tesa y las vainas de la armadura tesa dieron lugar a unas tensiones de $-0{,}7$ kg/cm² y 17,6 kg/cm² en la fibra superior e inferior, respectivamente. Con el fin de facilitar la interpretación de los estados tensionales y de deformación que se producirían en el puente, dos de las cinco vigas prefabricadas se destinaron a servir de vigas testigo.

En ellas se estudiaron, primeramente, el efecto que producía el tablero en la descarga de las tensiones de las cabezas de las vigas prefabricadas, por fluencia del hormigón. Así, se obtuvieron descargas de hasta 70 kg, de los 150 kg/cm² que tenían previamente y se midieron flechas de fluencia, de hasta el 60 % de la elástica, en un período aproximado de 2 meses.

ROTURA DEL TRAMO

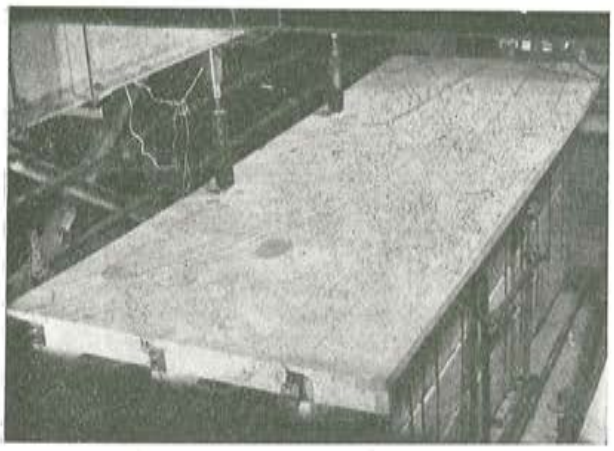


Fig. 44

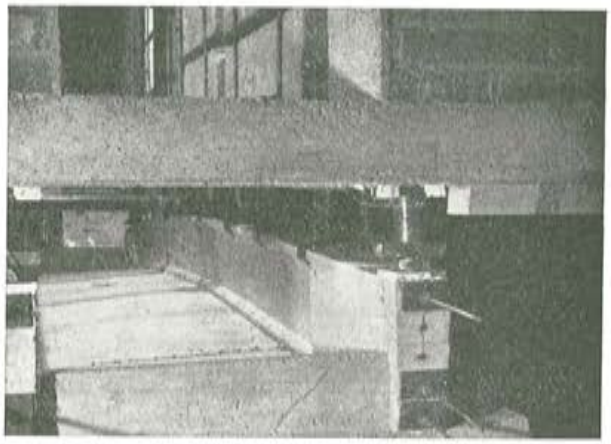


Fig. 45

Pasado este período, se cargaron las vigas hasta rotura. La primera por mediación de dos cargas puntuales a los tercios de la luz, y la segunda, por una carga uniforme. Los resultados más importantes deducidos del ensayo de estas vigas fueron: 1.º) la obtención de las leyes de momento-rotaciones, que después se utilizaron en los ensayos del puente; y 2.º) la comprobación de que todo el tablero contribuía uniformemente, en su actuación como cabeza de compresión.

El tramo de puente fue sometido a dos tipos de ensayos. El primero, destinado a la obtención del reparto transversal, se efectuó con la actuación de una carga aplicada en diez posiciones distintas. Las leyes de momentos flectores se consiguieron por mediación de las leyes de momentos-rotaciones de las vigas testigo y las rotaciones medidas en el ensayo.

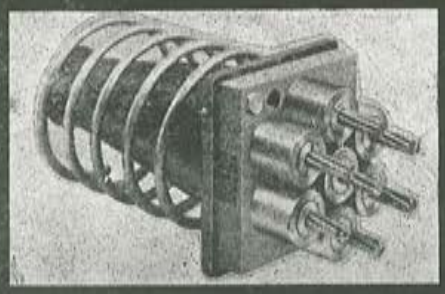
Como segundo ensayo, el puente se llevó hasta rotura mediante la aplicación de dos cargas puntuales sobre una de sus vigas laterales. Interesaba conocer la redistribución de esfuerzos entre las vigas, a lo largo del proceso de carga.

Pudo comprobarse, que el reparto transversal de cargas se mantuvo casi constante a través de todo el proceso de carga, efectuándose solamente una pequeña redistribución cuando la relación entre la rigidez del tablero y la de la viga aumentó a consecuencia de la gran fisuración que el esfuerzo cortante produjo sobre ésta.

La rotura sobrevino en la viga núm. 1 al agotarse, en el tablero, su capacidad para transmitir cargas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Terminal petrolífera de CEPSA en Tarragona
Contratista: DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.



Sistema CCL para

PRETENSAR Y POSTENSAR

RECLAMO

Anclajes de alambres y cordones por cuñas de acción directa. • Posibilidad de obtener grandes y pequeñas concentraciones de esfuerzos. • Gatos sencillos y manejables. • Equipos de inyección. • Placas de apoyo de neopreno. • Economía de precios. • Asistencia técnica.

Solicite información y referencias de obras realizadas en España a

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS S. L.

Valencia, 308 - T. 215 57 85 - Barcelona (9)
Santiago Bernabeu, 2 - Tel. 261 44 73 - Madrid (16)

Ruego me envíen documentación sobre el sistema CCL para pretensar ☐ y postensar ☐

Nombre ..... **Profesión** .....

Dirección .....

Localidad ..... **Provincia** .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

contribuye a tejer
un brillante resurgir

RIVIERE
SOCIEDAD ANONIMA

para toda la industria nacional con la utilización de sus

TELAS METALICAS

Toda la gama de especialidades de tejidos metálicos para MINERIA, INDUSTRIAS, CONSTRUCCION, AGRICULTURA, etc.

BARCELONA - MADRID - PAMPLONA

Productor nacional desde 1837

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

punzonamiento de placas sin armadura de esfuerzo cortante

(mecanismos de redistribución de esfuerzos y rotura)

JAVIER MANTEROLA, Ingeniero de Caminos

punzonamiento de placas

El Instituto "Eduardo Torroja" de la Construcción y del Cemento ha realizado, durante el curso 1964-65, ensayos hasta rotur de 12 placas rectangulares de 3 × 3 m de lado solicitadas bajo carga puntual.

Finalidad de los ensayos

Los ensayos estaban dirigidos a la determinación de los diversos mecanismos de transmisión de esfuerzos que van apareciendo durante el proceso de carga; la redistribución del trabajo entre ellos, y las causas de rotura por punzonamiento.

Para ello se utilizaron las siguientes variables:

— variación de las dimensiones de la superficie de carga;

— variación de la cuantía de la armadura de tracción;

— variación de la cuantía de la armadura de compresión;

— variación del límite elástico de los aceros y las condiciones de adherencia.

Estas variables se ordenaron en cuatro series:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

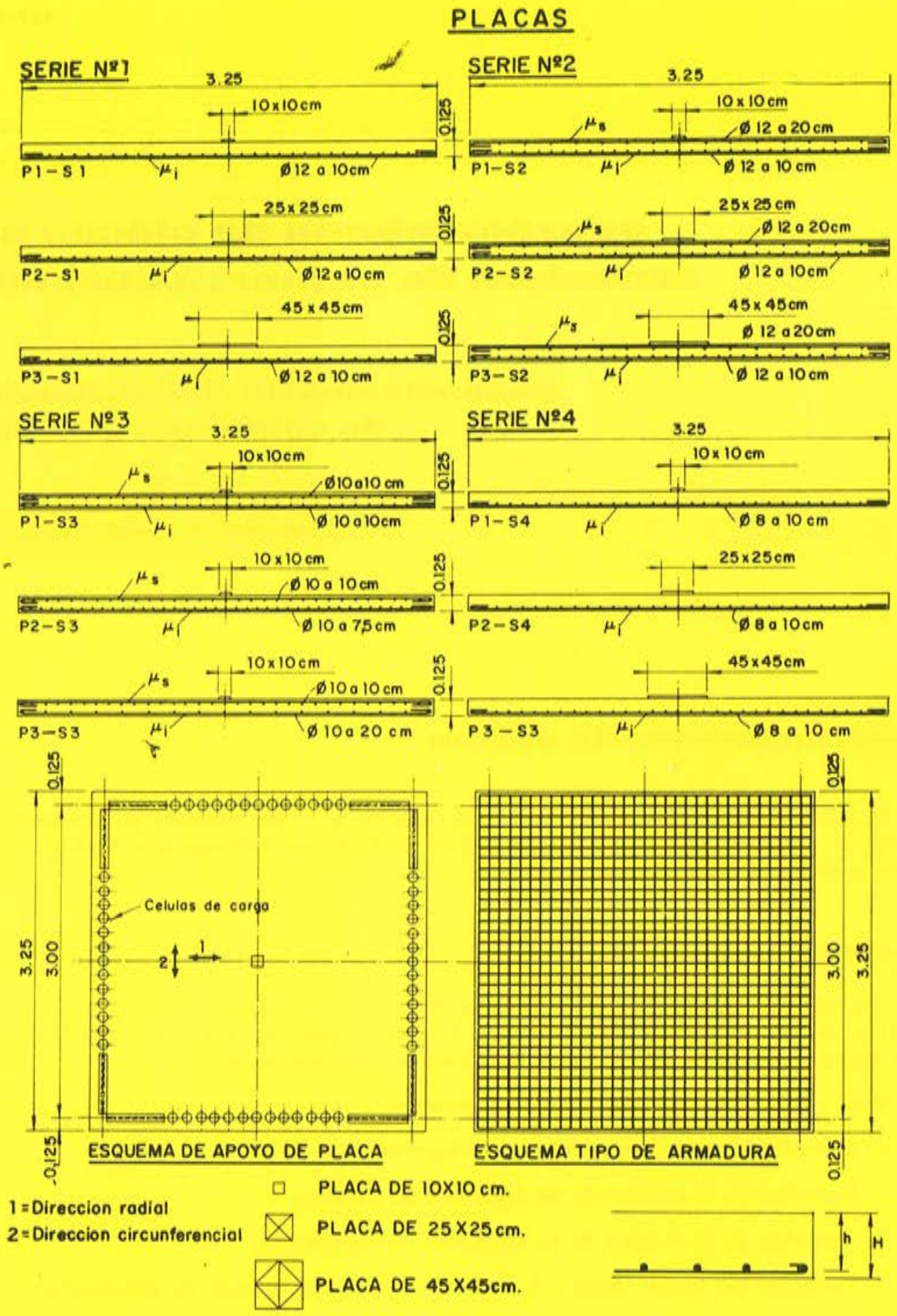


Fig. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Series	Dimensiones de la superficie de carga (cm)	Armadura en cara inferior	Armadura en cara superior	Límite elástico aparente de la armadura
P1-S1	10 × 10	∅ 12 a 10	nula	3.100
Serie 1 P2-S1	25 × 25	∅ 12 a 10	nula	3.100
P3-S1	45 × 45	∅ 12 a 10	nula	3.100
P1-S2	10 × 10	∅ 12 a 10	∅ 12 a 20	3.300
Serie 2 P2-S2	25 × 25	∅ 12 a 10	∅ 12 a 20	3.300
P3-S2	45 × 45	∅ 12 a 10	∅ 12 a 20	3.300
P1-S3	10 × 10	∅ 12 a 10	∅ 12 a 10	3.300
Serie 3 P2-S3	10 × 10	∅ 12 a 7,5	∅ 12 a 10	3.300
P3-S3	10 × 10	∅ 12 a 20	∅ 12 a 10	3.300
P1-S4	10 × 10	∅ 8 a 10	nula	4.600
Serie 4 P2-S4	25 × 25	∅ 8 a 10	nula	4.600
P3-S4	45 × 45	∅ 8 a 10	nula	4.600

Descripción de los ensayos

Las placas ensayadas eran todas de 3 × 3 m de lado y de 12,5 cm de espesor y la sustentación de simple apoyo sobre los cuatro lados, por intermedio de células de carga destinadas a la obtención de la distribución de reacciones, y sin anclaje en las esquinas.

La figura 1 representa un esquema de las placas.

La carga fue aplicada por mediación de un gato de 50 toneladas.

La transmisión de ésta a la placa se efectuaba por intermedio de unas placas metálicas de 10 × 10, 25 × 25 y 45 × 45 cm; las cuales estaban subdivididas entre sí para su acomodación a las deformaciones de la placa.

Los aparatos utilizados para la medición de las deformaciones fueron:

12 células de carga para medir las reacciones sobre un lado de la placa;

24 flexímetros en su cara superior;

1 flexímetro en su cara inferior;

2 comparadores de milésimas en el borde donde se miden las reacciones;

6 curvaturímetros en su cara superior;

5 clinómetros;

25 bases de lectura de elongámetros en su cara superior;

29 bases de lectura de elongámetros en su cara inferior;

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

32 bases de lectura de elongámetros en el borde donde se miden las reacciones;

40 bandas extensométricas en la cara superior del hormigón;

35 bandas extensométricas en la armadura inferior;

17 bandas extensométricas en la armadura superior.

El número y colocación de los aparatos señalados sufría pequeñas variantes para su acomodación a los diversos casos particulares de dimensiones de la superficie de carga y cuantías de la armadura superior e inferior. Junto con cada placa se hacían dos vigas testigo para la obtención de la ley momentos-deformaciones, seis probetas cilíndricas de 15 × 30 cm, seis de 20 × 20 cm y seis de 15 × 15 ×15 cm para la rotura a compresión, dos probetas de 15 × 30 cm para la obtención del módulo de elasticidad del hormigón, cuatro probetas cilíndricas de 15 × 30 cm para el ensayo brasileño y seis probetas prismáticas de 10 × 10 × 40 cm para la obtención de la carga de rotura a flexo-tracción.

Resultados de los ensayos

En el cuadro número 1 se indican las características de las placas de ensayo, y las cargas límites de fisuración, de deformación y de rotura.

En el cuadro número 2 se dan las leyes de momentos-deformaciones obtenidas en las vigas testigo.

Interpretación de los ensayos

Puede idealizarse que, en toda placa bajo carga puntual, existen dos mecanismos que transmiten la carga por flexión a los apoyos. Estos mecanismos, que coinciden con las direcciones de los momentos principales, son uno radial y otro circunferencial.

El estudio del estado de deformación de estos dos mecanismos durante el proceso de carga, indica la contribución de cada uno de ellos en el sostenimiento de la carga y esclarece la redistribución de esfuerzos que se efectúa en la placa.

A la luz de la evolución de las deformaciones en estos mecanismos se observa la evolución de las curvaturas, inclinaciones de la deformada y las flechas, así como la formación del cono de punzonamiento y la variación de las condiciones de apoyo de la placa en sus bordes.

Se trataron, como variables principales, las dimensiones de la superficie de carga y la cuantía de la armadura inferior.

Deformaciones

Las leyes de cargas-deformaciones de la armadura y del hormigón en dirección circunferencial empiezan con pendiente muy fuerte para ir después disminuyendo, conforme avanza el proceso de carga, hasta alcanzar casi la horizontal para la carga de rotura.

Estas leyes de cargas-deformaciones, clásicas en todas las estructuras que se cargan hasta rotura, no se reproducen en forma semejante en la dirección radial, puesto que en ésta las leyes de cargas-deformaciones tienen, al principio, un aspecto análogo pero cuando en el centro de la placa la armadura radial alcanza deformaciones muy grandes, cerca del límite elástico, las deformaciones radiales en los demás puntos de la sección transversal

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

empiezan a sufrir incrementos cada vez menores hasta hacerse constantes y volverse decrecientes (fig. 2).

Como este proceso es similar en el hormigón y en el acero, los momentos flectores absorbidos por el mecanismo radial, que en un principio siguen una ley creciente con la carga, llegan a permanecer constantes e incluso decrecen.

Esto quiere decir que cuando en el centro de la placa la armadura alcanza el límite elástico, el mecanismo radial deja de transmitir incrementos de carga a los apoyos, realizándose esta transmisión casi exclusivamente por el mecanismo circunferencial, e incluso el mecanismo radial se descarga, en el mecanismo circunferencial, de los esfuerzos adquiridos antes de la fluencia de la armadura. Esto es la redistribución.

Esta redistribución de carga entre los mecanismos, que cualitativamente tiene el mismo proceso cualesquiera que sean las variables empleadas, cuantitativamente difiere en intensidad y extensión según la cuantía de armadura, límite elástico de la misma y dimensiones de la superficie de carga.

Estas variables influyen en el proceso de la redistribución de la forma siguiente:

Variación de las dimensiones de la superficie de carga (figs. 2, 3, 4 y 5)

1.º) La fluencia de la armadura radial se alcanza a distintas cargas y a distinto tanto por ciento de la carga de rotura. Si la superficie de carga es de 10 × 10 cm, la fluencia se alcanza a 11,5 t y al 57 % de la carga de rotura; si es de 25 × 25 cm a 15 t y 52 % de la carga de rotura; y si es de 45 × 45 cm, a 17 t y 44 % de la carga de rotura.

2.º) Cuanto mayores son las dimensiones de la superficie de carga, la redistribución aparece bajo carga más elevada, pero a menor tanto por ciento de la carga de rotura.

3.º) La redistribución es más eficaz en las placas en las que la superficie de carga es de grandes dimensiones que en las que dicha superficie es pequeña.

4.º) Comparación de las deformaciones cuando la carga aplicada es la misma para todas las placas.

Al principio del proceso de carga las deformaciones radiales son mayores si la superficie de carga es pequeña que si es grande.

Pero como en aquéllas el fenómeno de la redistribución empieza antes, al final del proceso de carga las deformaciones de las placas con superficie de carga pequeña son menores que las solicitadas con superficie de carga grande.

5.º) Comparación de las deformaciones para el mismo tanto por ciento de la carga de rotura.

Al principio del proceso de carga las deformaciones radiales de las placas con superficie de carga grande son mayores que las de las placas con superficie de carga pequeña, mientras que al final del proceso de carga ocurre lo contrario.

6.º) La redistribución no se efectúa con la misma intensidad ni para la misma carga en todos los puntos de una sección transversal, pues para cargas progresivas la redistribución va empezando en puntos cada vez más alejados del centro de la placa (fig. 6).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CUADRO Nº1

PLACA	Lado de la sup. de carga	Características de las placas						Cargas límites de: FISURACION						Cargas límites de: DEFORMACION						Carga de rotura T
		σ_h	σ_a	μ_i %	μ_s	h	H	0,1d T	0,1d %C_R	0,2d T	0,2d %C_R	0,3d T	0,3d %C_R	1/1000 T	1/1000 %C_R	1/500 T	1/500 %C_R	1/250 T	1/250 %C_R	
P1-S1	10	261	3100	0,916	0	10,7	12,5	7,00	32	8,00	36	9,50	43							22,000
P2-S1	25	345	3100	0,916	0	10,7	12,5	9,50	36	12,00	46	13,50	51							26,200
P3-S1	45	303	3100	0,916	0	10,7	12,5	10,00	32	13,70	44	15,80	51	6,50	21,50	9,60	31,00	15,00	49,00	30,700
P1-S2	10	247	3300	0,916	0,572	10,7	12,5	8,00	40	9,30	46	11,00	55	5,60	27,50	8,00	40,00	12,50	62,50	20,000
P2-S2	25	337	3300	0,916	0,572	10,7	12,5	6,70	23	10,00	35	11,60	40	5,80	20,50	8,60	29,50	13,20	45,50	28,800
P3-S2	45	325	3300	0,916	0,572	10,7	12,5	12,00	29	15,00	37	18,00	44	7,90	18,70	12,20	28,00	17,60	43,00	40,500
P1-S3	10	405	3300	0,916	0,916	10,7	12,5	7,50	39	10,04	53	10,80	57	5,80	31,00	8,80	46,00	13,00	69,00	18,800
P2-S3	10	365	3300	1,220	0,916	10,7	12,5	8,10	37	10,80	50	12,10	56	6,40	29,50	10,00	46,00	15,60	73,00	21,500
P3-S3	10	400	3300	0,572	0,916	10,7	12,5	4,30	25	5,40	32	6,10	36	3,50	31,50	5,40	40,00	6,80	49,00	16,800
P1-S4	10	269	4600	0,376	0	10,7	12,5	5,44	30	6,30	35	7,20	40	5,00	28,00	7,00	39,00	9,90	56,00	17,850
P2-S4	25	319	4600	0,376	0	10,7	12,5	7,50	30	10,04	40	12,50	50	5,60	22,00	8,00	32,00	11,60	46,00	25,070
P3-S4	45	349	4600	0,376	0	10,7	12,5	7,05	23	12,00	40	15,00	49	5,70	18,00	8,00	26,00	11,00	36,00	30,00

σ_h = Resistencia en probeta cilíndrica del hormigón
σ_a = Límite elástico convencional del acero
μ_i = Cuantía de la armadura inferior
μ_s = Cuantía de la armadura superior
h = Canto útil
H = Canto total

Cuadro nº 2

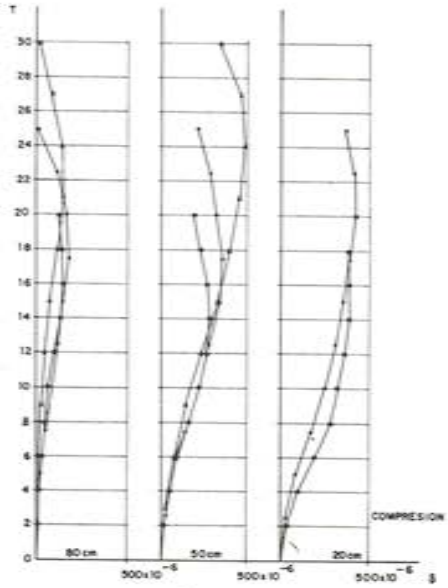
LEYES DE MOMENTOS–DEFORMACIONES.– VIGAS TESTIGO

m·kg/ml.

DEFORM. / MOMENTO	Ø 12 a 10		Ø 12 a 7,5		Ø 12 a 20		Ø 8 a 10	
	VT1	VT2	VT1	VT2	VT1	VT2	VT1	VT2
200	50	50	30	55	45	55	90	90
400	100	110	65	110	95	130	170	190
600	150	160	100	165	135	290	250	300
800	195	220	170	220	180	450	330	410
1.000	250	320	210	310	550	740	480	500
1.200	315	440	285	405	780	930	680	790
1.400	385	550	375	500	1.000	1.110	860	1.010
1.600	470	650	465	595	1.225	1.310	1.040	1.210
1.800	570	750	550	690	1.530	1.490	1.210	1.420
2.000	670	860	640	785	2.130	1.690	1.390	1.620
2.200	760	960	700	880		3.090	1.560	1.820
2.400	860	1.060	810	980			1.740	2.010
2.600	950	1.160	900	1.060			1.910	2.200
2.800	1.040	1.270	980	1.145			2.090	2.440
3.000	1.130	1.410	1.090	1.240			2.320	2.670
3.200	1.220	1.580	1.140	1.340			2.760	
3.400	1.310	1.870	1.200	1.460			3.680	
3.600	1.450	2.650	1.290	1.580				
3.800	1.660		1.400	1.700				
4.000	1.940		1.560	2.020				
4.200	2.560		1.780					
4.400			2.310					
MOMENTO DE ROTURA	4.350	3.660	4.573	4.110	2.130	2.241	3.792	3.822

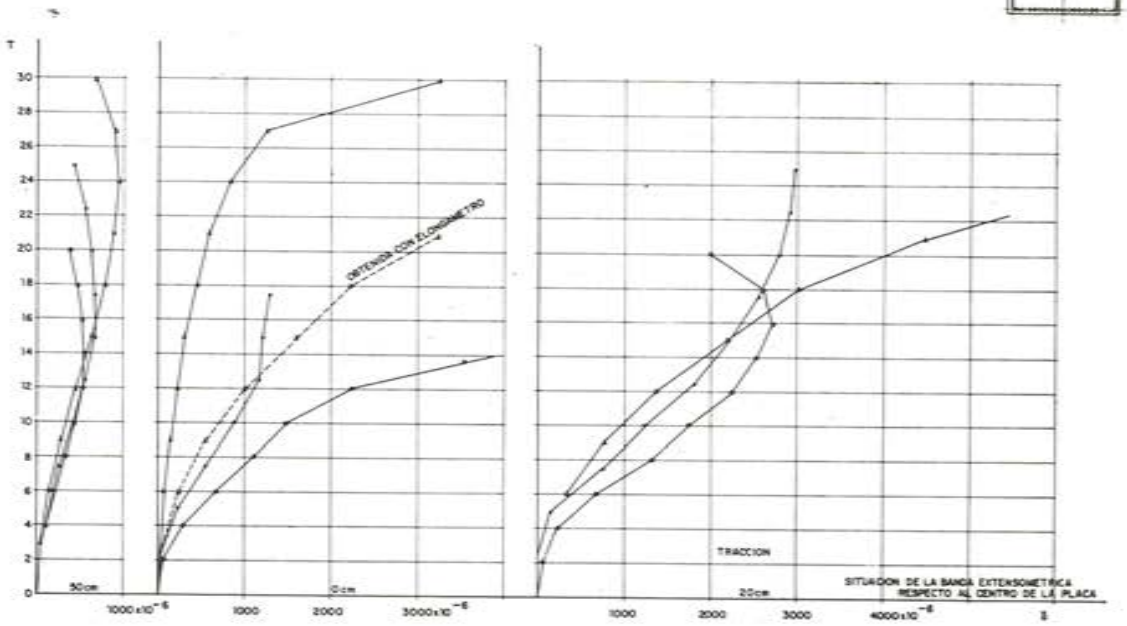
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



HORMIGON – CARA SUPERIOR

VARIACION DE LAS DIMENSIONES DE LA SUPERFICIE DE CARGA – DEFORMACIONES RADIALES



ARMADURA INFERIOR

Fig. 2

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

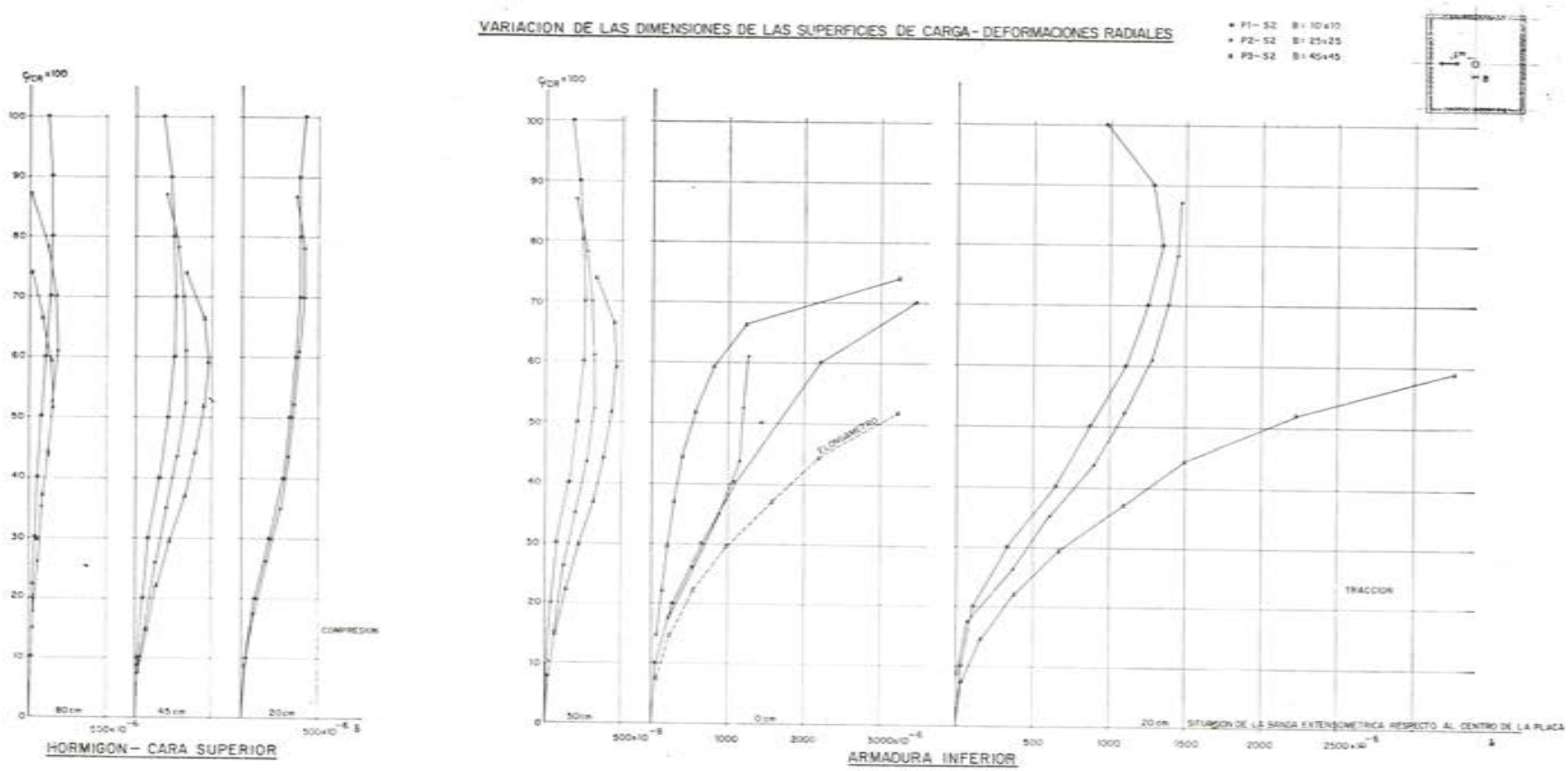
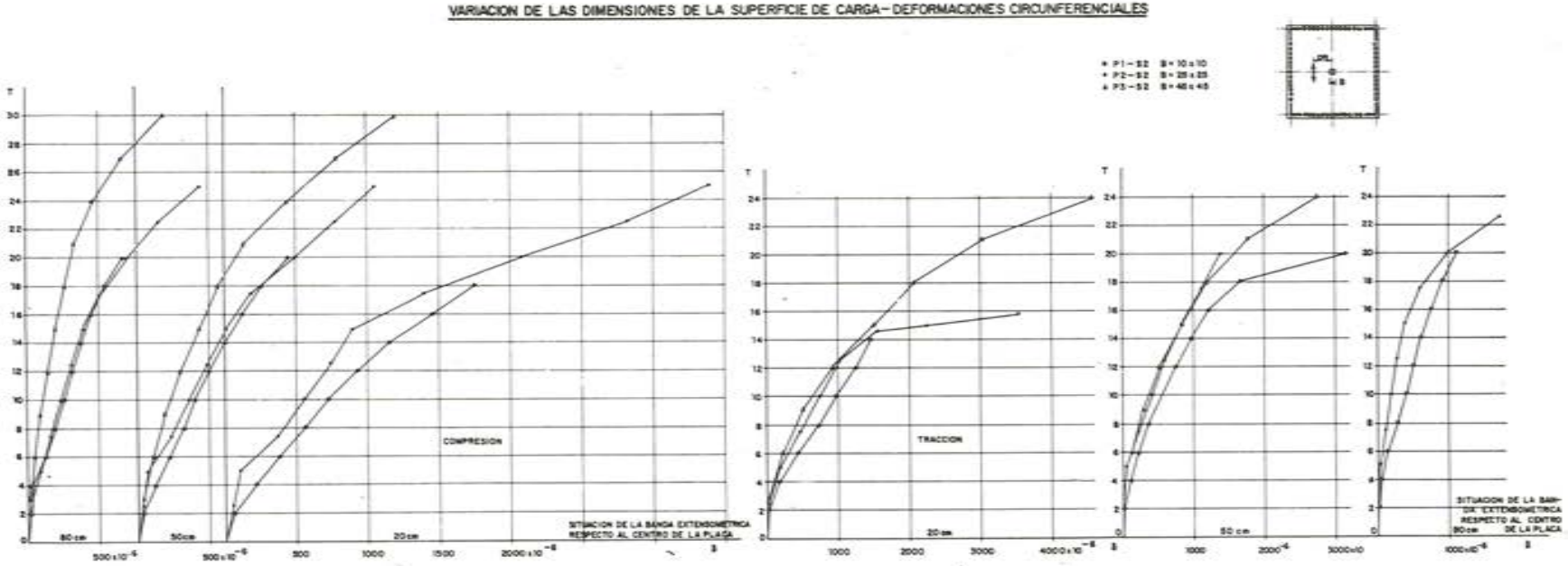


Fig. 3

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

VARIACION DE LAS DIMENSIONES DE LA SUPERFICIE DE CARGA-DEFORMACIONES CIRCUNFERENCIALES



HORMIGON — CARA SUPERIOR

ARMADURA INFERIOR

Fig. 4

Variación de la cuantía de la armadura inferior (figs. 7 y 8)

1.º) La redistribución empieza cuando la armadura radial, al ir aumentando la carga, alcanza el límite elástico.

2.º) Esta redistribución se alcanza cuando el valor de la carga se aproxima al 50 % de la rotura si la cuantía geométrica es del 0,57 %; para el 65 % si la cuantía es del 0,916 %, y el 70 % si la cuantía es del 1,22 por ciento.

3.º) La redistribución es mucho más eficaz en las placas con cuantía baja que en las de cuantía alta.

4.º) Para la misma carga, en valor absoluto, las deformaciones radiales, al principio del proceso de carga, son mayores en las placas con cuantía baja que en las de cuantía alta, pero cuando empieza la redistribución ocurre lo contrario.

Conclusiones

1.º) El mecanismo de redistribución se produce cualesquiera que sean las dimensiones de la superficie de carga y las cuantías de las armaduras.

2.º) Las placas en las que la superficie de carga es pequeña sufren una redistribución menor que si la superficie de carga es grande.

3.º) Las placas con pequeña cuantía de armadura tienen una redistribución mayor que aquéllas con gran cuantía de armadura.

4.º) Las placas armadas con aceros de alto límite elástico y sin marcado escalón de fluencia sufren una redistribución mayor que las armadas con la misma cuantía mecánica, pero con acero de escalón de fluencia perfectamente definido.

Flechas, inclinaciones y curvaturas

El mecanismo de redistribución que se manifiesta en las deformaciones y la eficacia del mismo repercute, por integraciones sucesivas, en las curvaturas, inclinaciones y flechas.

Las curvaturas reproducen, pero con menos intensidad que las deformaciones, la redistribución y su cuantía (fig. 9). La curvatura radial es inapreciable frente a la circunferencial desde que empieza la redistribución.

La pendiente de la deformada, que se mantiene ligeramente variable de un punto a otro de la placa (fig. 10), ofrece unos incrementos de inclinaciones, tanto de signo positivo como negativo, aunque estos incrementos son prácticamente constantes y pequeños. La planeidad de la sección es bastante acusada.

La ley de cargas-flechas en el centro de la placa ofrece tres escalones plenamente diferenciados (fig. 11):

1.º) *Antes de la fisuración del hormigón*

En este caso la ley de cargas-flechas es variable según la cuantía de armaduras y las dimensiones de la superficie de carga. Para superficies de carga de 10 × 10 cm la fisuración se inicia cuando el valor de la carga oscila entre el 20 y el 25 % del de rotura. Para superficies de carga de 45 × 45 cm la fisuración se inicia al 15 %, aproximadamente, de la carga de rotura.

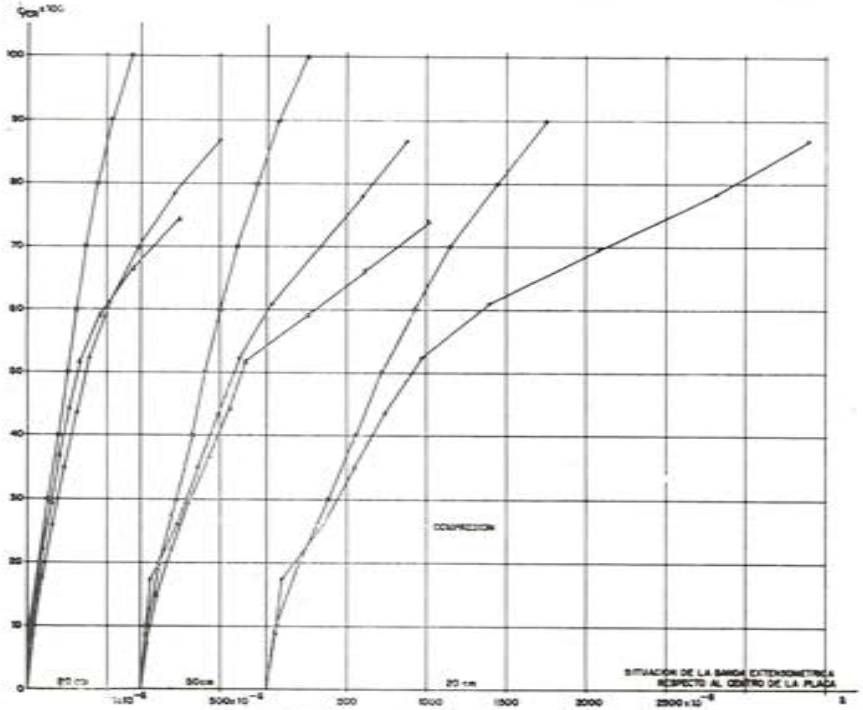
2.º) *Hasta llegar a la fluencia de la armadura radial en el centro de la placa*

La fluencia de esta armadura se produce bajo cargas muy variables. Si la superfi-

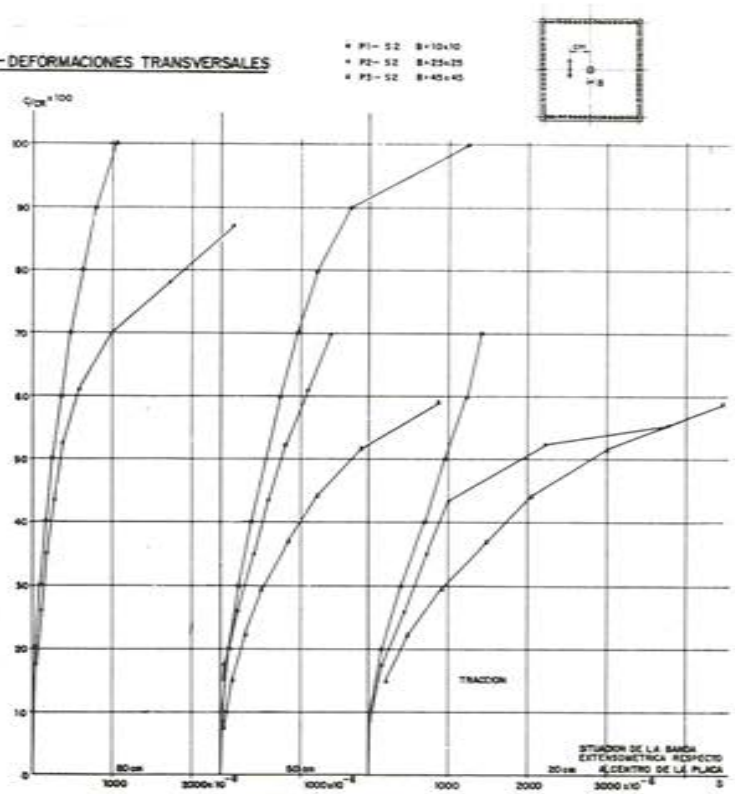
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

VARIACION DE LAS DIMENSIONES DE LA SUPERFICIE DE CARGA – DEFORMACIONES TRANSVERSALES



HORMIGON – CARA SUPERIOR



ARMADURA – CARA INFERIOR

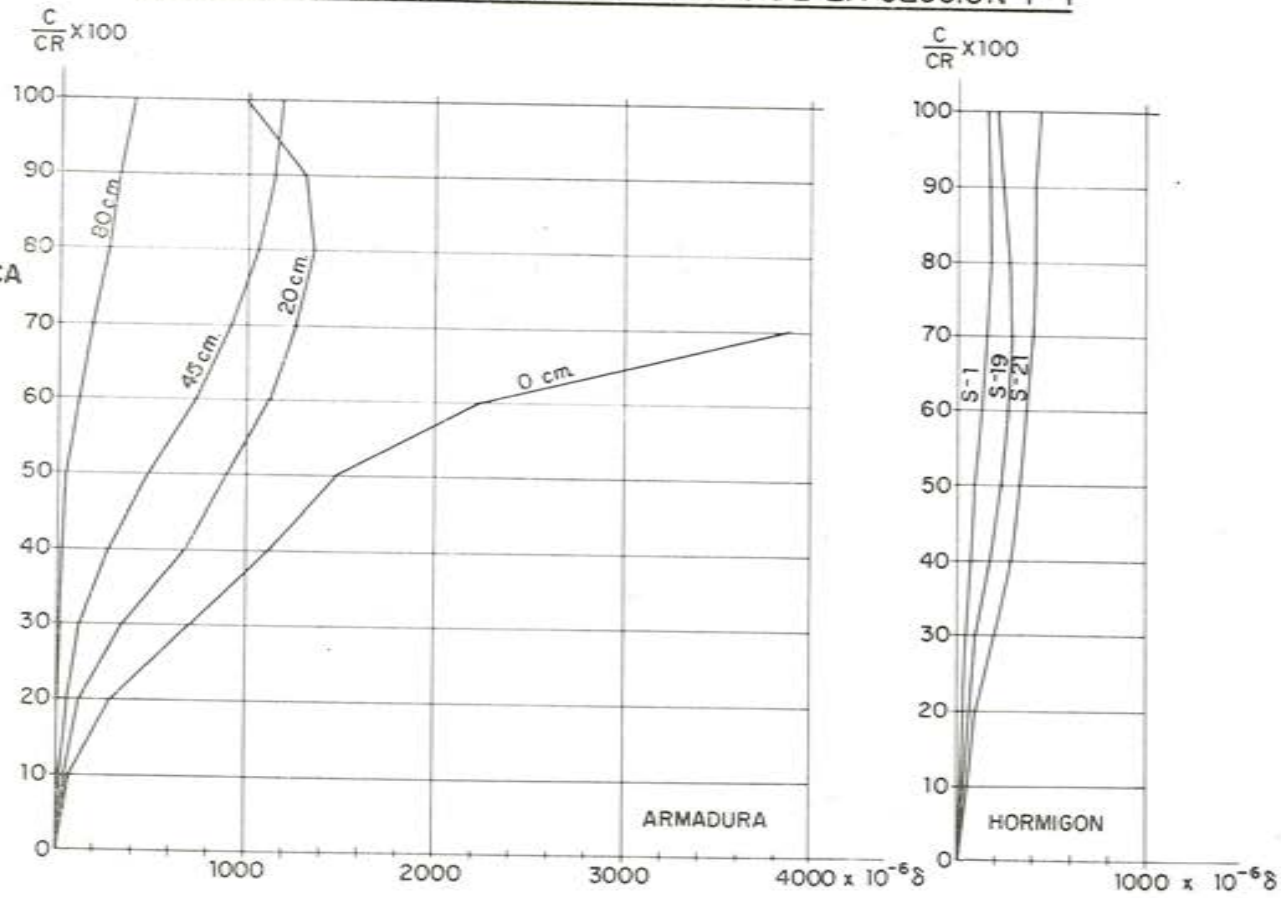
Fig. 5

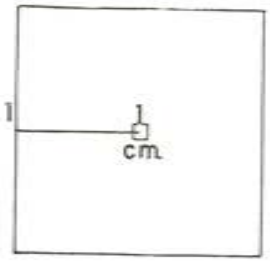
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

LEY DE CARGAS - DEFORMACIONES

DEFORMACIONES RADIALES A LO LARGO DE LA SECCION 1-1

SITUACION DE LAS BANDAS EXTENSO-METRICAS RESPECTO AL CENTRO DE LA PLACA





PLACA P1-S2

Fig. 6

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

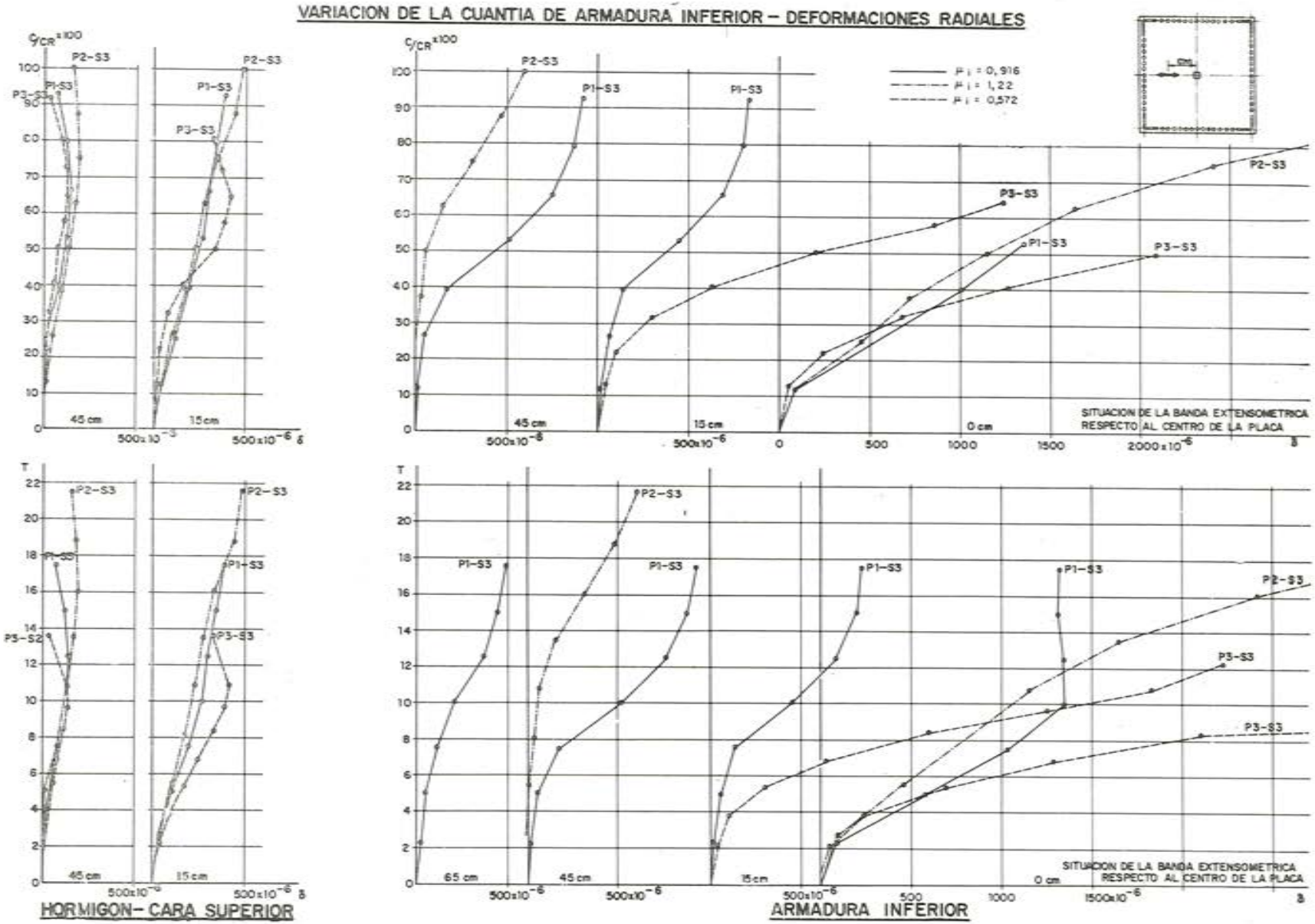


Fig. 7

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

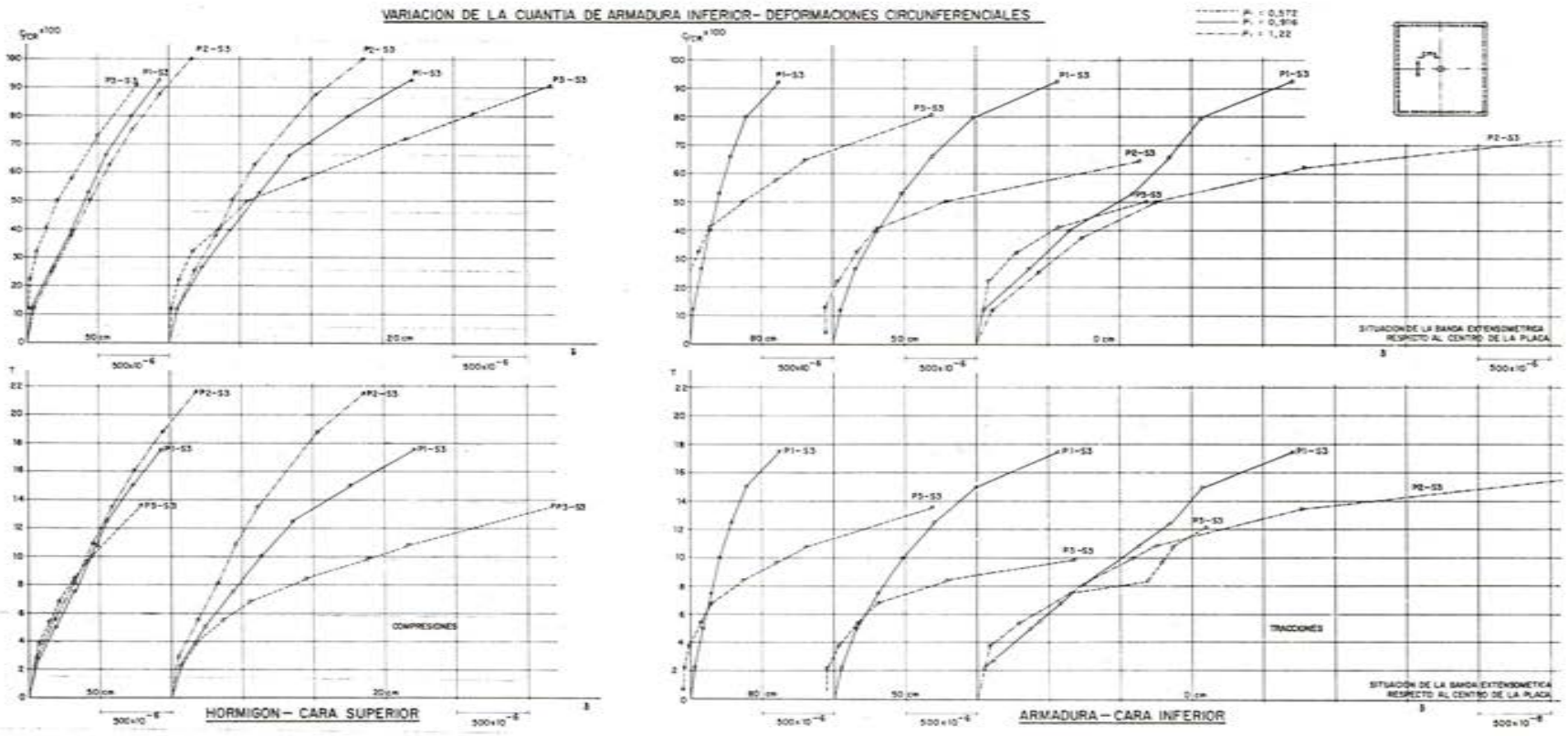
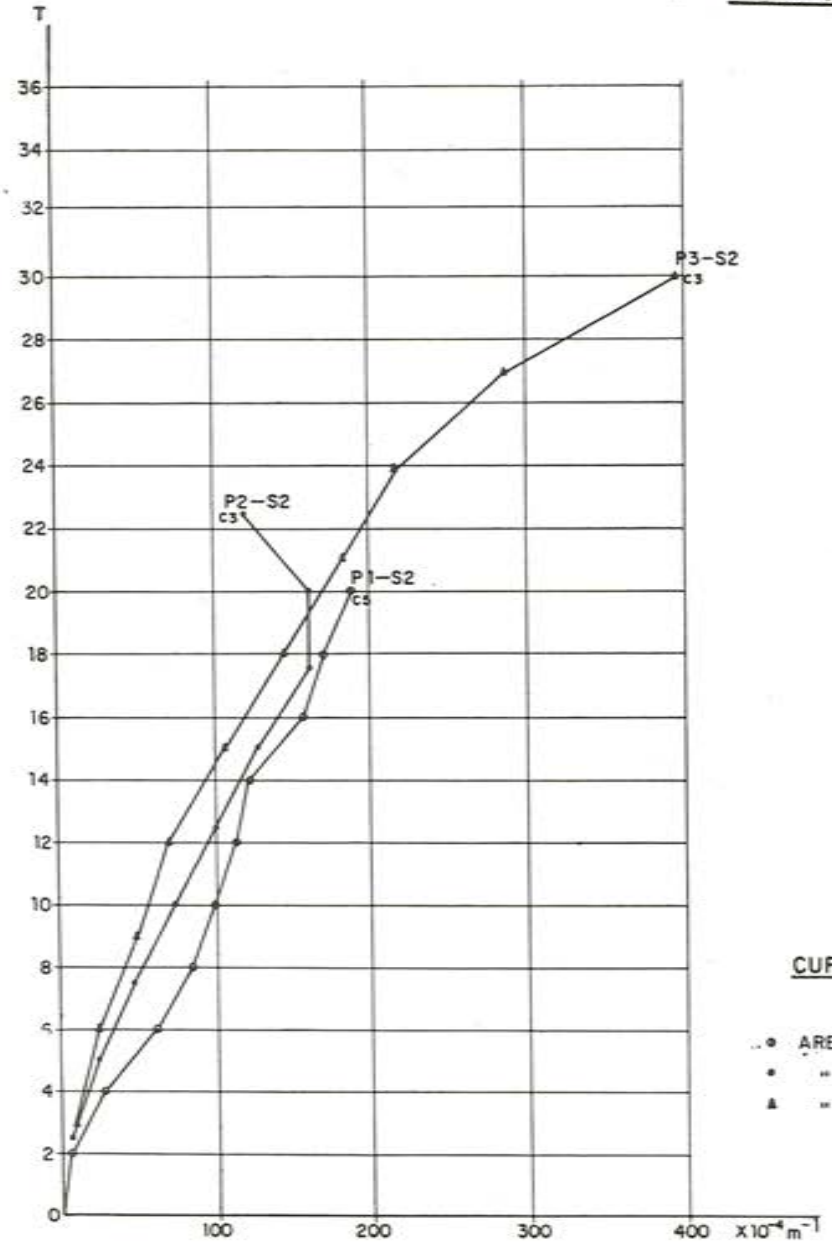


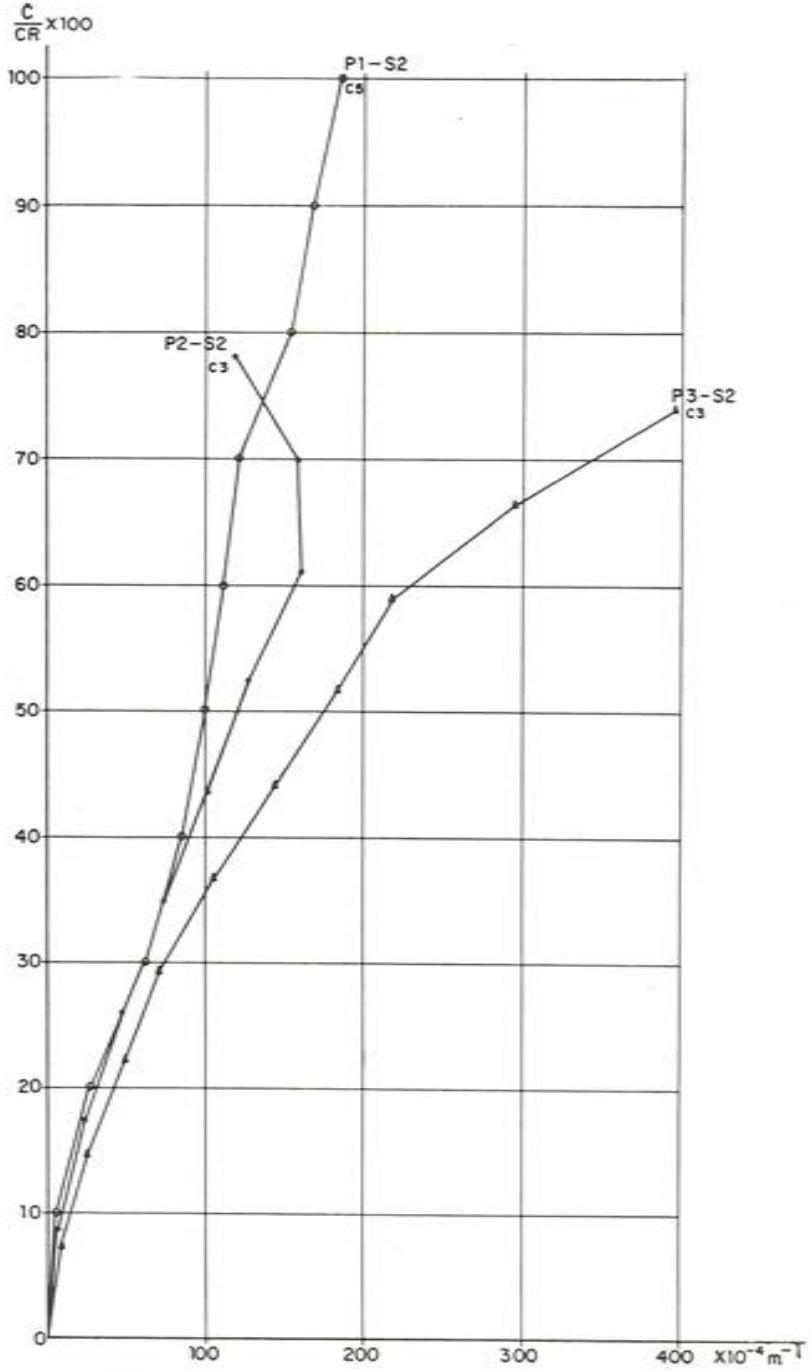
Fig. 8

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

LEY DE CARGAS – CURVATURAS

VARIACION DE LAS DIMENSIONES DE LA SUPERFICIE DE CARGA





CURVATURAS RADIALES

- ● AREA DE CARGA 10cm. x 10 cm
- ● " " " 25cm. x 25 cm
- ▲ " " " 45cm. x 45 cm.

Fig. 9

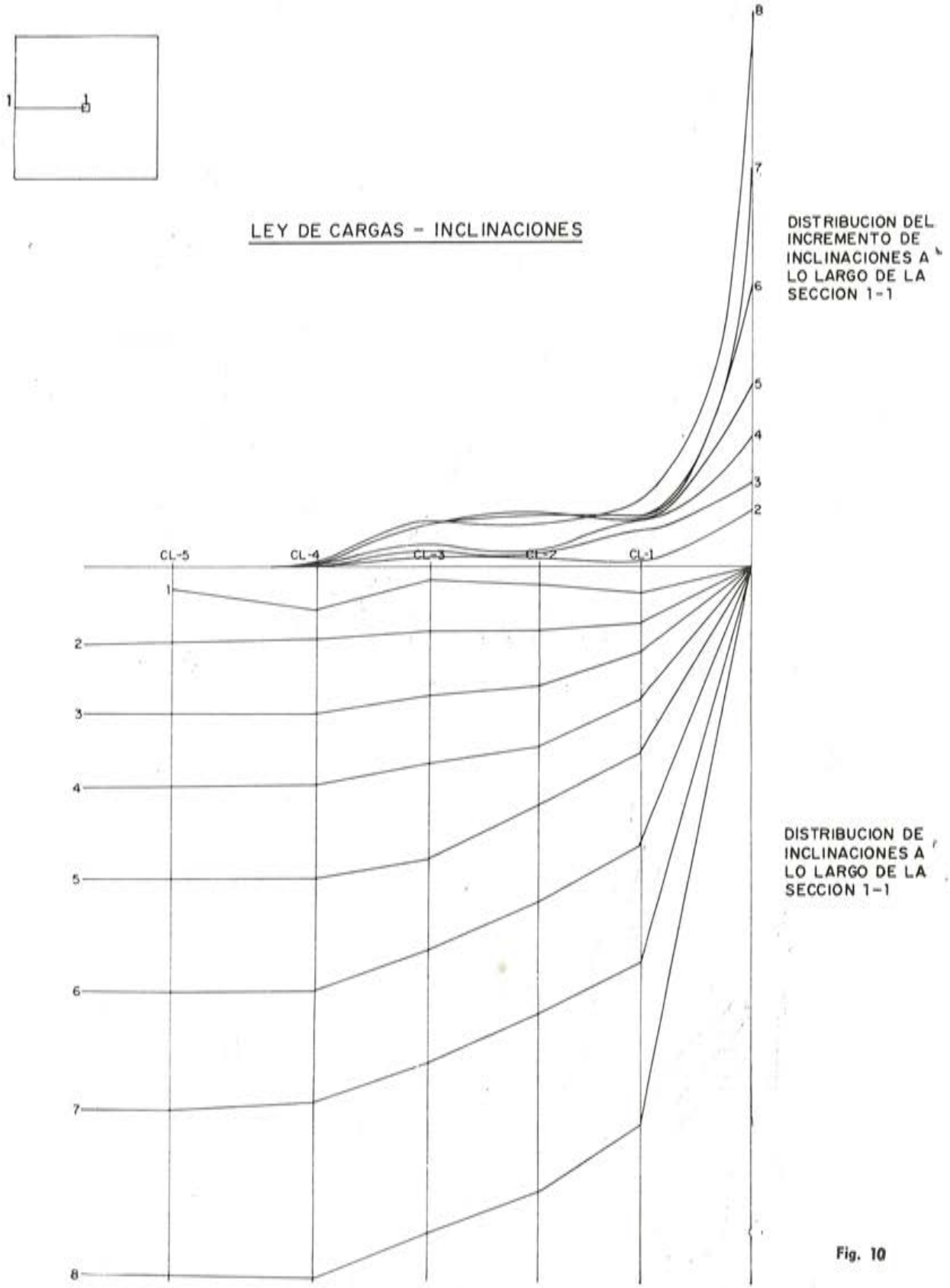


Fig. 10

PLACA P2-S3

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

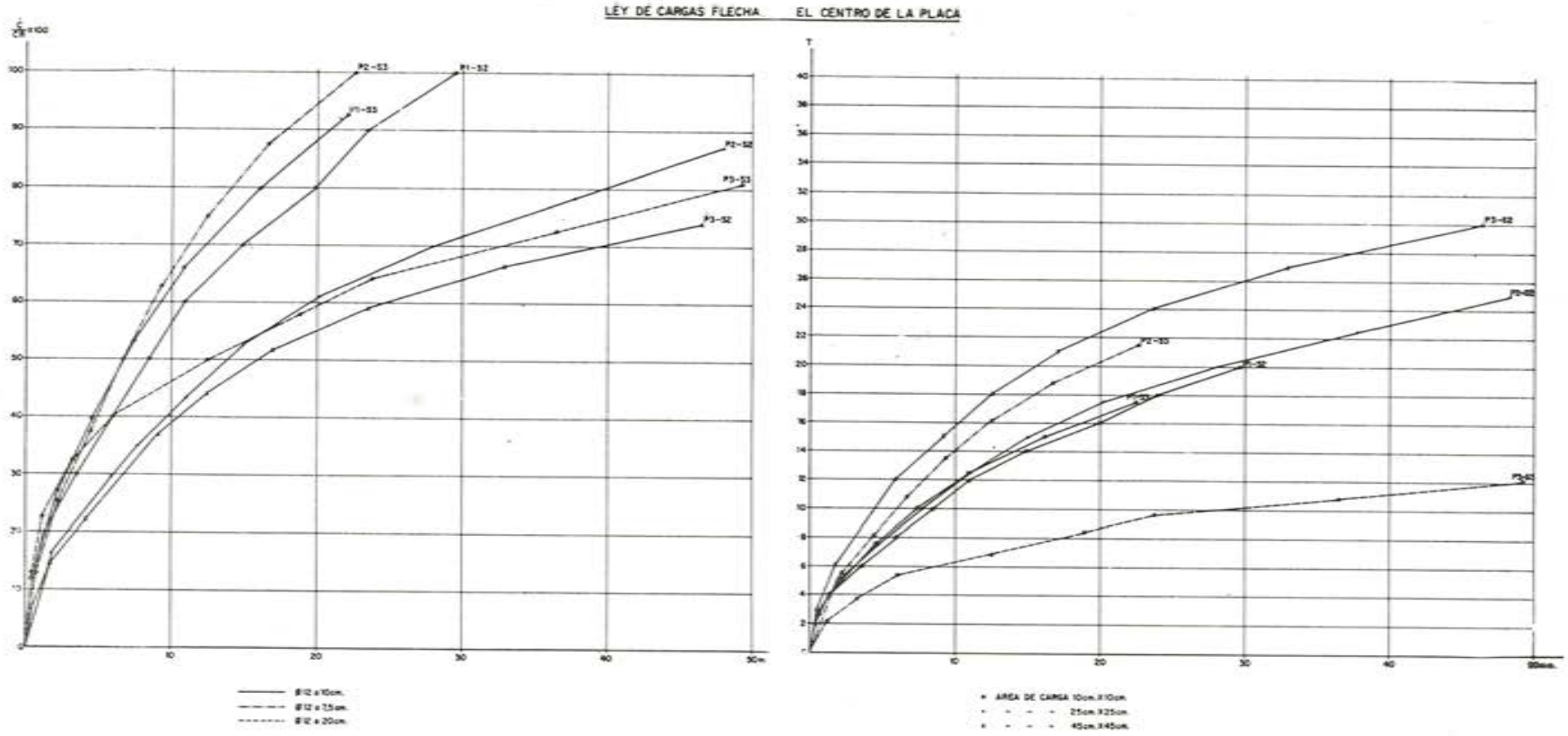


Fig. 11

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

cie de carga es pequeña se inicia cuando la carga alcanza, aproximadamente, el 80 % de su valor de rotura y si es grande, al llegar al 60 por ciento.

3.º) *Desde que se inicia la plastificación de la armadura circunferencial hasta que se produce la rotura*

Durante este período, la plastificación de dicha armadura se va extendiendo progresivamente, hasta llegar a la rotura.

Como se ve en la figura 11 hay unas curvas en las que el tercer escalón está tímidamente iniciado. Corresponde a aquellas placas cuya rotura se ha producido sin que el mecanismo de redistribución haya tenido tiempo a desarrollarse completamente. Estos casos se presentan cuando la superficie de carga es pequeña, de 10 × 10 cm, y la cuantía de armadura es grande. En cambio con superficies de carga de 25 × 25 cm y 45 × 45 cm e, incluso, con superficie de carga de 10 × 10 cm pero cuantía de 0,572 %, solamente, la redistribución ha podido desarrollarse plenamente y el tercer escalón está muy diferenciado.

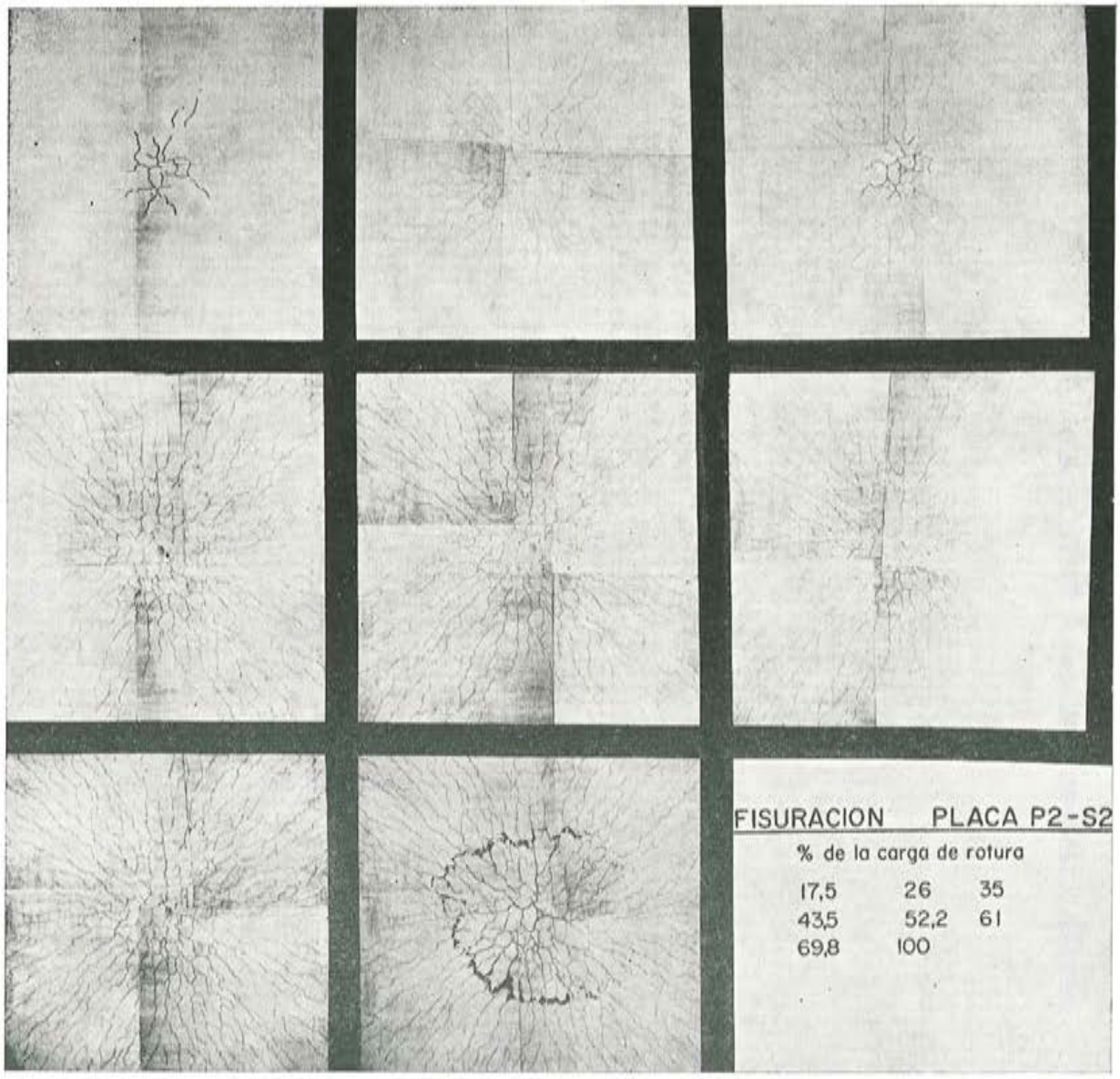


Fig. 12

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CARGAS LIMITES DE FISURACION Y DEFORMACION

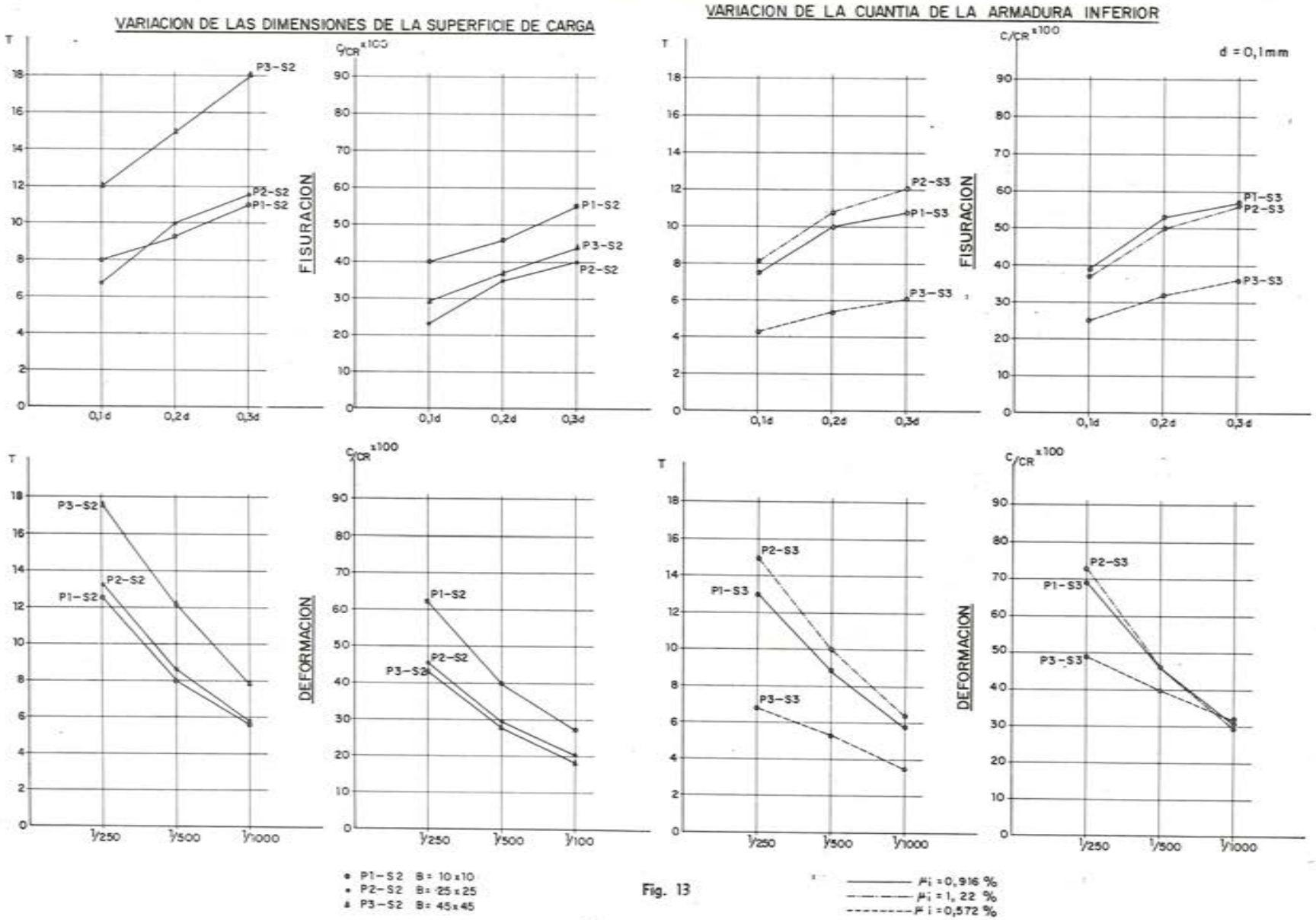


Fig. 13

cie de carga es pequeña se inicia cuando la carga alcanza, aproximadamente, el 80 % de su valor de rotura y si es grande, al llegar al 60 por ciento.

3.º) *Desde que se inicia la plastificación de la armadura circunferencial hasta que se produce la rotura*

Durante este período, la plastificación de dicha armadura se va extendiendo progresivamente, hasta llegar a la rotura.

Como se ve en la figura 11 hay unas curvas en las que el tercer escalón está tímidamente iniciado. Corresponde a aquellas placas cuya rotura se ha producido sin que el mecanismo de redistribución haya tenido tiempo a desarrollarse completamente. Estos casos se presentan cuando la superficie de carga es pequeña, de 10 × 10 cm, y la cuantía de armadura es grande. En cambio con superficies de carga de 25 × 25 cm y 45 × 45 cm e, incluso, con superficie de carga de 10 × 10 cm pero cuantía de 0,572 %, solamente, la redistribución ha podido desarrollarse plenamente y el tercer escalón está muy diferenciado.

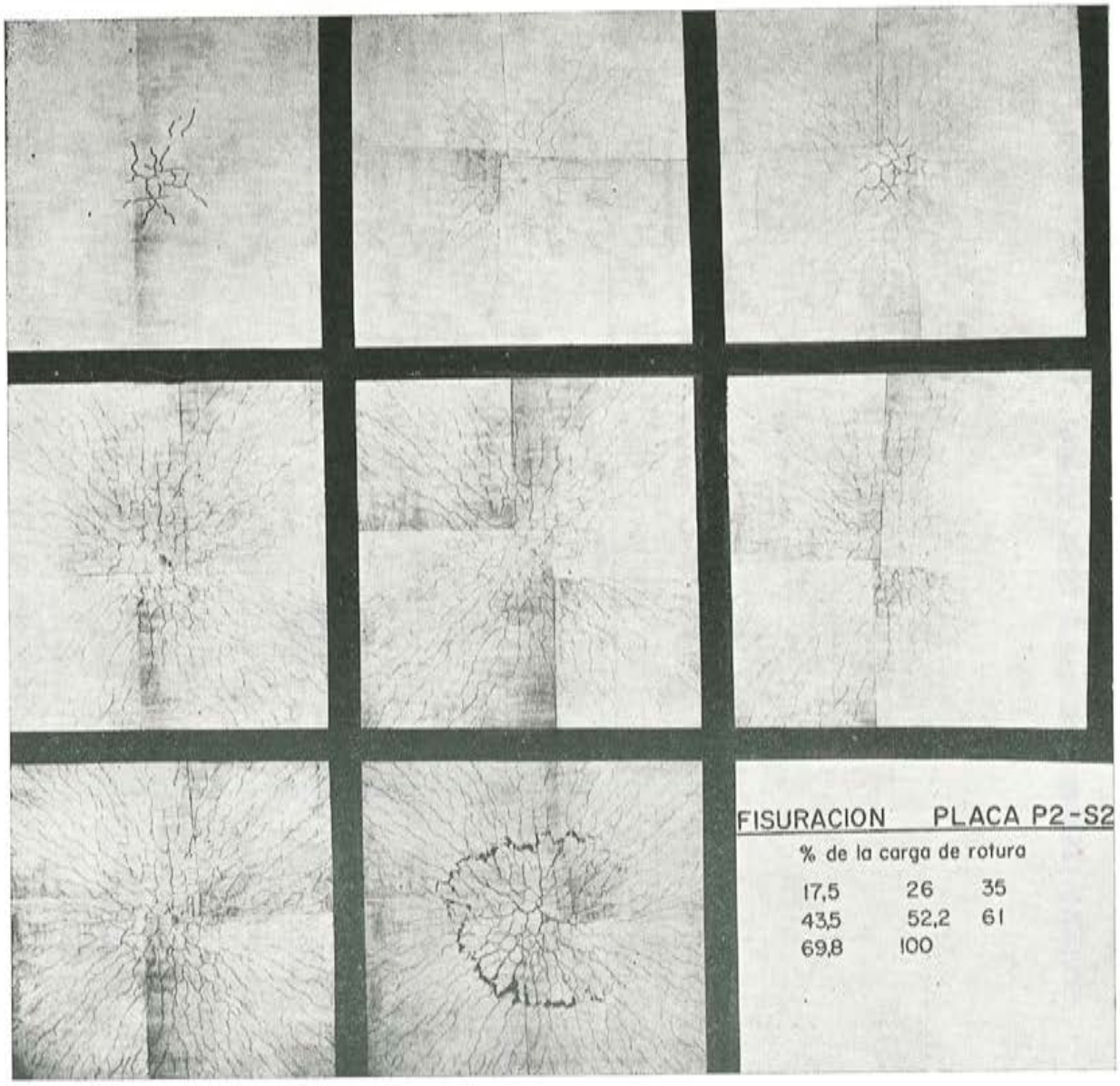


Fig. 12

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

CARGAS LIMITES DE FISURACION Y DEFORMACION

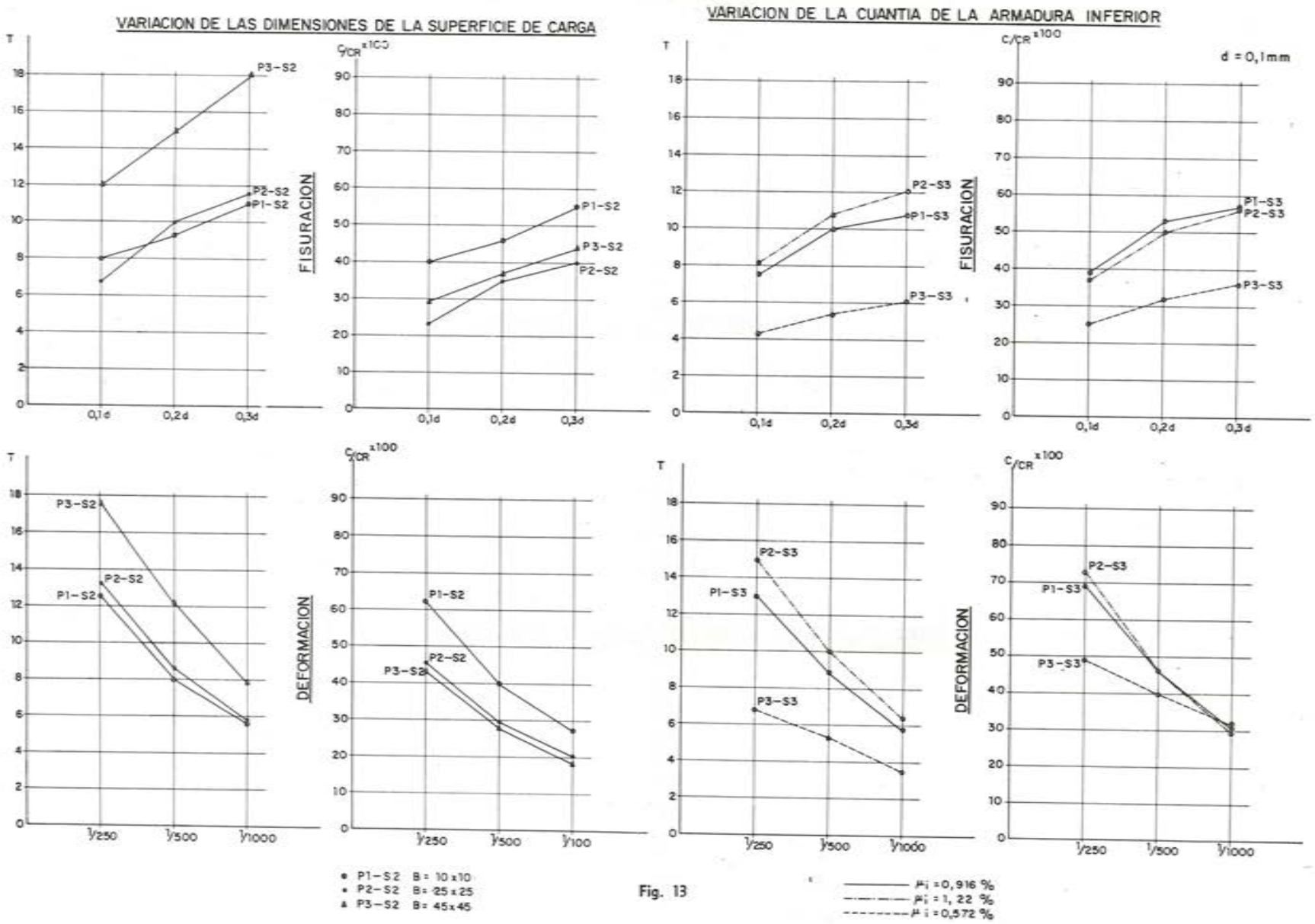


Fig. 13

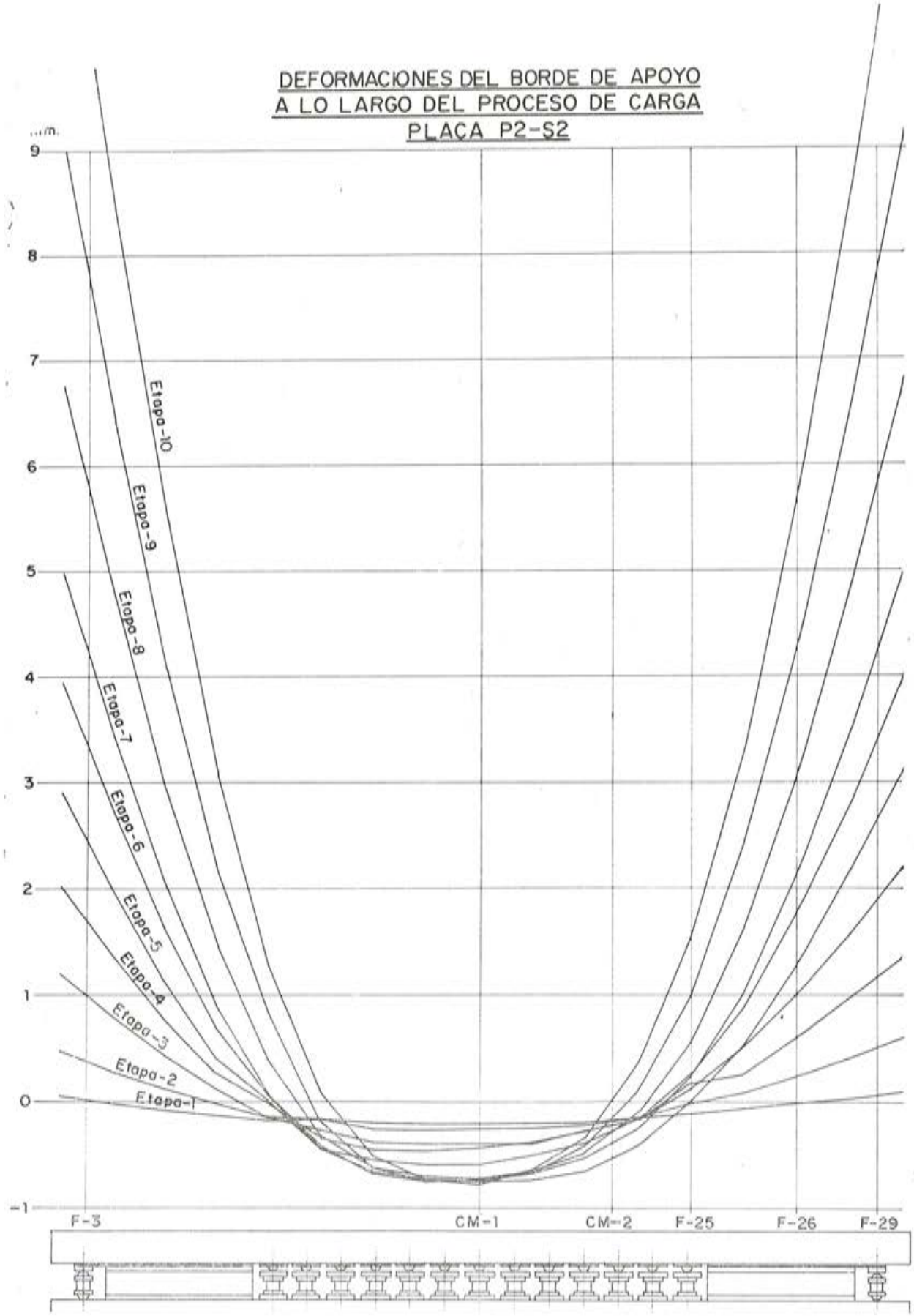


Fig. 14

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fisuración y deformación

La fisuración presenta el mismo aspecto general (fig. 12) para todas las placas, pero en su extensión y cuantía influyen diversas variables. Es mucho más extendida e intensa cuando la superficie de carga es grande que cuando es pequeña y con cuantías de armadura bajas que con cuantías altas.

En la figura 13 y en el cuadro número 1 se indican las cargas límites de fisuración y de deformación de las placas cuando varían las dimensiones de la superficie de carga y la cuantía de las armaduras.

Las máximas cargas límites, corresponden a la deformación de 1/250, y son variables según las dimensiones de la superficie de carga y la cuantía de la armadura inferior.

Del cuadro número 1 se deduce que la carga límite de fisuración, para 0,1 d ($d = 0{,}1$ mm) no pasa del 40 % de la carga de rotura; para 0,2 d, del 53 %; y para 0,3 d, del 57 por ciento.

En cuanto a la carga límite de deformación, se ve que para 1/1.000 no pasa del 31,5 % de la de rotura; para 1/500, del 46 %; y para 1/250, del 73 por ciento.

Se ve que mucho antes de que se produzca el punzonamiento se agota la placa por fisuración y deformación.

Variación de las condiciones de apoyo de la placa

Las placas, al estar simplemente apoyadas en su contorno sobre células de carga y no tener anclaje en las esquinas, sufren, a lo largo del proceso de carga, una variación de las condiciones de apoyo (véase figura 14).

Como consecuencia de esta variación existe una redistribución de esfuerzos que perturba el mecanismo radial y circunferencial, cosa que no pasaría si la línea de apoyo fuese circular. Esta perturbación no se ha podido cuantificar por faltar el elemento de comparación.

Punzonamiento

Hasta ahora se ha estudiado el efecto de la redistribución de esfuerzos, en la parte de la placa exterior a la zona central y no se ha tenido en cuenta el efecto combinado de la flexión y el esfuerzo cortante en el centro de la placa que es, precisamente, donde se origina dicha redistribución.

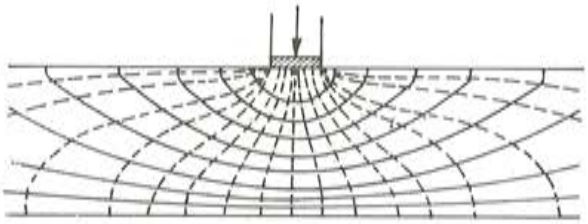


Fig. 15

El estado tensional producido por las leyes de momentos flectores y de esfuerzos cortantes en el centro de la placa (fig. 15) varía muy rápidamente, como se ve en la representación de isostáticas, al irse alejando del centro de la placa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La fisuración, que al principio empieza con grietas verticales debidas a la flexión, se incurva después rápidamente hacia la carga, debido al esfuerzo cortante, produciéndose bielas piramidales alrededor de ésta, y delimitándose, bajo la acción de las cargas sucesivas, unos conos que acaban en el de punzonamiento. A continuación se expone cómo y cuándo se forman las bielas y el efecto que éstas producen.

Hasta que la armadura radial, en el centro de la placa, no alcanza el límite elástico, la propagación de las fisuras hacia arriba es pequeña. El mecanismo de transmisión de esfuerzos a la placa no varía, y las deformaciones en dirección radial y circunferencial crecen. El esfuerzo cortante es resistido por el hormigón (fig. 16*a*).

Cuando al crecer la carga la armadura radial alcanza el límite elástico, la fisuración progresa rápidamente hacia arriba, en el centro. Esto lo demuestra la figura 17, que representa la ley de cargas-deformaciones de la armadura situada en la cara superior. Como se ve, las deformaciones de compresión crecen normalmente hasta que, al alcanzar un determinado valor, decrecen bruscamente y, según su situación con respecto al centro de la placa, pueden llegar a convertirse en tracciones. La carga a la cual dichas leyes se hacen rápidamente decrecientes coincide, aproximadamente, con la que produce la fluencia en el acero de la armadura inferior.

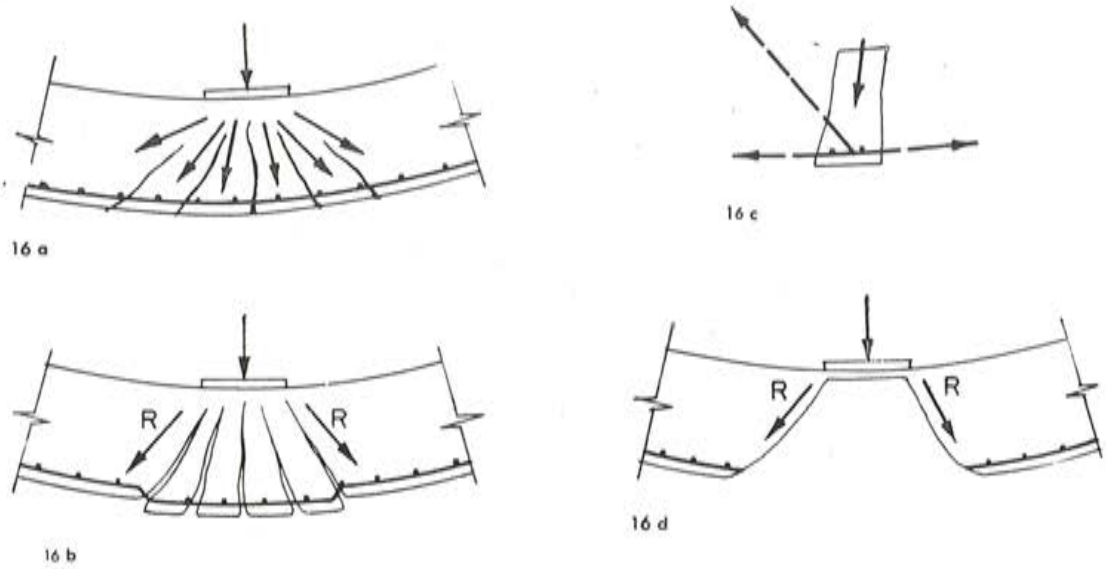


Fig. 16

Al crecer rápidamente la fisuración en el centro (fig. 16*b*), las bielas que se forman entre las fisuras son incapaces de transmitir carga alguna, dado que, al carecer la placa de armadura de esfuerzo cortante y estar fisurado el hormigón, la componente vertical de la carga tendría que ser absorbida, exclusivamente, por la armadura radial, lo cual es imposible (fig. 16*c*). La zona ocupada por las bielas queda inutilizada. La progresión de la formación de bielas a consecuencia del aumento de carga, y por tanto, del esfuerzo cortante, va anulando, poco a poco, la zona central de la placa a efectos resistentes.

La carga sólo puede ser absorbida por la zona de placa no fisurada (fig. 16*d*).

Esta formación de bielas lleva aparejadas dos cosas:

1.ª) La perturbación de las isostáticas obtenidas en período elástico, a causa de la fisuración, con los sucesivos cambios de inclinación de las bielas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

2.ª) El cambio en el comportamiento general de la placa, es decir, la redistribución de esfuerzos.

Antes de la formación de bielas y de la eliminación, a efectos de capacidad resistente, del centro de la placa, las leyes de momentos flectores son de forma análoga a las que se obtienen al calcular una placa con carga puntual en el centro (fig. 18*a*).

Al quedar eliminada la parte central, las leyes de momentos flectores se asemejan a las de una placa con un orificio en el centro y carga situada en los bordes del mismo (fig. 18*b*).

Esta nueva ley de momentos flectores acelera las deformaciones circunferenciales y retrasa, en cambio, las radiales.

La armadura radial que queda dentro del orificio deja de absorber carga, y en la situada por fuera de él el incremento de carga es muy pequeño.

Cuando la carga aumenta, la armadura transversal exterior al orificio se carga muy rápidamente y llega a la fluencia, se forma una nueva biela, y otra parte del centro de la placa queda inutilizada.

El orificio virtual aumenta sus dimensiones, con la consiguiente reducción de las deformaciones radiales en la zona situada fuera del mismo y anulación de los efectos producidos por los nuevos incrementos de carga dentro de él.

Este efecto puede observarse, perfectamente, en la figura 6, en la que se aprecia cómo, al ir aumentando la carga, la disminución de las deformaciones radiales va afectando, progresivamente, a la armadura radial situada en puntos cada vez más alejados del centro.

El esfuerzo *R* (fig. 16) que se transmite a la placa va inclinándose, cada vez más, por las nuevas bielas y el ensanchamiento del cono y, por tanto, aumenta más rápidamente que la carga a medida que la sección resistente disminuye.

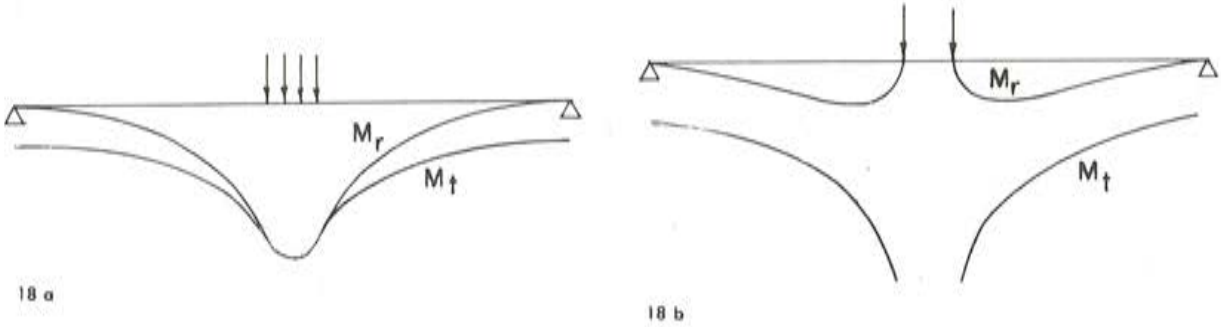


Fig. 18

El mecanismo circunferencial es cada vez más eficaz y el radial menos. Este último va acomodándose a la deformación del mecanismo circunferencial y llega incluso a fisurarse la superficie superior de la losa, como se ve en la figura 19.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Rotura

Se ha visto que el estado tensional que se forma tiende siempre a aumentar las tres clases de tensiones siguientes:

1.º) Las de la armadura transversal.

2.º) Las compresiones circunferenciales del hormigón en la superficie superior de la placa.

3.º) Las compresiones producidas por las fuerzas inclinadas R de transmisión directa de la carga.

La placa punzonará cuando la deformación correspondiente a uno de estos tres tipos de tensión alcance su valor de rotura.

Las dos primeras clases de tensión originan una rotura por flexión; la tercera, por cortante.

En los ensayos que se comentan se han registrado los siguientes valores:

Designación de la placa:	P1-S2	P2-S2	P3-S2	P1-S3	P2-S3	P3-S3
Distancia al borde de la superficie de carga:	15 cm	7,5 cm	7,5 cm	15 cm	15 cm	15 cm
Deformación:	2,22 %	3,75 %	3,075 %	2,25 %	2,4 %	2,89 %

Armadura transversal: Se plastifica toda ella dentro del cono de rotura.

Deformaciones originadas por las fuerzas R: No fueron medidas.

Del examen de estos datos se deducen las siguientes conclusiones:

La deformación por compresión circunferencial del hormigón en la cara superior de la placa, aunque llega hasta un 3,75 %, no parece ser la más desfavorable, pues de serlo, se habrían observado indicios de "descascarillamiento", cosa que no se ha podido apreciar.

Mas bien parece que la rotura se produce como consecuencia de la acción conjunta de la fluencia de la armadura y la compresión originada por las fuerzas R. Al ir aumentando la fisuración y, por consiguiente, formarse nuevas bielas llega un momento en que sobreviene la rotura, por compresión, del hormigón solicitado bajo un ángulo muy fuerte.

CONCLUSIONES

El comportamiento, hasta rotura, de una placa cuadrada solicitada bajo carga puntual, sigue el siguiente proceso:

1.º) Una fase elástica, hasta el comienzo de la fisuración. Los esfuerzos que se originan son los correspondientes al cálculo elástico. Esta fase dura hasta que la carga llega al 15 ó 20 % de su valor de rotura.

2.º) Una fase de fisuración que se prolonga hasta que se alcanza el límite elástico de la armadura, en el centro de la placa.

Los esfuerzos que entonces se desarrollan difieren de los originados durante la primera fase, debido a la variación de inercias ocasionada por la fisuración; pero el aspecto de las leyes de momentos flectores y esfuerzos cortantes es el mismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

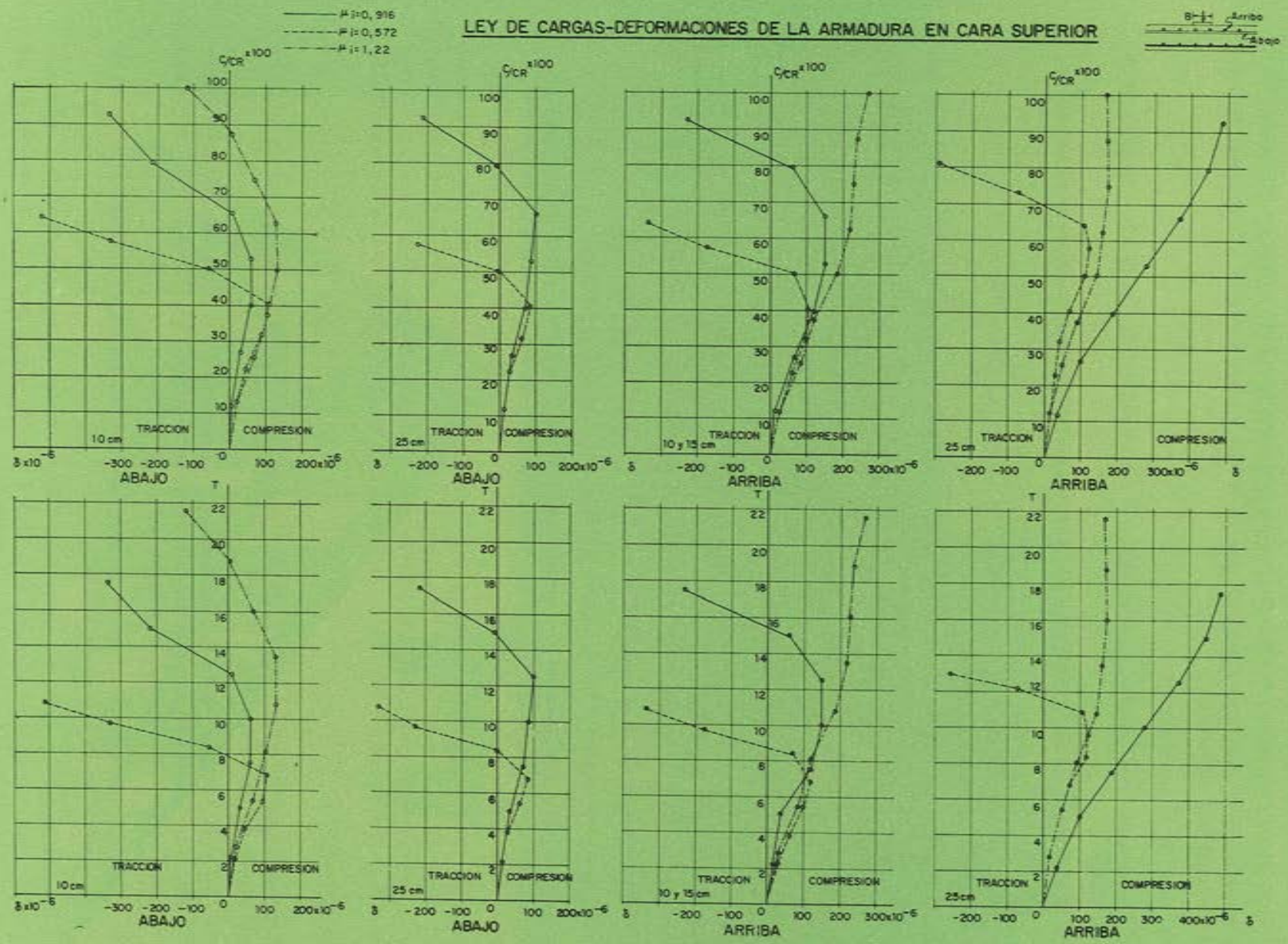
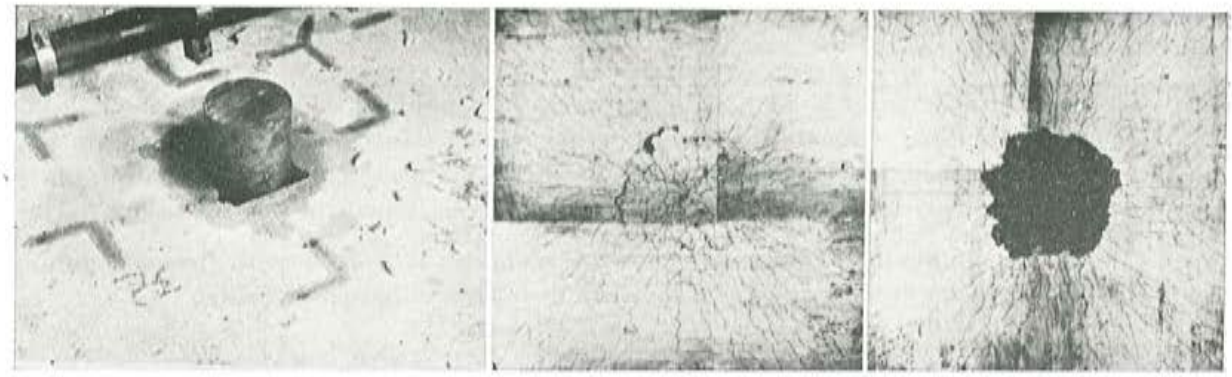
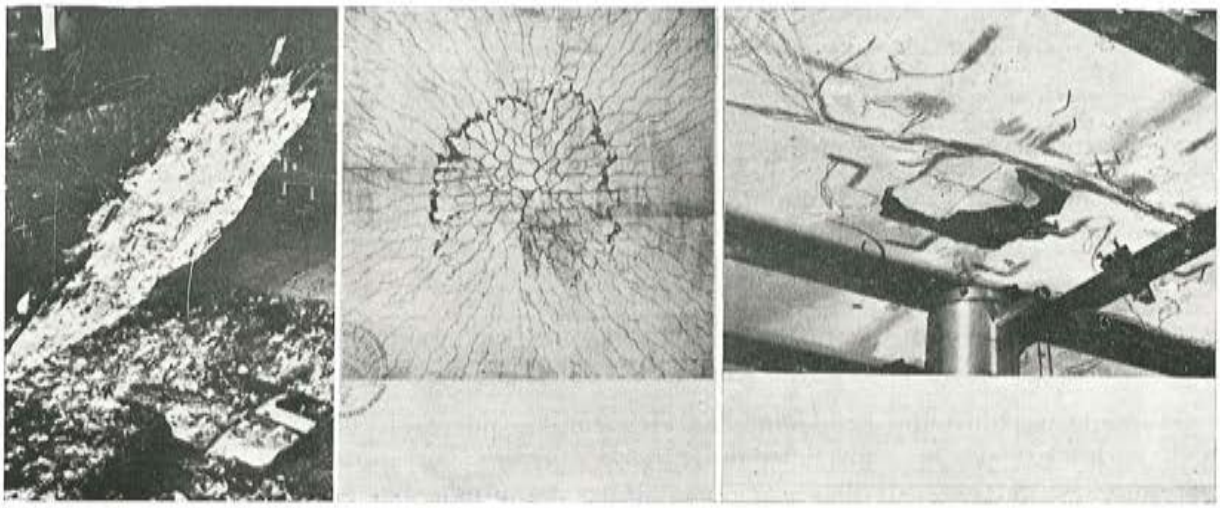


Fig. 17

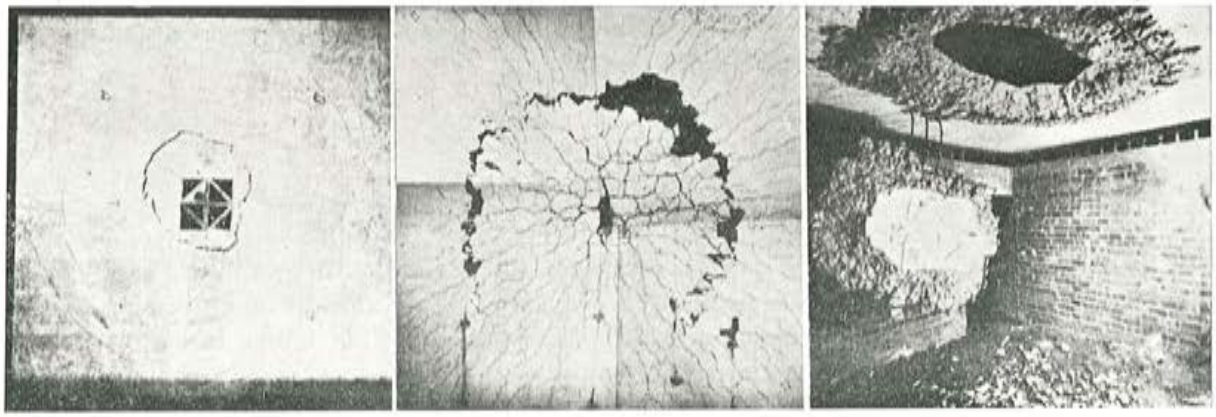
Superficie carga 10 x 10



Superficie carga 25 x 25



Superficie carga 45 x 45



Rotura cara superior — Rotura cara inferior — Cono de rotura

Fig. 19

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La duración de esta fase es muy variable, ya que depende, no sólo de las dimensiones de la superficie de carga, sino también de la cuantía de armadura y del espesor de la placa. En estos ensayos, esta fase termina para valores de la carga que oscilan entre el 40 y el 80 % del de rotura.

3.º) Fase durante la cual la plastificación de la armadura circunferencial se propaga según círculos, concéntricos con la carga, con la consiguiente formación de bielas tronco-piramidales delimitadas por superficies cónicas. El volumen delimitado por estas superficies no puede ya contribuir a la resistencia de las cargas posteriores.

Las leyes de momentos flectores y esfuerzos cortantes en esta tercera fase son análogas a las que se producen en una placa con un orificio troncocónico en el centro.

La carga se transmite oblicuamente a la placa.

En esta tercera fase aumentan las compresiones del hormigón en la cara superior de la placa, en dirección circunferencial, las tracciones de la armadura inferior, en esta misma dirección y las compresiones inclinadas de transmisión directa de la carga. Por el contrario, se estabilizan, e incluso disminuyen, las deformaciones, en dirección radial, del hormigón de la cara superior y de la armadura de la cara inferior.

Esta es la fase en que se origina y desarrolla la redistribución.

4.º) Rotura, que coincide con el fin de la fase anterior.

La compresión producida por las fuerzas inclinadas R de transmisión directa de la carga va aumentando por dos motivos:

a) Por el aumento de carga aplicada.

b) Por el aumento de inclinación, que se corresponde con un incremento de la plastificación de la armadura circunferencial en la cara inferior.

Cuando las tensiones producidas en el hormigón por esta carga —que depende además del perímetro de la superficie de carga— alcanzan su valor límite, la placa punzona, separándose del resto de la placa un volumen delimitado por una superficie troncocónica.

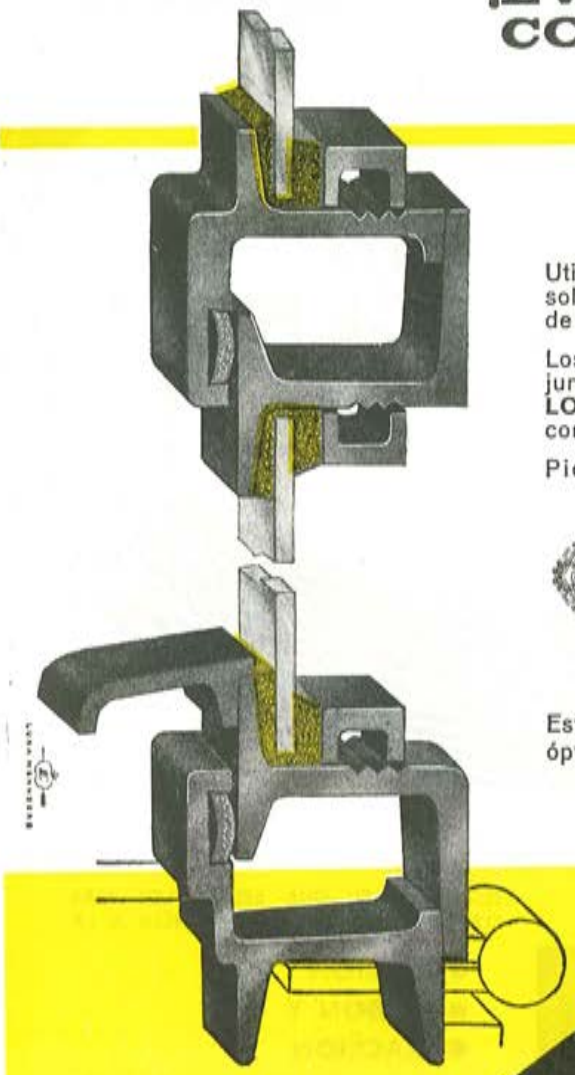
En estos ensayos se han obtenido tres tipos distintos de cono de rotura (fig. 19), en correspondencia con las tres diferentes dimensiones de la superficie de carga (10 × 10 cm, 25 × 25 cm y 45 × 45 cm). Los ángulos de estos conos oscilan alrededor de los 30°, tendiendo a aumentar a medida que lo hacen las dimensiones de la superficie de carga. Esta oscilación, sin embargo, es siempre muy pequeña.

* * *

Los ensayos han sido llevados a cabo en el Instituto "Eduardo Torroja" de la Construcción y del Cemento. El autor de este trabajo desea expresar su agradecimiento a los señores D. Julio Martínez Calzón y D. José Luis Villegas que, aparte de haber intervenido en la realización de los ensayos, han contribuido muy eficazmente en el esclarecimiento de muchos de los fenómenos que aquí se describen.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

¡EVITE COMPLICACIONES!



Utilice carpintería metálica con perfiles estancos, solo así evitará la entrada de aire y agua a través de sus puertas y ventanas.

Los perfiles de acero laminado, calibrados y con junta de goma sintética de **"LAMINOIRS DE LONGTAIN"** son los únicos que le solucionarán con seguridad este problema.

Pida presupuesto sin compromiso alguno a:

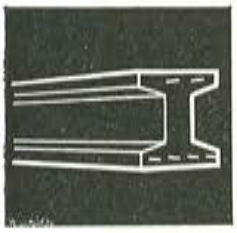
CERRAJERIA FOLCRÁ, S.A.

c/. de La Línea Eléctrica, s/n. - Tel. 231 72 01

ESPLUGAS DE LLOBREGAT - BARCELONA

Estamos en condiciones de ofrecerle una calidad óptima a un precio muy asequible.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



ELIJA VD. EL QUE REUNA LOS MAS ELEVADOS INDICES DE RESISTENCIA A LA

- **TORSION**
- **FLEXION Y**
- **TRACCION**

Estas son las principales propiedades del

ALAMBRE DE ACERO

que le ofrece

INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE ACERO DE LA MAXIMA GARANTIA PARA

- ▶ VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO
- ▶ INDUSTRIAS DE MUELLES

Una fabricación "AD HOC" para unas necesidades concretas

INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE HIERRO Y ACERO

RIBERA DE DEUSTO, 1 (Camino de la Paz) TELEFONO, 350680 - BILBAO
PORTAL DE GAMARRA, 48 (Zona Industrial) TELEFONO, 5903 - VITORIA

SOLICITE MAS AMPLIA INFORMACION

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

628-0-13

plasticidad de los alambres utilizados en hormigón pretensado

(Texto de la Conferencia pronunciada en Costillares, el día 6 de abril de 1967, organizada por la Asociación Española del Hormigón Pretensado)

PEREGRIN ESTELLES PLANELLS, Lcdo. en Ciencias

Una de las características que es hoy día objeto de minucioso estudio en los alambres utilizados en hormigón pretensado, es el fenómeno que éstos presentan de poseer una plasticidad diferida a lo largo del tiempo cuando se encuentran sometidos a cargas continuadas.

Esta plasticidad, que como hemos dicho es una función del tiempo, hace que sea necesario modificar el concepto clásico de elasticidad y considerar, en el estudio del acero sometido a tracción, la elasticidad pura asociada a un fenómeno viscoso.

Se podría, pues, intentar encajar el comportamiento del acero a uno de los numerosos modelos viscoelásticos de resorte y amortiguador, y encontrar, de esta forma, una ley de variación a lo largo del tiempo.

Sin embargo, parece ser que este estudio se complica, puesto que el fenómeno viscoso del acero es también, en parte, un fenómeno de elasticidad retardada, según ha sido comprobado por distintos investigadores.

No vamos a intentar en este trabajo meternos en consideraciones matemáticas ni menos aún buscar las causas intrínsecas del fenómeno harto complicadas; solamente queremos sacar a la luz del día los resultados de la experiencia propia e intentar ayudar, si ello es posible, a aquellas personas que han de utilizar los alambres de alta resistencia.

Cuando se estudia el comportamiento del acero en el hormigón pretensado, sin tener en cuenta los fenómenos propios del último, la fluencia o alargamiento lento bajo carga no puede producirse, puesto que la variación de longitud del alambre queda impedida por formar un todo con el hormigón, al cual hemos considerado en principio como indeformable. Sin embargo, el fenómeno viscoso del acero se sigue manifestando y da lugar a que la tensión inicial dada al alambre disminuya continuamente, es decir, se produzca la RELAJACION de tensiones.

Por tanto, para la valoración del fenómeno de viscosidad o plasticidad pueden definirse dos ensayos distintos:

FLUENCIA o alargamiento progresivo con el tiempo bajo los efectos de una carga constante y,

RELAJACION o pérdida de tensión experimentada en el alambre cuando se han impedido, después de puesto en tensión, sus variaciones longitudinales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La experiencia demuestra que esta viscosidad es función de la tensión aplicada, del tiempo transcurrido y de la temperatura. Considerando esta última constante y fijándola como norma, para todos los ensayos, en 20° C, de dos ensayos verificados sobre probetas del mismo material el fenómeno será más intenso en el caso del ensayo de fluencia que en el de relajación, puesto que, en el primero, la tensión permanece constante, y variable y decreciente, en el segundo.

Examinando un diagrama cargas-deformaciones de un alambre de acero (fig. 1), observaremos que la fluencia se verificará a lo largo de la horizontal *AB* para un valor constante de la tensión σ_i, mientras que para ese mismo valor de la tensión inicial de relajación, esta última transcurrirá a lo largo de la vertical *CD*.

De todos es conocido que cuando un alambre ha sido sometido a una carga superior a su límite práctico de elasticidad y después se suprime dicha carga, el diagrama que se obtiene en el retroceso se realiza por una paralela a la línea del módulo de elasticidad,

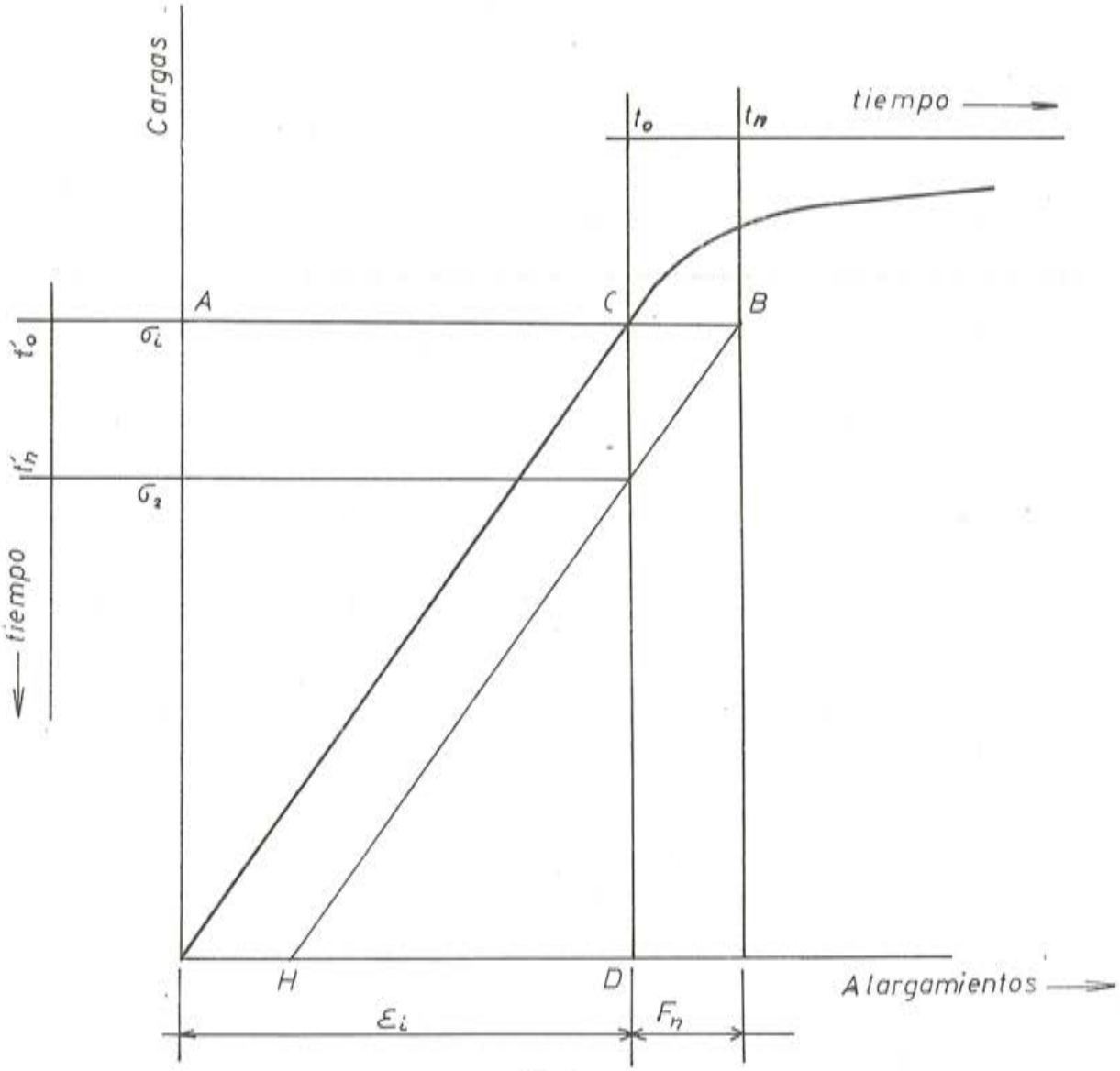


Fig. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

habiéndose modificado el diagrama en lo que respecta a cargas inferiores a las aplicadas al alambre.

Esta particularidad, aplicada al caso de los ensayos de fluencia y relajación, parece indicar que es posible hallar una relación entre ambos y determinar uno de ellos cuando se conoce el otro.

Parece lógico pensar que para un valor de fluencia se puede fijar uno de relajación que nunca podrá ser alcanzado cuando se haga este último ensayo partiendo, naturalmente, de una tensión inicial igual a la aplicada en el ensayo de fluencia.

También se observa que la relajación para dos alambres que manifiesten el mismo fenómeno viscoso, es mayor para aquel que tenga mayor módulo de elasticidad.

Refiriéndonos al diagrama de la figura 1 y admitiendo la ley de Hooke, en el proceso de carga se verificará que:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E},$$

y en el momento de alcanzar la tensión σ_i tendremos:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_i}{E}.$$

Manteniendo constante σ_i, al cabo de un tiempo t_n la fluencia será F_n, de tal forma que la longitud de la probeta será ahora:

$$\varepsilon_i + F_n.$$

Si a partir del momento t_n procedemos a descargar el alambre, tal y como hemos dicho anteriormente ocurrirá que el diagrama de descarga se verificará según la línea BH, siendo, por tanto, necesario, para conseguir la longitud primitiva, hacer descender la tensión hasta el valor σ_2. Es decir, que para compensar el valor de la fluencia F_n hay que eliminar una tensión:

$$\sigma_i - \sigma_2 = R = E \cdot F_n.$$

En el ensayo de relajación ideal no se produce alargamiento alguno; sin embargo, en la mayoría de los ensayos prácticos, debido a la concepción de las máquinas, generalmente de sistema de palanca, sí que se presentan estos alargamientos, los cuales se procura sean lo menor posible con objeto de aproximarse al caso ideal.

Por tanto, el ensayo se verifica de forma análoga a como hemos expuesto, de tal forma que, para cada microfluencia experimentada se hace la corrección necesaria para recuperar la longitud inicial.

Supongamos que en un ensayo de fluencia se obtiene en un tiempo t_n un valor F_n. Para el ensayo de relajación, partiendo de una tensión inicial igual a la de fluencia, en el mismo tiempo t_n la suma de las microfluencias producidas siempre tendrá un valor inferior a F_n, puesto que cada una de ellas, sucesivamente, se van produciendo para tensiones cada vez menores.

De esta forma, en la fórmula

$$R = E \cdot F$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

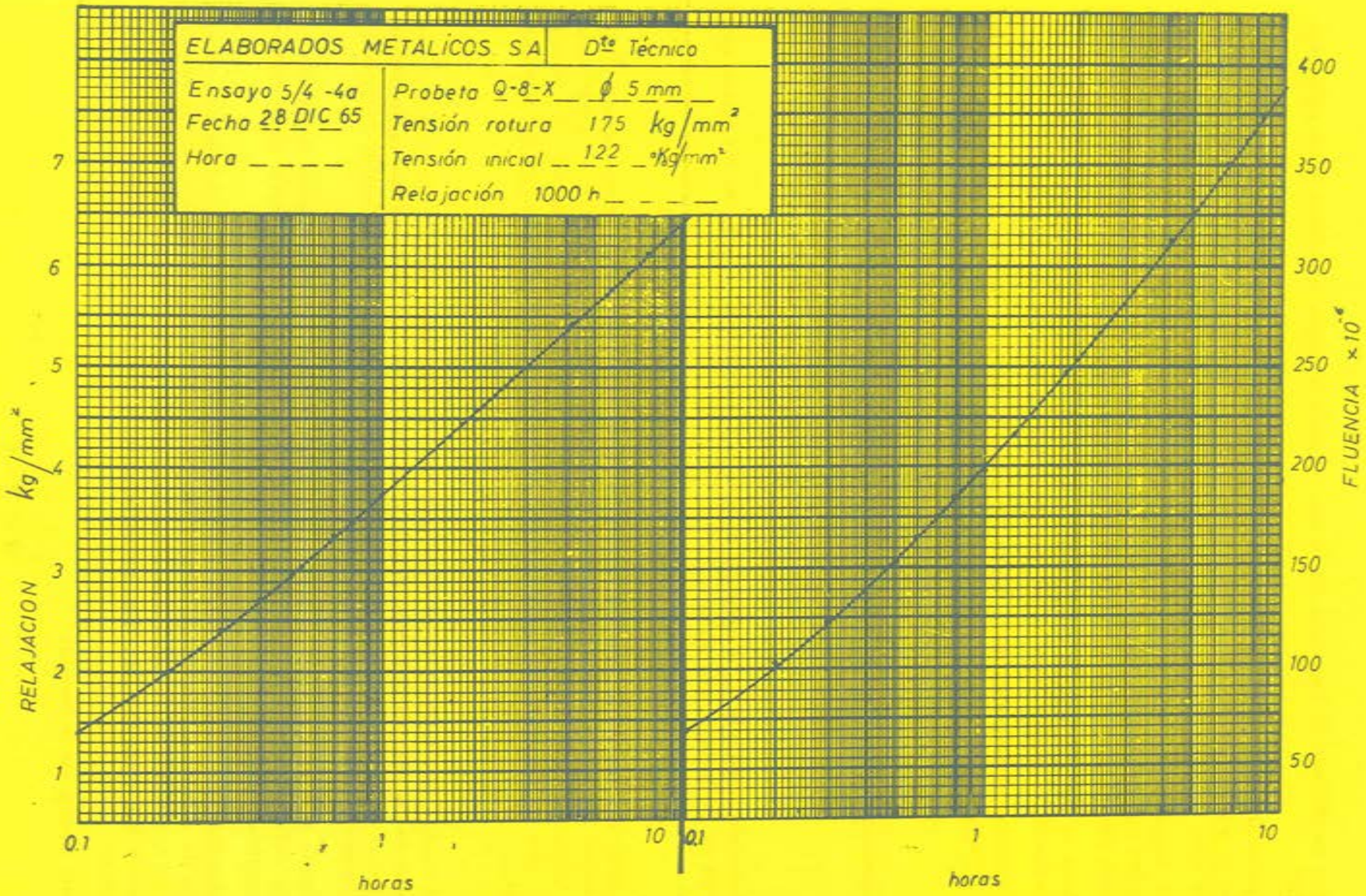


Fig. 2

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

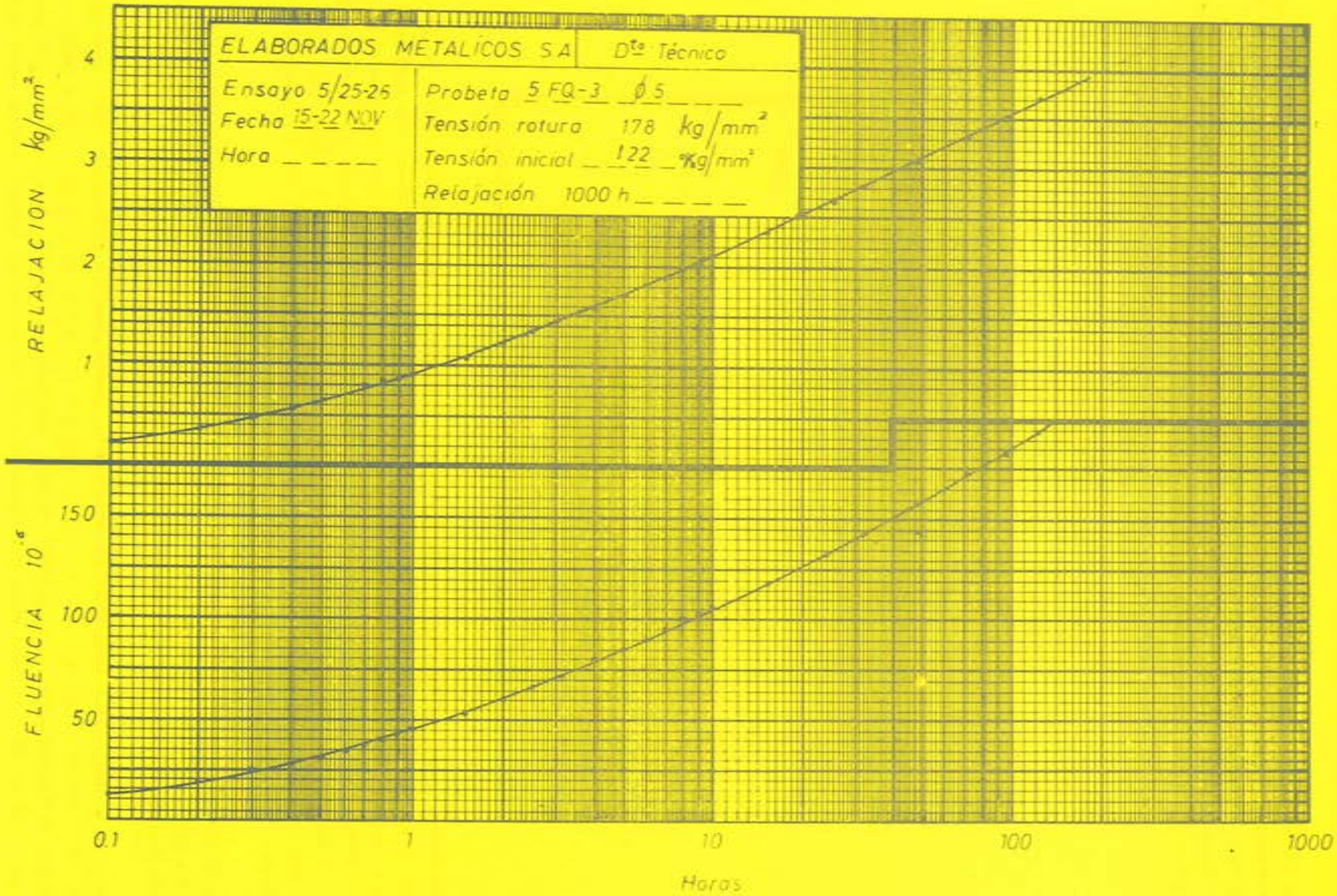


Fig. 3

será necesario introducir un coeficiente de corrección K, menor que la unidad y que puede determinarse experimentalmente verificando los dos ensayos sobre el mismo material.

Con el fin de facilitar, al menos, una equivalencia suficientemente aproximada entre ambos valores, hemos realizado varios ensayos sobre alambres de fluencias bastante diferentes, con objeto de cubrir una gama de valores relativamente altos en tiempos lo más cortos posibles. Las figuras 2 y 3 muestran los gráficos obtenidos, de los cuales se han sacado los valores de K correspondientes a los distintos valores de las fluencias. (Tabla 1).

TABLA 1

Fluencia X 10^{-6}	Figura 2: E = 20.000 kg/mm²		Figura 3: E = 20.500 kg/mm²	
	Relajación (kg/mm²)	K	Relajación (kg/mm²)	K
75	1,50	1,000	1,52	0,993
100	1,98	0,998	2,01	0,985
125	2,45	0,980	2,56	0,982
150	2,91	0,970	3,07	0,970
175	3,31	0,945	3,58	0,949
200	3,72	0,930	—	—
225	4,11	0,913	—	—
250	4,50	0,900	—	—
275	4,91	0,892	—	—
300	5,26	0,876	—	—
325	5,61	0,863	—	—
350	5,92	0,845	—	—

Estimamos que la fórmula es aplicable, con suficiente aproximación, para tener una idea de cómo se desarrolla la relajación en comparación con la fluencia; sin embargo, no es lógico obtener los valores de la relajación de esta forma cuando puede hacerse el ensayo de relajación. Solamente se encuentra una justificación aceptable cuando se trata de realizar, para un control de fabricación por ejemplo, un gran número de ellos, que generalmente son suficientemente indicativos con tiempos de 50 horas y en los que, operando de esta forma, pueden hacerse dos o más en una misma máquina.

A continuación vamos a exponer los resultados de las experiencias realizadas y las variaciones que pueden obtenerse en el desarrollo del fenómeno plástico, con distintos tratamientos destinados siempre a la atenuación del mismo.

Nuestras experiencias han sido desarrolladas, generalmente, utilizando tensiones iniciales del 70 % de la carga de rotura, puesto que son éstos los valores que suelen exigirse en los Pliegos de Condiciones. No obstante, hemos efectuado también algún ensayo con tensiones superiores al 90 % y han sido precisamente en éstos donde hemos encontrado que la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

valoración del fenómeno, tanto en fluencia como en relajación, siempre fue inferior al logaritmo del tiempo; es decir, las curvas presentaron un carácter marcadamente hiperbólico.

Como contrapartida en casi todos los ensayos que hemos hecho con tensiones del 70 % se observó que la relajación fue mayor que el logaritmo del tiempo y en ningún caso se encontró un punto de inflexión.

Las curvas tienen la forma representada en la figura 4, con forma parabólica y una pendiente más o menos pronunciada al cabo de las 1.000 horas.

Hemos utilizado para la representación un diagrama en papel semilogarítmico porque de esta forma es más fácil observar su evolución a tiempos cortos y largos conjuntamente y, sobre todo, comparar fácilmente las velocidades del mismo, cuestión ésta que parece de gran importancia y a la que nos referiremos más adelante.

De los datos obtenidos en numerosos ensayos no hemos encontrado una justificación para creer en la existencia de un cambio en la forma de las curvas; no obstante, se encuentran fundamentos para pensar que éstos existen realmente y si no los hemos encontrado es porque los tiempos de ensayo no han sido lo suficientemente prolongados.

Hemos dicho, y la experiencia lo confirma, que la relajación es función de la tensión inicial, creciente para valores mayores de esta última. Para distintos valores de ella se obtiene una serie de curvas en abanico (fig. 5), de las cuales, a partir de un valor determinado de la tensión, puede considerarse, con ciertas reservas, que su variación es logarítmica. Si, por otra parte, tenemos presente lo que hemos observado en ensayos con tensiones del 95 % y que, además, en todos los casos la velocidad es decreciente, podemos suponer que el fenómeno es transitorio y que el punto de inflexión se alcanzará a distintos tiempos, según cuáles sean la tensión aplicada y el tratamiento térmico dado al alambre.

Sobre este último particular hemos hecho una serie de ensayos tratando siempre de conseguir una relación logarítmica para las tensiones del 70 %. En la figura 6 puede verse que los diagramas obtenidos distan bastante de poder considerarse como rectos.

Por otra parte, estas experiencias que hemos visto corroboradas en trabajos extranjeros, nos hacen pensar que los efectos conseguidos con los tratamientos térmicos solamente significan un retardo de la manifestación del fenómeno, el cual, a partir de un tiempo determinado, se presenta con mayor velocidad. En la figura 7 pueden verse dos ensayos verificados sobre alambres en dos estados distintos. Las curvas *A* y *B* corresponden a los alambres tal y como han salido del trefilado, después de enderezados y sin tratamiento térmico alguno, y las curvas *C* y *D* son otras probetas de los mismos alambres, después de un tratamiento térmico para elevación del límite elástico.

Los puntos de intersección a 550 y 9 horas presentan dos velocidades de relajación bien distintas. Sin embargo, no es lógico pensar que el alambre que ha sufrido el tratamiento térmico tenga que presentar, a un tiempo muy largo, un valor mayor que el primero, puesto que el tratamiento ha sido solamente de 170°C y no parece que pueda tener una importancia manifiesta en el acero.

Hemos de hacer la observación de que estos dos ensayos son casos particulares, ya que, generalmente, los puntos de intersección no los hemos encontrado dentro de un tiempo de 1.000 horas.

Creemos que es éste un capítulo interesante y que merece la máxima atención; por

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

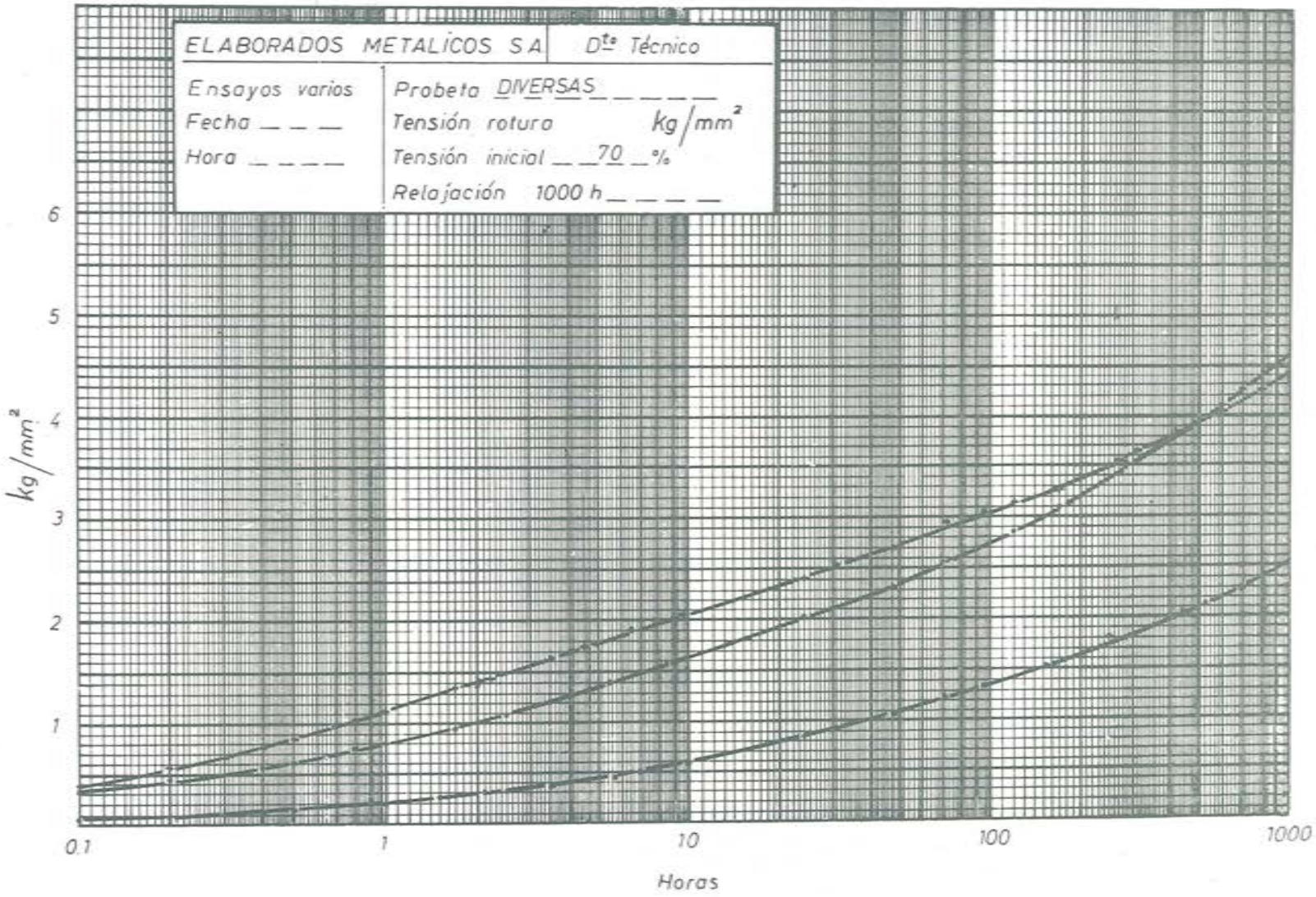


Fig. 4

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

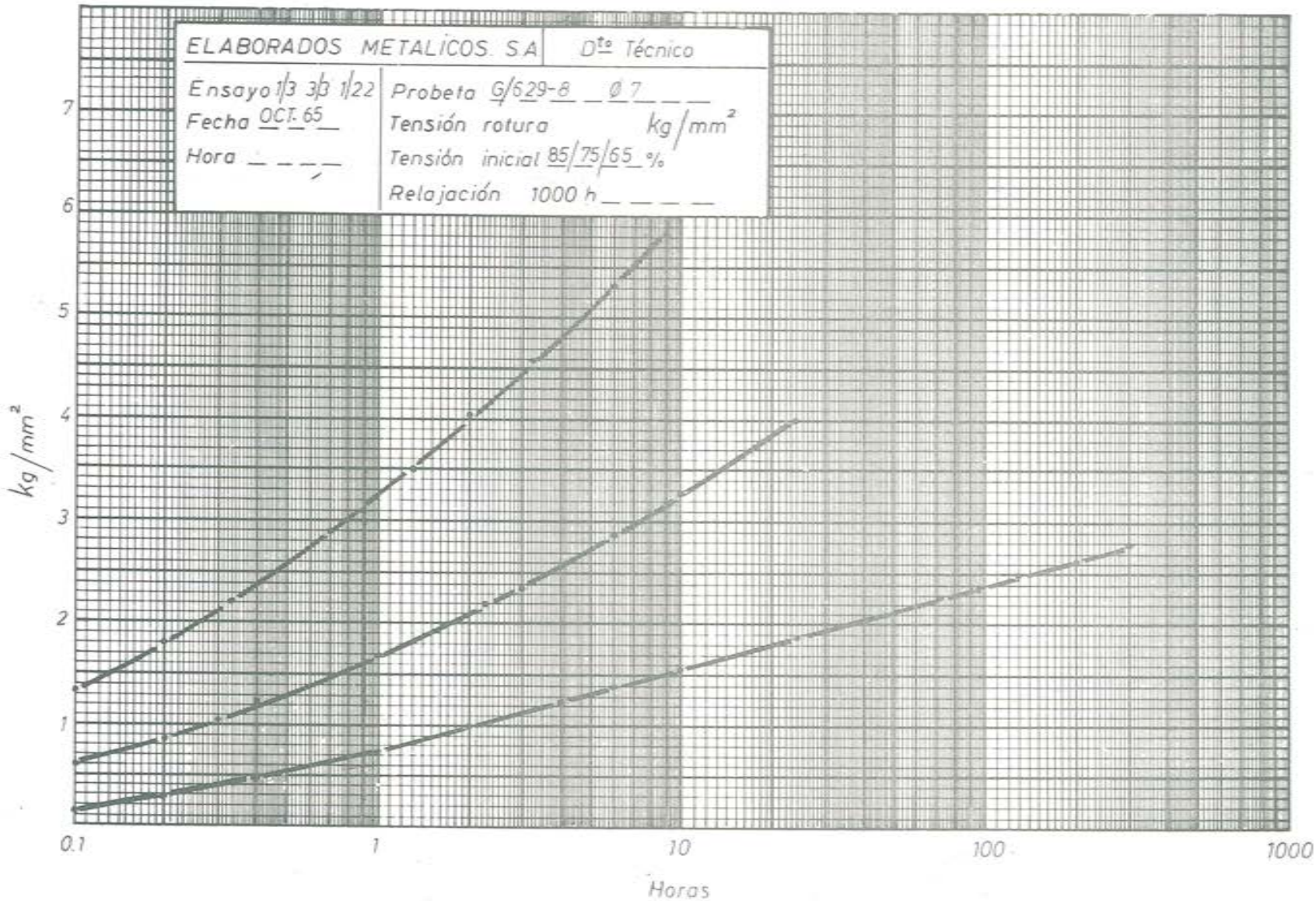


Fig. 5

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

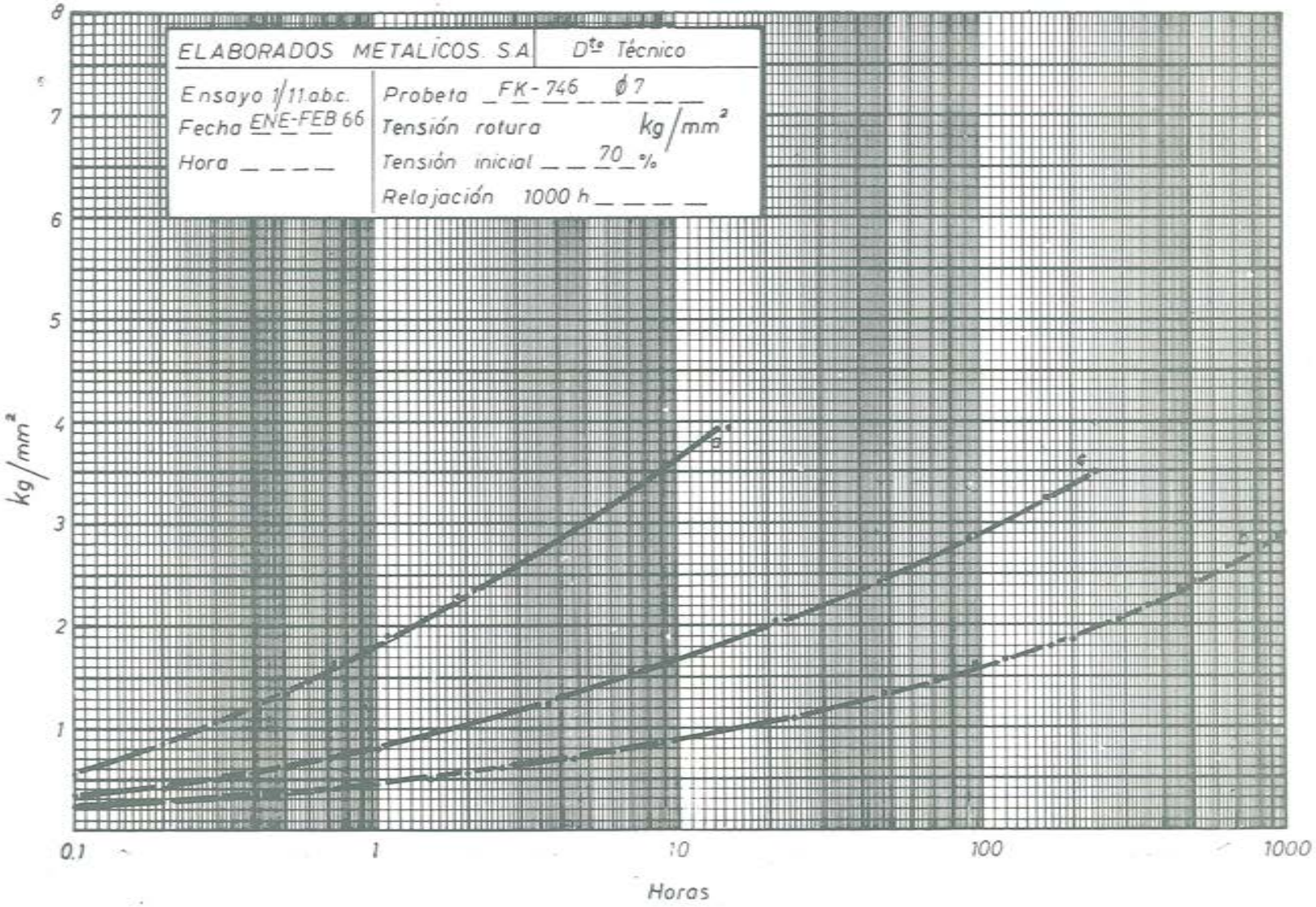


Fig. 6

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

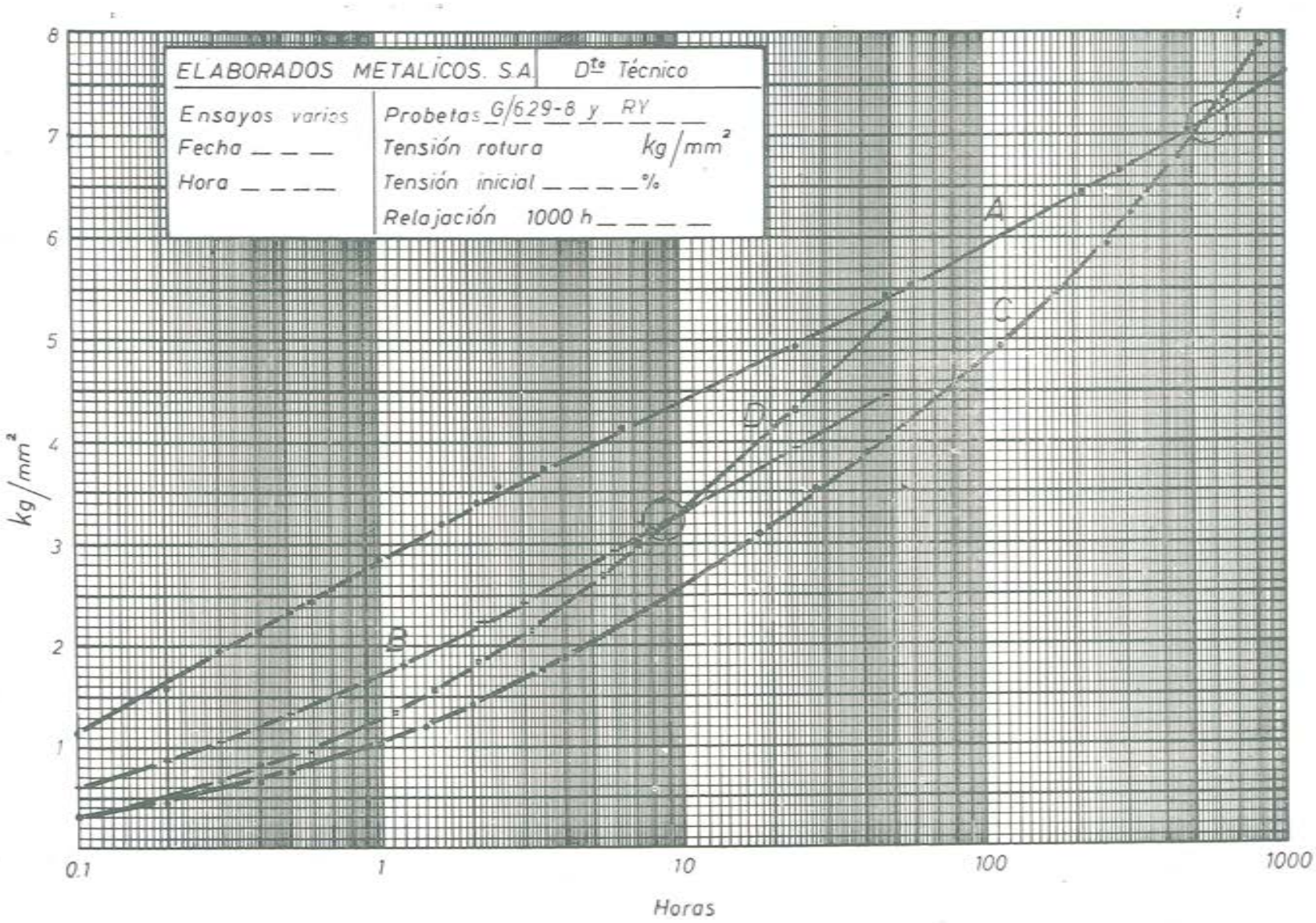


Fig. 7

ello, aún a expensas de no poder llegar a conclusiones satisfactorias por falta de datos, vale la pena hacer algunas consideraciones.

Las exigencias generalizadas para alambres de acero destinados a hormigón postensado, suelen fijar unos valores del límite aparente de elasticidad del orden del 90 % de la carga de rotura. Esto exige que en los diagramas cargas-deformaciones, el límite verdadero de elasticidad sea lo más alto posible, de tal forma que dichos diagramas poseen un gran intervalo elástico.

Para conseguir estas características, la técnica de fabricación se ve en la necesidad de someter los alambres a un proceso térmico de envejecimiento que eleva los límites de elasticidad a unos valores que, para tratamientos iguales, dependen de las características del estirado, pero que, en ningún caso, parecen aclarar si de esta forma se ha conseguido atenuar suficientemente el desarrollo del fenómeno plástico.

Recopilados de la literatura extranjera mostramos, en las figuras 8 y 9, los gráficos correspondientes a un acero ensayado en las condiciones de trefilado y posteriormente envejecido.

Puede observarse que, análogamente a como ha sucedido en nuestros ensayos, las velocidades al cabo de un tiempo de 1.000 horas son mayores para los alambres que han sufrido el tratamiento térmico, de tal forma que puede pensarse que, para tiempos mayores, se producirá también el punto de intersección y, por tanto, el problema seguirá latente.

En cuanto a las extrapolaciones que puedan hacerse por los valores encontrados hasta las 1.000 horas, no parece que puedan conducir a valores muy ciertos y menos todavía cuando se hagan en las curvas de tipo parabólico.

También hemos realizado ensayos sometiendo los alambres, inicialmente, a un esfuerzo de tracción superior a aquel al que ha de utilizarse.

Evidentemente, así se consiguen resultados satisfactorios, pero valederos únicamente para un tiempo no muy prolongado, ya que, a medida que éste aumenta, se observa que las velocidades vuelven a ser las mismas aunque el valor absoluto ha quedado disminuido. La figura 10 muestra un ensayo de este tipo.

A pesar de ello, y desde un punto de vista práctico, parece que este sistema puede ser más interesante y, sobre todo, conducir a una visión más clara del comportamiento del alambre, si pueden tomarse como ciertas las consideraciones que vamos a exponer y que hemos deducido de todo lo que antecede:

El curso hiperbólico de la curva de fluencia de los alambres sometidos a tensiones del orden del 90 % parece indicar que la estabilización, o por lo menos una velocidad lenta del fenómeno, llega a alcanzarse cuando éstos han experimentado un alargamiento determinado. Así pues, si mediante una carga elevada se consigue absorber la capacidad de deformación plástica, cuando se utilice seguidamente una carga inferior, no debe manifestarse dicha plasticidad o si se presenta debe ser de curso muy atenuado.

Evidentemente la realización práctica de este sistema presenta grandes inconvenientes, y es además necesario un minucioso estudio de las variaciones que pueden afectar a otras características exigidas también a los aceros; sin embargo, creo que, con ciertas modificaciones, es perfectamente aplicable y da resultados francamente alentadores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

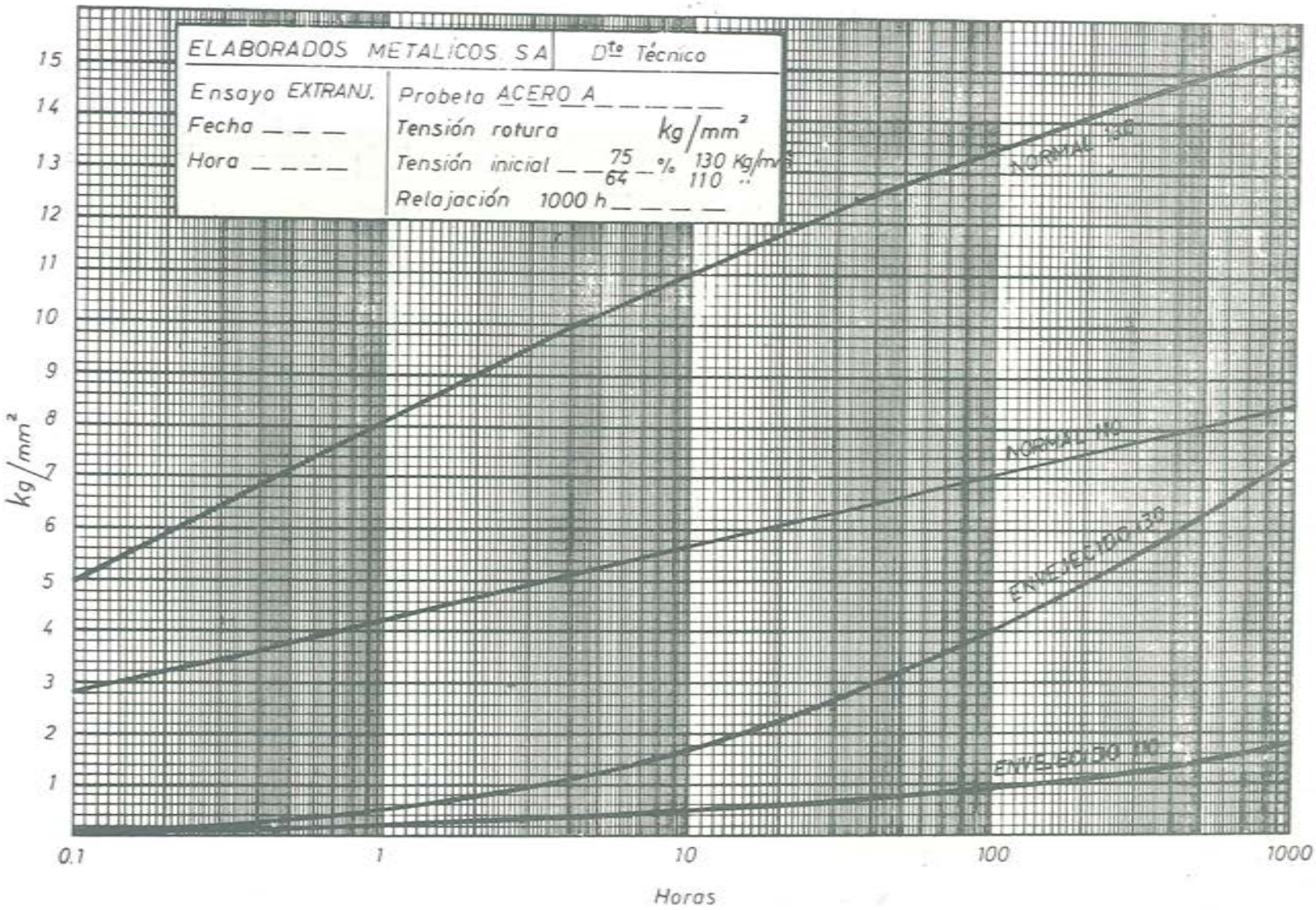


Fig. 8

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

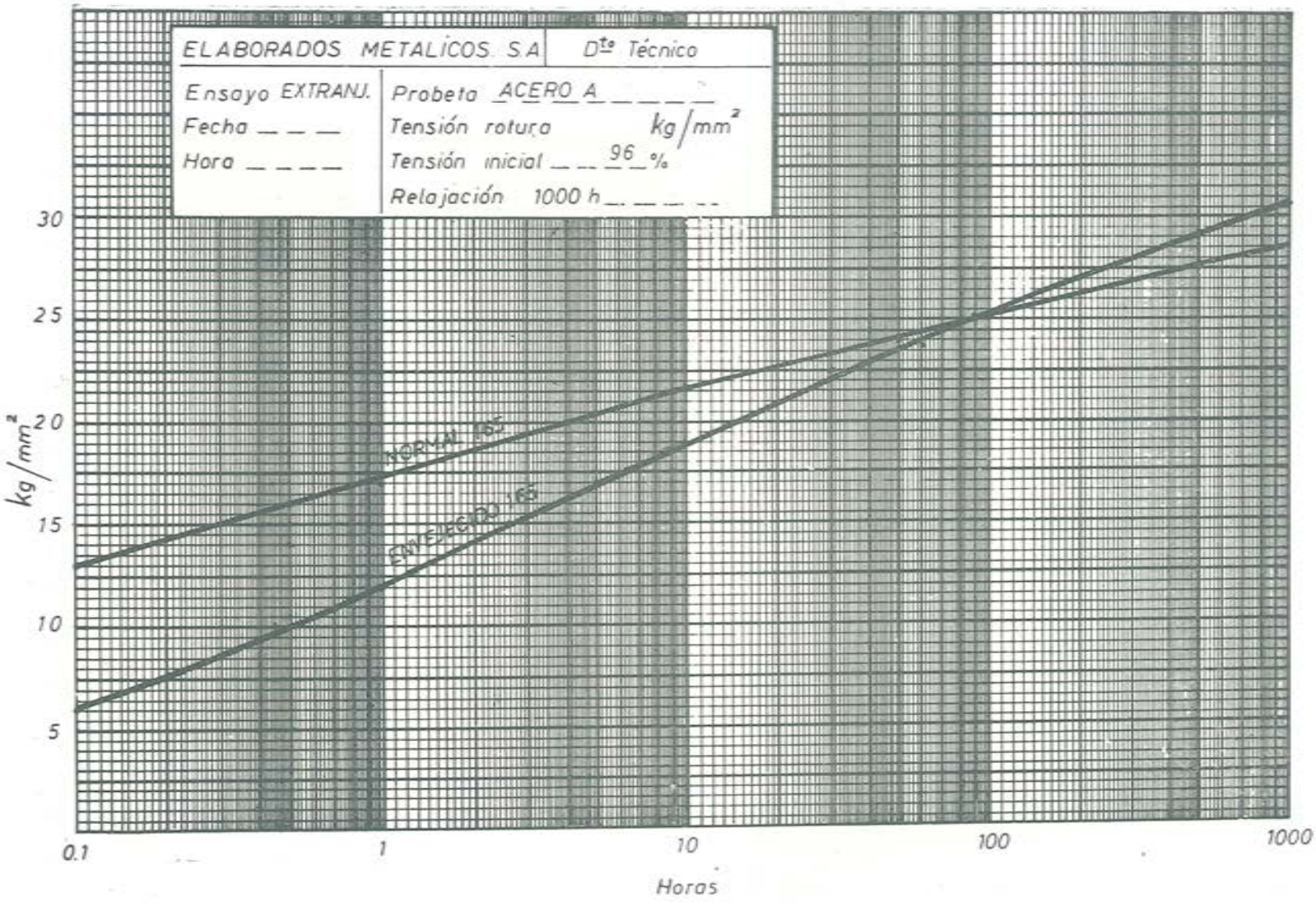


Fig. 9

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

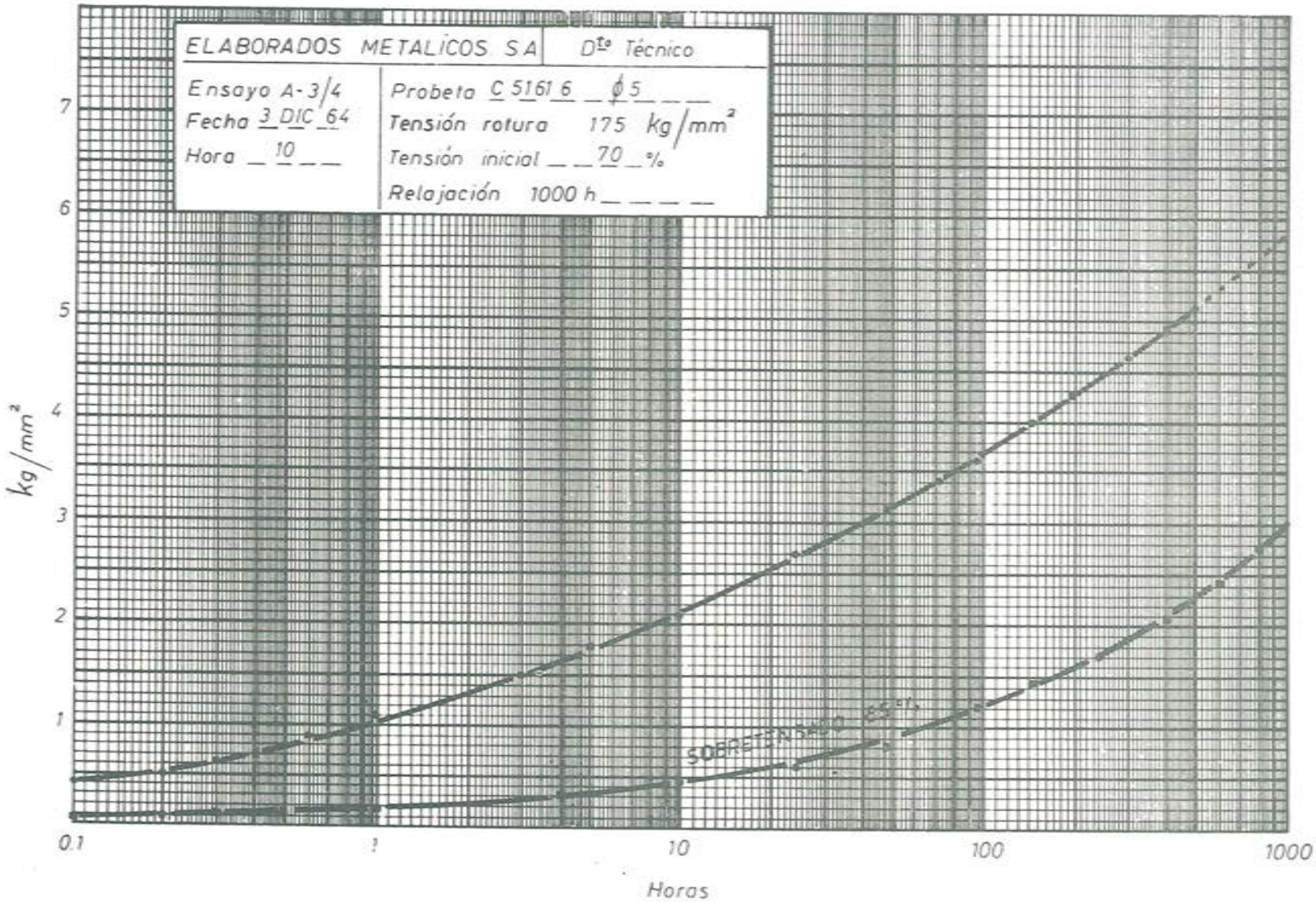


Fig. 10

Por consiguiente, es necesario en esta cuestión, objeto de este trabajo, realizar todavía un gran número de investigaciones utilizando otros medios de los cuales no disponemos y que evidentemente pueden aportar datos muy interesantes.

Por otra parte, se hace necesario establecer una estrecha colaboración entre fabricantes y proyectistas, puesto que, el conjunto hormigón pretensado, se compone de más elementos que el acero, los cuales, con su comportamiento, hacen variar las condiciones en que se encuentra el primero.

Todas nuestras experiencias, que evidentemente no son suficientes para poder sacar conclusiones y que sometemos a consideración y diálogo, no han sido todo lo extensas que la materia requiere, a pesar de haber agotado prácticamente todas las horas disponibles desde que comenzamos a ocuparnos de este tema.

Hemos dedicado también un capítulo muy interesante a la obtención de datos comparativos en relación con nuestros aceros y varios extranjeros, entre los que hemos encontrado alguno de excelentes y especiales características.

En la figura 11 pueden verse resultados de estos alambres, ensayados siempre para tensiones de 70 % de la carga de rotura. Se observa que el mejor comportamiento a la relajación lo posee el alambre inglés, de la curva I, cuyo ensayo se prolongó hasta 6.000 horas con objeto de comprobar si el comportamiento era también de tipo parabólico. En la figura 12 puede verse la curva de relajación para este ensayo.

De toda la recopilación de datos obtenidos y de un sinfín de variantes introducidas en los procesos de fabricación, hemos llegado a fabricar una nueva calidad de alambres que presentan una pérdida de tensión por relajación prácticamente despreciable y cuyos diagramas cargas-deformaciones y demás características pueden variarse sin modificar el valor de aquélla.

En las figuras 13 y 14 se representan los valores de relajación obtenidos para tensiones iniciales del 70 % de la carga de rotura. Como puede observarse, los valores al cabo de 1.000 horas no llegan a ser de 1 kg/mm², siendo, por tanto, los más bajos que hemos obtenido en todos los alambres ensayados.

Los diagramas cargas-deformaciones de estos últimos alambres se representan en las figuras 15 y 16, en las cuales puede verse que, introduciendo ligeras variantes en el proceso, se pueden conseguir distintas características. Los ensayos corresponden a probetas tomadas sucesivamente del mismo rollo, con objeto de obtener la menor dispersión posible. Se observa que la relación límite elástico/carga máxima ha variado, así como también los alargamientos de rotura. Era la primera vez que podíamos conseguir alejar el límite de elasticidad de la carga máxima sin variar esta última y conseguir que la relajación fuera mínima. Hay que suponer, pues, que de esta forma el límite de proporcionalidad ha conservado su valor elevado, no siguiendo, por tanto, a las variaciones del límite práctico de elasticidad como suele ocurrir en los tratamientos térmicos corrientes.

Hemos de hacer constar que en todos los ensayos hemos utilizado, como valor de la tensión inicial, el 70 % de la carga de rotura efectiva del alambre y no la que se refiere al 70 % de la resistencia mínima garantizada. Es evidente, pues, que, teniendo en cuenta que los alambres se suministran con una resistencia superior en unos 10 kg/mm² a la mínima garantizada, los valores de la relajación se hacen todavía menores.

En la figura 17, curva II, se ve el valor de la relajación para un alambre especial R. P. E., de nueva fabricación, cuya resistencia mínima garantizada es de 165 kg/mm² y la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

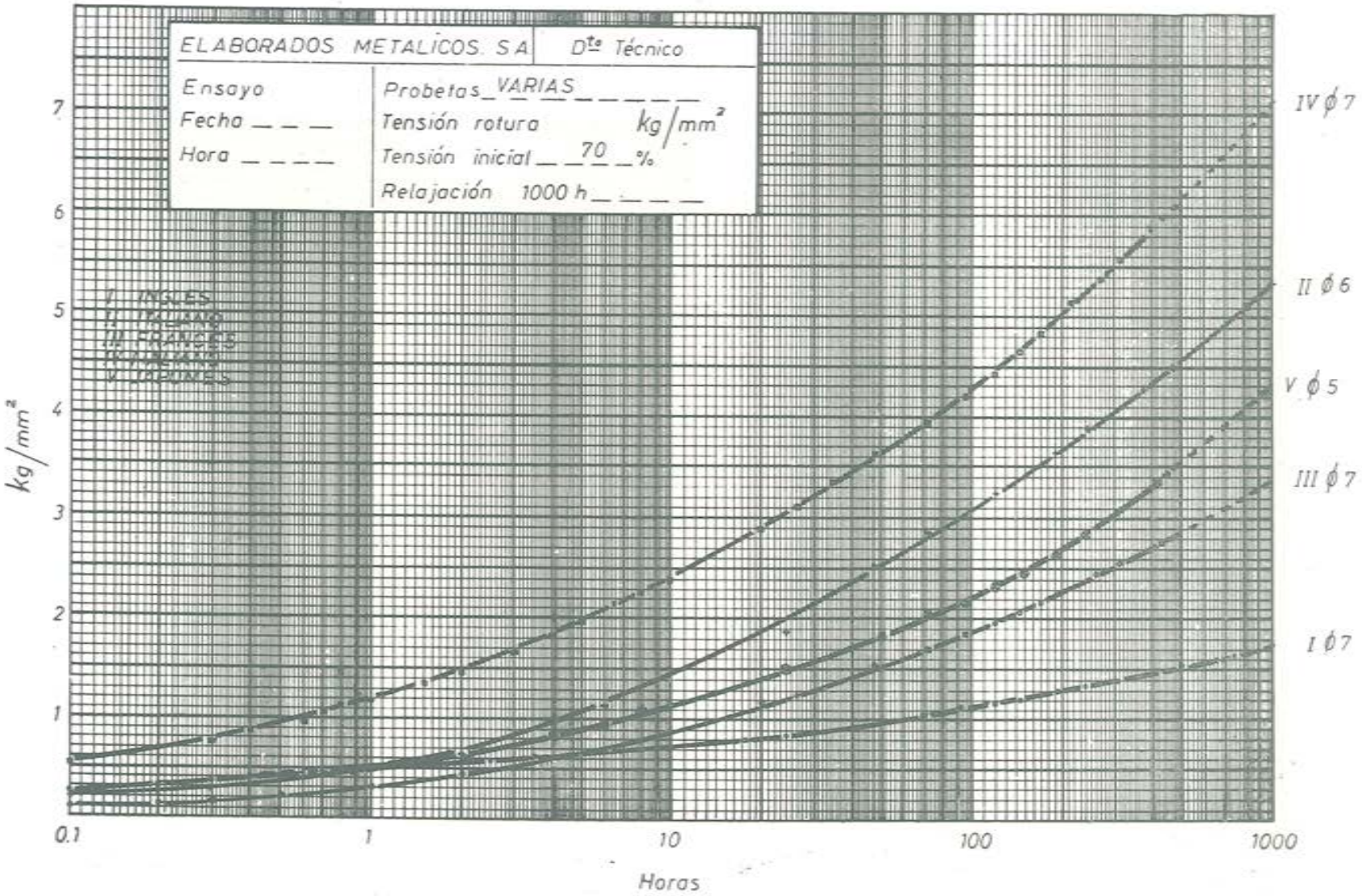


Fig. 11

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

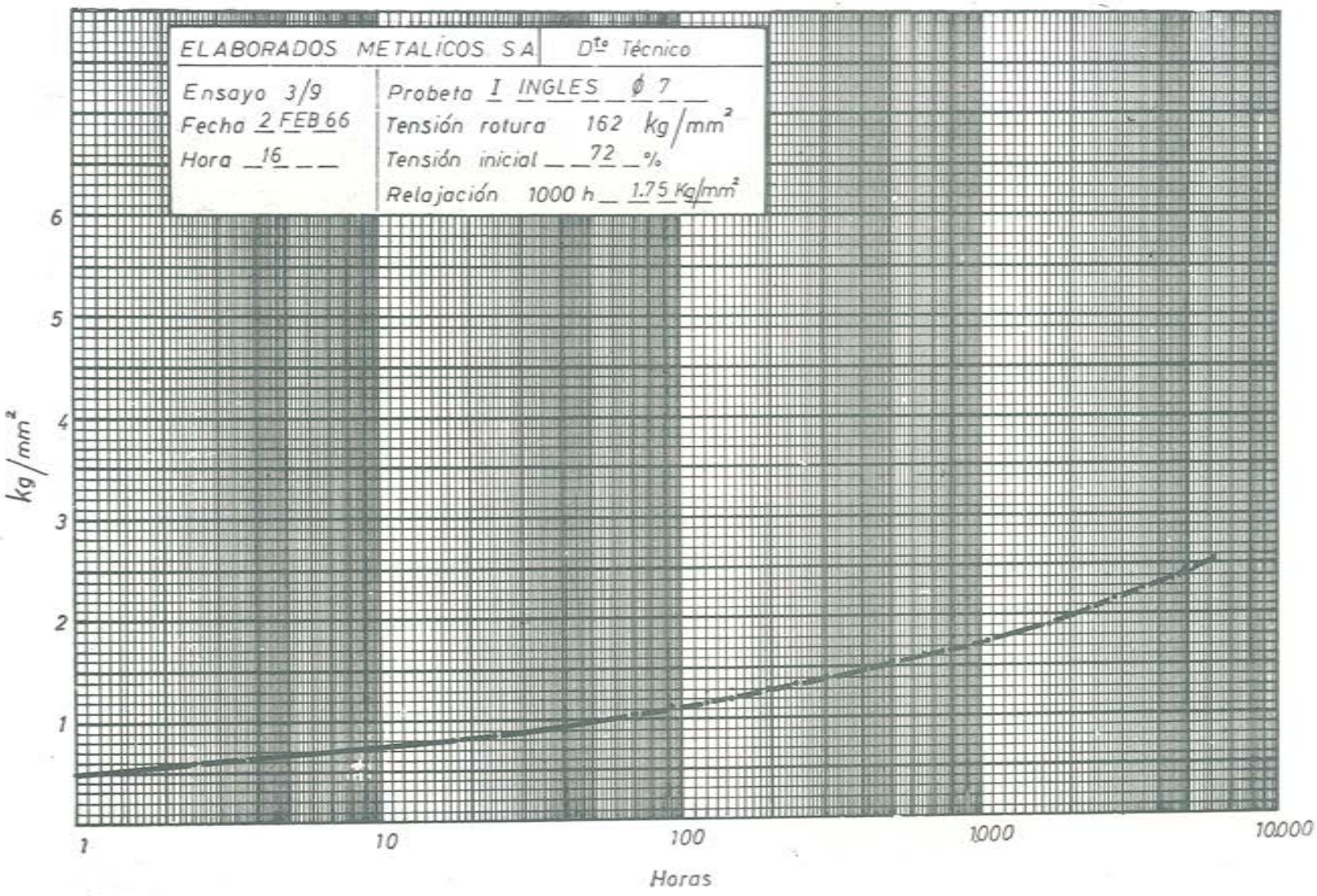


Fig. 12

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

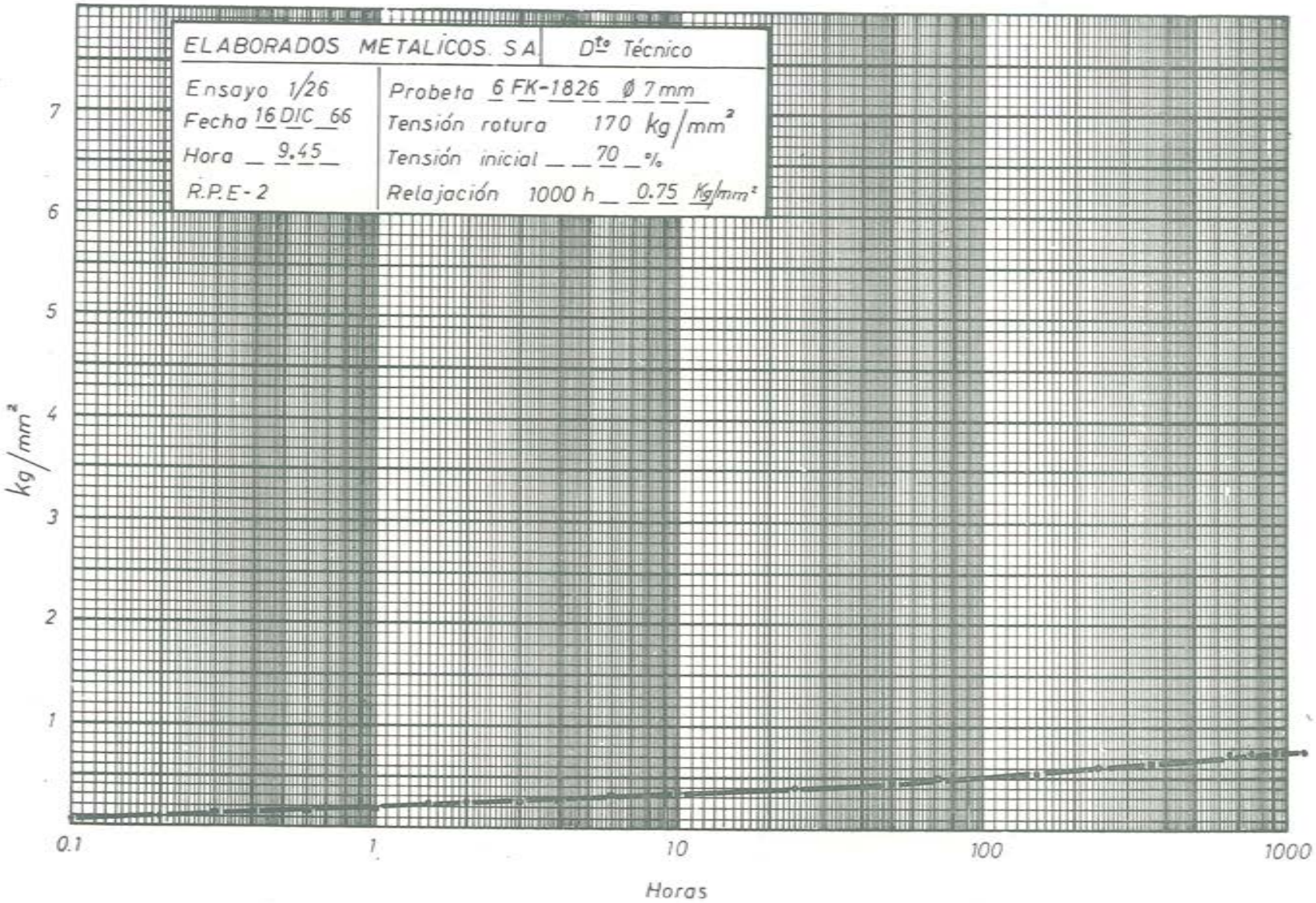


Fig. 13

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

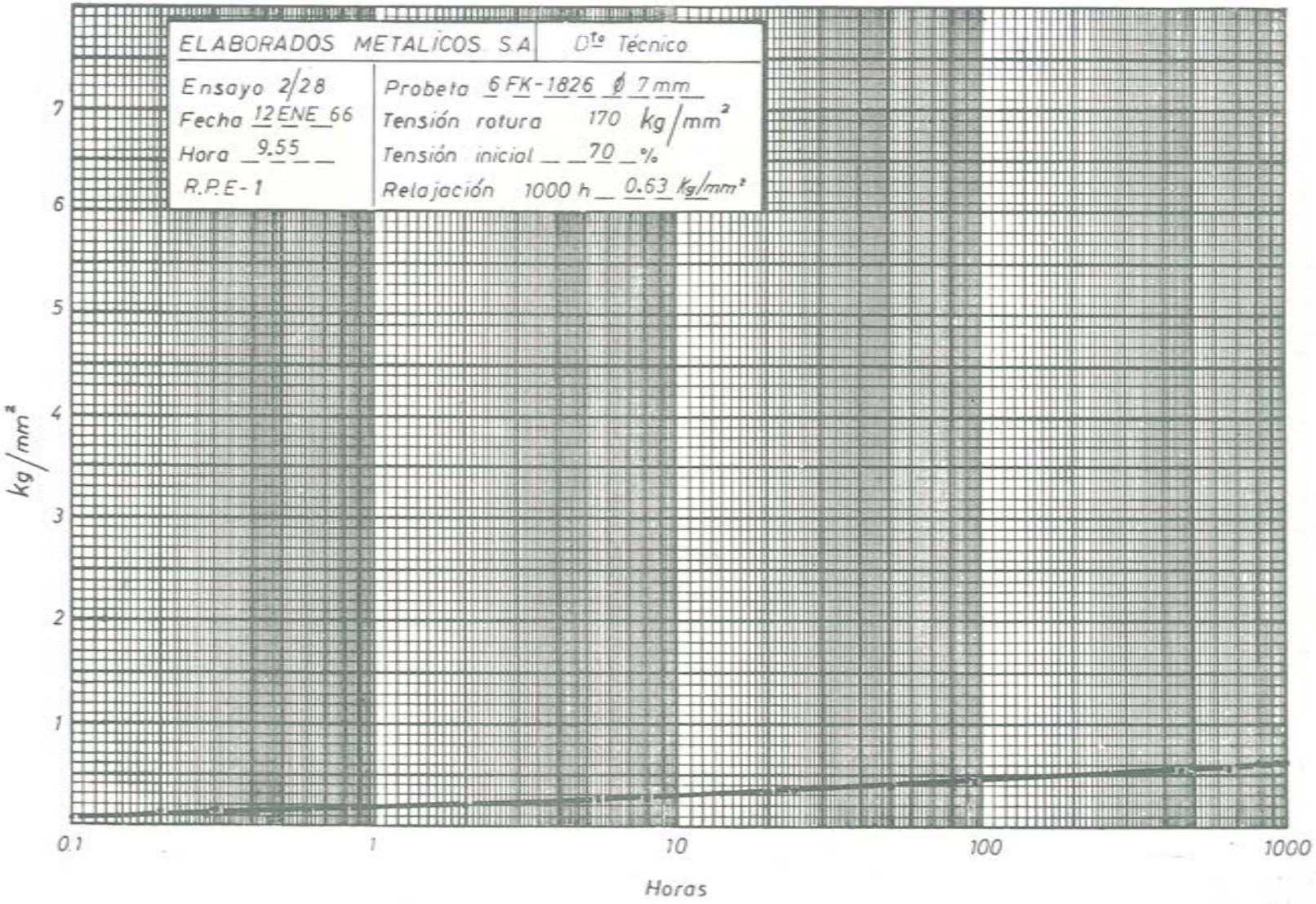


Fig. 14

DIAGRAMA CARGAS - DEFORMACIONES EN ALAMBRE DE 7 MM. ∅

CARACTERISTICAS			
ALARGAMIENTO ELÁSTICO MEDIO (σ = 1 Kg / mm²) °/₀	0,00475	ESTRICCIÓN °/₀	49
MÓDULO DE ELASTICIDAD. — Kg./mm.²	21.000	ALARGAMIENTO SOBRE 5 d °/₀	10,8
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN. — Kg./mm.²	171	ALARGAMIENTO SOBRE 10 d °/₀	6,4
LÍMITE ELÁSTICO [0'1 °/₀]. — Kg./mm.²	156	ALARGAMIENTO SOBRE repart. 10 d °/₀	2,3
» » [0'2 °/₀]. — Kg./mm.²	161	PLEGADOS SOBRE R = 30	14

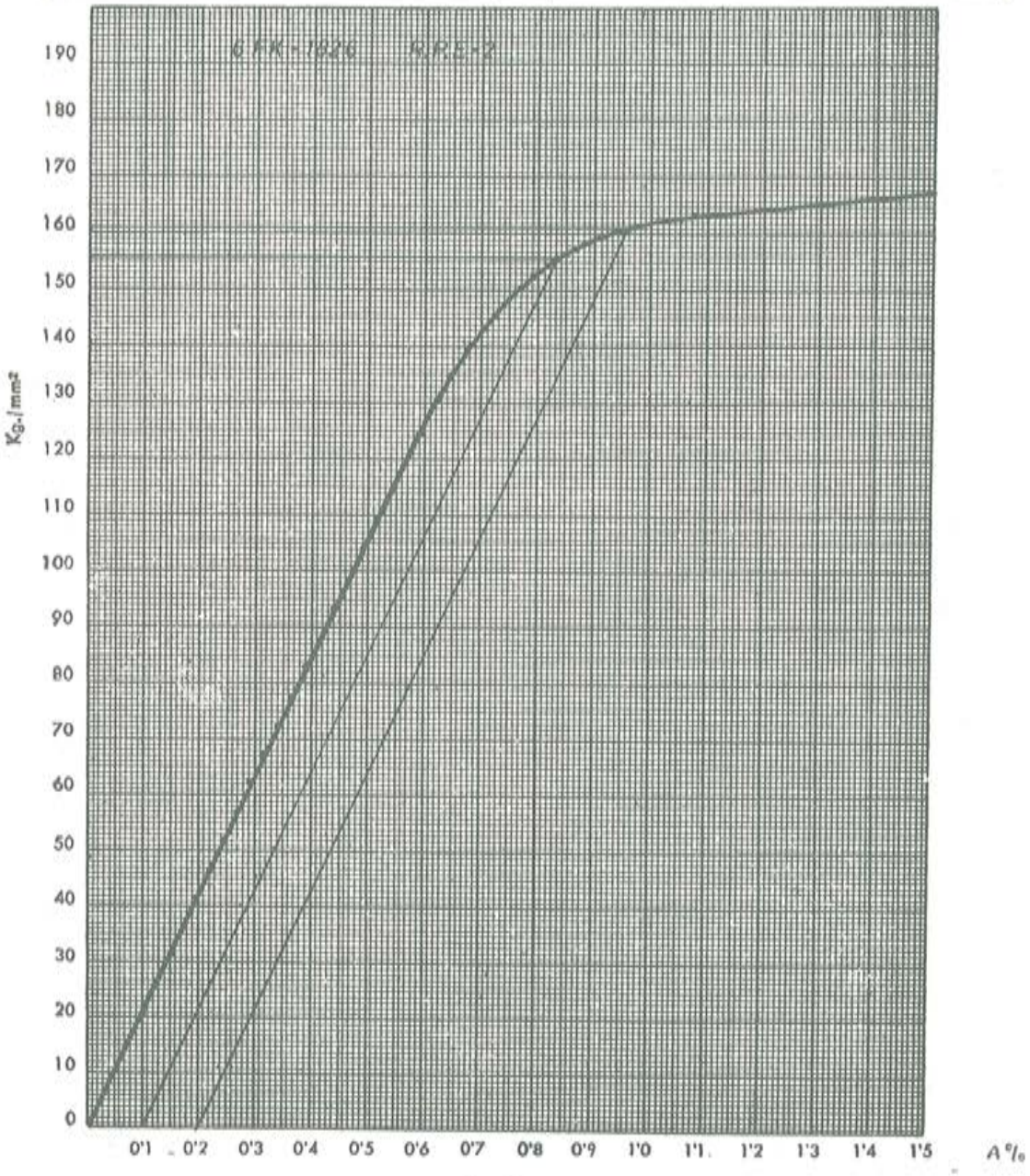


Fig. 15

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

DIAGRAMA CARGAS - DEFORMACIONES EN ALAMBRE DE 7 MM. ∅

CARACTERISTICAS			
ALARGAMIENTO ELÁSTICO MEDIO (σ = 1 Kg. / mm.²) °/₀	0,00475	ESTRICCIÓN °/₀	47
MÓDULO DE ELASTICIDAD. — Kg./mm.²	21000	ALARGAMIENTO SOBRE 5 d °/₀	11,4
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN. — Kg./mm.²	171	ALARGAMIENTO SOBRE 10 d °/₀	7,5
LÍMITE ELÁSTICO [0'1 °/₀]. — Kg /mm.²	152	ALARGAMIENTO SOBRE repart. 10 d °/₀	2,8
» » [0'2 °/₀]. — Kg./mm.²	154	PLEGADOS SOBRE R = 30	12

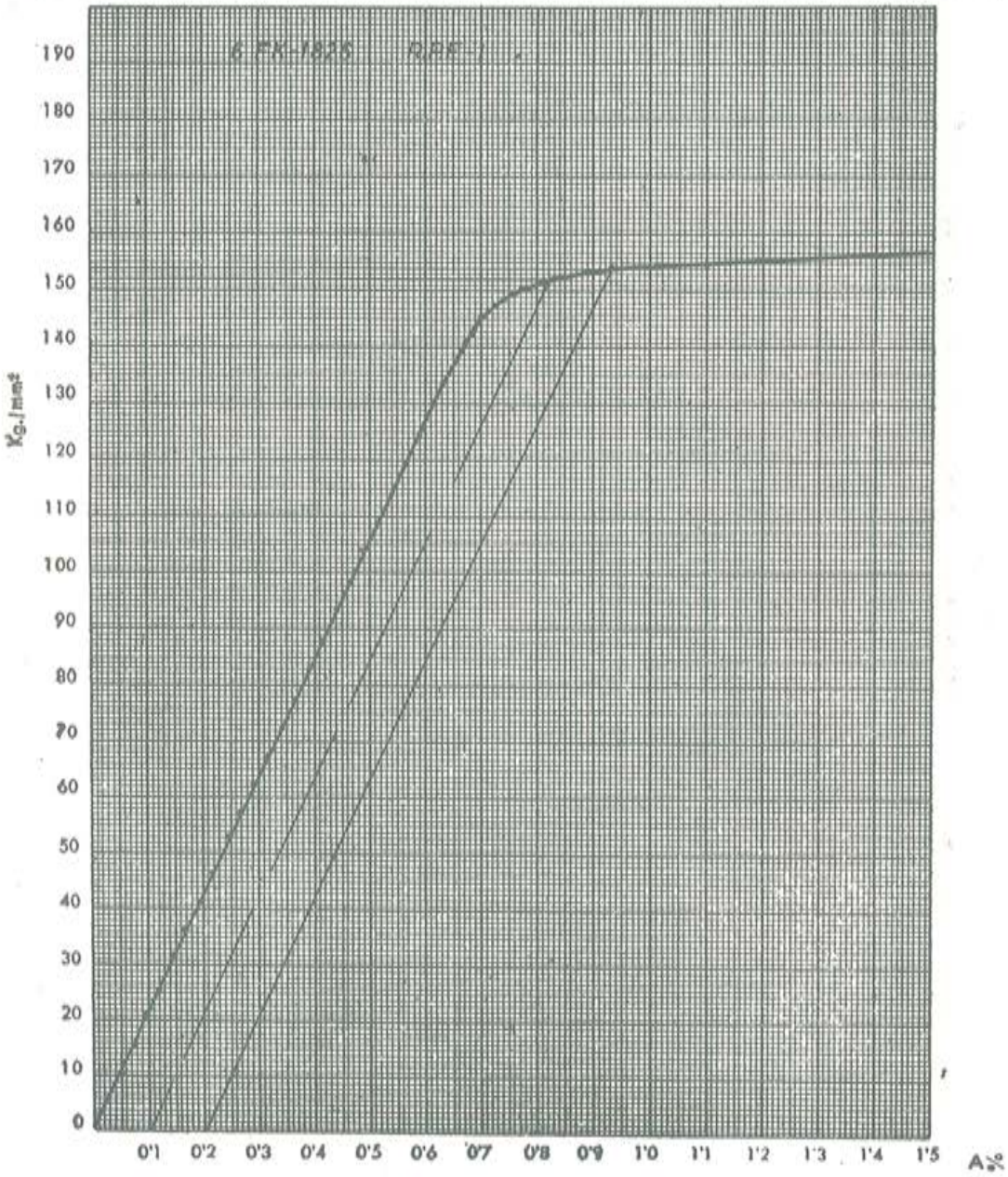


Fig. 16

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

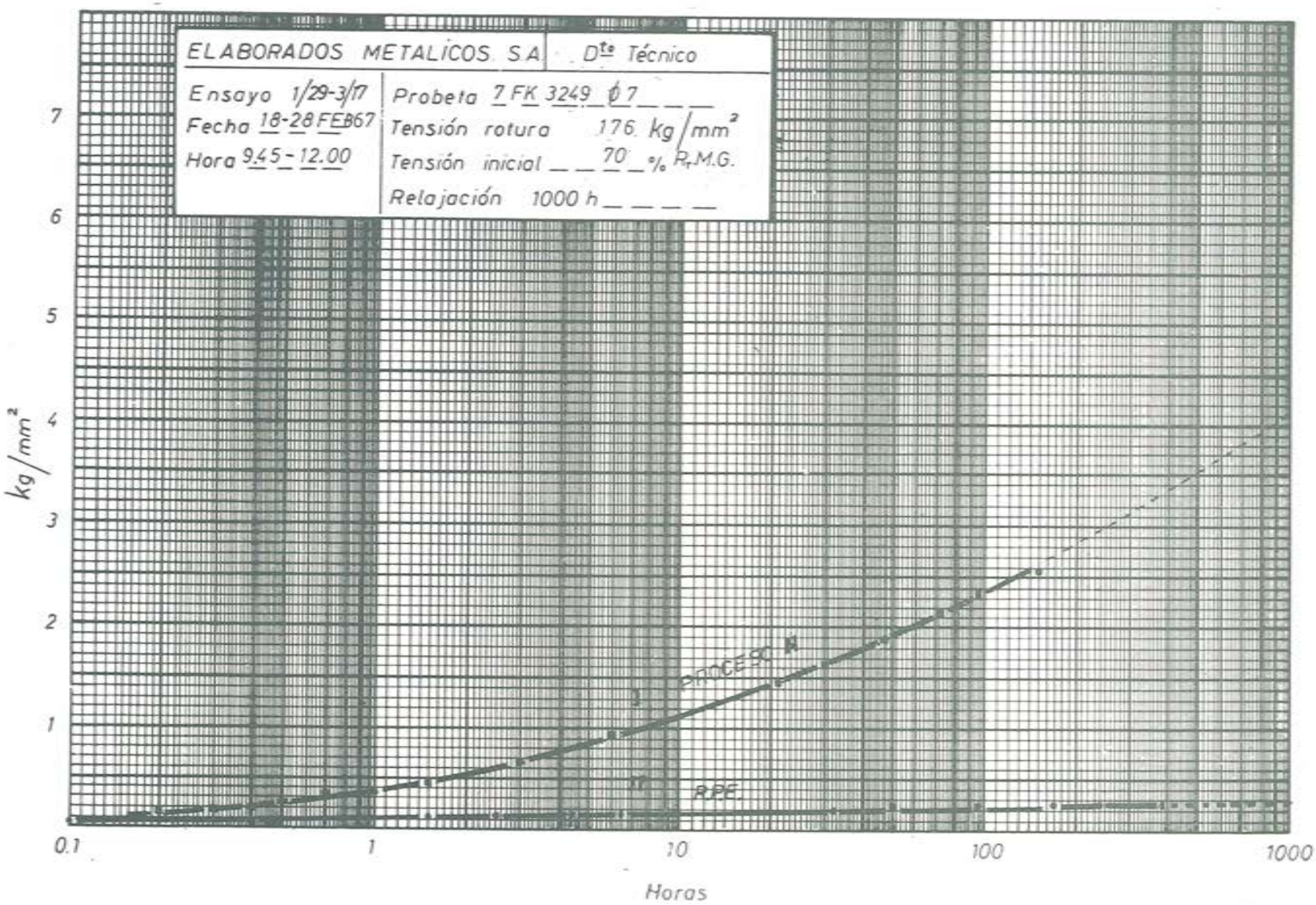


Fig. 17

verdadera de 176 kg/mm². La curva I muestra la relajación del mismo alambre fabricado por el proceso normal y cuya resistencia es también de 176 kg/mm².

Creemos que lo conseguido puede tener una gran importancia, porque, como hemos dicho anteriormente, no hemos encontrado ningún alambre que presente valores tan bajos de relajación. Por tanto, agradeceremos a los gabinetes técnicos y personas interesadas consideren si estos alambres pueden aportar algún beneficio sustancial a la técnica del Hormigón Pretensado.

Solamente nos queda, para completar este trabajo, exponer cuál ha sido la técnica empleada en la medición y las precauciones que son necesarias tomar para eliminar cualquier fenómeno que pueda falsear los resultados.

Las máquinas empleadas son de construcción nacional y objeto de una patente de mi propiedad. Son de tipo de palanca y están calculadas para una carga máxima de 6 t.

Su funcionamiento puede elegirse, a voluntad, automático o manual y han sido concebidas para que, en el ensayo de relajación, las microfluencias que se producen tengan el valor más bajo posible. Pueden hacerse indistintamente ensayos de fluencia o relajación con longitudes de probeta de 1 metro, lo cual permite, en el primer caso, hacer dos ensayos al mismo tiempo.

Con el fin de eliminar los fenómenos de penetración lenta de los anclajes, empleamos para sujeción de los alambres juegos de conos y cuñas XL, los cuales son sometidos, por compresión, antes del ensayo, y sin afectar para nada a las características del alambre, a una carga superior a la que van a ser solicitados. Si, a pesar de ello, todavía se produjese alguna penetración, sobre todo en los primeros momentos del ensayo, su detección y corrección puede hacerse con los distintos elementos que poseen las máquinas.

En las probetas a ensayar se coloca un extensómetro de doble lado, el cual sirve para medir los alargamientos en el caso de los ensayos de fluencia y como comprobación de la longitud inicial en el caso de los de relajación. La longitud del extensómetro es de 800 mm y su apreciación de 0,001 mm, de tal forma que la unidad de medida es de $1{,}25 \times 10^{-6}$ milímetros.

En los ensayos de relajación las microfluencias máximas que se presentan en la probeta son, aproximadamente, de 0,004 mm, pues para este valor se verifica ya la corrección automática de la carga. Cuando se trabaja manualmente pueden ser menores, ya que no se depende de dispositivo alguno. La apreciación mínima de pérdida de carga es de 0,240 kg.

Debido a los fenómenos de dilatación experimentados por efecto de la temperatura, es necesario disponer de un control riguroso y automático de la misma. Nuestro laboratorio está dispuesto de forma que la regulación se hace con $\pm$ 0,5°C.

Y para terminar diré que la Norma que hemos elegido para la realización de los ensayos es la B. S. 2691/63, pues estimamos que se ajusta bastante a la técnica empleada en obra y porque además tiene una gran similitud con la que comenzamos a utilizar cuando todavía no conocíamos dicha norma.

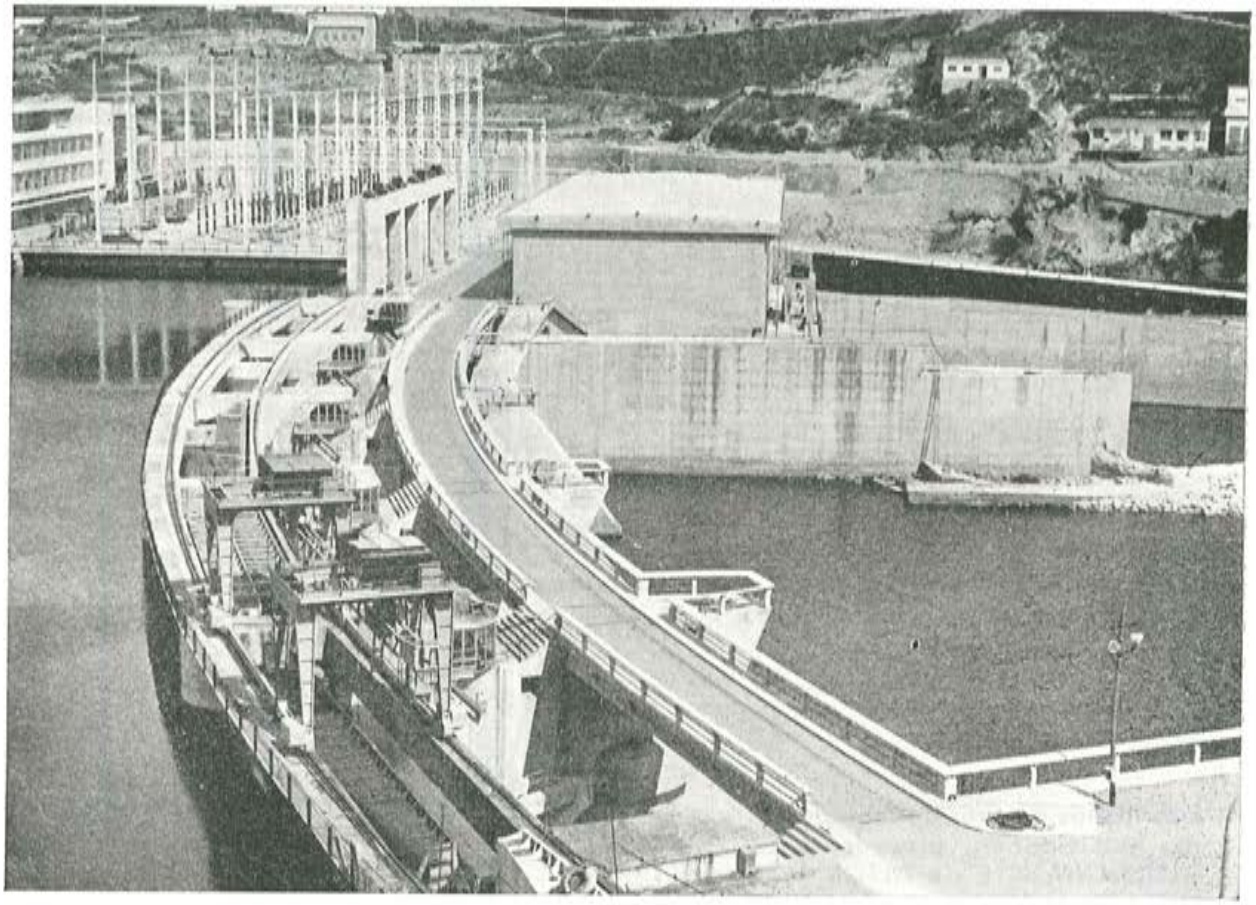
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

estudios y proyectos
suministros de anclajes
trabajos de tensión e inyección
vigas de lanzamiento
hormigonado en avance
placas de apoyo en neopreno
gatos planos, etc.

PROCEDIMIENTOS

freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO



Cubierta y coronación de la presa del Salto de Velle en Orense
Constructor: Dragados y Construcciones, S. A.

STUP SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAINTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

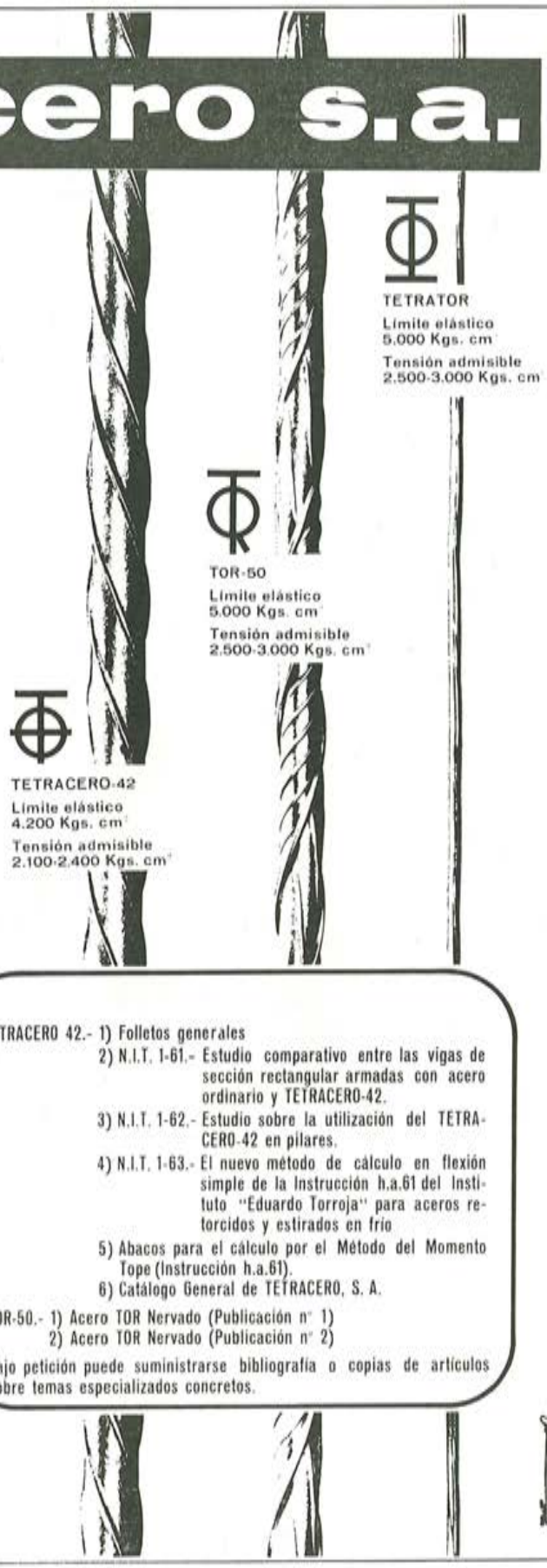
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES ERCILLA, 22 - TEL. 239797 - BILBAO

OFICINAS EN MADRID: Cea Bermúdez, 14 - 3.º Dto. 3 - Teléfono 253 49 01

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

tetracero s.a.



Fabricados a partir de materia prima seleccionada, procedente EXCLUSIVAMENTE de ALTOS HORNOS DE VIZCAYA y UNION DE SIDERURGICAS ASTURIANAS, S. A. (UNINSA)

TETRACERO 42.- 1) Folletos generales
2) N.I.T. 1-61.- Estudio comparativo entre las vigas de sección rectangular armadas con acero ordinario y TETRACERO-42.
3) N.I.T. 1-62.- Estudio sobre la utilización del TETRACERO-42 en pilares.
4) N.I.T. 1-63.- El nuevo método de cálculo en flexión simple de la Instrucción h.a.61 del Instituto "Eduardo Torroja" para aceros retorcidos y estirados en frío
5) Abacos para el cálculo por el Método del Momento Tope (Instrucción h.a.61).
6) Catálogo General de TETRACERO, S. A.

TOR-50.- 1) Acero TOR Nervado (Publicación nº 1)
2) Acero TOR Nervado (Publicación nº 2)

Bajo petición puede suministrarse bibliografía o copias de artículos sobre temas especializados concretos.

Ayala, 5. Teléfonos: 276 37 02-03-04. MADRID-1

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

mecanismo de la rotura en compresión de materiales heterogéneos

N. BARRACLOUGH, Lcdo. en Ciencias Matemáticas

Al someter probetas de hormigón y de mortero de cemento a ensayos de compresión simple, sobre todo cuando se tiene cuidado de cargar la probeta a través de una lámina delgada de líquido viscoso (con lo cual se evita en su mayor parte el efecto de zunchado, en las zonas superior e inferior de la probeta, que resulta del rozamiento entre la probeta y los platos metálicos) se comprueba, en casi todos los casos, que la probeta falla finalmente por fisuración vertical. (Véase en la figura 1 una probeta así cargada, de hormigón.)

Esta fisuración aparece muy rápidamente, casi en el instante de la rotura final. Las fisuras se distribuyen con bastante regularidad a lo largo de toda la superficie de la probeta, tanto si ésta es cilíndrica como rectangular. Se extienden, en general, casi a lo largo de toda la probeta, y en todo caso son del mismo orden de longitud que las dimensiones externas de la probeta. Las fisuras se abren muy rápidamente y se convierten en amplias grietas.

A primera vista, el que las probetas (y no sólo las probetas, sino también las piezas de hormigón de dimensiones considerables, como pueden ser los soportes de hormigón, a escala natural) se desintegren en fibras longitudinales, aproximadamente paralelas al eje de la pieza, parece contradecir la creencia más corriente, según la cual el fallo en compresión se debe a rotura por esfuerzo cortante a lo largo de planos inclinados con respecto a la dirección de la fuerza externamente aplicada.

Dilatación de Poisson

Cuando un material se somete a compresión en una dirección se dilata, en las direcciones normales a ésta, en forma proporcional (coeficiente de Poisson) a la compresión ejercida.

Se supone, claro está, que el material es aproximadamente elástico y de constitución casi uniforme. Esta dilatación unitaria es uniforme en cualquier punto del material, en todo el plano normal al eje de compresión. La magnitud numérica del coeficiente de Poisson indica que el volumen total del material, al ser comprimido uniaxilmente, se mantiene aproximadamente constante. Por ello, el fenómeno de la compresión de una pieza, en una dirección, quedando libre para dilatarse en el plano normal a esa dirección, puede interpretarse como un reajuste de las partículas de la pieza, de modo que al perder longitud en una dirección, la pérdida de volumen que ello supondría se compense con los incrementos experimentados por extensión en las direcciones normales a la primera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

En cada material, y para cada orden de acción externa sobre él, hay un tipo de partículas, o de unidades de materia, que son las que principalmente quedan afectadas por esas acciones. Por ejemplo, si la acción externa es en forma de radiaciones gamma, son los átomos los más directamente afectados; si la acción es el calor, a ciertas temperaturas, son los enlaces

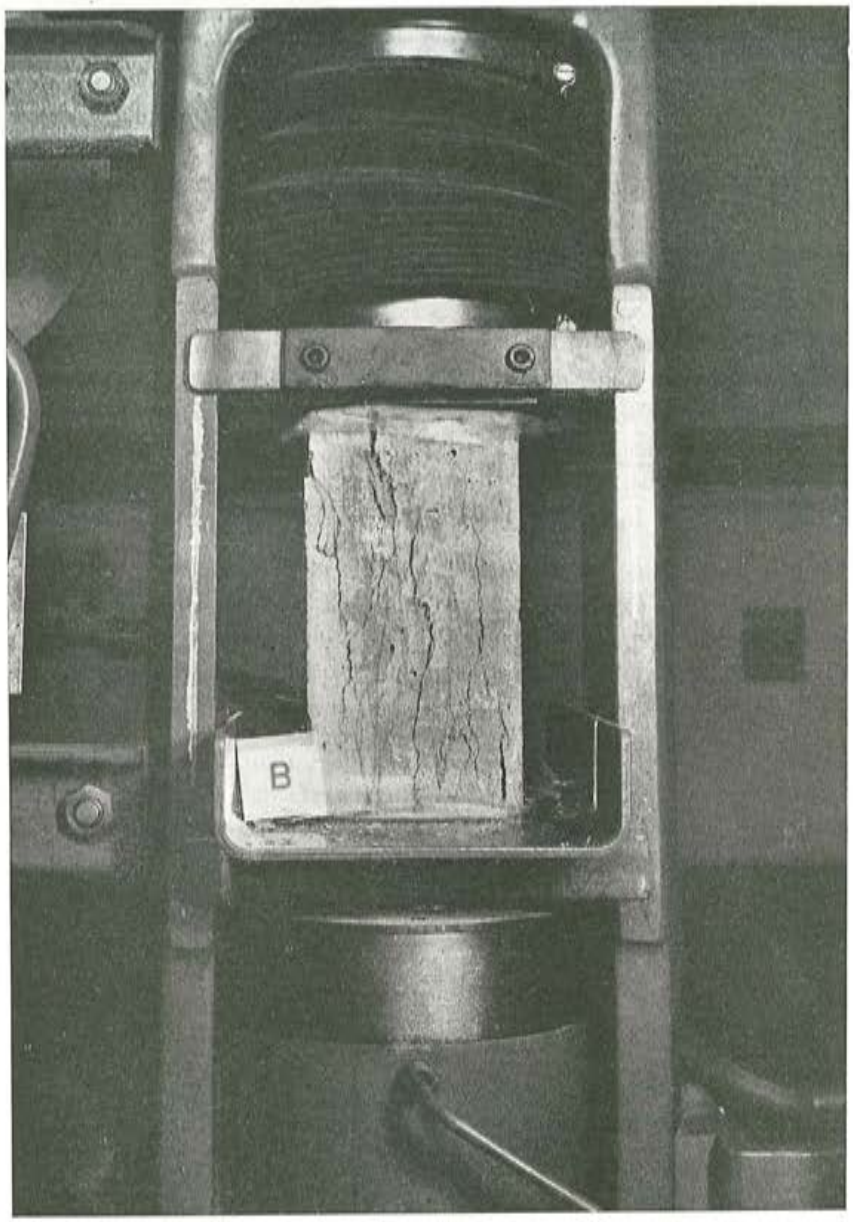


Fig. 1

químicos entre las moléculas los que sufren el efecto principal; si lo que se aplica es una fuerza mecánica que origina presiones moderadas, son las unidades cristalinas (en el caso de un metal, p. ej.) las que acusan el efecto más claramente. Es decir, aquellas subestructuras, dentro del material, cuyos enlaces mutuos tengan el mismo orden de resistencia y tipo de energía que la acción externa, serán las que antes y en mayor grado acusen y se adapten a la acción externa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Por ello al someter a compresión, a lo largo de una dirección, un material que está libre para dilatarse en las otras, el proceso de reajuste, para que parte del volumen del material se "traslade" (con relación a una referencia invariante) de una parte de la pieza a otra, se hará separando la continuidad del material por las interfases que sean más sensibles a este tipo de acción, y moviendo unitariamente aquellas partículas del material que mejor convengan a la cantidad de energía que entre en juego, por la acción externa.

Interfases críticas del hormigón y del mortero de cemento

En el caso de un material cristalizado muy homogéneo, las roturas se harán probablemente a lo largo de planos de dislocaciones máximas, y el tamaño medio de las partículas cristalinas que se muevan, unas con relación a otras, será aquel que absorba la menor cantidad total de energía, coherentemente con la energía aplicada.

Si el material es mortero u hormigón de cemento, el fenómeno interno de reajuste de volúmenes (al comprimirse el material en una dirección) tendrá un cauce muy específico, determinado por la estructura granular y heterogénea que caracteriza a estos materiales compuestos.

Para cargas del orden de unos cientos de kg/cm², la parte más susceptible a ceder en estos materiales parece ser la superficie de adherencia entre el árido y la pasta de cemento. Las razones de ello, y su estudio, no entran en el objeto de esta nota, y aquí se aceptará, como hipótesis, que este hecho es así.

Como consecuencia del anterior supuesto, al cargarse una probeta, y estar el material obligado a reajustarse, serán las superficies entre la pasta y los áridos las que antes empiecen a ceder. Las partículas que tenderán a moverse unitariamente y a cambiar de posición, unas con relación a otras, serán los áridos, o, en la pasta pura, gránulos de mayor rigidez.

Fig. 2

Campo de fuerzas sobre un árido

Si se toma como referencia invariante los tres ejes de simetría de la pieza, al cargar ésta a lo largo de uno de ellos, el material se mueve hacia el origen, en la dirección del eje de compresión, y alejándose del origen, en la dirección de los otros dos ejes. *Desde cualquier punto de la pieza que se tome como origen de referencia, el campo de deformaciones es invariante con relación a ese origen.* Si consideramos cualquier punto (x, y, z) como origen de referencia, se tiene que la deformación aparente del material en cualquier otro punto, $x + \delta x$, $y + \delta y$, $z + \delta z$, estará dada por un vector cuyas componentes serán proporcionales a la separación entre los dos puntos.

Es decir, la deformación relativa será el vector $(+\overrightarrow{\mu\delta x}, -\overrightarrow{\delta y}, +\overrightarrow{\mu\delta z})$, donde μ es el coeficiente de Poisson (ver figura 2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Supóngase un árido, o gránulo de mayor rigidez que el resto del material, que tiende a moverse con relación al material que le rodea como una unidad casi indeformable. Supóngase que en su centroide se sitúa el origen O_{xyz}. Entonces, puesto que el árido se considera indeformable (porque cualquier esfuerzo actúa primero en las interfases que son algo más débiles, y ceden antes que la masa del árido), sobre el entorno del árido actuará un sistema de fuerzas. Este sistema tendrá una resultante nula si el árido está sólidamente adherido al mortero, de tal modo que la presión en la dirección OY está siempre equilibrada por una presión igual y opuesta, en la dirección contraria. Pero si el sólido es irregular, y asimétrico respecto al eje OY, y algunas de sus caras están menos inclinadas que otras respecto a esta dirección OY (dirección de la fuerza de compresión P), entonces a lo largo de estas caras se puede originar un desprendimiento entre el mortero y el árido, y producirse un deslizamiento entre los dos materiales. Esto será causa de que el árido esté sometido a un par de fuerzas que tienden a hacerle girar a una posición de mayor simetría respecto del eje OY (el mecanismo de esta acción se describe más abajo).

Además de esta tendencia a girar, cada árido actuará como una doble cuña dentro de la pasta, siendo el efecto de esta acción una presión del árido sobre la pasta, en el plano normal a la dirección de la presión externa sobre la pieza.

Estos dos efectos (la tendencia de cada árido a girar hacia una posición de máxima simetría respecto a la dirección de la presión externa, y el efecto de doble cuña de cada árido dentro de la masa de mortero) se suman y tienden a fisurar el material a lo largo de planos paralelos a la dirección de la compresión externa.

A continuación se analiza con más detalle este fenómeno.

Reacción de un gránulo sobre la masa de mortero

Sean OX, OY y OZ tres ejes rectangulares, y O cualquier punto dentro de un prisma de hormigón, o de mortero, sometido a compresión en la dirección del eje OY (ver figura 3).

Supóngase un gránulo, o unidad de árido, A, que tiene un coeficiente de elasticidad y un límite elástico superiores a los de la pasta de cemento. Se admite: que el centroide de este gránulo coincide con el punto O; que, en el caso general, la configuración externa de este árido es asimétrica respecto del eje OY, por lo menos; y que una compresión aplicada externamente, de intensidad P, actúa sobre el árido en la dirección OY, y otra de intensidad $-P$ en la dirección $-OY$.

Entonces el árido estará sometido al siguiente sistema de fuerzas (que será igual y opuesto a las fuerzas que actúan sobre el mortero que rodea al árido):

1. Una presión vertical hacia abajo (suponiendo que OY corresponda con la vertical), equilibrada total o parcialmente por otra hacia arriba.
2. Un par, alrededor de O, que resulta de la asimetría de las presiones verticales respecto al punto O. Este par sólo actúa cuando $P \neq P'$ (ver párrafos siguientes).

Consideremos primero el efecto 1.

Si la adherencia del mortero y el árido fuese uniforme y total para todos los valores de P, el conjunto de fuerzas y momentos que actúan sobre el árido tendría una resultante nula. Pero como hay que suponer que la adherencia entre el árido y el mortero se hace cero, y se sustituye por un rozamiento, cuando la fuerza unitaria paralela a la superficie

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

del árido sobrepasa un cierto límite (la tensión de rotura de la adherencia entre el mortero y el árido), el sistema de fuerzas y momentos, una vez que se ha sobrepasado este límite, tiene las características siguientes:

En la proyección vertical del árido (ver figura 4), sean AB y $A'B'$ las zonas del contorno de éste en que, por su menor inclinación respecto de OY, no se desprende el mortero del árido, y por ello no hay deslizamiento del mortero con respecto a la superficie del árido.

En las zonas AB' y $A'B$ se desprende el mortero del árido, y por ello hay una tendencia al deslizamiento relativo de ambos materiales. Este deslizamiento queda detenido por el efecto de zunchado, o resistencia a tracción, del mortero que rodea al árido.

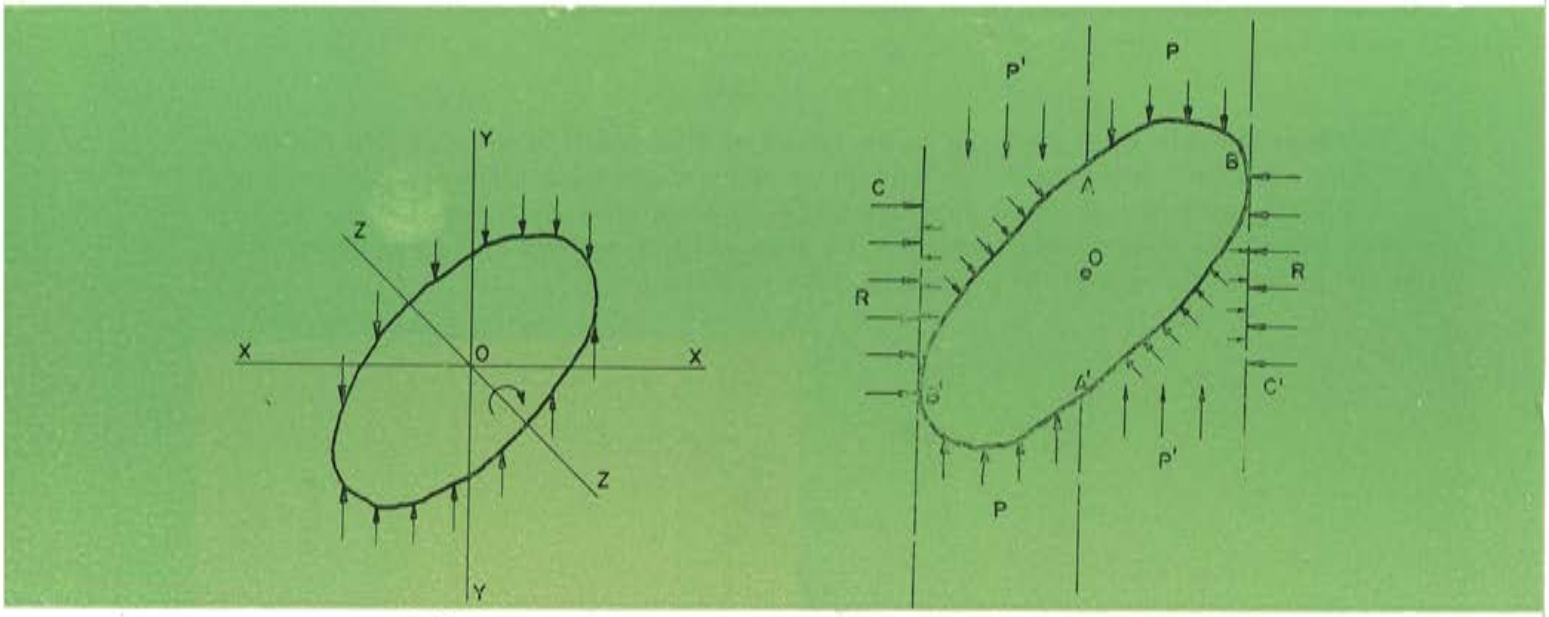


Fig. 3 Fig. 4

La presión en las zonas AB' y $A'B$ ocasiona un efecto de cuña, que impone una reacción horizontal (plano XZ) sobre el mortero. La magnitud de esta reacción, correspondiente a una rebanada de árido, de anchura unitaria, será aproximadamente:

$$F = A'B(P' \cdot \text{sen}\ \alpha + R \cdot \cos \alpha),$$

donde α es la inclinación media de la superficie de la rebanada respecto al eje OY.

Cuando la compresión unitaria P sobrepasa un determinado valor y allí donde la inclinación de la superficie del árido con relación a OY es inferior a un cierto límite (que depende del valor de P), la pasta de mortero se desprende del árido. En este caso, la única reacción paralela a la superficie del árido entre éste y la pasta será el rozamiento. En estas zonas, la presión paralela a OY sobre el árido quedará limitada a un valor P', en general distinto e inferior a P, que se determina a continuación.

Sean:

P', la presión unitaria en las zonas $A'B$ y $B'A$;

$\alpha = \dfrac{d^2y}{dz \cdot dx}$, la inclinación en cada punto de estas zonas;

Q, la reacción normal a la superficie del árido, y

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

R, la tensión de tracción máxima del mortero, en sentido normal a OY.

Entonces, para el valor límite de P' se tiene (ver figura 5):

$$P' = Q \cdot \rho \cos \alpha + Q \cdot \operatorname{sen} \alpha,$$

y

$$R = Q \cdot \cos \alpha + Q \cdot \rho \operatorname{sen} \alpha,$$

donde ρ es el coeficiente de rozamiento entre el árido y el mortero, una vez que éste se ha desprendido de aquél.

Estas dos condiciones determinan Q y P', siendo éste el valor máximo de P' antes de que el mortero falle por tracción en dirección horizontal. Es decir:

$$P' = \frac{R(\operatorname{sen} \alpha + \rho \cdot \cos \alpha)}{\cos \alpha + \rho \cdot \operatorname{sen} \alpha}.$$

Sustituyendo este valor de P' en la expresión de F se puede estimar el esfuerzo de rotura que un árido ejerce dentro de una pieza de hormigón sometida a compresión simple. Si se supone que la forma del árido es parecida a un elipsoide de revolución, la fuerza F será isotrópica en el plano horizontal XZ. Es decir, el árido actuará como una cuña cónica, que tiende a abrir el mortero por cualquier plano normal a XZ.

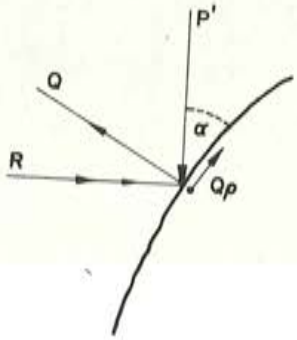


Fig. 5

Considerando ahora el efecto 2, se obtiene lo siguiente: El momento M_P de las fuerzas que actúan sobre una rebanada de árido, paralela al plano XY, estará dado por:

$$\sum_{z=0}^{z=0} \sum_{x=0}^{x=0} dx \cdot dz \cdot P \cdot f \left(\frac{d^2y}{dz \cdot dx} \right) (z + x) = M_P,$$

donde f es un operador que tiene la siguiente propiedad:

$$P \cdot f \left(\frac{d^2y}{dz \cdot dx} \right) = P, \quad \text{cuando} \quad \frac{d^2y}{dz \cdot dx} \cdot P < T$$

y

$$P \cdot f \left(\frac{d^2y}{dz \cdot dx} \right) = P' \quad \text{cuando} \quad \frac{d^2y}{dz \cdot dx} \cdot P > T.$$

T es una constante que depende de la inclinación α y de la tensión de rotura entre el árido y el mortero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El primero de los dos casos es aquel en que el árido está adherido en todo su contorno al mortero, y M_P es cero. En el segundo caso hay dos zonas, AB' y $A'B$, en que el mortero se ha desprendido del árido. Sobre estas dos zonas la presión vertical, P', puede ser inferior a P, una vez que se ha formado una fisura vertical y las cuñas de mortero, $CB'A$ y $C'BA'$, han transferido parte de su carga vertical al mortero que rodea al árido. En este caso M_P tiende a hacer girar el árido, hasta que éste vuelve a estar en equilibrio. Este equilibrio se consigue por medio de reacciones en el plano XZ, señaladas por R, y cuyo efecto es aumentar la anchura de la fisura (ver figura 4).

Distribución de las fisuras principales

Inicialmente, al aproximarse P al valor P' se empezarán a formar pequeñas fisuras, aproximadamente verticales, encima de aquellos áridos más débilmente adheridos al mortero, o con planos más próximos a la vertical. Estas fisuras estarán distribuidas estadísticamente por todo el material, y sus orientaciones en el plano XZ también estarán uniformemente distribuidas en todas direcciones. Pero, a medida que las fisuras se extienden, unas enlazarán con otras y se formarán planos de fisuración, y los más extensos se desarrollarán más rápidamente, fallando finalmente la pieza por pandeo de las láminas de material entre fisuras adyacentes (ver figura 6). Es evidente que mientras las fisuras sean de muy

Fig. 6

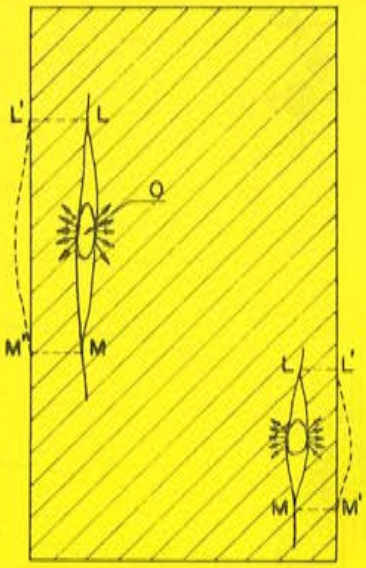


Fig. 7

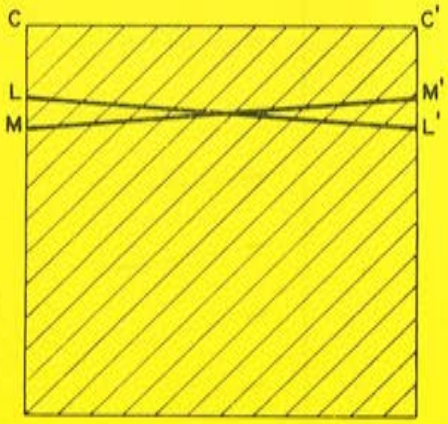


Fig. 8

poca anchura, la tendencia al pandeo de las láminas verticales será resistida por el apoyo mutuo entre las láminas; pero al aumentar la anchura de las fisuras, el apoyo mutuo desaparece, y el mismo pandeo de las láminas tiende a abrir aún más las fisuras.

Vamos a considerar cuál es la distribución más probable de las fisuras en una pieza prismática.

Sea LOM la fisura originada por la presencia de un árido, cuyo centroide es O (ver figura 7). La longitud LM de la fisura dependerá, no sólo de la fuerza, en el plano XZ, ejercida por el árido, sino también de la posibilidad de deformarse, de la zona $L'LMM'$. Cuanto más rígida sea esta zona, menos se deformará, y más larga tendrá que ser la fisura, para alcanzar una cierta anchura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Si suponemos el material uniformemente rígido, una fisura vertical, cerca de la superficie vertical de la pieza, podrá ensancharse con mayor facilidad, ya que la capa de material *L'LMM'* será delgada, y se deformará con mayor facilidad. Por ello, las fisuras que se originan cerca de la superficie, en igualdad de otras condiciones, tienden a ser menos largas, puesto que pueden alcanzar la misma anchura con una menor longitud.

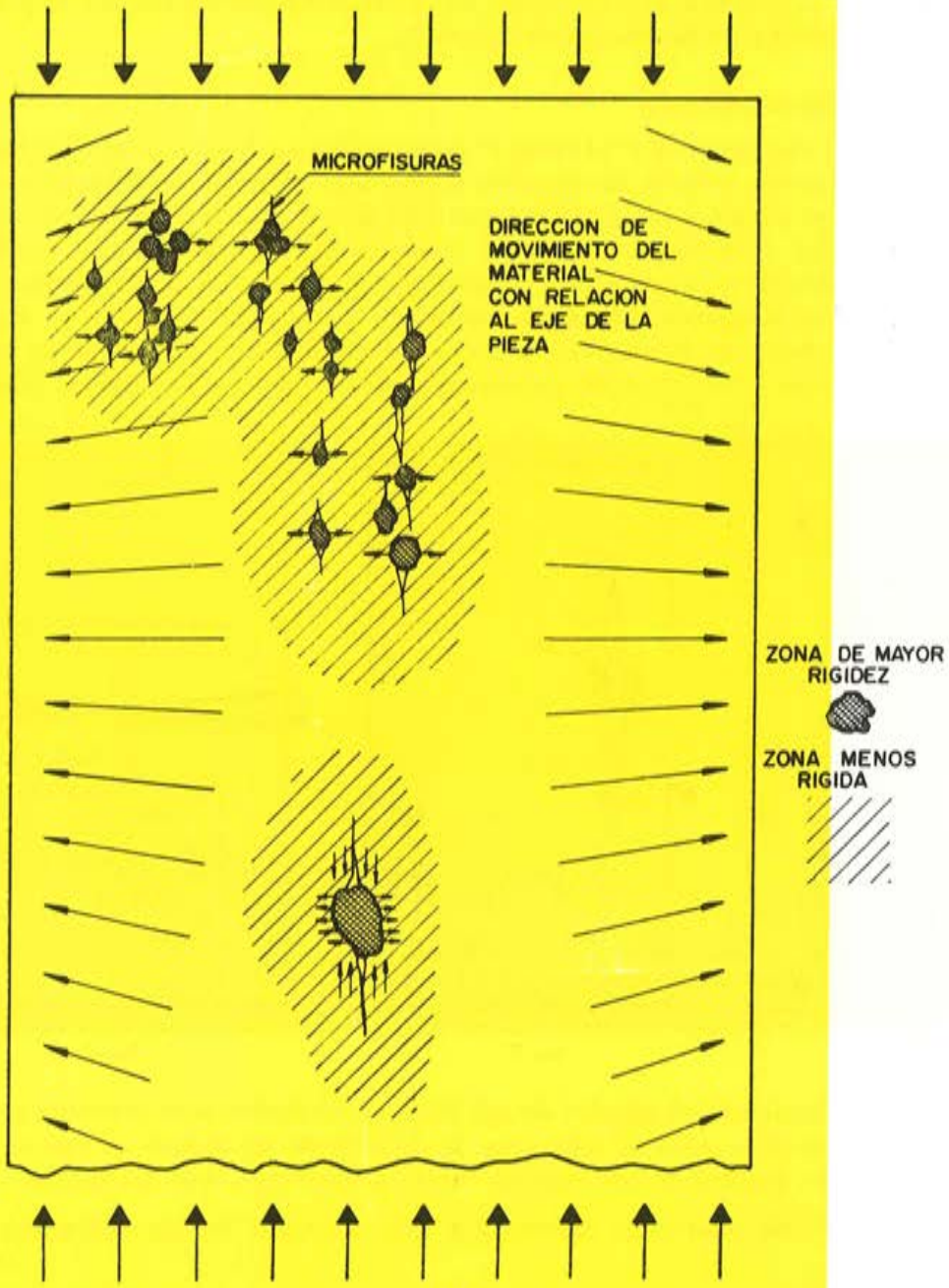


Fig. 9

Consideremos, por otra parte (ver figura 8), dos planos de fisuración en una pieza, *LL'* y *MM'*, tales que el área *LL'C'C* sea igual al área *MM'C'C*, pero siendo *LL'* paralelo al lado *CC'*, mientras que *MM'* no lo es. Vamos a suponer que estas dos fisuras están originadas por

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

fuerzas, normales al plano de fisuración, de gual intensidad en los dos casos. Entonces la fisura *LL'* llegará antes al borde que la fisura *MM'*, por ser su longitud algo más corta que la de *MM'*. Es decir, los planos de fisuración que son aproximadamente paralelos a los lados de un prisma rectangular tienen más probabilidad de partir antes totalmente el prisma que los que no lo son. Este hecho parece comprobarse en el caso de probetas prismáticas de mortero de cemento puro. En este caso, al ser el material de una gran homogeneidad, las razones que determinen la posición final de las fisuras principales serán diferencias muy sutiles de resistencia a la fisuración. Estas razones probablemente serán las dos expuestas anteriormente: la mayor o menor flexibilidad de las secciones a cada lado de una fisura, y la rapidez con que una fisura alcance el borde libre. Las probetas de pasta de cemento puro, efectivamente, tienen una tendencia a romperse por planos normales a las superficies externas, y que dividen la sección aproximadamente en partes iguales.

En las probetas de mortero, o de hormigón, la posición de las fisuras estará más condicionada por la presencia, en un mismo plano vertical, de un mayor número de áridos, cuyo efecto de doble cuña se sume y, por consiguiente, el plano de rotura final depende de más factores circunstanciales. Aun así, este plano es notablemente vertical, y tiende a ser normal a las caras externas.

En las piezas de pasta pura de cemento el origen de las fisuras no puede deberse a la presencia de áridos que actúen como cuñas dentro de la pasta. Pero sí puede suponerse (ver figura 9) que al fraguar la pasta se formarán núcleos de cristalización, separados unos de otros por zonas mucho más frágiles; zonas a través de las cuales se enlazarán de un modo más o menos débil los núcleos. Estas zonas, además, pueden incluir alveolos microscópicos, y semimicroscópicos, de aire, y pequeños sobrantes de agua. Con relación a estas zonas de menor resistencia a tracción, los núcleos de mayor consistencia actuarán de un modo parecido a los áridos con relación al cemento. La única diferencia es que su efecto de cuña será más leve y mucho más uniforme y densamente distribuido en todo el volumen del material. Por ello, la rotura final en las piezas de pasta pura se localizará en aquellos planos en que la tensión de tracción sea ligeramente superior a la de planos adyacentes, siendo todos estos planos, naturalmente, paralelos a la dirección de la fuerza de compresión aplicada a la pieza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

simposio técnico internacional de la FIP

Madrid, 3-7 junio 1968

La Asociación Española del Hormigón Pretensado, aceptando la invitación que le ha sido hecha por la Federación Internacional, va a organizar un Simposio Técnico Internacional, que se celebrará en Madrid, durante los días 3 al 7 de junio del próximo año 1968.

El Simposio se dividirá en dos partes: la primera, que se desarrollará durante los días 3 y 4, se dedicará al estudio de los aceros para pretensado, y en la segunda, a la que se dedicarán los días 5 y 6, se estudiará la prefabricación de elementos pretensados. Durante el día 7 se realizarán diversas visitas técnicas.

En relación con los aceros para pretensado se han fijado los siguientes temas:

1.—Recientes mejoras introducidas en sus características.

2.—Ultimos perfeccionamientos en su fabricación.

3.—Pérdidas por relajación.

4.—Corrosión.

5.—Influencia de las temperaturas extremas en sus características.

6.—Comportamiento bajo los efectos de impacto.

7.—Resistencia a la fatiga.

8.—Rozamiento y adherencia.

9.—Ensayos a largo plazo, realizados en obra.

10.—Estudios estadísticos y de probabilidad (en relación con la seguridad).

11.—Roturas.

12.—Varios.

Con respecto a la prefabricación de elementos pretensados, los temas fijados han sido:

1.—Tuberías de presión para conducciones de agua.

2.—Traviesas para vías férreas.

3.—Postes para líneas eléctricas y tendidos de ferrocarriles eléctricos.

4.—Pilotes.

En relación con estos últimos temas se tratarán, especialmente, los siguientes aspectos: Cálculo; detalles de unión; tecnología de la fabricación; instalaciones; colocación; estudios económicos; estudios comparativos con elementos análogos no pretensados; aplicaciones especiales; futuras tendencias.

Se ha acordado que los idiomas oficiales de trabajo del Simposio sean: alemán, español, francés, inglés y ruso. Se tiene previsto un servicio de traducción simultánea.

Las Sesiones se celebrarán en la Sala de Conferencias del Instituto Eduardo Torroja, en Costillares —Chamartín—, Madrid.

Si está usted interesado en recibir posterior información sobre dicho Simposio, puede dirigirse a la Secretaría de la Asociación, Apartado 19.002 - Madrid-16, o llamar por teléfono al Secretario señor Piñeiro, al número 200 03 40.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 189.

La industrialización de la construcción y el régimen de utilización y ordenación del suelo, I, por Jaime Nadal Aixalá, Director del I. E. T. c. c.

El museo "Whitney" de arte americano, en Nueva York, por Marcel Breuer & Hamilton Smith, Arquitectos.

Barrio residencial de Gratosoglio, Milán, por Sandro Giannini y Tommaso Valle, Arquitectos.

Iglesia de San Jorge, en Rugby, Inglaterra, por Denys Hinton, Arquitecto.

Nueva escuela primaria, en Viena, por los Profs. E. Lichtblau y N. Schlesinger, Arquitectos.

Seminario del Mombarro en Loeches, Madrid, por Antonio Fernández Alba, Arquitecto.

Iluminación artística de fachadas, por J. M. Casal López-Valeiras, Ingeniero Industrial.

Mecanismos de redistribución en estructuras de hormigón armado cargadas hasta rotura, por Javier Manterola, Ingeniero de Caminos.

Los cambios de temperatura en los revestimientos epoxi, por M. Fernández Cánovas, Ingeniero de Armamento y Construcción.

Documentos de la convención europea de la construcción metálica.

Información de maquinaria, por M. Chinchilla.

Informes de la Construcción. Núm. 190.

Edificio administrativo en Stäfa, Suiza, por J. Dahinden, Dr. Arquitecto.

Pensionado femenino Valmont, en Lausana, Suiza, por M. Richter y M. Gut, Arquitectos.

Vivienda unifamiliar cerca de Solothurn, Suiza, por Füeg+Henry, Arquitectos.

Escuela primaria francesa, en Ginebra, Suiza, por G. Candilis y A. Bugna, Arquitectos; P. Tremblet, Ingeniero.

Iglesia reformista, Suiza, por E. Gisel y L. Plüss, Arquitectos; H. Eichenberger, Dipl. Ingeniero.

Edificio para viviendas, en Barcelona, por F. Barba Corsini, Dr. Arquitecto; J. Cánoves y M. Casanellas, Arquitectos.

Influencia de la estructura actual de la técnica y de la industria de la construcción en el desarrollo de la producción industrializada, por J. Nadal, Director del I. E. T. c. c.

Iluminación artística de fachadas, por J. M. Casal López-Valeiras, Ingeniero Industrial.

Unión del Canal del Atazar con la Red de distribución de agua de Madrid (Plaza de Castilla) (II), por E. López de Berges y de los Santos, Dr. Ingeniero de Caminos.

Señalización para indicar los pasos de cebra para peatones, por M. Mateos, Dr. Ingeniero de Caminos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Materiales de Construcción. Ultimos Avances. Núm. 126.

La química del cemento portland, por A. Virella Bloda.

Consideraciones sobre el cálculo de la composición potencial de los conglomerantes hidráulicos, por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas.

Experiencias acerca de la regulación del horno rotatorio Lepol, por K. Lusche y G. Sandow.

Endurecimiento acelerado del hormigón con vistas a los ensayos rápidos de control, por el Profesor A. Berio.

La protección contra la corrosión en los hormigones armado y pretensado, por S. Soretz, Dr. Ingeniero h. c.

Modificación de las propiedades de las arcillas por medio de aditivos, por L. Alviset y G. Arle, Ingenieros.

Solicite estas revistas del INSTITUTO EDUARDO TORROJA a su librero habitual, de acuerdo con las tarifas siguientes de suscripción anual:

	Informes de la Construcción (10 números)		Ultimos Avances en Materiales de Construcción (4 números)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Ptas.	$	Ptas.	$
Socio adherido (2)	—	—	125	2,50
Suscriptor	500	10,00	150	3,00
Número suelto	60	1,80	50	1,50
Número extraordinario	75	2,25	65	1,95
Número 137, extraordinario doble	150	4,50	—	—

(1) En los precios del extranjero se incluyen los costos de los envíos (por correo marítimo o terrestre), así como los gastos financieros y los debidos a licencias de exportación.

(2) Socio adherido del I.E.T.: Categoría preferente de suscriptor, que, mediante el pago de 700 pesetas ó 15 dólares anuales, tiene derecho a:

— Recibir los diez números de la revista "Informes de la Construcción" y las ocho monografías que se publiquen durante el año.

— Comprar los libros que edite el Instituto, con un descuento del 25 por 100, siempre que los pedidos se efectúen directamente a este Centro.

— Precios especiales en las demás suscripciones y otros servicios del I.E.T.

— Presentar comunicaciones al Instituto.

— Preferencia en los actos, conferencias o cursillos que puedan efectuarse con asistencia limitada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025