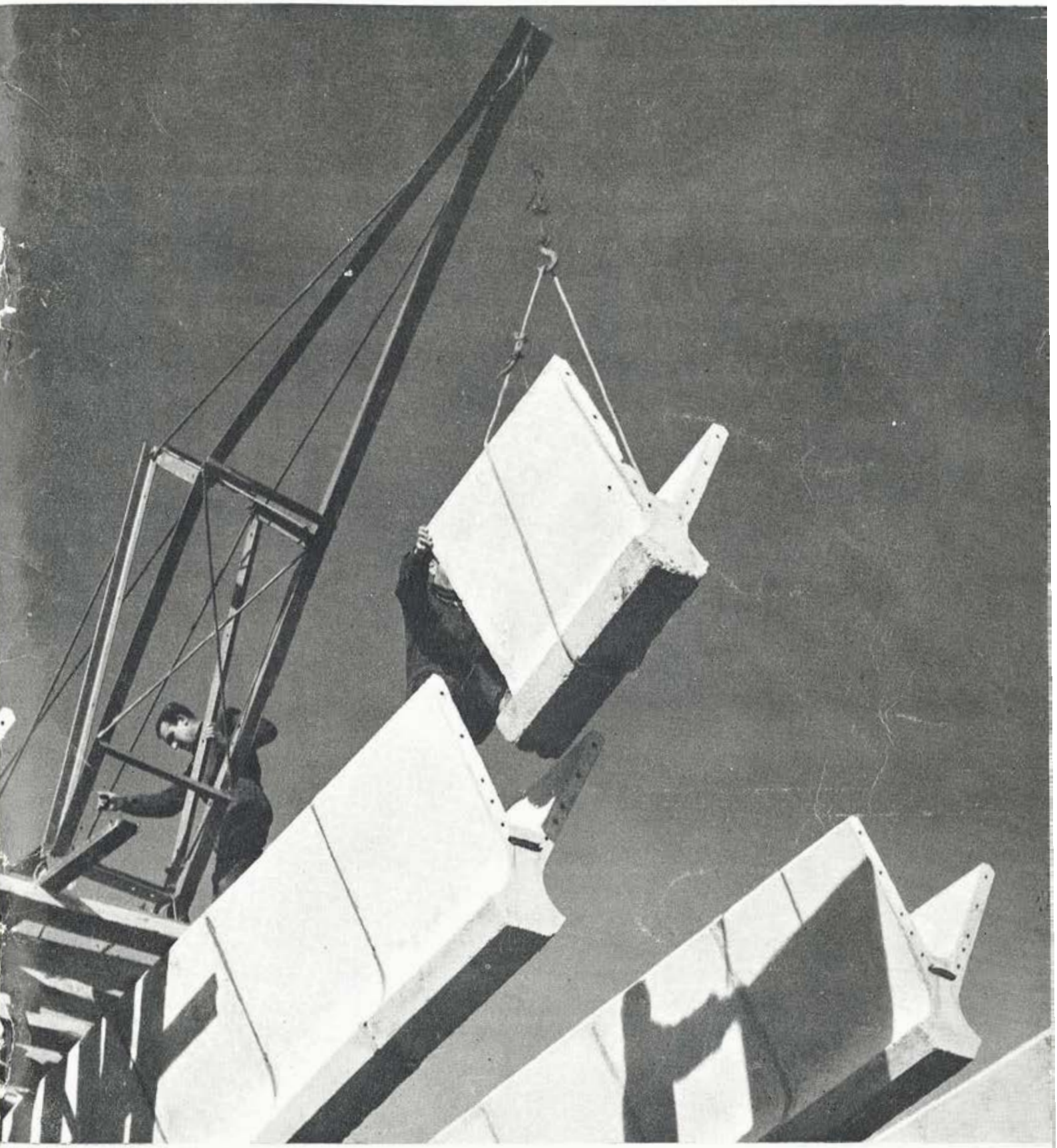
ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO



hormigón y acero 78

últimas noticias de hormigón pretensado

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

MINISTERIO DE TRABAJO

CURSOS DE FORMACION Y PERFECCIONAMIENTO

El Ministerio de Trabajo convoca, a través del Programa Nacional de Promoción Profesional Obrera (P.N.P.P.O.), cursos de Perfeccionamiento de Manipuladores de Maquinaria de Obras Públicas y cursos de Formación de Operarios-Manipuladores para estas mismas máquinas.

Tanto las empresas como las personas interesadas podrán obtener toda la información complementaria sobre estas convocatorias, en los locales de la Escuela de Formación de Monitores que, para tal fin, tiene montada el Programa Nacional de Promoción Profesional Obrera en el Paseo de la Castellana, n.º 42, en Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

a

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

n. 78

enero - febrero - marzo 1966

i.e.t.c.c.
instituto eduardo torroja

DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

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

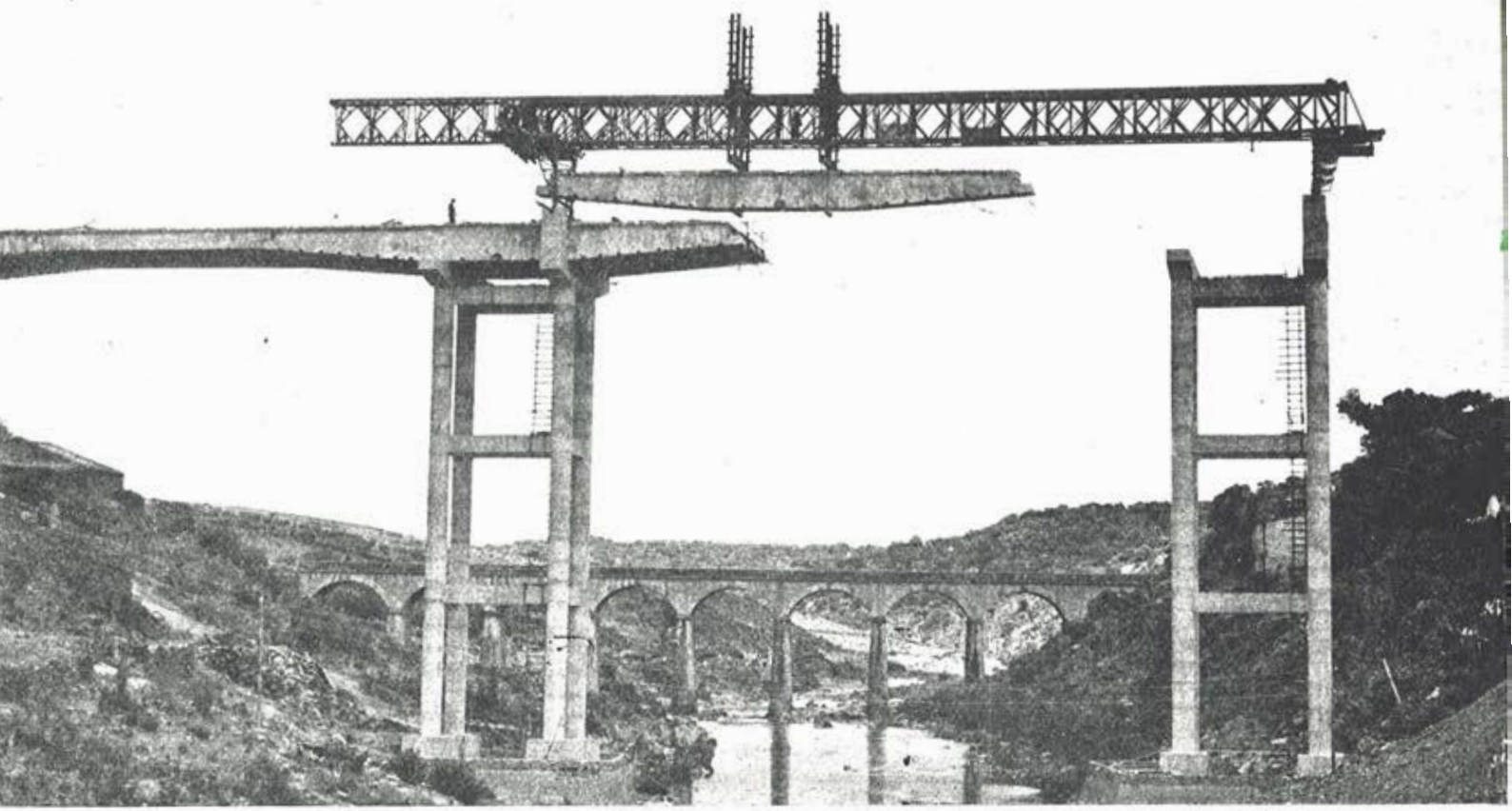
Depósito Legal: M. 853-1958

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

procedimientos **Barredo**

postesado con alambres y cables trenzados
prefabricación en piezas de grandes elementos postesados

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



puente de Ahigal, Hidroeléctrica Española; montaje de tramos en ménsula; postesado con cables ∅ 12 mm

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJ.
	Pesetas	Dólares
Socio adherido individual	150,00	3,00
Socio no adherido individual.....	300,00	6,00
Socios colectivos (aunque figuren como socios adheridos)	800,00	16,00

hormigón y acero n. 78

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

Págs.

457-2-10 **Comentarios al "método de los estados límites" utilizado en Rusia para el cálculo del hormigón pretensado** 18

Commentaires sur la "méthode des états limites" utilisée en Russie pour le calcul du béton précontraint.

Comments on the "methods of limiting states" adopted in Russia for caculations of prestressed concrete.

A. A. Gvozdev, S. A. Dmitriev y B. A. Kalatourov.

457-2-11 **Sobre la flexocompresión esviada en secciones de hormigón armado** 40

Sur la flexocompression déviée dans le béton armé.

Skew bending with compression in reinforced concrete sections.

F. Morán y Dr. A. García Meseguer, Ingenieros de Caminos.

591-2-27 **Puentes de hormigón pretensado construidos por voladizos sucesivos** 76

Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

Prestressed concrete bridges built by successive overhangs.

P. E. Mondorf, Ingeniero Civil.

837-3-6 **Postesado con cables trenzados y nuevo tipo de viga de lanzamiento** 106

Postcontrainte à l'aide de câbles tressés et nouveau type de poutre de lancement.

Post-tensioning with interwoven cables and a new type of cantilevering girder.

R. Barredo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026







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 informacion 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 envien documentación sobre el sistema CCL para pretensar ☐ y postensar ☐

Nombre ..... **Profesión** .....

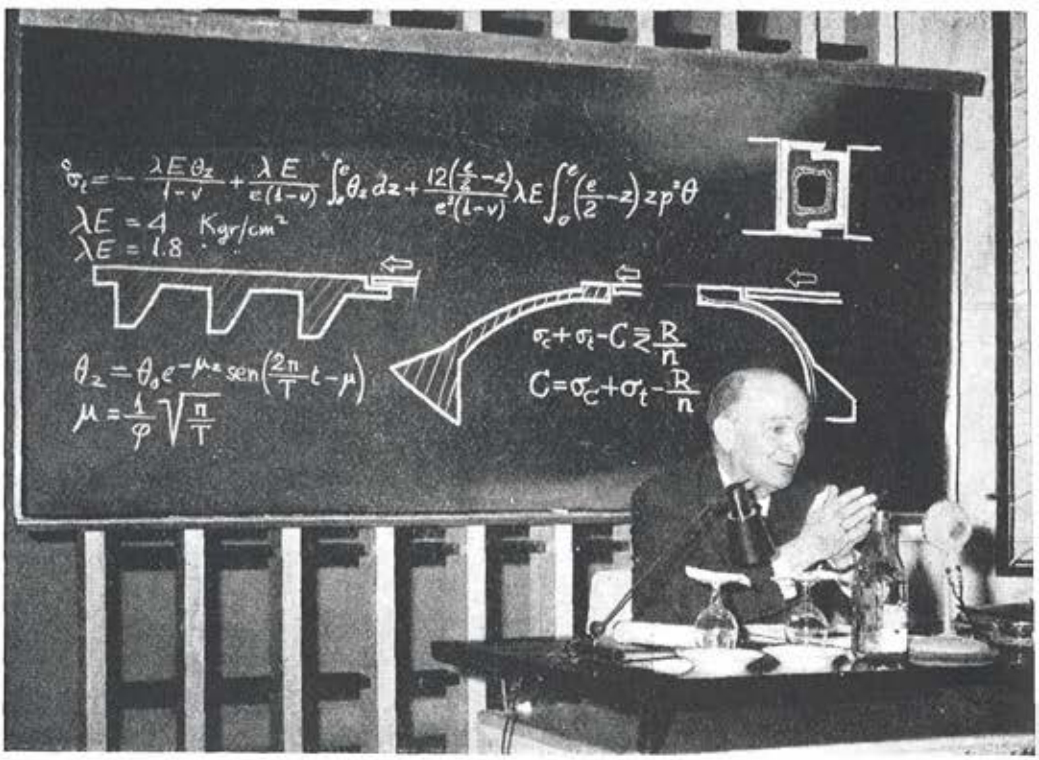
Dirección .....

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

resumen de las actividades desarrolladas durante el año 1965 por la asociación española del hormigón pretensado

Se inicia, con este número 78 de la revista, un nuevo año de la ya larga vida de nuestra Asociación. Y aun cuando periódicamente mediante cartas, circulares, reuniones, y la propia revista, procuramos mantenernos en comunicación con nuestros Asociados, parece oportuno incluir, en este primer número correspondiente al año 1966, un breve resumen de las principales actividades desarrolladas durante los últimos doce meses por la Asociación Española del Hormigón Pretensado. Esta sucinta visión de conjunto servirá a muchos para darse cuenta de la pujante vitalidad de la Asociación, de la que quizás no estén suficientemente informados. Para otros, es posible que les sirva de estímulo y les induzca a prestarnos una mayor atención y colaboración. Para los que ya nos han ayudado y nos siguen ayudando, constituirá un testimonio acreditativo de que el esfuerzo realizado merecía la pena y debe proseguirse para asegurar la marcha ascendente que en la actualidad se lleva. Para los que de una manera u otra están comprometidos en la dirección de estas actividades, constituirá un motivo de satisfacción comprobar la labor realizada, el camino recorrido y las nuevas sendas y posibilidades abiertas y algunas ya iniciadas para el perfeccionamiento, mejor funcionamiento, superación y desarrollo de nuestra Asociación.



Todos y en todo momento deben tener muy presente que la vida de este tipo de Asociaciones depende única y

José Luis Escario

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Enrique Balaguer

exclusivamente del calor, de la ayuda, de la colaboración que sus Asociados le presten. Si hay muchos dispuestos a comentar en una charla pública sus problemas, sus realizaciones, los resultados de sus experiencias, se podrán celebrar muchas reuniones. Si hay muchos que quieran dedicar unas horas a escribir un artículo, la revista podrá publicar muchos trabajos originales. Las sugerencias e iniciativas que se hagan llegar a la Asociación abrirán nuevos cauces a sus actividades. El único motor capaz de proporcionar la energía necesaria para mantener a la Asociación en provechoso funcionamiento, es el conocido con el nombre de COLABORACION.

Afortunadamente, durante el pasado año esta colaboración no ha faltado. Lentamente, pero con marcha segura, se va ampliando en cantidad y calidad; lo que permite confiar en un próximo futuro cada vez más fecundo y colmado de éxitos. De todos depende que estas esperanzas no resulten frustradas.

Con esta halagüeña perspectiva cerramos este preámbulo para pasar a resumir las actividades de la A. E. H. P. en el pasado año 1965. Con el fin de dar a este resumen una mayor concisión y claridad, se establecen una serie de apartados en cada uno de los cuales se agrupan las principales actividades correspondientes a un determinado campo de actuación. Lo que de esta forma se pierde en rigor cronológico, resulta suficientemente compensado con las ventajas que se consiguen desde el punto de vista de facilidad de exposición.

1.º *Relevos en los cargos directivos de la Asociación:* En febrero de 1965, el excelentísimo señor don José María Aguirre Gonzalo toma posesión del cargo de Presidente del Consejo Técnico Administrativo del "Instituto Eduardo Torroja" y, como consecuencia, de la Asociación Española del Hormigón Pretensado. Sustituye en este cargo a nuestro siempre recordado Excmo. Sr. D. Federico Turell, fallecido el día 8 de diciembre del año anterior, 1964. Posteriormente, el Excmo. Sr. Aguirre, ante la imposibilidad material, dadas sus múltiples e ineludibles obligaciones, de prestar a la Asociación su muy valiosa colaboración, decide que sea elegido, entre los miembros de la Comisión Permanente, uno de los Vocales

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

para que le sustituya en la Presidencia, al menos durante un año. Si al final de este plazo sus ocupaciones se lo permitieran, el Sr. Aguirre volvería a ocupar el cargo que por derecho le corresponde. Como consecuencia de este acuerdo se designa, por unanimidad de la Comisión Permanente, al Director del Instituto "Eduardo Torroja", Ilmo. Sr. D. Jaime Nadal, para el cargo de Presidente de la A. E. H. P.

En febrero de 1965 y, como resultado de la reglamentaria votación efectuada entre todos los Asociados, son sustituidos en sus cargos de Vocales de la Comisión Permanente el Excmo. Sr. D. Vicente Roglá y D. Antonio Angulo, por el Ilmo. Sr. D. Carlos Fernández Casado y D. Florencio del Pozo.

Por razones particulares, el Vocal, Excmo. Sr. D. Buenaventura Bassegoda, solicita ser relevado de su cargo. Aceptada su dimisión, se le designa Socio de Honor en reconocimiento a los excepcionales servicios prestados a la A. E. H. P., desde su fundación. Esta vacante corresponde al cupo de libre designación por el Instituto "Eduardo Torroja" y, en virtud de ello, el Consejo Técnico Administrativo de dicho Instituto, en su reunión del mes de noviembre, nombra al Dr. Arquitecto D. Miguel Fisac, nuevo Vocal en sustitución del señor Bassegoda.

Teniendo en cuenta que el Sr. Páez, por asuntos particulares, trasladó su residencia a Venezuela por tiempo indefinido, se ha designado a D. José Antonio Torroja para que le sustituya como Vicepresidente de la F. I. P. en representación del Grupo español.

2.° *Reuniones públicas organizadas por la Asociación:* En las reuniones públicas organizadas por la A. E. H. P. durante el año 1965, se pronunciaron las siguientes conferencias:

28 de enero: "Experiencia expañola en firmes de hormigón pretensado; enseñanzas extraidas de la construcción del tramo experimental en la carretera N-II", por el Ilmo. Sr. D. José Luis Escario y D. Enrique Balaguer.

18 de febrero: "El sistema stress block para el pretensado del hormigón", por Mr. R. F. T. Kingsbury. Esta conferencia se completó con la exhibición de los dispositivos de pretensado utilizados en dicho sistema y la proyección de una película.



R. F. T. Kingsbury

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



José Antonio Torroja

31 de marzo: "Comentarios sobre el próximo V Congreso de la F. I. P. Forma de organizar la participación del Grupo español", por D. José Antonio Torroja. "Postesado con cables trenzados y nuevo tipo de viga de lanzamiento", por don Ricardo Barredo. Se proyectó también una película sobre aplicaciones de la viga de lanzamiento.

27 de abril: "La construcción del Puente de Almodóvar", por el Ilmo. Sr. D. Carlos Fernández Casado. Se proyectó, además, una película tomada durante la construcción del puente citado.

2 de junio: "Informe sobre las VIII Jornadas de Estudio organizadas por la Asociación Científica Francesa del Pretensado", por el Excmo. Sr. D. Vicente Roglá. "Sistema V. S. L. de pretensado. Anclajes en roca y terrenos de aluvión", por D. Manuel Bada. Se proyectaron, además, dos películas sobre las aplicaciones de este sistema de pretensado.

22 de octubre: "El sistema B. B. R. V. de pretensado", por D. Manuel Raspall. "Anclajes en roca, B. B. R. V.", por D. Manuel Maestre.

25 de noviembre: "Soluciones arquitectónicas en hormigón pretensado", por D. Miguel Fisac. Se proyectó, ade-



Ricardo Barredo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

más, una película sobre las aplicaciones de pretensado en la construcción del Plan Delta, de Holanda, presentada por D. Manuel Raspall.

9 de diciembre: "Puentes pretensados en la autopista Madrid-Villalba", por el Ilmo. Sr. D. Carlos Fernández Casado. Fue ilustrada con la proyección de una película.

Además de estas reuniones celebradas todas ellas en Madrid, en la Sala de Conferencias del Instituto Eduardo Torroja, el 9 de noviembre se organizó, en Barcelona, la Jornada Española del Pretensado, con cuyo motivo y, en los locales del Colegio de Arquitectos de dicha ciudad, pronunciaron los Sres. Fisac y Fernández Casado las mismas conferencias que posteriormente repitieron en Madrid los días 25 de noviembre y 9 de diciembre, respectivamente.

No es posible dejar de resaltar el interés del programa de conferencias desarrollado, así como el éxito de todas las intervenciones. La acogida dispensada a estas actividades queda reflejada en el hecho de que la capacidad de la sala donde se celebraron, con más de 200 asientos, ha resultado insuficiente para acomodar a todos los interesados en asistir a dichos actos.

3.º *Publicaciones.*—Se han publicado en 1965 los números 74, 75, 76 y 77 de la revista "Hormigón y Acero". Los índices de dichos números son los siguientes:

Núm. 74: La construcción de puentes de hormigón pretensado. Nuevas posibilidades, por U. Finsterwalder.

Método directo para el cálculo de vigas de hormigón pretensado, por Yu-Lin Wang.

Normas peruanas para el hormigón pretensado, por J. L. Bosio, E. Gallegos y P. Lainez.

Núm. 75: Cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón armado o pretensado, por R. Walther.

Puente sobre el río Paraná, en Brasil, por S. Marqués de Souza.

Normas danesas de hormigón pretensado. Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón con armaduras pretesas.



Carlos Fernández Casado

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Vicente Roglá

Núm. 76: Comentario a las Recomendaciones Prácticas unificadas (1964) del Comité Europeo del Hormigón, por Y. Saillard. Núm. 77: Cálculo en rotura del hormigón pretensado, por P. Moenaert.

Alambres de pretensado. Efecto de la corrosión durante el almacenamiento en obra, por P. Dehan y F. Fontaine.

Cálculo de apoyos constituidos por placas de material elástico, por C. Rejcha.

Propuesta para la determinación de las longitudes prácticas de anclaje, a partir de las tensiones límites de adherencia deducidas del "beam test", por R. Baus.

Firmes de hormigón pretensado, por J. L. Escario y Núñez del Pino.

Experiencia española en firmes de hormigón pretensado. Enseñanzas extraídas de la construcción del tramo experimental en la carretera N-II, por E. Balaguer.

Por otra parte, se han incluido en los diferentes números de la revista las referencias bibliográficas de todas las publicaciones recibidas en la Asociación a través del servicio de intercambio organizado por la F. I. P.



Manuel Bada

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

4.º *Organización de la participación española en el V Congreso de la F. I. P.:* Este ha sido uno de los temas a los cuales se ha prestado mayor atención durante el año 1965. Aparte de los trabajos relacionados con el envío de diversas circulares para la difusión del programa de actos organizados con motivo de dicho Congreso, la distribución de fichas de inscripción, la conferencia del Sr. Torroja para explicar la forma en que se van a desarrollar las sesiones, etc., la Asociación se propuso editar una publicación en la que se recogiesen la mayor cantidad posible de datos sobre las obras de hormigón pretensado construidas hasta la fecha en España. Con excepción de algunos pocos artículos publicados en distintas revistas sobre algunas obras determinadas, la documentación disponible sobre el particular era casi nula. Se puede decir que prácticamente, se partía de cero. Pero la labor era realmente interesante y merecía la pena emprenderla. Hay que tener en cuenta que es la primera vez que se va a poder dar, internacionalmente, una visión de conjunto de las realizaciones españolas en el campo del hormigón pretensado, puesto que dicha publicación piensa distribuirse entre todos los asistentes al citado Congreso.

El intento de explicar con algún detalle todo lo que se ha hecho para conseguir sacar adelante este trabajo, haría interminable el presente resumen. Basta decir que se buscó la colaboración de todos los que pudieran aportar información sobre el tema: proyectistas, empresas constructoras, concesionarios de los diversos sistemas de pretensado, etc. Después de diversas gestiones con resultados más o menos satisfactorios (lamentablemente, en algunos casos no se ha podido obtener la información solicitada), se ha conseguido reunir más de doscientas fichas con los datos iniciales sobre obras españolas en las que se ha utilizado la técnica del pretensado. Con esta base de partida, se van ampliando detalles, recogiendo documentación gráfica, redactando reseñas, y la publicación, poco a poco, va tomando forma. En esta etapa nos encontramos en la actualidad y se confía en que, con la ayuda de todos, podrá finalmente alcanzarse con éxito, dentro del plazo previsto, la meta señalada.



Manuel Raspall

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Manuel Maestre

Por otra parte, se ha enviado ya a la Secretaría de la F. I. P. el resumen de las obras que serán incluidas en los informes que el Grupo español presentará al Congreso, en las sesiones dedicadas a la descripción de las obras más interesantes construidas en los diferentes paises a partir del Congreso anterior. El Informe relativo a puentes será presentado por el Sr. Fernández Casado El Sr. Torroja se encargará de presentar la comunicación en la que se incluyan los demás tipos de estructuras.

5.º *Asistencia a reuniones internacionales:* El Sr. Torroja, en su calidad de Vicepresidente de la F. I. P. representante del Grupo español, asistió a la reunión del Consejo Administrativo de la Federación celebrado el 22 de marzo, en Amsterdam, en la cual se trató principalmente de la organización del V Congreso. Con ocasión de esta reunión, se consiguió autorización para publicar en español los resúmenes de las distintas comunicaciones que se presenten a dicho Congreso.

Han asistido a la celebración en París de las VIII Jornadas de Estudio, organizadas por la Asociación Cientifica Francesa del Pretensado, durante los días 16 a 18 del mes de marzo del pasado año, siete de los miembros de nuestra Asociación que estuvo representada por el Sr. Roglá, en su calidad de Vocal de la Comisión Permanente. Al término de las Jornadas, el Sr. Roglá obsequió con una cena a los componentes del Grupo español.



Miguel Fisac

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

6.º *Información sobre actividades internacionales:* Uno de los propósitos de la Asociación Española del Hormigón Pretensado consiste en mantener informados, en todo momento, a sus Asociados de las diversas actividades que con carácter internacional organizan, tanto la propia Federación Internacional del Pretensado, como los diferentes Grupos nacionales a ella afiliados. En cumplimiento de este propósito, durante el pasado año se han cursado diversas circulares para anunciar, entre otras, las siguientes actividades:

Celebración en Braunschweig, Alemania, del 9 al 11 de junio de 1965, de un simposio sobre la resistencia al fuego del hormigón pretensado.

Publicación por la F. I. P. de las Memorias correspondientes al simposio sobre la aplicación del hormigón pretensado a la construcción de estructuras de máquinas, celebrado en Wexham Springs (Inglaterra), en enero de 1964.

Simposio sobre el efecto de las cargas repetidas en los materiales y estructuras, convocado por la R. I. L. E. M. para los días 15 a 17 de septiembre de 1966, en la capital de Méjico.

Reuniones organizadas por la Institution of Civil Engineers, en Londres, durante el mes de marzo de 1967, dedicadas al estudio de las pilas de hormigón pretensado, para reactores, en centrales de energía nuclear.

★ ★ ★

Hasta aquí, resumido en unos párrafos, algo de lo que durante 1965 se ha conseguido. El balance puede considerarse satisfactorio. El número de Asociados, que continúa aumentando, ha llegado ya casi a los seiscientos. Cada vez son mayores las colaboraciones recibidas y mayor el interés por todas nuestras actividades. Las perspectivas para el año que ahora se inicia son muy alentadoras y los proyectos muy ambiciosos. Con vuestra ayuda, la Asociación continuará prosperando y perfeccionándose para el cumplimiento de sus fines, que son, como sabéis, difundir la técnica del pretensado, contribuir por todos los medios a su desarrollo y fomentar, estudiar, divulgar y orientar todo progreso técnico de esta moderna modalidad constructiva.

Por la Comisión Permanente
El Secretario,
R. Piñeiro

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

nota de la asociación española de hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

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

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de los artículos se han traducido al español.

Se recuerda que estas publicaciones se encuentran a disposición de todos los asociados, para consulta, en nuestros locales de Costillares.

Publicaciones enviadas por el "Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto":

Revista: "IMCYC". Vol. 2, núm. 12, enero 1965:

1. Criterios para la formulación de especificaciones para hormigón, por J. Betancourt.
2. Algunas consideraciones sobre el empleo del hormigón prefabricado y pretensado en Suecia, por K. G. Bernander.

   Suplemento al núm. 12 de la Revista "IMCYC", enero 1965.
3. Resistencia de elementos sujetos a carga axil y flexión, por R. Díaz de Cossío, J. Casillas y F. Robles.

Publicaciones enviadas por "The New Zealand Road Federation":

Revista: "Better Roads".

Publicaciones enviadas por la "Association Scientifique de la Précontrainte", de Francia:

Revista: "Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics", núm. 206, febrero 1965:

4. Las pilas de hormigón pretensado para los reactores atómicos de las centrales nucleares. EDF-3 y EDF-4, por G. Lamiral y J. Courbon.

Publicaciones enviadas por el "Prestress Concrete Institute", de Estados Unidos:

Revista: "Journal of the Prestressed Concrete Institute" Vol. 10, núm. 2, abril 1965.

5. El proyecto del puente sobre el río Columbia, en Kinnaird, B. C., Canadá, por G. Woodburn y L. G. Maranda.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

6. La corrosión de las armaduras en los elementos fisurados de hormigón armado y hormigón pretensado, por P. W. Abeles y S. J. Filipek.

7. El empleo del hormigón pretensado en el puerto de Long-Beach, por B. N. Hoffmaster.

8. Tensiones originadas, en las estructuras de gran masa, por los esfuerzos de postensado, por P. Knowles y R. R. Thompson.

9. Vigas cajón, en hormigón pretensado, bajo flexión y torsión combinadas, por N. Swamy.

10. Comportamiento de las estructuras de hormigón pretensado durante el terremoto de Alaska, por W. E. Kunze, J. A. Sbarounis y J. E. Amrheim.

Revista: "P.C.I. Tems". Vol. 11, núm. 2, febrero 1965:

11. Edificios para viviendas (en hormigón pretensado). Anónimo.

Revista: "P.C.I. Tems". Vol. 11, núm. 3, marzo 1965:

12. Edificios para escuelas (en hormigón pretensado). Anónimo.

Publicaciones enviadas por la "Verkoopassociatie Nederlands Cement":

Revista: "Cement", núm. 3, marzo 1965:

13. El puente sobre el canal Zwolle-Ijssel, por H. B. Brans.

Revista: "Cement", núm. 4, abril 1965:

14. Algunos problemas relacionados con las carreteras francesas de hormigón. II parte, por R. Peltier.

Publicaciones enviadas por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association":

Revista: "Prestressing". Vol. 7, núm. 1, febrero 1965.

15. Proyecto y construcción del puente de Shibuya, por K. Tuno.

16. Terminación de unos nuevos almacenes, en Kawasaki, por H. Inoue.

17. Cálculo y construcción de un depósito elevado de agua, en Kyushu, por K. Murai.

18. Construcción y ensayo de un puente de hormigón pretensado sobre la línea Osaka Chuo Kanjo, por A. Sekiya.

19. Cálculo y construcción del puente de Kawaguehi, por M. Tezuka.

20. Tensiones secundarias originadas en una estructura hiperestática por efecto del pretensado, por M. Ihara.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Rusa del Hormigón Pretensado":

Revista: "Hormigón y Hormigón Armado", núm. 2, febrero 1965:

21. Piezas de hormigón, pretensadas en tres direcciones, por G. A. Gambarov.

22. Fabricación de paneles de hormigón pretensado en Kiev, por G. K. Avakyan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

23. El empleo de placas de hormigón pretensado en las cubiertas de edificios industriales, por A. A. Suetor.

Revista: "Hormigón y Hormigón Armado", núm. 3, marzo 1965:

24. Experiencia de la empresa "Vraltyazhtrubstory" en la construcción de estructuras de hormigón pretensado, por M. F. Peshkov.

Revista: "Hormigón y Hormigón Armado", núm. 4, abril 1965:

25. Propuesta de fórmula para la determinación de la resistencia del hormigón, por B. G. Skramtayev.

26. Determinación de los esfuerzos internos en las vigas hiperestáticas de hormigón, teniendo en cuenta las características anelásticas del material, por V. N. Baikov.

Publicaciones enviadas por Commissie voor Uitvoering van Research Ingestald door de Betonvereniging, de Holanda:

Revista: "29.ª Rapport C.U.R.":

27. Las placas-hongo. Teoría y ensayos sobre modelo, por Comisión A. 8.

Publicaciones enviadas por Comitetul de Stat Pentru Constructii, Architectura Si Sistematizare, de Rumania:

Revista: "INCERC 19-21", abril 1963.

28. Simposio sobre los problemas actuales de la tecnología del hormigón pretensado en la República Popular Rumana.

Publicaciones enviadas por la "Associazione Nazionale Italiana Cemento Armato Precompresso":

29. Norma para el empleo de las estructuras de hormigón pretensado. (Folleto), octubre 1964.

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Development Group", de Inglaterra:

30. Simposio sobre la aplicación del hormigón pretensado en las estructuras de máquinas. (Folleto), enero 1964.

Publicaciones enviadas por la F.I.P., Documentation Service, Inglaterra:

Revista: "Prestressed Concrete Abstracts", julio 1964:

31. Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado. Fichas números 501 a 600.

Además, se ha recibido directamente de la Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto de Estructuras, de Lima (Perú), el Boletín núm. 9 de dicho Instituto, correspondiente a los meses enero-abril de 1964, en el que, entre otros artículos, se publican los siguientes:

32. Proyecto de Normas peruanas para el cálculo antisísmico, por J. Kuroiwa.

33. Bibliografía sobre sismología e ingeniería antisísmica.

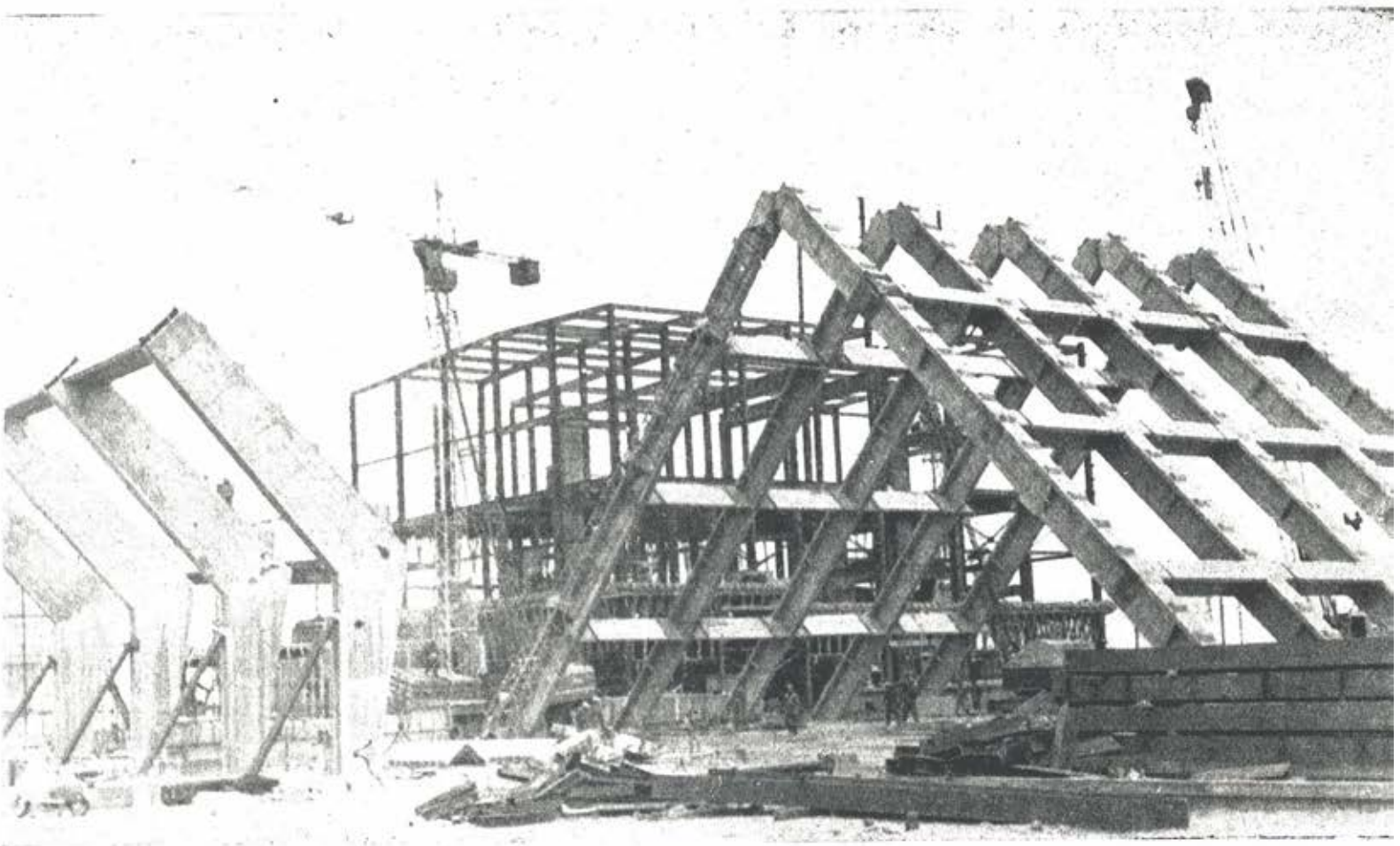
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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



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. 23 97 97 - BILBAO

OFICINAS EN MADRID: Cea Bermúdez, 14 - 3.º Dto. 3 - Teléfono 253 49 01

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

457 - 2 - 10

comentarios al «método de los estados límites» utilizado en Rusia para el cálculo del hormigón pretensado

A. A. Gvozdev, S. A. Dmitriev y B. A. Kalatourov

Tomado de la versión inglesa publicada por la Cement and Concrete Association en la Library Translation n.º 117, Cj. 117 (10-64)

NOTA DEL AUTOR DE LA VERSION ESPAÑOLA

En el presente artículo figuran algunos términos y conceptos cuyo significado no aparece suficientemente claro debido, sin duda, a lo difícil que resulta conseguir una interpretación correcta del original ruso. No obstante, se ha estimado que el interés que el tema presenta compensa, con creces, las imprecisiones de algunos párrafos y justifica la inserción de este trabajo en nuestra revista.

La notación utilizada en el texto es la misma del original ruso y no se ajusta a la que normalmente se usa en los paises occidentales. Esto supone una nueva dificultad que se ha intentado obviar ofreciendo al lector una lista de todos los símbolos que aparecen en el texto, con su significado, ordenada por orden alfabético. Esta lista se incluye a continuación, antes de empezar la traducción del artículo.

notación

Mayúsculas latinas:

B_c = rigidez de la sección de una pieza.
E_a = módulo de elasticidad del acero.
E_b = módulo de elasticidad del hormigón.
F = área de la sección total del hormigón.
F_a = área de la sección de la armadura ordinaria en tracción.
F'_a = área de la sección de la armadura ordinaria en compresión.
F_{af} = área de la sección de los orificios, en la zona de tracciones de la sección de la pieza, para el paso de los cables de pretensado.
F_b = área de la zona comprimida de la sección de la pieza.
F_d = área de la totalidad o parte de la zona de tracciones de la sección de la pieza, considerada en F_u.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

F_h = área de la sección homogeneizada de la pieza.

F_p = área de la sección de la armadura de pretensado.

F_t = área de la zona de tracciones de la sección de la pieza.

F_u = área de la zona comprimida de la sección de una pieza, aumentada en F_d. Por lo tanto: $F_u = F_b + F_d$.

I_c = momento de inercia de la zona comprimida de la sección de la pieza respecto al eje neutro.

I_h = momento de inercia de la sección homogeneizada de la pieza.

M_e^c = momento de las fuerzas exteriores respecto al eje que pasa por el "punto convencional" del núcleo central de la sección de la pieza, más alejado de la zona en que se comprueban las condiciones de fisuración.

M_e^n = momento de las fuerzas exteriores respecto al eje que pasa por el borde del núcleo central de la sección de la pieza, más alejado de la zona en que se comprueban las condiciones de fisuración.

M_f = momento de fisuración.

M_p^c = momento de la resultante de los esfuerzos en las armaduras respecto al eje que pasa por el "punto convencional" del núcleo central de la sección de la pieza, más alejado de la zona en que se comprueban las condiciones de fisuración.

M_p^n = momento de la resultante de los esfuerzos en las armaduras respecto al eje que pasa por el borde del núcleo central de la sección de la pieza, más alejado de la zona en la que se comprueban las condiciones de fisuración.

M_r = momento equivalente.

N = resultante de las fuerzas exteriores.

N_{02} = resultante de los esfuerzos en todas las armaduras (tesas y no tesas).

Q_b = valor de la proyección normal del esfuerzo máximo correspondiente a la zona comprimida de hormigón de la sección de la pieza.

R_a^H = resistencia característica del acero de la armadura ordinaria.

R_f = resistencia de cálculo del hormigón, a tracción.

R_H = resistencia de cálculo del acero de la armadura de pretensado.

R_H^H = resistencia característica del acero de la armadura de pretensado.

R_{np}^H = resistencia característica del hormigón, a compresión, en probeta prismática.

R_p^H = resistencia característica del hormigón, a tracción pura.

R_u = resistencia de cálculo del hormigón, a flexión.

R_u^H = resistencia característica del hormigón, a flexión.

S_c = momento estático de la zona comprimida de la sección de la pieza, respecto al eje neutro.

S_t = momento estático de la zona de tracciones de la sección de la pieza, respecto al eje neutro.

S_u = momento estático de la sección total de la pieza, respecto a la fibra extrema en tracción.

W_f = momento resistente de la sección de la pieza, calculado teniendo en cuenta las deformaciones anelásticas del hormigón en tracción.

W_o = en una sección homogeneizada, momento resistente de la zona en que se comprueban las condiciones de fisuración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Minúsculas latinas:

b = anchura de una sección rectangular, del alma de una sección en T o en I, o el doble del espesor de pared de una sección en cajón.

b'_H = anchura del ala de una sección.

c = coeficiente, en función de la humedad del ambiente, que representa el incremento de deformación originado por la fluencia del hormigón.

d = longitud de la proyección, sobre la directriz de la pieza, de la sección inclinada fisurada por esfuerzo cortante.

e_a = distancia entre el punto de aplicación de la resultante de los esfuerzos longitudinales exteriores y el baricentro de las armaduras en tracción.

e_o = excentricidad, respecto al centro de gravedad de la sección de la pieza, del punto de aplicación de la resultante de las fuerzas exteriores.

e_x = distancia entre el punto de aplicación de la resultante del esfuerzo de pretensado y el baricentro de las armaduras en tracción.

f = deformación total, bajo carga, de un elemento de hormigón pretensado.

f_c = deformación de un elemento de hormigón pretensado, sometido a cargas de corta duración.

f_p = deformación instantánea originada por el esfuerzo de pretensado.

f_1 = deformación instantánea originada por la carga total.

f_2 = deformación instantánea que se origina al aplicar las cargas de larga duración.

f_3 = deformación final originada por la aplicación de las cargas de larga duración.

h = canto total de la sección.

h'_H = espesor del ala de una sección.

h_o = canto útil de la sección.

k_a = coeficiente de dispersión de la resistencia del acero.

k_b = coeficiente de dispersión de la resistencia del hormigón.

m = resistencia media de un material.

m_a = coeficiente, aplicable a la resistencia del acero, que tiene en cuenta las condiciones de servicio de la estructura.

m_b = coeficiente, aplicable a la resistencia del hormigón, que tiene en cuenta las condiciones de servicio de la estructura.

m_f = coeficiente de minoración de la resistencia del acero.

n = coeficiente de equivalencia acero/hormigón.

p = valor de cálculo de las sobrecargas.

p^H = valor característico de las sobrecargas.

r_c = distancia entre el "punto convencional" del núcleo central y el centro de gravedad, de la sección de la pieza.

r_n = distancia entre el borde del núcleo central y el centro de gravedad, de la sección de la pieza.

x = espesor de la zona comprimida de la sección de la pieza.

z_1 = brazo del par interior en la sección de la pieza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Mayusculas griegas:

Ψ_a = coeficiente que representa la variación de los alargamientos de una fibra de hormigón según se trate de una sección fisurada o entre fisuras.

Ψ_b = coeficiente que representa la variación de los acortamientos de una fibra de hormigón según se trate de una sección fisurada o entre fisuras.

Minúsculas griegas:

α = coeficiente de mayoración de las sobrecargas.

$\gamma = W_f / W_o$.

$\gamma' = \dfrac{(b'_H - b)\, h'_H + \dfrac{n \cdot F'_a}{\nu}}{b \cdot h_o}$

δ = error cuadrático medio.

ε_{am} = valor medio del alargamiento de la armadura entre dos fisuras consecutivas.

ε_{bm} = valor medio del acortamiento del hormigón entre dos fisuras consecutivas.

ζ = profundidad relativa de la zona de compresiones de la sección de la pieza, por encima de la fisura · $\zeta = \dfrac{x}{h_o}$.

ν = coeficiente multiplicador de E_b que representa la influencia de las deformaciones anelásticas del hormigón.

ρ = radio de curvatura de la pieza.

σ_b = tensión de compresión en el hormigón.

σ'_a = valor que debe tomarse para la tensión del acero al calcular el esfuerzo producido por la armadura de pretensado situada en la zona comprimida de la sección de la pieza.

σ'_o = valor que debe adoptarse, como dato de partida, para el cálculo de la tensión en la armadura de pretensado situada en la zona comprimida de la sección de la pieza.

* * *

introducción

Según informe emitido por la Secretaría del Comité Mixto F.I.P.-C.E.B., el método de los estados límites puede servir de base a las recomendaciones prácticas para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado. En la U. R. S. S. este método hace ya varios años que se viene aplicando al cálculo de distintos tipos de estructuras y, en especial, a las de hormigón pretensado. En las comunicaciones presentadas por los técnicos soviéticos a los Congresos de la F.I.P. segundo y tercero, celebrados en Amsterdam (1955) y Berlín (1958), respectivamente, se daba ya cuenta de ello (1) y (2).

Las primeras Normas rusas, de carácter oficial, en las que se prescribió el método de cálculo basado en los estados límites fueron las "Normas y reglas para el cálculo de es-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tructuras y cimentaciones" (SNiP), aprobadas el 1 de enero de 1955, que no se referían, de un modo concreto, al hormigón pretensado. Sin embargo, pocos años más tarde, en 1957, se promulgaron las "Normas para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado" (SN 10-57) (3), en las cuales ya se establecia, con carácter obligatorio, el empleo del método de los estados límites para este tipo de estructuras.

En la sesión celebrada en enero de 1963 por el Comité Mixto F.I.P.-C.E.B. núm. 1, el Profesor Davydov, entonces Vice-Presidente de la F.I.P. en representación de la Asociación rusa del hormigón pretensado, dio a conocer estas "Normas". La utilidad de este método y sus posibilidades de desarrollo y perfeccionamiento han sido plenamente confirmadas por la experiencia obtenida durante los 8 años de vigencia de las "Normas y reglas SNiP" y los 5 años de las "Normas SN 10-57", así como mediante los numerosos ensayos e investigaciones teóricas, sobre estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado, llevados a cabo en la U. R. S. S. durante los últimos años.

La aplicación de las Normas a las estructuras construidas con otros materiales (metálicos, cerámicos, etc.) ha proporcionado, asimismo, análoga información. Como resultado de la experiencia obtenida, posteriormente se publicó una nueva versión de las "Normas y reglas SNiP" (4) aplicable a las estructuras de hormigón en masa, hormigón armado (incluido el hormigón pretensado), piedra, piedra armada, metal y madera, así como a las cimentaciones de edificios y cualquier otro tipo de estructuras.

Las hipótesis generales, de aplicación a todos los materiales a los que se hace referencia en estas Normas, se incluyen en un nuevo capítulo (SNiP II-A, 10-62) (5), en el cual se recogen, únicamente, las principales hipótesis de cálculo que pueden aplicarse cualquiera que sea el tipo de estructura (edificios industriales, obras públicas, transporte, obras hidráulicas, etc.).

Otro capítulo, el SNiP II-B, 1-62 (6), contiene el detalle de las prescripciones específicas para el cálculo de las estructuras de hormigón en masa y armado, en general; y en capítulos especiales se regula el proyecto de puentes, tuberías enterradas, y otros tipos particulares de estructuras. Por ejemplo, el capítulo SNiP II-D, 7-62 (7) se refiere a puentes y tuberías enterradas.

Como quiera que el Comité Mixto F.I.P.-C.E.B. núm. 1 se encuentra particularmente interesado en las estructuras de hormigón pretensado, en el presente trabajo se comentarán únicamente, con todo detalle, los dos capítulos SNiP II-A, 10-62 y II-B, 1-62 de las nuevas Normas, que son los que se refieren a este tipo de estructuras.

I hipótesis fundamentales

Como el nombre del método indica, en las Normas rusas se estudian las tensiones y deformaciones, originadas en las estructuras por los esfuerzos y otras acciones a ellas aplicados, basándose en el criterio de los "estados límites". Los estados límites corresponden a aquellas condiciones para las cuales la estructura deja de cumplir los requisitos precisos para satisfacer los fines para los que había sido proyectada.

En el cálculo de edificios y demás estructuras, el necesario margen de seguridad para evitar el peligro de que se alcancen dichos estados límites, se obtiene tomando, para la resistencia de los materiales, su valor más bajo posible, y para las cargas y demás esfuerzos,

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

incluido el de pretensado, su mayor valor posible. Se hace preciso, asimismo, tener en cuenta las condiciones reales de servicio de las estructuras y realizar una juiciosa elección de los esquemas e hipótesis de cálculo utilizables.

De acuerdo con las Normas, en los cálculos deben tenerse en cuenta los siguientes estados límites posibles:

— primero: rotura,

— segundo: deformaciones o corrimientos excesivos,

— tercero: fisuración prematura o anchura inadmisible de fisuras.

El estudio del primer estado límite tiene por objeto asegurar la capacidad de resistencia (su resistencia a rotura y al pandeo) y limitar las deformaciones plásticas máximas, de las estructuras bajo las condiciones más desfavorables que se prevea podrán presentarse, tanto durante su construcción como durante su vida de servicio. Este estudio tiene una importancia primordial y debe hacerse en todas las estructuras pretensadas. El estudio del segundo estado límite tiende a asegurar que, bajo las condiciones normales de servicio, no habrán de producirse deformaciones (incluidas las vibraciones) o corrimientos inadmisibles. Resulta preceptivo cuando se prevean deformaciones o vibraciones excesivas.

Por lo que respecta al tercer estado límite, el objeto de su estudio es impedir que el hormigón se fisure o limitar el ancho de las fisuras con el fin de asegurar que la estructura no ha de resultar afectada por la corrosión, desperfectos locales, pérdidas de estanquidad, etc.

Por otra parte, en algunos casos resulta necesario, además, comprobar, mediante cálculos adecuados, la estabilidad de las estructuras frente al vuelco, el deslizamiento o las sobrecargas excepcionales (*).

En el cálculo de las estructuras de hormigón armado o de hormigón pretensado se toman, como datos de partida, los siguientes valores: las sobrecargas características; las resistencias características de los materiales; las sobrecargas y resistencias de cálculo; los coeficientes que tienen en cuenta las condiciones de servicio de la estructura y, por último, los coeficientes que reflejan la mayor o menor precisión con que se determinan las tensiones en las armaduras.

Las sobrecargas características son las máximas que puede soportar la estructura sin que se perturben o resulten adversamente afectadas sus condiciones normales de servicio. Deben adoptarse las medidas oportunas para impedir que, tanto durante la construcción como durante la vida de servicio de la estructura, los valores de las sobrecargas realmente actuantes excedan de los adoptados en el proyecto para las sobrecargas características.

Las cargas permanentes y las sobrecargas adoptadas en el proyecto, deberán clasificarse y combinarse de acuerdo con las prescripciones contenidas en el capítulo SNiP II-A, 11-62 (9). En el capítulo II-B, 1-62 se trata del esfuerzo de pretensado y sus efectos.

Las posibles variaciones de las cargas (en más o en menos, según lo que resulte más desfavorable) se tienen en cuenta mediante el coeficiente de mayoración (o de minoración, según el caso) de las sobrecargas (α) que es función del destino que haya de darse a la estructura y de las condiciones de servicio previstas para la misma.

(*) *N. del T.*—En la versión inglesa es utilizada la expresión "or collapse"; en la francesa, "ou à l'émergence". No se sabe, con seguridad, cuál es la traducción correcta del original ruso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

La posible diferencia entre el valor calculado y el real, de las tensiones en la armadura, se tiene en cuenta mediante un coeficiente de minoración (m_f), aplicado a la resistencia del acero.

Las Normas prescriben los valores que deben adoptarse para los coeficientes de mayoración de las sobrecargas y de minoración de la resistencia del acero.

De acuerdo con lo anteriormente expuesto, los valores de cálculo de las sobrecargas se determinan multiplicando sus valores característicos por el correspondiente coeficiente de mayoración de las sobrecargas (por ejemplo: $p = p^H \cdot \alpha$).

Se establece una distinción entre cargas "permanentes" y "temporales" o "accidentales" y estas últimas se dividen a su vez en cargas de corta y de larga duración.

En el cálculo de las estructuras, tanto de hormigón pretensado como de hormigón armado, la cualidad fundamental para definir un material es el valor de su resistencia característica, que se determina mediante ensayos realizados con arreglo a las normas y métodos oficialmente establecidos al efecto.

En las nuevas Normas se introduce el concepto de "resistencia de cálculo del hormigón", que es función del valor de su resistencia característica. De acuerdo con los capítulos SNiP I-B, 3-62, y III-B, 1-62 (10) de las Normas, deberá comprobarse durante la construcción, que el valor real de la resistencia característica del hormigón concuerda con el adoptado para el cálculo de la estructura.

La resistencia de cálculo del hormigón se determina en función del tipo de la estructura y de sus condiciones de servicio y en ella se tienen en cuenta las siguientes características del material: resistencia en compresión; resistencia en tracción; resistencia a la helada, e impermeabilidad.

La resistencia en compresión se mide en kg/cm² mediante ensayos a compresión de probetas cúbicas de 200 mm de arista. La resistencia en tracción, la resistencia a la helada y otras cualidades del hormigón se determinan también mediante ensayos sobre probetas realizados de acuerdo con lo prescrito en las correspondientes normas relativas a estructuras de hormigón y hormigón armado.

Las Normas establecen también la edad que debe tener el hormigón cuando se efectúan los ensayos necesarios para determinar su resistencia de cálculo; e introducen el concepto de "característica de control" del hormigón, la cual se determina mediante ensayos "in situ".

En el capítulo SNiP I-B, 3-62 (8), se estudia la relación entre la "característica de control" y la "resistencia de cálculo" del hormigón.

El concepto de resistencia característica del hormigón puede aplicarse a: su resistencia a compresión en probeta prismática (R^H_{up}); su resistencia a flexión (R^H_u), o su resistencia a tracción pura (R^H_p). Los valores característicos de la resistencia del hormigón intervienen en la determinación de su resistencia de cálculo.

En las Normas se indican los valores de las resistencias de cálculo del hormigón que deben adoptarse según los casos y los de las resistencias características correspondientes.

Como resistencia característica del acero (R^H_H) para el acero de pretensado y R^H_s para el acero ordinario) se adopta el valor de su resistencia máxima a tracción, si se trata de aceros de alta resistencia sin escalón de relajamiento definido, y el valor de la tensión corres-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

pondiente a su límite elástico, si se trata de aceros dulces con marcado escalón de relajamiento.

En los capítulos SNiP II-B, 1-62 y I-B, 4-62 (11), se indican los valores numéricos de las resistencias características correspondientes a los diferentes tipos de acero utilizables en las estructuras pretensadas.

Las resistencias de cálculo del hormigón y del acero vienen expresadas como productos de las respectivas resistencias características por los correspondientes "coeficientes de dispersión" del hormigón (k_b) y del acero (k_a) y, en caso necesario, por los coeficientes aplicables al hormigón (m_b) y al acero (m_a), que tienen en cuenta las condiciones de servicio de la estructura. Es decir que, por ejemplo, se tendrá: $R_H = m_a \cdot k_a \cdot R_H^H$, para el acero de pretensado; $R_u = m_b \cdot k_b \cdot R_u^H$, para el hormigón trabajando a flexión.

Los coeficientes de dispersión del hormigón y del acero reflejan la variabilidad de las resistencias de estos materiales y se determinan, a partir de los diagramas estadísticos de distribución de resistencias, de tal forma que el valor de la resistencia de cálculo resulte aproximadamente igual a $m - 3\delta$, siendo m la resistencia media del material y δ su error cuadrático medio.

Para calcular las flechas de las estructuras de hormigón pretensado así como para el estudio de la fisuración o la determinación de la anchura de grietas es preciso utilizar los valores adecuados del módulo de elasticidad del hormigón. En las Normas, se dan estos valores en función de la resistencia de cálculo.

Con el fin de poder valorar los efectos de la fluencia del hormigón en las pérdidas de esfuerzo de pretensado es necesario calcular previamente las tensiones del hormigón y del acero en secciones normales a la directriz de la pieza. Para ello se procederá del modo siguiente:

a) se determina el área de la sección homogeneizada del elemento, sumando al área total de la sección de hormigón (descontadas las áreas de las secciones transversales de los conductos para el paso de armaduras, orificios, etc., que puedan existir) el área de la sección total de las armaduras longitudinales, tanto ordinarias como de pretensado (si es superior a 0,008 F), multiplicada por el coeficiente de equivalencia acero/hormigón. Si en una misma sección transversal de la pieza existen hormigones de distinta calidad, deberán también homogeneizarse multiplicando las respectivas áreas por los correspondientes coeficientes de equivalencia entre los diferentes tipos de hormigón;

b) se calculan: el efecto de la fluencia del hormigón en las pérdidas de esfuerzo de pretensado; las tensiones principales; etc. La resultante de las tensiones de todas las armaduras, tanto ordinarias como de pretensado, debe considerarse como un esfuerzo externo (y, en general, excéntrico) que comprime el área total de la sección transversal homogeneizada de la pieza. Las tensiones se calcularán de acuerdo con las teorías de la Resistencia de Materiales.

Al fijar el valor que debe adoptarse para el esfuerzo de pretensado en las armaduras, deberán tenerse en cuenta todas las pérdidas ocasionadas por los diferentes factores (retracción y fluencia del hormigón, relajación del acero, rozamiento de las armaduras en sus conductos, etc.).

Para determinar las tensiones finales en el hormigón (es decir, una vez que se hayan producido todas las pérdidas en el esfuerzo de pretensado) habrá que calcular el esfuerzo de las armaduras teniendo en cuenta las tensiones de compresión que se originan en las

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

armaduras ordinarias a consecuencia de la retracción y la fluencia del hormigón. Estas tensiones de compresión pueden reducir sensiblemente la resistencia a fisuración de los elementos de hormigón pretensado que posean una elevada cuantía de armadura ordinaria, no tesa.

II cálculo en rotura de las estructuras de hormigón pretensado

En términos generales, el cálculo en rotura de las secciones normales de los elementos estructurales de hormigón pretensado es análogo al de las secciones de hormigón armado. No obstante, existen ciertas diferencias que es preciso señalar, en relación con el estado tensional de las armaduras situadas en la zona de compresión.

En la práctica, estas armaduras, siempre que se trate de armaduras tesas, al alcanzar la sección su estado límite, pueden encontrarse aún sometidas a tracción, en tanto que el hormigón en el cual se encuentran embebidas puede haber llegado ya a la rotura por aplastamiento.

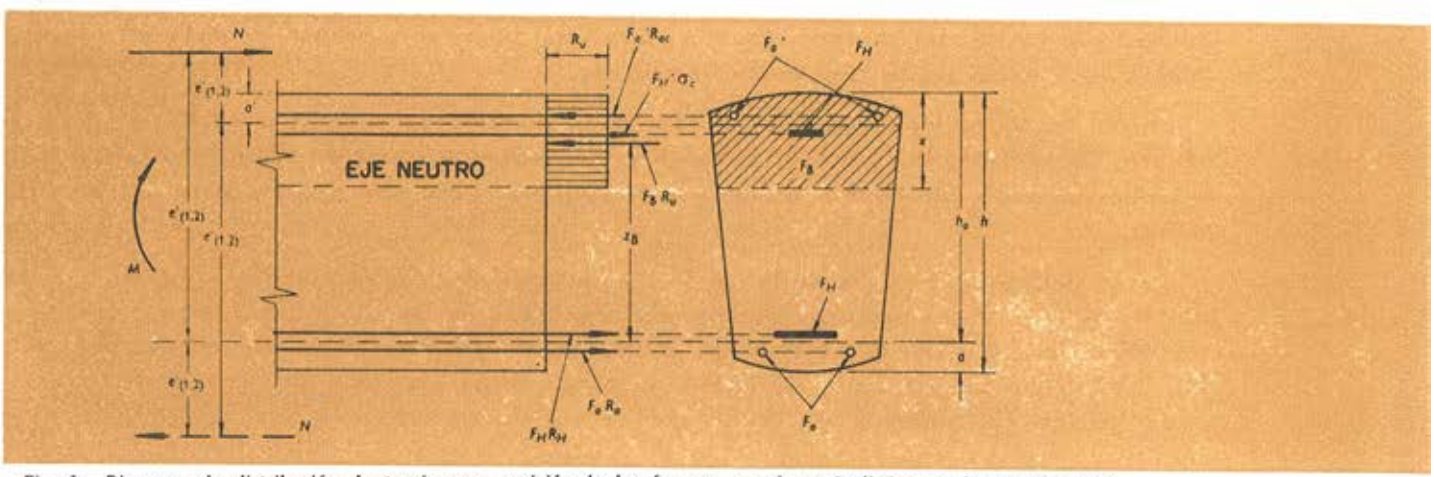


Fig. 1.—Diagrama de distribución de tensiones y posición de las fuerzas, en el estado límite, en la sección transversal de una pieza sometida a flexión, compresión excéntrica (compresión compuesta) o tracción excéntrica (tracción compuesta), con grandes excentricidades.

Según se indica en la figura 1, se supone que las tensiones de la zona comprimida del hormigón se distribuyen con arreglo a un diagrama rectangular (bloque de tensiones "stress bloock"), y que las tensiones en la zona de tracción del hormigón son nulas (el hormigón no trabaja a tracción). Para el cálculo del esfuerzo originado por las armaduras de pretensado situadas en la zona comprimida de la sección de hormigón, se tomará, en lugar del valor de la resistencia de cálculo del acero de pretensado, R_H, el que resulte, en kg/cm² para σ'_c según la siguiente expresión:

$$\sigma'_c = 3.600 - m_f \cdot \sigma'_o$$

En esta fórmula σ'_c representa, en kg/cm², el valor de la tensión a que se encuentra trabajando la armadura de pretensado situada en la zona comprimida de la sección, como consecuencia de las acciones exteriores que actúan sobre la pieza; m_f es el coeficiente de minoración del acero ($m_f = 1{,}1$), y σ'_o es el valor que, con arreglo a lo que a continuación

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

se indica, debe adoptarse como dato de partida para el cálculo de la tensión en la armadura de pretensado situada en la zona comprimida de la pieza. Este valor será:

a) en el caso de armaduras pretesas, el que resulte al descontar de la tensión inicial de pretensado, todas las pérdidas por retracción fluencia, etc.,

b) en el caso de armaduras postesas, el que resulte al descontar de la tensión inicial de pretensado, todas las pérdidas más la tensión $n \cdot \sigma_b$, siendo n el coeficiente de equivalencia acero/hormigón y σ_b la tensión en el hormigón al nivel de la armadura que se considera.

El valor 3.600 (kg/cm²) representa la tensión correspondiente a un acortamiento del hormigón (deformación por compresión) del orden de 0,0018 y a un módulo de elasticidad del acero de unos 2×10^3 kg/cm². En la práctica, σ'_c tiene generalmente un valor negativo, el cual corresponde a la tensión de tracción a que se encuentra sometida la armadura de pretensado situada en la zona comprimida de la pieza.

En cuanto a la armadura situada en la zona de tracciones de la pieza, en el caso de que existan armaduras pretensadas y otras ordinarias sin pretensar, al calcular los respectivos esfuerzos se tomará, para cada tipo de acero, su correspondiente resistencia de cálculo.

Para el estudio de una pieza en el instante en que se transmite al hormigón el esfuerzo de pretensado, axil o excéntrico, los esfuerzos de tracción en las armaduras deberán considerarse como esfuerzos exteriores. Se tendrán en cuenta las acciones originadas por el peso propio de la pieza y, en su caso, por las operaciones de transporte y elevación.

En el caso de elementos con armaduras pretesas no es necesario realizar la comprobación de pandeo. Pero si se trata de piezas con armaduras postesas habrá que hacer el estudio de inestabilidad por esta causa, a no ser que la disposición de las armaduras tesas sea tal que impida el libre incremento de la deformación de la pieza y, por consiguiente, el peligro de pandeo. Cuando sea necesario calcular la inestabilidad del elemento se tomará, como longitud libre de pandeo, la distancia entre anclajes de las armaduras o entre los puntos de atado transversal dispuestos a lo largo de la pieza. En estos casos, la tensión de la armadura se considerará disminuida en una magnitud que depende del acortamiento (deformación por compresión) del hormigón antes de llegar a rotura y de que las armaduras sean pre o postesas.

El cálculo de las secciones oblicuas respecto al plano de flexión, se basa en las mismas hipótesis admitidas para el estudio de las secciones normales (es decir, perpendiculares) a dicho plano. Será necesario tener en cuenta todas las armaduras, tanto las rectas como las armaduras levantadas y los estribos, tomando para cada una de ellas la resistencia de cálculo que le corresponda. Para determinar el valor de cálculo del momento actuante en una sección inclinada, se considerará el momento de todas las fuerzas exteriores que actúan a uno de los lados de la sección que se estudia, calculado con respecto a un eje perpendicular al plano de flexión y que pase por el centro de gravedad de la zona comprimida de dicha sección.

El estudio a esfuerzo cortante de las piezas de sección rectangular, en T, en doble T, o en cajón, consiste en comprobar que en el estado límite se satisface la siguiente condición:

$$\Sigma_y = 0$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

En esta ecuación debe entrarse con el valor de cálculo del esfuerzo cortante correspondiente a la sección transversal normal más próxima al extremo de la sección inclinada situado en la cabeza comprimida de la pieza. Al calcularse el valor del esfuerzo cortante debe tenerse en cuenta que las cargas que actúan en la porción de viga atravesada por la fisura inclinada de cortante, reducen la magnitud de dicho esfuerzo. Por lo tanto, el caso más desfavorable se producirá cuando el valor de las citadas cargas sea mínimo. El valor de la proyección normal del esfuerzo máximo correspondiente a la zona comprimida del hormigón se determina mediante la fórmula:

$$Q_b = \frac{0{,}15 \cdot R_a \cdot b \cdot h_o}{d}$$

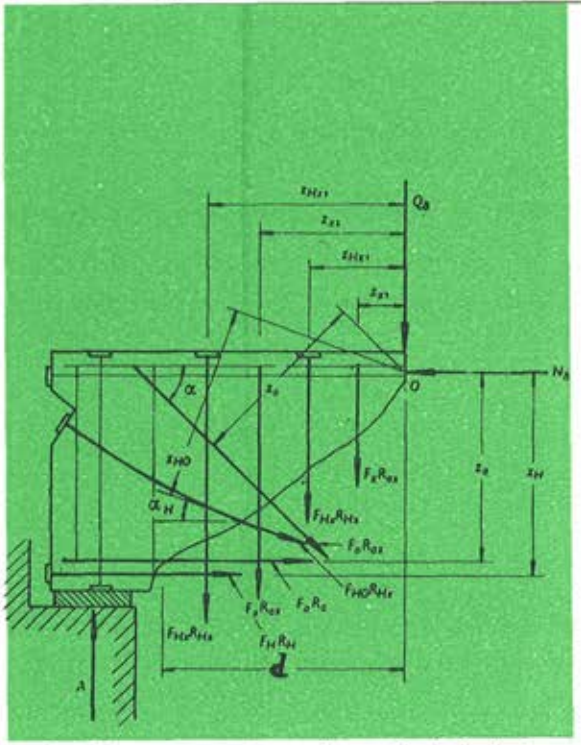


Fig. 2.—Esfuerzos que actúan en la sección inclinada de una viga sometida a esfuerzo cortante, en el estado límite.

en donde:

b = anchura de la sección rectangular; anchura del alma en una sección en T o en doble T; dos veces el espesor de la pared de una sección en cajón;

h_o = canto útil de la sección;

d = longitud de la proyección de la sección inclinada sobre la directriz de la pieza.

Evidentemente, la pendiente de la fisura inclinada influye mucho en la contribución de la zona comprimida del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante de la pieza. Si la fisura es casi perpendicular a la directriz, la resistencia a cortante puede ser muy considerable aunque la fisura inclinada no corte a ningún cerco ni barra levantada.

El estudio de las estructuras pretensadas en relación con su "endurancia" bajo la acción de cargas repetidas frecuentes, consiste en comparar las tensiones que se originan, por esta causa, en las zonas de hormigón en compresión y en tracción y en el acero, con los valores establecidos en las Normas para sus respectivas resistencias de cálculo a la fatiga (endurancia).

III cálculo en fisuración de los elementos de hormigón pretensado

En función de los perjuicios que en ellas pueda ocasionar la fisuración, las estructuras de hormigón pretensado se clasifican en tres grupos:

Grupo I: Estructuras a las cuales se les exige una perfecta estanquidad (por ejemplo: tuberías a presión, depósitos para líquidos, etc.).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Grupo II: Estructuras que no tienen que ser estancas, pero que:

— están expuestas a la acción de agentes agresivos;

— están sometidas a frecuentes cargas repetidas y, por consiguiente, requieren una elevada resistencia a la fatiga;

— están armadas con aceros de pretensado cuya resistencia característica es superior a los 10.000 kg/cm²;

— están expuestas a la intemperie y sometidas a cargas repetidas.

Grupo III: Todas las estructuras no comprendidas en los grupos I y II.

En el caso de estructuras comprendidas en el grupo I, es necesario siempre comprobar que no habrán de producirse fisuras. La misma comprobación se realiza también, generalmente, excepto en casos especiales, en las estructuras del grupo II. Para las del Grupo III esta comprobación no es obligatoria, pero sí resulta necesario calcular la anchura máxima de las fisuras.

Cuando se trate de estructuras armadas mediante tirantes de hormigón pretensado deberá comprobarse, independientemente, a fisuración (*):

— el hormigón que rodea a los tirantes pretensados;

— el hormigón de los propios tirantes pretensados.

Las estructuras de esta clase, según su composición y el uso a que vayan destinadas, se clasifican, a efectos de fisuración, en el grupo que les corresponda de los tres anteriormente mencionados.

El cálculo en fisuración de los elementos de hormigón pretensado sometidos a flexión, compresión excéntrica (compresión compuesta) o tracción excéntrica (tracción compuesta) se efectúa basándose en las siguientes hipótesis:

— las secciones planas permanecen planas después de la deformación del elemento;

— las tensiones en la zona de hormigón en tracción son constantes (diagrama rectangular) e iguales a R_f;

— las tensiones en la zona de hormigón en compresión son proporcionales a la distancia de la fibra considerada al eje neutro. Prolongando este diagrama de tensiones hasta que corte a la fibra extrema en tracción, el segmento interceptado resulta igual a $2R_f$ (fig. 3).

En el estudio del proceso de fisuración se consideran las secciones homogeneizadas (es decir, "hechas homogéneas" mediante la aplicación del coeficiente de equivalencia) y a la resultante de los esfuerzos de todas las armaduras, como una fuerza exterior.

En las secciones de las piezas sometidas a flexión, compresión excéntrica (fig. 3) o tracción excéntrica, cuando el esfuerzo de tracción es inferior al de pretensado, se calcula el

---

(*) Se trata, evidentemente, de un tipo peculiar de estructuras característico de la técnica rusa. Pero esta prescripción puede también ser aplicable a las estructuras compuestas ordinarias, constituidas por elementos de hormigón pretensado completados con una cabeza de compresión hormigonada "in situ".

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

momento respecto al borde del núcleo central de la sección, y se comprueba que se verifica la desigualdad: $M_e^n \leqslant M_f$.

En esta expresión M_e^n representa el momento de las fuerzas exteriores situadas a uno de los lados de la sección considerada, respecto al eje, perpendicular al plano de flexión, que pasa por el borde, del núcleo central de la sección, más alejado de la zona para la cual se están comprobando las condiciones de fisuración. M_f es el momento de fisuración de la sección.

El borde del núcleo central se determina de acuerdo con las hipótesis aplicables a los materiales elásticos. La distancia r_n desde este borde al centro de gravedad de la sección, se calcula mediante la fórmula:

$$r_n = W_o/F_h \qquad [1]$$

en donde:

W_o = momento resistente de la sección homogeneizada, calculado de acuerdo con las hipótesis aplicables a los materiales elásticos, correspondiente a la zona en la cual se comprueba la fisuración;

F_h = área de la sección homogeneizada.

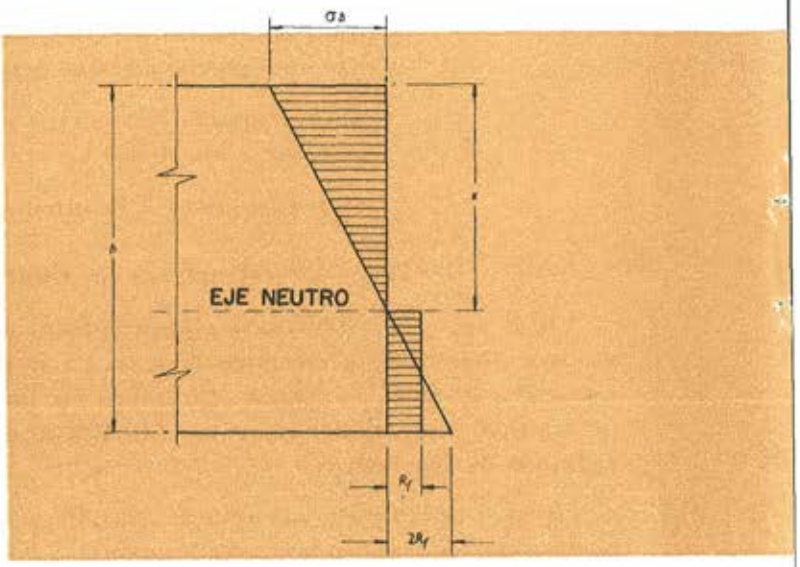


Fig. 3.—Distribución de tensiones, antes de la fisuración, en la sección de un elemento de hormigón pretensado.

En las piezas pretensadas el valor de M_f se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$M_f = R_f \cdot W_f \pm M_p^n \qquad [2]$$

en la cual:

R_f = resistencia de cálculo del hormigón a tracción, adoptada para los cálculos de fisuración;

W_f = momento resistente de la sección, calculado teniendo en cuenta las deformaciones anelásticas del hormigón de la zona en tracción. Se determina con relación al eje neutro, igual que en el caso de flexión pura (es decir, cuando no existe esfuerzo longitudinal);

M_p^n = momento de la resultante N_{02} de los esfuerzos de todas las armaduras (tesas o no tesas) respecto al eje que pasa por el borde del núcleo central de la sección.

Para la determinación de N_{02} se introducirá el coeficiente de minoración (m_f) de la tensión del acero. El signo algébrico del momento depende del sentido de giro.

En el caso de secciones sometidas a tracción excéntrica (fig. 4) podrá utilizarse la ecuación [1] si se satisfacen las siguientes condiciones:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

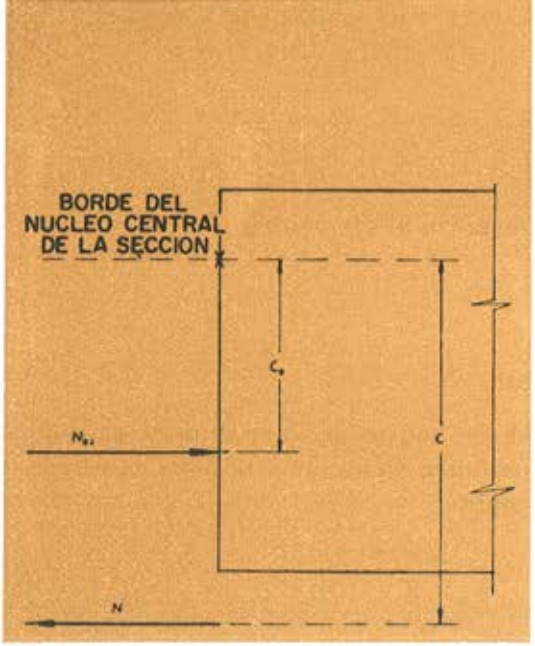


Fig. 4.—Esfuerzos en un elemento sometido a tracción excéntrica (tracción compuesta).

a) el punto de aplicación de la resultante N_{02} y el borde del núcleo central de la sección quedan situados a un mismo lado de la resultante N de las fuerzas exteriores (fig. 4);

b) la distancia $C - C_o$ entre los puntos de aplicación de las resultantes de las fuerzas exteriores N y de los esfuerzos de las armaduras N_{02} resulta:

$$C - C_o \leqslant \frac{W_f \cdot R_f}{N_{02}} \qquad [3]$$

Si alguna de estas condiciones no se satisface, significa que el esfuerzo de tracción, en el estado límite, es superior al de pretensado. En este caso, deberá utilizarse la desigualdad:

$$M_e^e \leqslant M_f \qquad [4]$$

o bien:

$$M_f = R_f \cdot W_f \pm M_p^e \qquad [5]$$

en donde:

M_e^e = momento de la resultante N de las fuerzas exteriores situadas a uno de los lados de la sección considerada (fig. 4), respecto al eje, perpendicular al plano de flexión, que pasa por el punto (llamado "punto convencional del núcleo de la sección") cuya distancia al centro de gravedad de la sección es:

$$r_c = W_f/F_h \qquad [6]$$

M_p^e = momento de la resultante N_{02} de los esfuerzos de todas las armaduras, tesas y no tesas, respecto al eje, perpendicular al plano de flexión, que pasa por el "punto convencional del núcleo central" más alejado de la zona para la cual se están comprobando las condiciones de fisuración.

En el cálculo de la resultante N_{02} se hará intervenir el correspondiente coeficiente de minoración (m_f) de las tensiones del acero. El signo algébrico del momento dependerá del sentido de giro.

De lo anteriormente expuesto se deduce que para la determinación del "punto convencional del núcleo central" (ecuación [6]) y para la aplicación de las fórmulas [2] y [5], es necesario conocer el momento resistente W_f de la sección, calculado teniendo en cuenta las deformaciones anelásticas del hormigón en tracción. La magnitud de este momento no es corriente tener que calcularla cuando se estudian las características resistentes de los materiales elásticos. Si se conoce la posición del eje neutro de la sección, el valor de W_f puede calcularse mediante la expresión [10].

Cuando no existen esfuerzos longitudinales en la pieza, la posición del eje neutro, según se sabe, se determina de forma que la suma de momentos estáticos respecto a dicho eje sea cero. De aquí se deduce la fórmula:

$$S_c = \tfrac{1}{2}(h - x)F_t \qquad [7]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

en la cual:

S_c = momento estático de la zona comprimida, respecto al eje neutro;

F_t = área de la zona de tracciones de la sección;

h = canto total de la sección;

x = espesor de la zona comprimida de la sección.

En el caso, más corriente en la práctica, de que el eje neutro de la sección caiga dentro de una zona de anchura constante (fig. 5), la distancia entre dicho eje y la fibra extrema en tracción de la sección se calcula partiendo de la fórmula:

$$S_u = F_u(h - x) + (F_d - F_{af}) \frac{h - x}{2} \qquad [8]$$

de donde:

$$h - x = \frac{S_u}{F_u + \frac{F_d - F_{af}}{2}} \qquad [9]$$

siendo:

F_u = área de la zona comprimida más un rectángulo de anchura b igual a la anchura de la sección al nivel del eje neutro y altura igual al espesor de la zona en tracción (ver fig. 5 b);

S_u = momento estático de toda la sección respecto a la fibra extrema en tracción;

F_d = área de la zona en tracción de la sección o de la parte de ella considerada en F_u [en la figura 5 b, área del rectángulo $b(h - x)$];

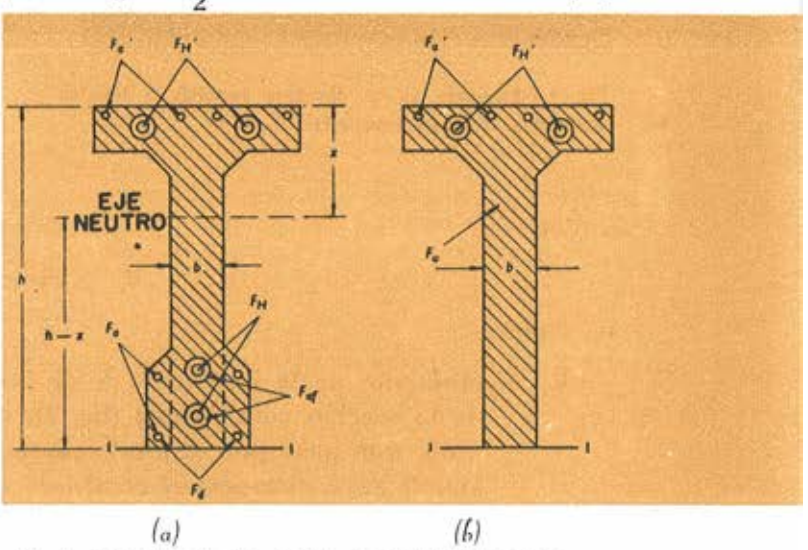


Fig. 5.—Esquema de una sección transversal homogeneizada, para la determinación del eje neutro en el estudio de la fisuración.

F_{af} = área de la sección de los conductos u orificios dejados en la zona de tracciones de la sección para el paso de las armaduras de pretensado.

El momento resistente W_f de la sección homogeneizada viene dado por la fórmula:

$$W_f = \frac{2I_c}{h - x} + S_t \qquad [10]$$

en donde:

I_c = momento de inercia de la zona comprimida, respecto al eje neutro;

S_t = momento estático de la zona de tracción respecto, también, al eje neutro.

Para facilitar el cálculo del momento resistente W_f, las normas incluyen una tabla en la que se indica la relación $\gamma = \frac{W_f}{W_o}$ para distintos tipos de sección; si se utiliza esta tabla, para la determinación de W_f no resulta necesario conocer la posición del eje neutro de la sección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

La comprobación experimental de las anteriores fórmulas demuestra que el error que introduce su carácter aproximativo es perfectamente admisible para los cálculos prácticos de fisuración (12).

Cuando se quieran estudiar las condiciones de fisuración de secciones oblicuas de elementos de hormigón pretensado, a falta de un método más preciso podrán utilizarse las tensiones principales calculadas con arreglo alos principios de la elasticidad. Es de desear, sin embargo, que se logre encontrar un procedimiento más acorde con el comportamiento real de la pieza.

IV cálculo de las deformaciones en los elementos de hormigón pretensado

Cuando se trate de estructuras pertenecientes a los grupos I o II de la clasificación anteriormente establecida, las deformaciones se calcularán, como si se tratase de un material elástico, tomando en consideración tanto la zona de tracciones como la de compresiones. Si todo el hormigón es de la misma clase se partirá de la sección homogeneizada para lo cual se multiplicará el área de la sección transversal de las armaduras por el correspondiente coeficiente de equivalencia. Si, en una misma sección, existen hormigones de clases diferentes, para homogeneizar la sección real se utilizará la relación entre los módulos de elasticidad de los distintos hormigones.

En estos casos, para cargas de corta duración, la determinación de la rigidez de la sección se efectuará aplicando la fórmula:

$$B_c = 0{,}85\ E_b \cdot I_h \qquad [11]$$

Si además de las cargas de corta duración actúa una cierta proporción de cargas de larga duración, la deformación total se calculará mediante la fórmula:

$$f = f_c + (f_2 - f_p)c \qquad [12]$$

en donde:

f_c = deformación originada por las sobrecargas de corta duración;

f_2 = deformación instantánea originada por la aplicación de las cargas de larga duración;

f_p = deformación instantánea originada por el esfuerzo de pretensado. Para calcular esta deformación se tomará como valor del esfuerzo de pretensado el que resulte una vez deducidas todas las pérdidas.

c = Coeficiente que tiene en cuenta el incremento de deformación a que da lugar la fluencia del hormigón.

Para este coeficiente se recomienda adoptar los siguientes valores:

— en atmósfera seca: $c = 3$;

— en atmósfera normal: $c = 2$;

— en atmósfera húmeda: $c = 1{,}5$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las tres deformaciones parciales que intervienen en la [12], se calcularán utilizando la expresión de B_c dada en la [11].

Las deformaciones de las estructuras pretensadas comprendidas en el grupo III, en las cuales las zonas de tracción de las distintas secciones se encuentran fisuradas bajo la acción de las cargas consideradas, se calcularán de acuerdo con los principios de la Resistencia de Materiales, a partir de los valores de la curvatura, $1/\rho$, determinados en la forma que a continuación se indica. Las indicaciones que se incluyen son válidas para piezas sometidas a flexión, a tracción excéntrica si la excentricidad es $e_o > 0{,}8\ h_o$, y a compresión excéntrica.

En realidad, la curvatura de los elementos fisurados de sección transversal constante no resulta ya proporcional al valor del momento flector actuante en la sección, sino que, por el contrario, aumenta más rápidamente. Por otra parte, esta curvatura depende, esencialmente, del esfuerzo longitudinal producido por el pretensado o por las fuerzas exteriores.

No obstante, en la práctica, para los estudios de las estructuras corrientes se admite, en general, que la curvatura varía proporcionalmente al momento flector aplicado, siempre que se trate de secciones en las cuales dicho momento no cambia de signo. El cálculo de la curvatura mediante las fórmulas que a continuación se incluyen se realiza, únicamente, en el caso de secciones sometidas a muy elevadas tensiones.

Para el cálculo de la curvatura de las piezas fisuradas se toma, como punto de partida, la bien conocida fórmula:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{am} + \varepsilon_{bm})}{h_o} \qquad [13]$$

En esta expresión, ρ representa el radio de curvatura y ε_{am} y ε_{bm} son los valores medios de la deformación del acero (alargamiento) y del hormigón (acortamiento) entre dos fisuras consecutivas.

Podría pensarse que para la aplicación de la [13] es condición indispensable que se satisfaga la hipótesis de que las secciones planas se mantienen planas después de la deformación de la pieza. En realidad, sin embargo, no ocurre así. En efecto, un criterio fundamentalmente análogo se utiliza cuando se desea calcular la flecha de una viga triangulada, despreciando las deformaciones de los elementos que constituyen el alma de la viga. En este caso, el ángulo relativo de giro de dos elementos verticales consecutivos de tal viga resulta igual a la suma de los valores absolutos de los cocientes que se obtienen al dividir las deformaciones de los cordones superior e inferior por el canto de la viga. Evidentemente, para el establecimiento de esta relación no se considera la hipótesis de conservación de la planeidad de secciones y, no obstante, su analogía con la [13] es total.

A continuación, se expone el método para determinar las deformaciones ε_{am} y ε_{bm} en un elemento sometido a un momento flector M y a un esfuerzo longitudinal constituido por la resultante N_{02} de los esfuerzos en la armadura (en este caso, sólo la de pretensado) y la resultante N de las fuerzas exteriores.

El esfuerzo total de compresión en la zona comprimida situada por encima de una fisura es igual al momento de todas las fuerzas exteriores respecto al baricentro de la armadura de tracción, dividido por el brazo z_1. Dicho momento se denomina "momento equivalente" y viene dado por (ver fig. 6):

$$M_r = M + N_{02} \cdot e_x \pm N \cdot e_a$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Dividiendo dicho esfuerzo por el área de la zona comprimida (F_b) se obtiene la tensión σ_b de compresión:

$$\sigma_b = \frac{M_r}{z_1 \cdot F_b}$$

El acortamiento medio de la fibra superior de la sección se encuentra dividiendo la tensión σ_b por el módulo de elasticidad del hormigón que tiene en cuenta las deformaciones anelásticas del material, es decir, por el producto $\nu \cdot E_b$, y multiplicando el cociente por el coeficiente Ψ_b que representa la variación de las deformaciones de la fibra comprimida, según se trate de la sección coincidente con una fisura, o de una sección situada entre dos fisuras consecutivas.

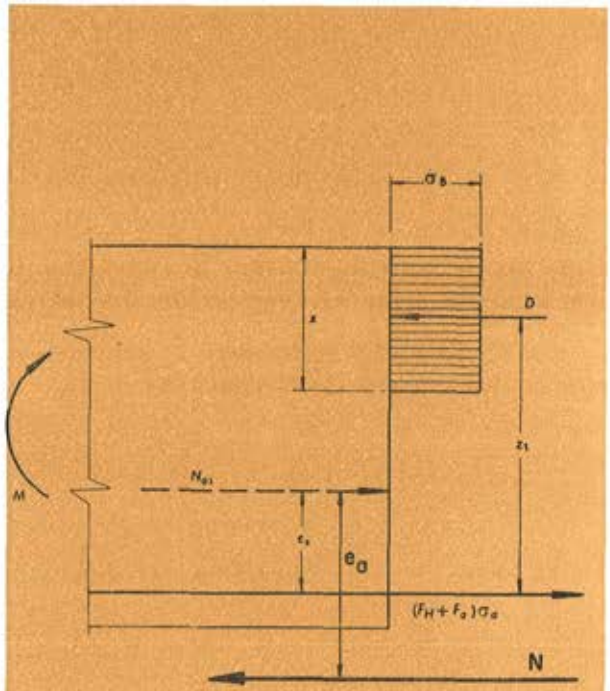


Fig. 6.—Hipótesis de distribución de tensiones en la sección transversal de una pieza, para el cálculo de las deformaciones.

En definitiva resulta:

$$\varepsilon_{bm} = \frac{M_r \cdot \Psi_b}{z_1 \cdot \nu \cdot E_b \cdot F_b} = \frac{M_r \cdot \Psi_b}{z_1 \cdot \nu \cdot E_b \cdot (\gamma' + \zeta)\, b \cdot h_o} \qquad [14]$$

ya que, según se indica más adelante (ver fórmulas [18] y [19]):

$$F_b = (\gamma' + \zeta)\, b \cdot h_o$$

El esfuerzo de tracción en la armadura es igual al momento equivalente M_r, dividido por el brazo z_1, del par interior y disminuido en el valor de la resultante de los esfuerzos longitudinales $N_{02} \pm N$. Dividiendo este esfuerzo por el área total de la sección armaduras $F_a + F_p$ y por el módulo de elasticidad del acero E_a, y multiplicándolo por el coeficiente Ψ_a que representa, de un modo semejante a Ψ_b, la variación de deformaciones en la zona de tracción, se calcula el alargamiento medio del acero:

$$\varepsilon_{am} = \left(\frac{M_r}{z_1} - N_{02} \pm N \right) \frac{\Psi_a}{E_a(F_a + F_p)} \qquad [15]$$

Sustituyendo las expresiones de las deformaciones medias dadas por [14] y [15] en la [13], se obtiene para la curvatura:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_r}{z_1 \cdot h_o} \left[\frac{\Psi_a}{E_a(F_p + F_a)} + \frac{\Psi_b}{\nu \cdot E_b(\gamma' + \zeta)\, b \cdot h_o} \right] - \frac{N_{02} \pm N}{h_o} \frac{\Psi_a}{E_a(F_p + F_a)} \qquad [16]$$

La flecha total de las piezas correspondientes al grupo III y sometidas a la acción de cargas de corta y larga duración, se determina mediante la fórmula:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 \qquad [17]$$

en donde:

f_1 = deformación instantánea originada por la carga total;

f_2 = deformación instantánea originada por la carga de larga duración;

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

f_3 = deformación final originada por la carga de larga duración.

Los valores de las flechas f_1, f_2 y f_3 se calcularán de acuerdo con las fórmulas dadas anteriormente para determinar la curvatura. Los coeficientes ν y Ψ_a adoptan valores diferentes, según se trate de calcular las flechas instántaneas o las finales.

En las fórmulas anteriores, ζ representa la profundidad relativa de la zona de compresiones, por encima de la fisura, es decir,

$$\zeta = \frac{x}{h_o}$$

y su valor medio se determina empíricamente.

El brazo del par interior z_1, se determina mediante la expresión:

$$z_1 = h_o \left[1 - \frac{h'_H \cdot \gamma'/h_o + \zeta^2}{2(\gamma' + \zeta)}\right] \qquad [18]$$

en donde:

$$\gamma' = \frac{(b'_H - b)\, h'_H + \frac{n \cdot F'_a}{\nu}}{b \cdot h_o} \qquad [19]$$

b'_H = anchura del ala;

h'_H = espesor del ala;

F'_a = área de la armadura ordinaria situada en la zona de compresión.

CONSIDERACIONES FINALES

En la actualidad se está preparando un manual que simplificará considerablemente la aplicación de los métodos de cálculo prescritos en la Instrucción que se comenta.

Los comentarios que quedan expuestos servirán para poder formarse una idea de la amplitud con la que los principios generales de los cálculos por el método de los estados límites han sido aplicados en esta Instrucción para el proyecto de estructuras de hormigón.

Resulta evidente la necesidad de desarrollar y perfeccionar las soluciones para determinados problemas. Esta necesidad es particularmente perentoria por lo que respecta a la influencia del pretensado en la estabilidad y resistencia a la fatiga de las estructuras.

Quedan fuera del campo de este trabajo el estudio de otros problemas que tienen también una notable influencia en el proyecto de las estructuras pretensadas y que, en la actualidad, son temas de investigación en los institutos científicos y universidades tecnológicas de Rusia.

referencias bibliográficas

(1) Dmitriev, S. A., y Kalatourov, B. A.: *Evolución de los métodos para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado en la U. R. S. S.* Moscú, Gosstroiizdat, 1955. 47 págs. Informe científico del Centro de Investigaciones sobre Construcción Industrial (en ruso).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

(2) Gvozdev, A. A.; Dmitriev, S. A.; Kalatourov, B. A., y Mikhailov, V. V.: *Calcul des constructions en béton précontraint en U. R. S. S. d'après la méthode des états Limites.* Memorias del III Congreso de la F. I. P., Berlín, 1958. Londres, Cement and Concrete Association, 1958, volumen I, págs. 208-219.

(3) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado (SN 10-57)". Moscú, Gosstroiizdat, 1958 (en ruso).

(4) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas y reglas para la construcción, II Parte". Moscú, Gosstroiizdat, 1954 (en ruso).

(5) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas y reglas para la construcción, II Parte, Sección A, Capítulo 10: Estructuras y cimentaciones — Reglas principales para el cálculo (SNiP II-A, 10-62)". Moscú, Gosstroiizdat, 1962 (en ruso).

(6) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas y reglas para la construcción, II Parte, Sección B, Capítulo 1: Estructuras de hormigón en masa y hormigón armado — Normas para el cálculo (SNiP II-B, 1-62)". Moscú, Gosstroiizdat, 1962 (en ruso).

(7) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas y reglas para la construcción, II Parte, Sección D, Capítulo 7: Puentes y tuberías — Normas para el cálculo (SNiP II-D, 7-62)". Moscú, Gosstroiizdat, 1962 (en ruso).

(8) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas y reglas para la construcción, I Parte, Sección B, Capítulo 3: Hormigón fabricado con conglomerantes hidráulicos y áridos (SNiP I-B, 3-62)". Moscú, Gosstroiizdat, 1962 (en ruso).

(9) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas y reglas para la construcción, II Parte, Sección A, Capítulo 2: Cargas y otras acciones— Normas para el cálculo (SNiP II-A, 11-62)". Moscú, Gosstroiizdat, 1962 (en ruso).

(10) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas y reglas para la construcción, III Parte, Sección B, Capítulo 1: Estructuras de hormigón en masa y hormigón armado — Reglas generales para la ejecución y recepción de las obras (SNiP III-B, 11-62)". Moscú, Gosstroiizdat, 1962 (en ruso).

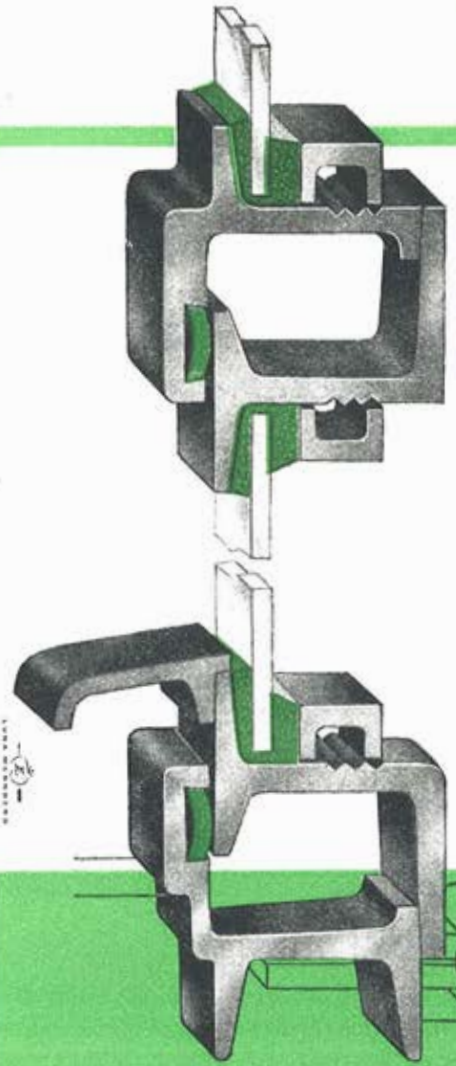
(11) Comité Gubernamental del Consejo de Ministros de la U. R. S. S. para los Problemas Constructivos: "Normas y reglas para la construcción, I Parte, Sección B, Capítulo 4: Armaduras para estructuras de hormigón armado (SNiP I-B, 4-62)". Moscú, Gosstroiizdat, 1962 (en ruso).

(12) Gvozdev, A. A., y Dmitriev, S. A.: "Le calcul des sections ordinaires de béton, béton armé et béton précontraint". Revista *Béton et Béton Armé*, N.º 5, 1957.

Traducido por R. Piñeiro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

¡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:

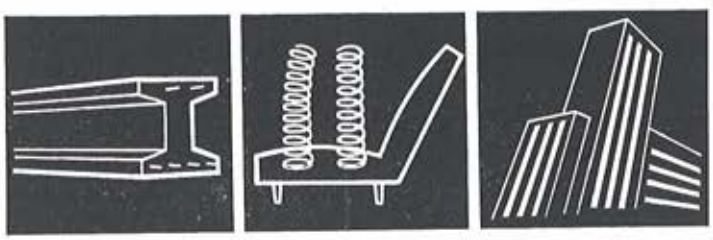
CERRAJERIA FOLCRÁ, S.A.
c/. de La Línea Eléctrica, s/n. - Tel. 231 72 01
ESPLUGAS DE LLOBREGAT - BARCELONA

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



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026





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 25/11/2026

457 - 2 - 11

sobre la flexocompresión esviada en secciones de hormigón armado

F. MORAN, Ingeniero de Caminos y
A. GARCIA MESEGUER, Dr. Ingeniero de Caminos

sinopsis

Se presenta un método para el estudio numérico del comportamiento elastoplástico de secciones de hormigón armado sometidas a flexión o a flexo-compresión esviada. Se parte de las bases de cálculo usuales, admitiendo cualquier tipo de diagramas tensión-deformación para los materiales y, mediante la aplicación del cálculo electrónico, se preparan ábacos que definen todos los posibles estados de agotamiento resistente de la sección estudiada. Para el dimensionamiento de las secciones más frecuentes en la práctica se han elaborado ábacos adimensionales, cuya utilización se aclara con un ejemplo numérico. En espera de una contrastación experimental sistemática, se comparan brevemente los resultados con otras teorías y con algunos ensayos existentes.

1. introducción

Frecuentemente se enfrenta el proyectista al problema del dimensionamiento de secciones de hormigón armado sometidas a flexión o flexocompresión esviada, cuya solución, bastante laboriosa ya aplicando las teorías clásicas, le resulta además incierta si trabaja en agotamiento, pues casi ninguna Norma proporciona procedimientos concretos de cálculo, ni existen tampoco muchos estudios con suficiente rigor teórico y base experimental.

Pretendiendo llenar este hueco se ha emprendido en el Instituto "Eduardo Torroja" un programa teórico-experimental de estudios, dirigido por el Dr. Ingeniero Jaime Nadal, y en el que colaboran las Secciones de Teoría del Hormigón, de Cálculo Electrónico y de Ensayos Mecánicos, del cual se presentan aquí algunos resultados parciales.

2. descripción del método

2. 1. notación

La notación empleada en el presente artículo es la establecida por el Comité Europeo del Hormigón (C. E. B.).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

2. 2. bases de cálculo

Según las recomendaciones del C. E. B. para el cálculo en agotamiento de secciones de hormigón armado sometidas a flexocompresión, se partirá de las bases siguientes:

a) deformación plana de la sección;

b) diagramas tensión-deformación para el acero y para el hormigón en flexocompresión, que deberán obtenerse experimentalmente;

c) deformación límite en la fibra más comprimida del hormigón, $(\varepsilon_b)_{lim}$, también fijada sobre base experimental, que caracterice el estado de agotamiento resistente;

d) aplicación de las condiciones de equilibrio a la sección, igualando la resultante y los momentos de las tensiones internas con los esfuerzos exteriores.

2. 3. aplicación de estas bases al estudio de una sección

Dada una sección rectangular (*) de hormigón armado sometida a una compresión axil doblemente excéntrica, N, definida en magnitud y posición (fig. 1), su comprobación partiendo de las bases mencionadas exigiría encontrar la posición de la fibra neutra y el valor de la deformación del hormigón en la esquina más comprimida, que caracterizasen la distribución de deformaciones y, por tanto, de tensiones, capaz de equilibrar a dicha N. La sección sería aceptable si dicha deformación $(\varepsilon_b)_{max}$ resultase menor que la $(\varepsilon_b)_{lim}$ que, según c), produce el agotamiento.

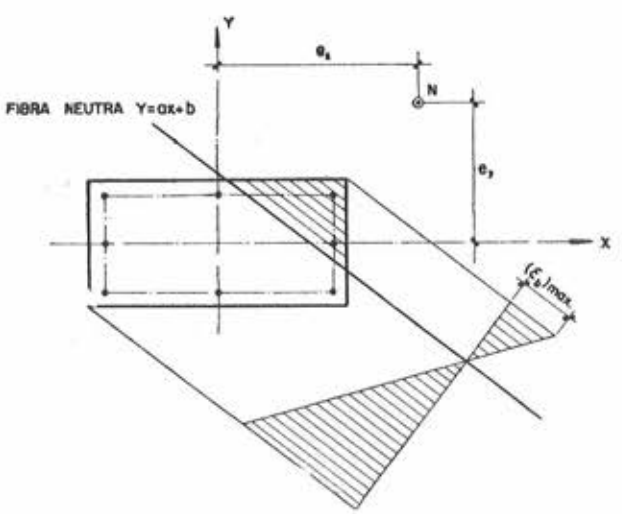


Fig. 1

Tenemos, pues, tres parámetros a determinar (los coeficientes a y b que nos fijan la posición de la fibra neutra, y el valor $(\varepsilon_b)_{max}$ de la máxima deformación) y otras tantas condiciones a satisfacer, que son las del equilibrio de la sección (una de fuerza y dos de momen-

(*) Por razones de claridad nos referimos en lo que sigue a secciones rectangulares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tos con respecto a los dos ejes); con lo que parece que el sistema está determinado, de acuerdo con la intuición mecánica que nos dice que su solución es única.

Sin embargo, si admitimos para los materiales diagramas definidos experimentalmente, no será posible en general expresar analíticamente dichas condiciones en función de los valores de los parámetros para llegar a un sistema de ecuaciones. Un método iterativo de tanteos y correcciones podría conducir a la solución, pero teniendo tres grados de libertad no parece aconsejable este sistema.

Para todas las aplicaciones prácticas nos bastaría, sin embargo, con el conocimiento de la función $N_{lim} = N_{lim}(e_x, e_y)$ que nos da, para cada posición de la fuerza definida por sus excentricidades e_x, e_y, el valor N_{lim} de la misma que agota la sección, o sea, que produce en su esquina más comprimida una deformación igual a $(\varepsilon_b)_{lim}$.

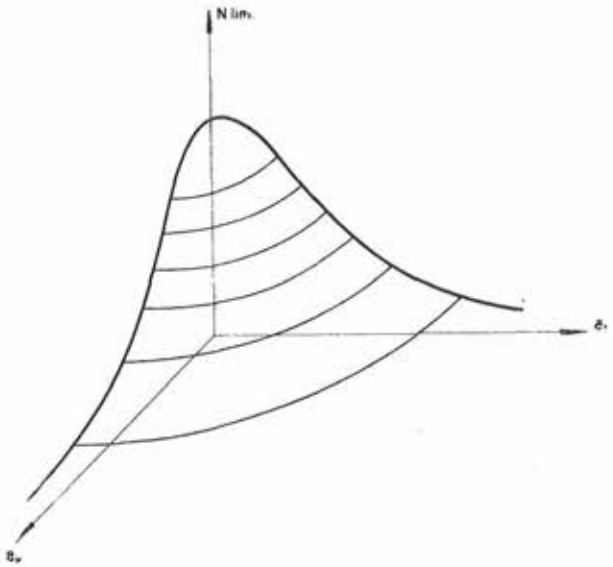


Fig. 2

En efecto, es evidente que dicha función debe ser unívoca; dicho de otro modo, si el valor de N del caso que nos ocupa resulta menor que el de N_{lim} correspondiente a las mismas excentricidades, podremos estar seguros de que también será $(\varepsilon_b)_{max} < (\varepsilon_b)_{lim}$ y, por tanto, de que no se producirá el agotamiento.

Este cambio de planteamiento permite la eliminación de uno de los parámetros —el valor de $(\varepsilon_b)_{max}$ que podemos fijar en $(\varepsilon_b)_{lim}$— reduciendo el estudio de todos los posibles estados de la sección a sólo los de agotamiento.

Ahora bien, de la función $N_{lim} = N_{lim}(e_x, e_y)$ podemos obtener tantos valores particulares como queramos. Basta para ello con ir tomando parejas de valores de los dos parámetros que nos fijan la posición de la fibra neutra, con lo que:

1) en virtud de a) conocemos la deformación en cualquier punto de la sección;

2) conocida la deformación, en virtud de b) conocemos la tensión en todos los puntos, tanto del hormigón como del acero;

3) compuestas vectorialmente estas tensiones obtendremos, en virtud de d), la posición (e_x, e_y) y magnitud N_{lim} de una compresión exterior que agota la sección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Para definir la superficie representativa de dicha función basta, por lo tanto, con hacer variar metódicamente la posición de la fibra neutra un número grande de veces, para cubrir con una nube de puntos suficientemente densa la región del plano $e_x - e_y$ que nos interese e interpolar entre los puntos así obtenidos las curvas de nivel correspondientes a valores constantes y redondos de N_{lim}.

Esto resulta posible gracias al cálculo electrónico. Uno de los autores ha realizado un programa preparado en ALGOL y, por tanto, de validez universal, que no expondremos aquí por haber sido ya publicado y descrito con cierto detalle (*). Diremos únicamente que admite, como datos, diagramas teóricos o experimentales cualesquiera para los materiales; valor cualquiera de $(\varepsilon_b)_{lim}$ y cualquier número y posición de armaduras, siendo sus resultados las curvas de nivel correspondientes a tantos valores redondos de N_{lim} como se desee, definidas cada una de ellas por un número de puntos previamente establecido.

El programa mencionado permite a toda persona con acceso a un computador moderno, el cálculo de cualquier sección rectangular de hormigón armado (**). Puede también resultar útil para la investigación del papel jugado por las distintas variables que intervienen en el fenómeno: cuantía, disposición de armaduras, formas de los diagramas, etcétera; y aún puede ser un auxiliar de los ensayos para la contrastación de otras teorías basadas en hipótesis más sencillas, o de fórmulas prácticas de dimensionamiento.

3. ábacos para el dimensionamiento

3.1. *reducción a forma adimensional*

Parece conveniente, a efectos prácticos, reducir el problema a términos adimensionales, pasando, por ejemplo, del problema representado en la figura 3 al representado en la figura 4 mediante los siguientes cambios:

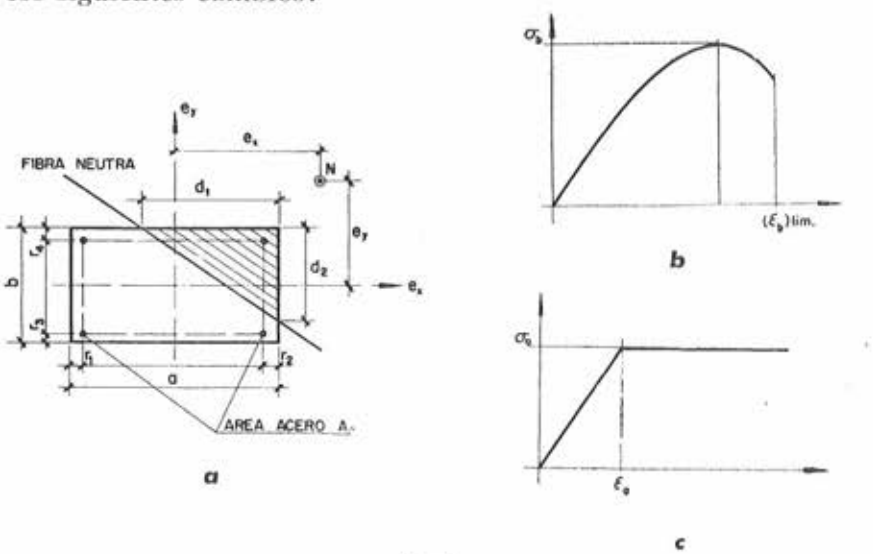


Fig. 3

(*) Morán, F.: "Estudio de secciones de hormigón armado sometidas a flexocompresión esviada por medio de un computador digital"; *Hormigón y Acero* (Revista de la AEHP) n.º 72, julio-septiembre 1964.

(**) El empleo de este programa está a disposición de todos los técnicos que deseen resolver con él algún problema de flexocompresión esviada. Basta para ello con dirigirse a la División de Cálculo del Instituto Eduardo Torroja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

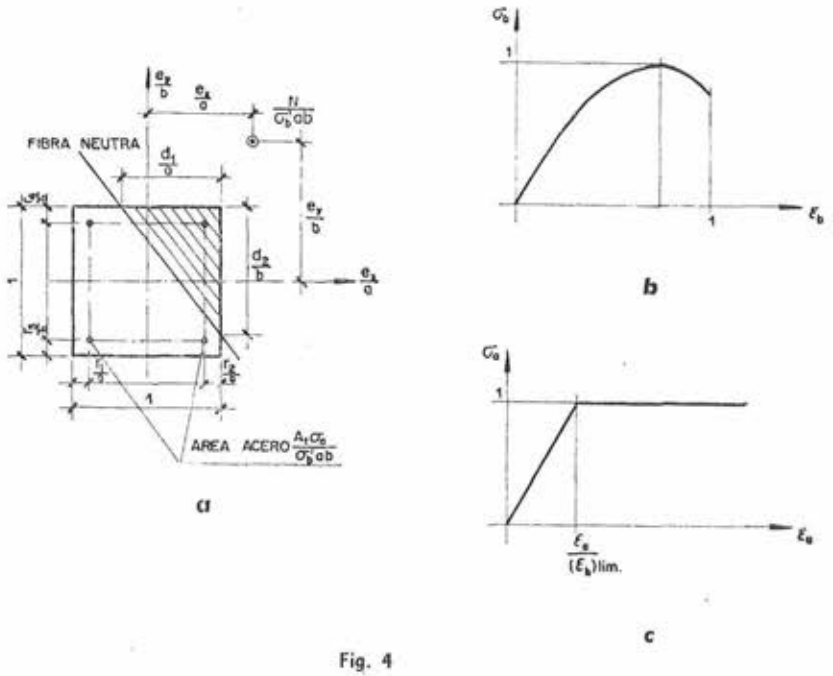


Fig. 4

— las longitudes en dirección x se multiplican por el factor $\frac{1}{a}$, y las longitudes en dirección y por el factor $\frac{1}{b}$. Las áreas de hormigón y acero quedan, pues multiplicadas por $\frac{1}{ab}$;

— las deformaciones de hormigón y acero se multiplican por $\frac{1}{(\varepsilon_b)_{lim}}$;

— las tensiones de hormigón y acero se multiplican por $\frac{1}{\sigma'_b}$; y las de acero, además, por $\frac{\sigma'_b}{\sigma_a}$, pero multiplicando al mismo tiempo el área de acero por $\frac{\sigma_a}{\sigma'_b}$. El área de acero se habrá transformado, pues, en la cuantía mecánica $\bar{\omega} = \frac{A\,\sigma_a}{\sigma'_b ab}$;

— las fuerzas, que tienen como dimensión $[F] = [T \cdot L_x \cdot L_y]$ se multiplican, como consecuencia de lo anterior, por los factores:

$$\frac{1}{\sigma'_b} \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{1}{b} = \frac{1}{\sigma'_b ab}$$

Así N se sustituirá por $n = \frac{N}{\sigma'_b ab}$.

En efecto, resulta fácil comprobar que si en la sección de la figura 3*a*, con la posición indicada para la fibra neutra y los diagramas de las figuras 3b y 3c, existe equilibrio entre las tensiones internas y la compresión axil exterior, lo mismo sucede en la sección de la figura 4*a*, con la posición indicada de la fibra neutra y los diagramas de las figuras 4*b* y 4*c*.

Con ello hemos eliminado las siguientes variables:

— dimensiones a y b de la sección rectangular;

— área total de las armaduras;

— resistencia del hormigón;

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

— resistencia (o límite de fluencia) del acero;

— deformaciones límite del hormigón y de fluencia del acero;

y conservamos todavía las siguientes:

1 — forma del diagrama del hormigón,

2 — forma del diagrama del acero,

3 — relación de la deformación límite del hormigón a la de fluencia del acero,

4 — disposición de las armaduras,

5 — cuantía mecánica total.

3. 2. *familia de ábacos para comprobación de secciones con una cierta disposición de armaduras*

Fijadas con base experimental las variables 1, 2 y 3 (forma de los diagramas y relación de deformaciones), cada disposición de armaduras daría lugar a una familia de ábacos en los que variaría a intervalos iguales la cuantía mecánica. Las curvas de estos ábacos corresponderían a valores redondos de la fuerza axil reducida, n (fig. 5).

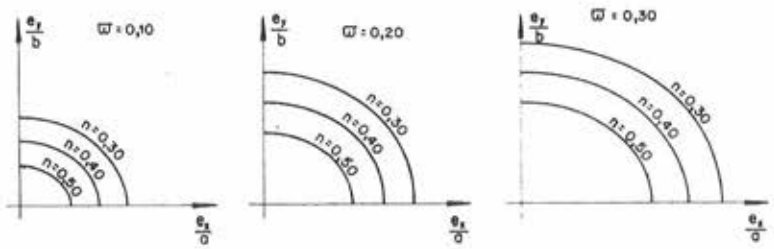


Fig. 5

Cada uno de estos ábacos se obtiene directamente entrando en el programa con los datos adimensionales de la figura 4. Disponiendo de la familia correspondiente a la disposición de armaduras adoptada, la comprobación de una sección sería inmediata, puesto que bastaría entrar, en el ábaco correspondiente a la cuantía mecánica adoptada, con los valores de las excentricidades para obtener la n y, por tanto, la N_{lim} que resiste la sección en agotamiento, que habría de ser mayor que la N existente. Es claro que si el salto de cuantía de un ábaco a otro es suficientemente pequeño, podremos interpolar entre los resultados correspondientes a dos ábacos para las cuantías intermedias.

3. 3. *familia de ábacos para dimensionamiento de secciones con una cierta disposición de armaduras*

A efectos prácticos, podría ser interesante reagrupar las curvas anteriormente obtenidas, confeccionando ábacos que contuviesen las correspondientes a valores constantes de n, y en los cuales las curvas vendrían ahora acotadas en $\bar{\omega}$ (fig. 6), ya que el problema que se presenta con más frecuencia en la práctica consiste en hallar la disposición y cuantía de armaduras cuando todas las demás variables son conocidas. Entonces bastaría adoptar como disposición una de cuya familia de ábacos dispusiéramos, para, entrando en el ábaco correspondiente a la n debida a la carga existente, determinar directamente la cuantía necesaria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Se observa al preparar estos ábacos de dimensionamiento que la forma de las distintas curvas de cada uno de ellos es mucho más uniforme que en los anteriores de comprobación, y que su espaciamiento es casi constante. Esto permite detectar posibles irregularidades

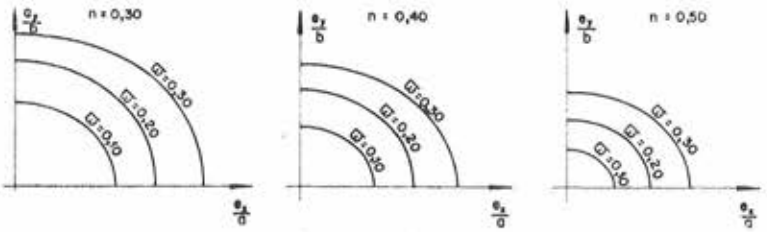


Fig. 6

en la construcción de los ábacos, bien debidas a la inexactitud de la interpolación realizada por el computador, bien a errores en la transcripción de las curvas; y sugiere la posible aproximación de la superficie $\bar{\omega} = \bar{\omega}\left(\frac{ex}{a}, \frac{ey}{b}\right)$ mediante una superficie tronco-cónica cuya expresión analítica podría ser suficientemente sencilla y depender de unos pocos coeficientes que se fijarían con base experimental (*).

4. particularización a algunas disposiciones de armaduras frecuentes en la práctica

4. 1. diagramas y deformaciones adoptados para los materiales

En la sección de Ensayos Mecánicos del Instituto y bajo la dirección del Ingeniero Julio Martínez Calzón se ha comenzado ya una importante serie de ensayos para el estudio experimental sistemático de las variables 1, 2 y 3. Los resultados obtenidos hasta el momento son, sin embargo, insuficientes para establecer conclusiones, por lo que parece lógico, en espera de otros más definitivos, adoptar para los materiales los diagramas que indicamos a continuación, y tomar en todos los casos un coeficiente de seguridad adicional para los esfuerzos, que se fija en 1,1.

4.1.1. HORMIGON

Para ensayos de larga duración, y en general, para el dimensionamiento de secciones, se adopta el diagrama biparabólico de la figura 7, muy parecido al de HOGNESTAD.

Para ensayos de corta duración se conserva el diagrama parábola-rectángulo recomendado por el C. E. B. (tramo recto punteado de la fig. 7).

La razón de trabajar con ambos diagramas es que el primero permite tener en cuenta la disminución de resistencia que se presenta cuando la compresión actúa con pequeñas excentricidades, debida al cansancio del hormigón. Este efecto es considerado por la mayoría de las Normas. El diagrama parábola-rectángulo de la figura 7 proporciona, para compresión centrada, $\sigma_b = 0{,}8\ \sigma'_b$.

(*) El establecimiento de fórmulas sencillas de cálculo constituye el objetivo final de la investigación en curso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

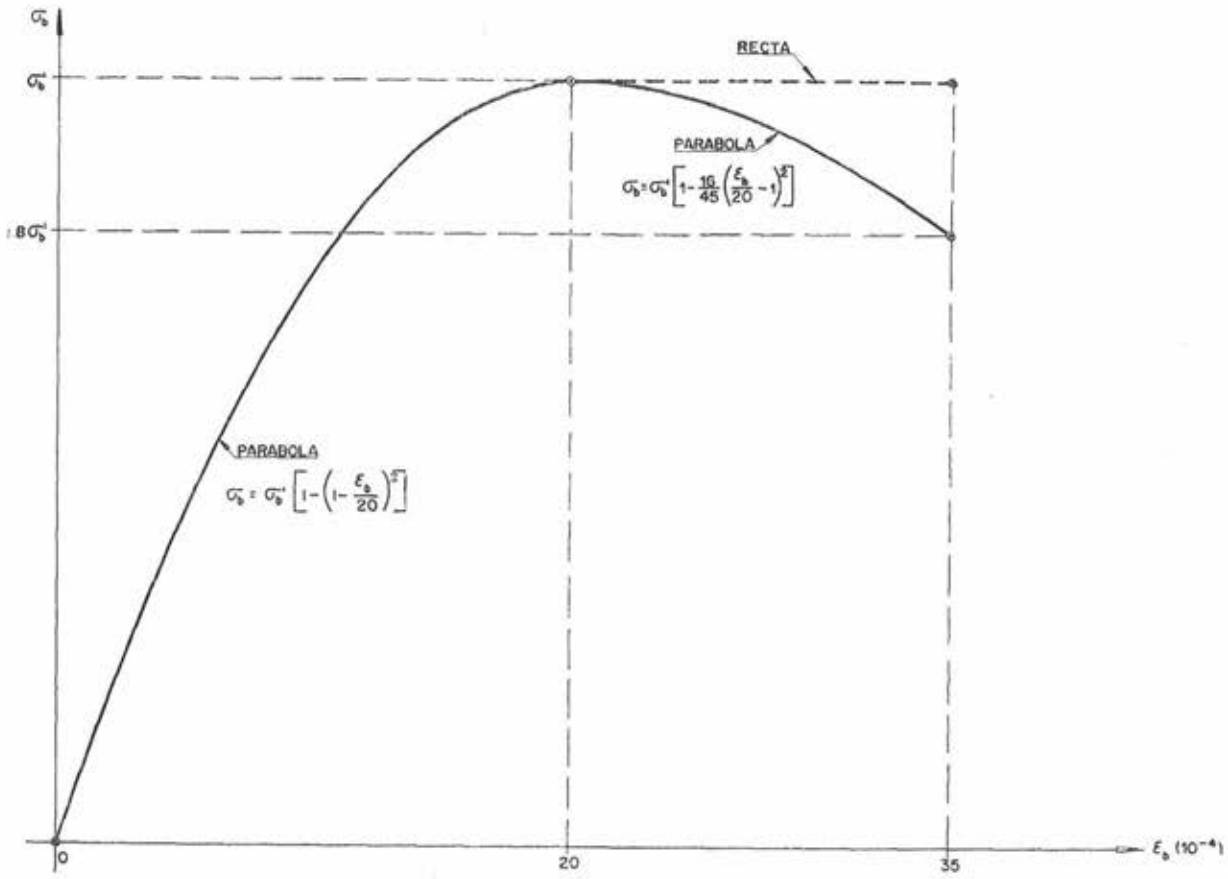


Fig. 7

Como deformación límite se adopta la recomendada por el C. E. B. para flexión recta: $(\varepsilon_b)_{lim} = 35 \times 10^{-4}$. Es posible que cuando la flexión esviada sea dominante el valor real resulte algo mayor, como parecen demostrarlo algunos experimentos de flexión de secciones triangulares; pero en todo caso, adoptando un valor inferior al real estaríamos del lado de la seguridad (siempre que se conserve el vértice de la parábola en $\varepsilon_b = 20 \times 10^{-4}$).

4.1.2. ACERO

Para el acero se adopta el diagrama birrectilíneo de la figura 8.

Este diagrama tiene la forma preceptuada por las Recomendaciones del C. E. B. para los aceros ordinarios, y constituye una simplificación aceptable para los aceros de dureza natural. Sin embargo, al iniciarse la fluencia la deformación no puede ser la misma, pues para los aceros ordinarios vale:

$$\varepsilon_a = \frac{2.400}{2.100.000} = 11{,}4 \times 10^{-4}$$

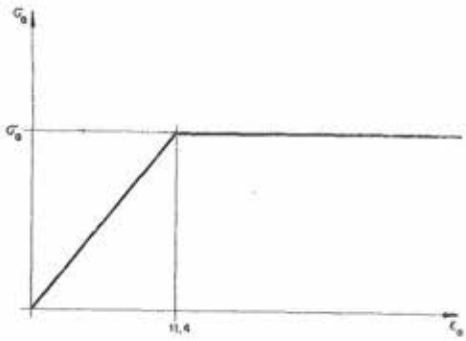


Fig. 8

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

mientras que para los de dureza natural es variable según su límite elástico:

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{2.100.000}$$

Por tanto, los ábacos preparados para el caso de acero ordinario no son válidos cuando se emplea acero especial y su utilización daría valores inseguros.

4. 2. disposiciones de armaduras estudiadas

En principio se presentan dos familias de ábacos correspondientes a dos disposiciones de armaduras:

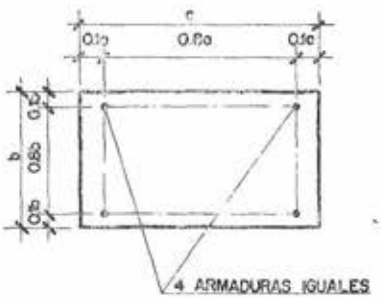


Fig. 9

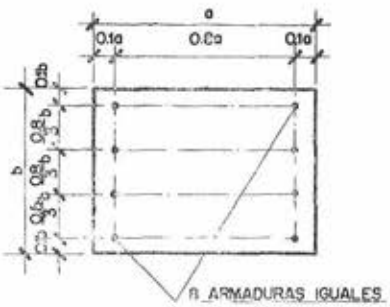


Fig. 10

— armaduras iguales en las cuatro esquinas (fig. 9);

— armaduras iguales en dos caras opuestas (fig. 10).

Hagamos notar que por armadura se debe entender una barra o conjunto de ellas suficientemente próximas y situadas de forma que su centro de gravedad coincida con el indicado en cada caso, que es el que se ha tenido en cuenta en el cálculo.

La razón de haber escogido estas disposiciones es la de que son muy frecuentes en la práctica, y que resulta fácil reducir a ellas muchas otras, prescindiendo, si es necesario, de la colaboración de alguna barra, para estar del lado de la seguridad. Está, además, en preparación una tercera disposición con armaduras iguales en las cuatro caras.

4. 3. ejemplo de dimensionamiento

Se trata de dimensionar un soporte con los siguientes datos:

$a \times b = 0{,}40 \times 0{,}30$ m;

acero ordinario en las cuatro esquinas (familia n.º 1);

$\sigma'_b = 280$ kg/cm²;

$N = 62{,}5$ t;

$M_x = 6{,}8$ m · t;

$M_y = 3{,}3$ m · t;

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

$\gamma_b = 1{,}6$;

$\gamma_s = 1{,}5$;

$\gamma_g = 1{,}2$.

Tendremos:

$$\sigma'_b{}^* = \frac{280}{1{,}6} = 175 \text{ kg/cm}^2 = 1.750 \text{ t/m}^2$$

$$N^* = 1{,}1 \times 1{,}5 \times 62{,}5 = 103{,}1 \text{ t}$$

$$n^* = \frac{103{,}1}{1.750 \times 0{,}40 \times 0{,}30} = 0{,}49$$

$$\frac{e_x}{a} = \frac{6{,}8}{62{,}5 \times 0{,}40} = 0{,}272$$

$$\frac{e_y}{b} = \frac{3{,}3}{62{,}5 \times 0{,}30} = 0{,}176$$

Entrando en el ábaco $n^* = 0{,}50$ obtenemos $\bar{\omega} = 0{,}18$:

$$A = \frac{0{,}18 \times 1.750 \times 0{,}40 \times 0{,}30}{24.000 : 1{,}2} = 0{,}0019 \text{ m}^2 = 19 \text{ cm}^2 < > 4\varnothing 25$$

5. comparación con otros métodos

En estas comparaciones se prescinde del coeficiente de seguridad adicional (ver 4.1).

5.1. comparación con la fórmula de la instrucción rusa

En la figura 11 se representan gráficamente los resultados de la comparación de los valores obtenidos con uno de los ábacos de comprobación correspondiente a una sección de la primera familia para la que $\bar{\omega} = 0{,}05$, con los obtenidos por medio de la fórmula, muy usual entre nuestros calculistas, que da la Instrucción rusa:

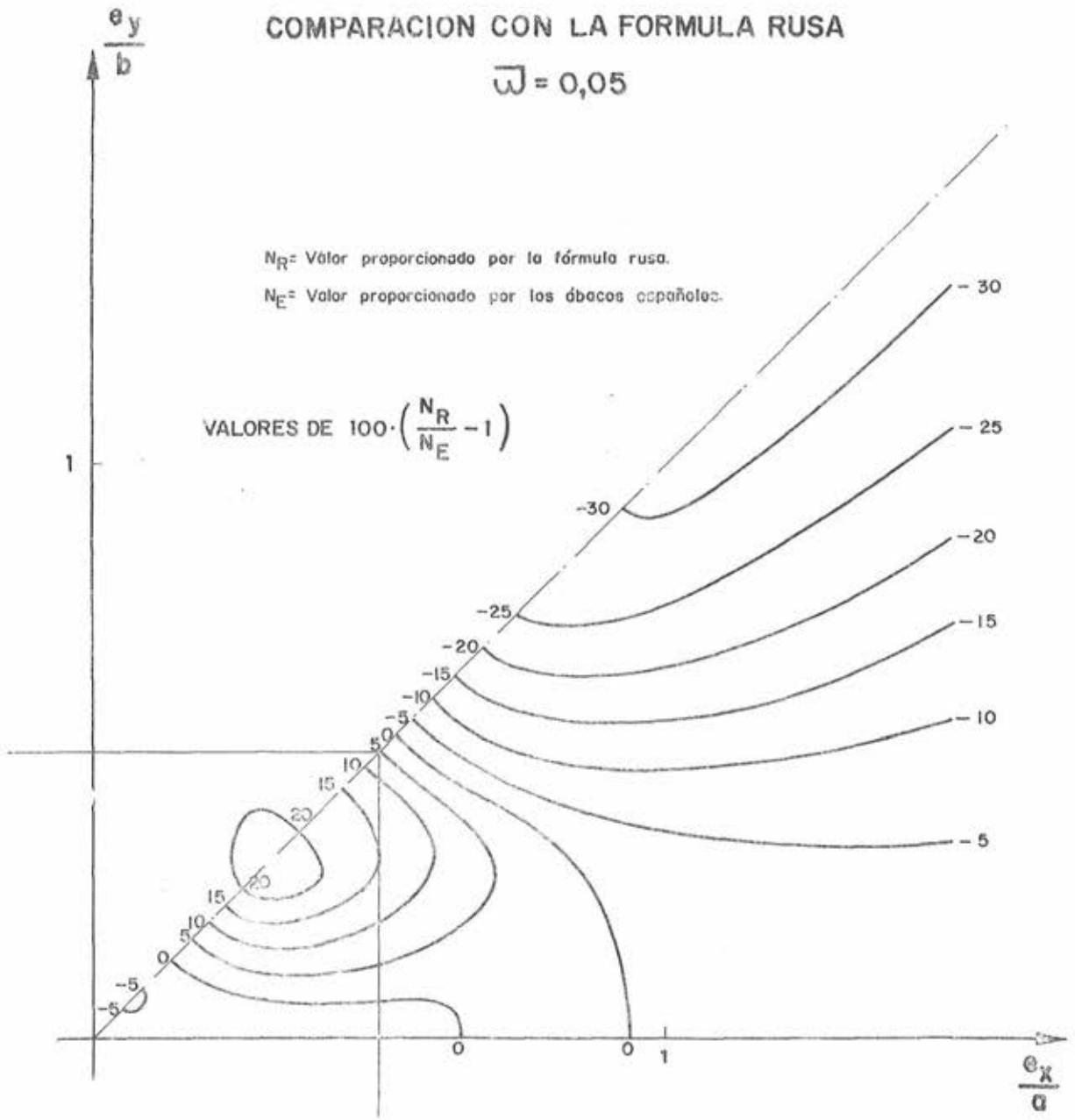
$$\frac{1}{N_{lim}} = \frac{1}{(N_x)_{lim}} + \frac{1}{(N_y)_{lim}} - \frac{1}{(N_o)_{lim}}$$

tomando como valores de $(N_x)_{lim}$, $(N_y)_{lim}$ y $(N_o)_{lim}$ los dados por el ábaco.

Vemos que la zona de mayores diferencias se concentra en las proximidades de la bisectriz y que la fórmula rusa da valores más conservadores que los ábacos para excentricidades relativas mayores de 0,50, pero menos conservadores (hasta un 20 %) para excentricidades relativas comprendidas entre 0,15 y 0,50.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Fig. 11



5. 2. comparación en flexión recta con la instrucción H. A. 61 (momento tope)

En la figura 12 se representan gráficamente los resultados de la comparación de los valores obtenidos con uno de los ábacos de comprobación, correspondiente a una sección de la primera familia para la que $\overline{\omega} = 0{,}40$, con los hallados aplicando la H. A. 61.

Vemos que las mayores diferencias se producen para excentricidades pequeñas, y ello es debido a que la congelación brusca del momento en el valor constante del tope no se produce en los ábacos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

En efecto, el momento referido a las armaduras, para excentricidades menores de 0,5. no se congela, sino que sigue aumentando lentamente para disminuir después.

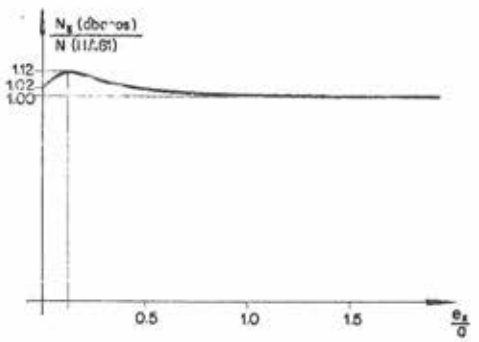


Fig. 12

6. comparación con una serie de ensayos de Bresler (*)

En la tabla 1 figuran los resultados de la comparación de los valores obtenidos con el método, suponiendo para el hormigón el diagrama tensión-deformación a emplear en los ensayos de corta duración (ver 4.1.1), con los resultados dados por Bresler de un ensayo de 8 columnas rectangulares armadas simétricamente y sometidas a cargas cuyas excentricidades relativas $\frac{ex}{a}$ y $\frac{ey}{b}$ se combinan metódicamente tomando valores de 0, 0,5 y 1 (*). La concordancia parece aceptable.

TABLA 1

Columna	e_x/a	e_y/b	N_E (t)	$N_{Bresler}$ (t)	$N_E : N_{Bresler}$
B — 1	1	0	12,0	10,9	1,10
B — 2	0,5	0	27,5	27,2	1,01
B — 3	0	0,5	33,0	31,7	1,04
B — 4	0	1	14,5	14,5	1,00
B — 5	0,5	0,5	16,6	14,5	1,14
B — 6	1	1	7,3	7,7	0,95
B — 7	1	0,5	9,6	9,5	1,01
B — 8	0,5	1	10,7	10,9	0,98

referencias

BRESLER, B.: "Design Criteria for Reinforced Columnus under Axial Load and Biaxial Bending". *ACI Journal*, Proceedings V. 57, n.º 5, noviembre 1960, págs. 481-490.

PLANELL, F. N.: "Failure Surfaces for Members in Compression and Biaxial Bending". *ACI Journal*, Proceedings V. 60, n.º 1, enero 1963, págs. 129-140.

AAS-JAKOBSEN, A.: "Biaxial eccentricities in ultimate load design". *ACI Journal*, Proceedings V. 61, n.º 3, marzo 1964, págs. 293-315.

MORÁN, F.: "Estudio de secciones de hormigón armado sometidas a flexo-compresión esviada por medio de un computador digital". *Hormigón y Acero* (Revista de la AEHP), n.º 72, julio-septiembre 1964, págs. 26-42.

FLEMING, J. F., and WERNER, S. D.: "Design of Columnus Subjected to Biaxial Bending". *ACI Journal*, Proceedings V. 62, n.º 3, marzo 1965, págs. 327-343.

PATEL, R. D., and GESUND, H.: "The Ultimate strength of reinforced concrete columnus under biaxially eccentric loading". *The Indian Concrete Journal*, V. 39, n.º 7, julio 1965, págs. 250-257.

(*) BRESLER, B.: "Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending", *ACI Journal*, Proceedings V. 57, n.º 5, noviembre 1960, págs. 481-490.

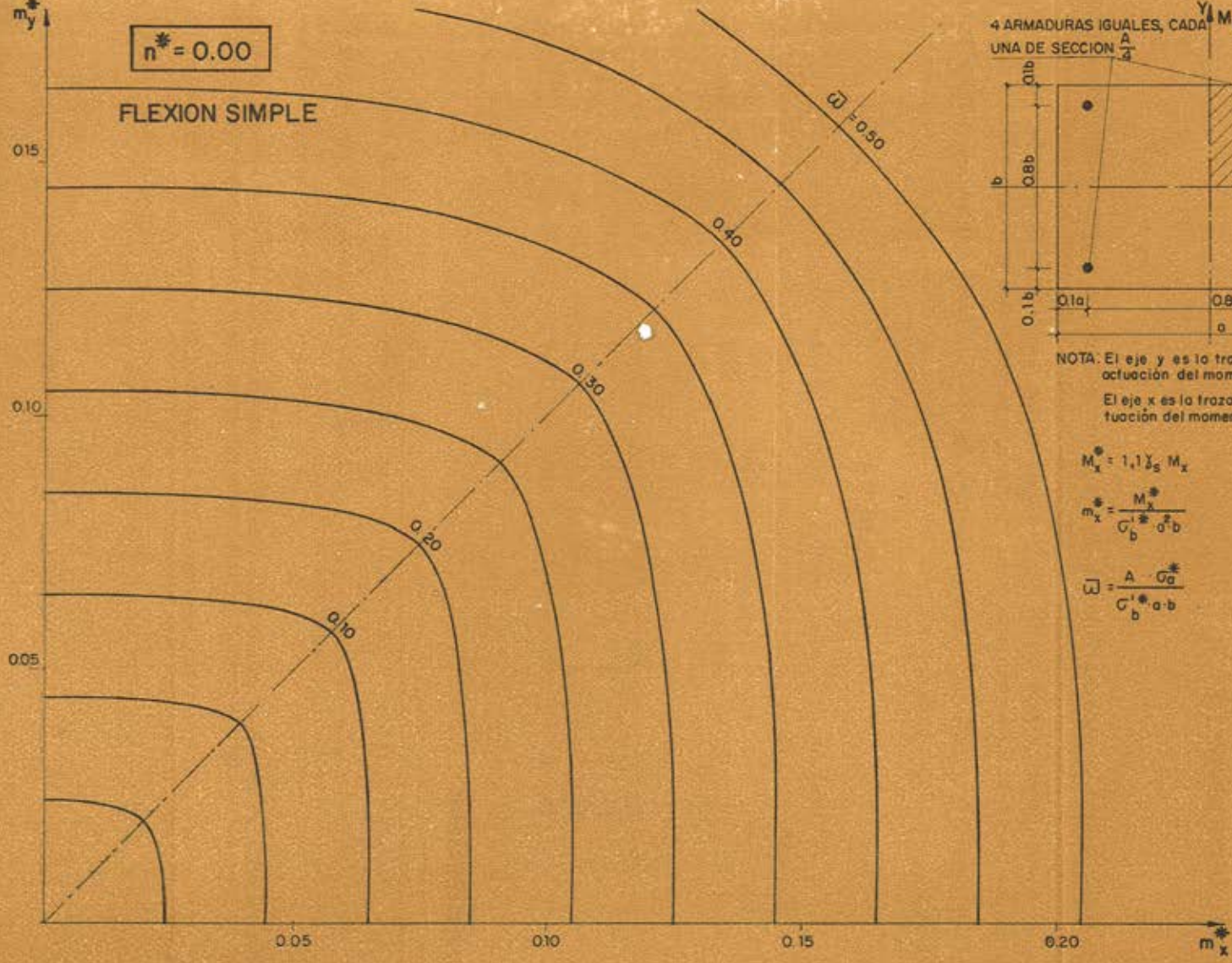
ábacos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

$n^* = 0.00$

FLEXION SIMPLE



NOTA: El eje y es la traza del plano de actuación del momento M_y

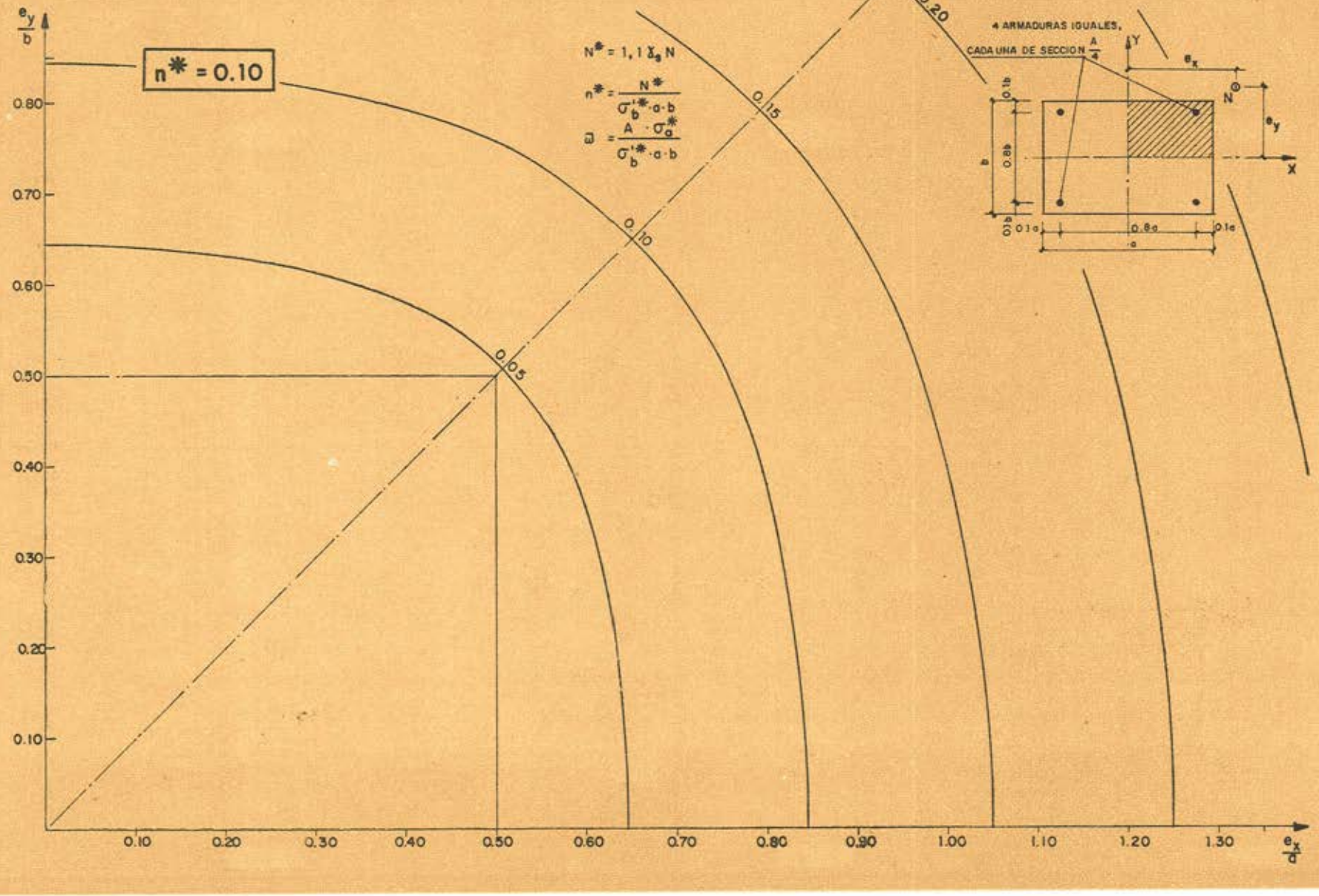
El eje x es la traza del plano de actuación del momento M_x

$$M_x^* = 1{,}1\,\gamma_s\,M_x \qquad M_y^* = 1{,}1\,\gamma_s\,M_y$$

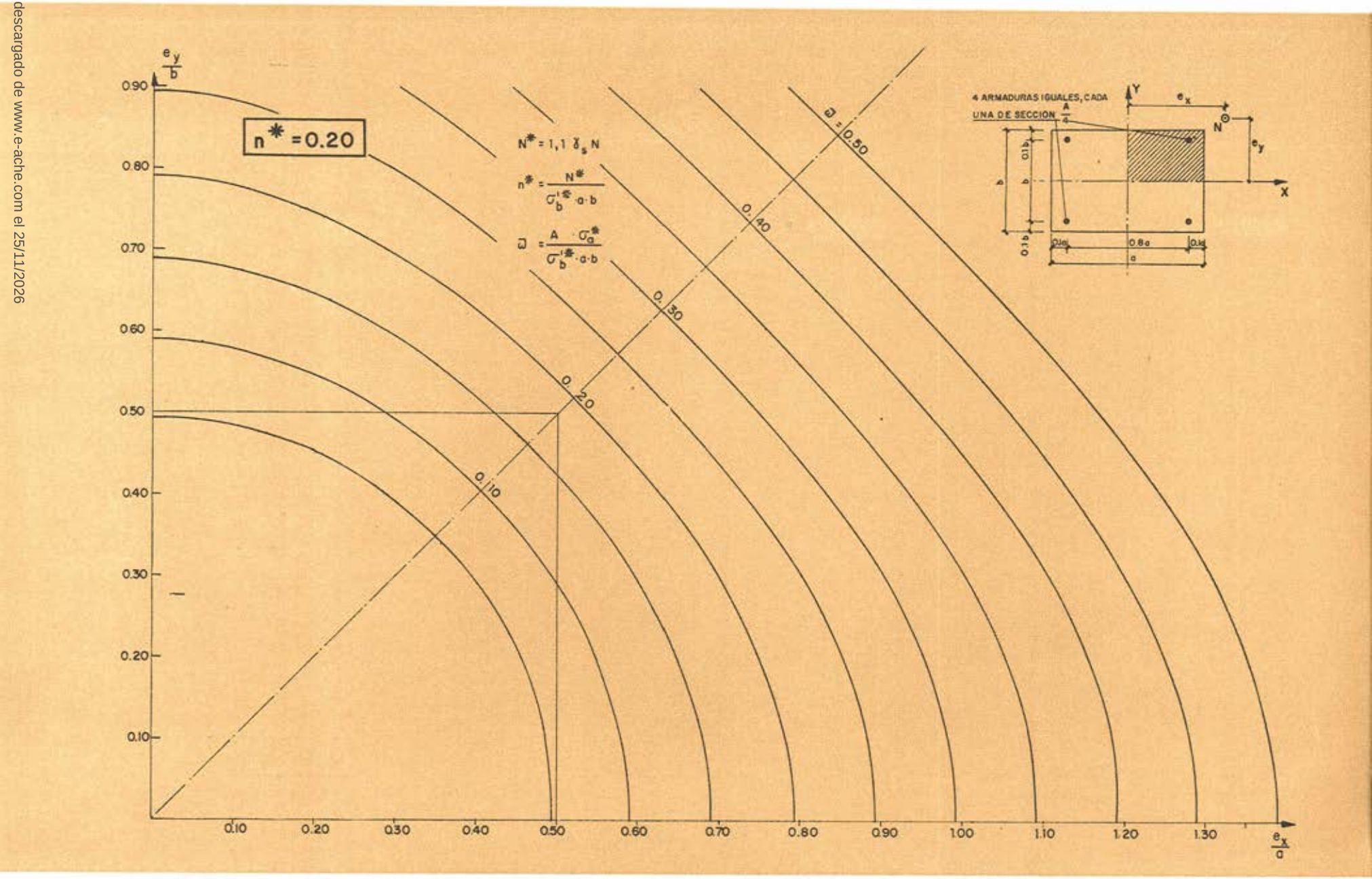
$$m_x^* = \frac{M_x^*}{\sigma_b'^* \cdot a^2 \cdot b} \qquad m_y = \frac{M_y^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b^2}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$

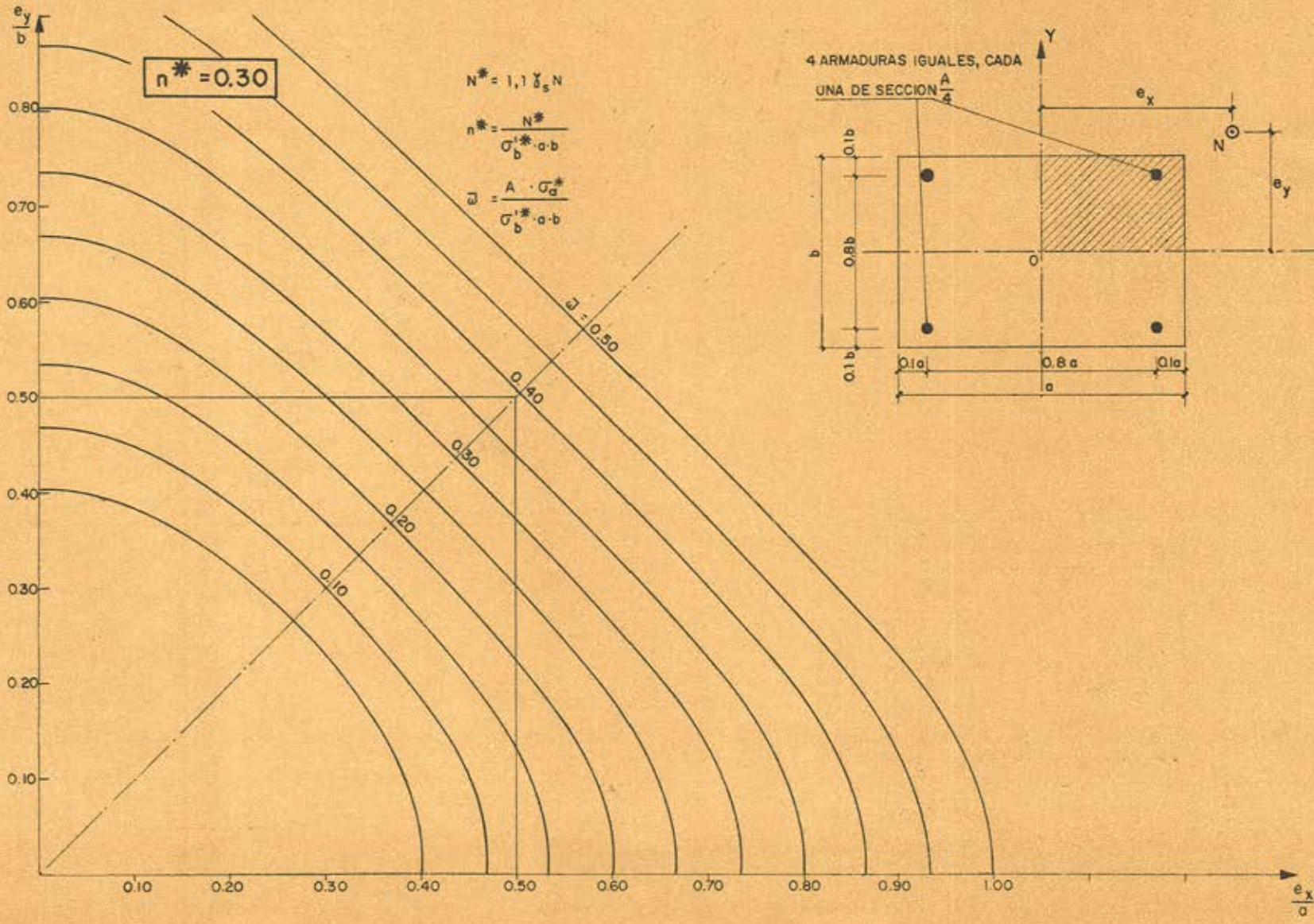
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



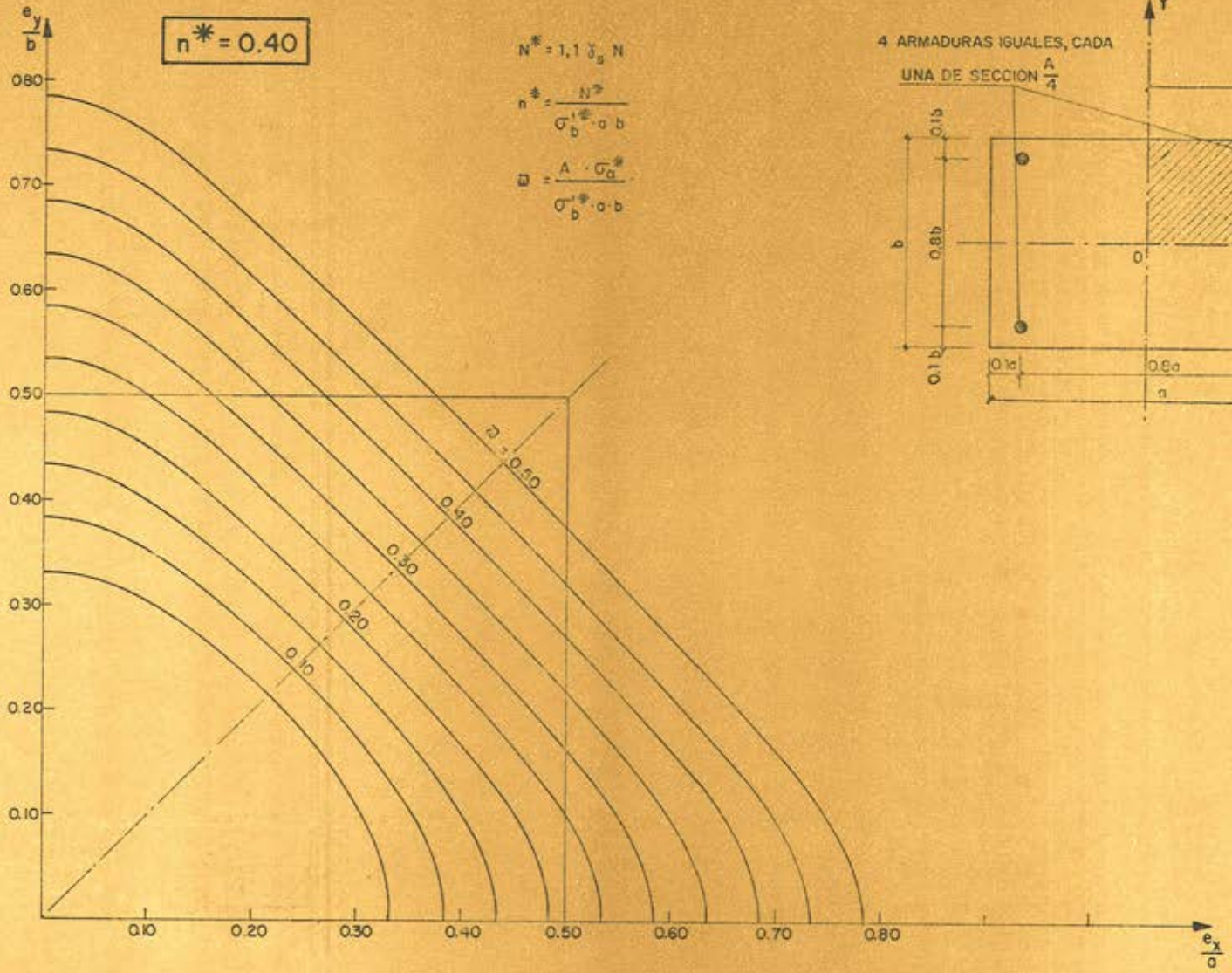
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b'^* \cdot a\ b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$

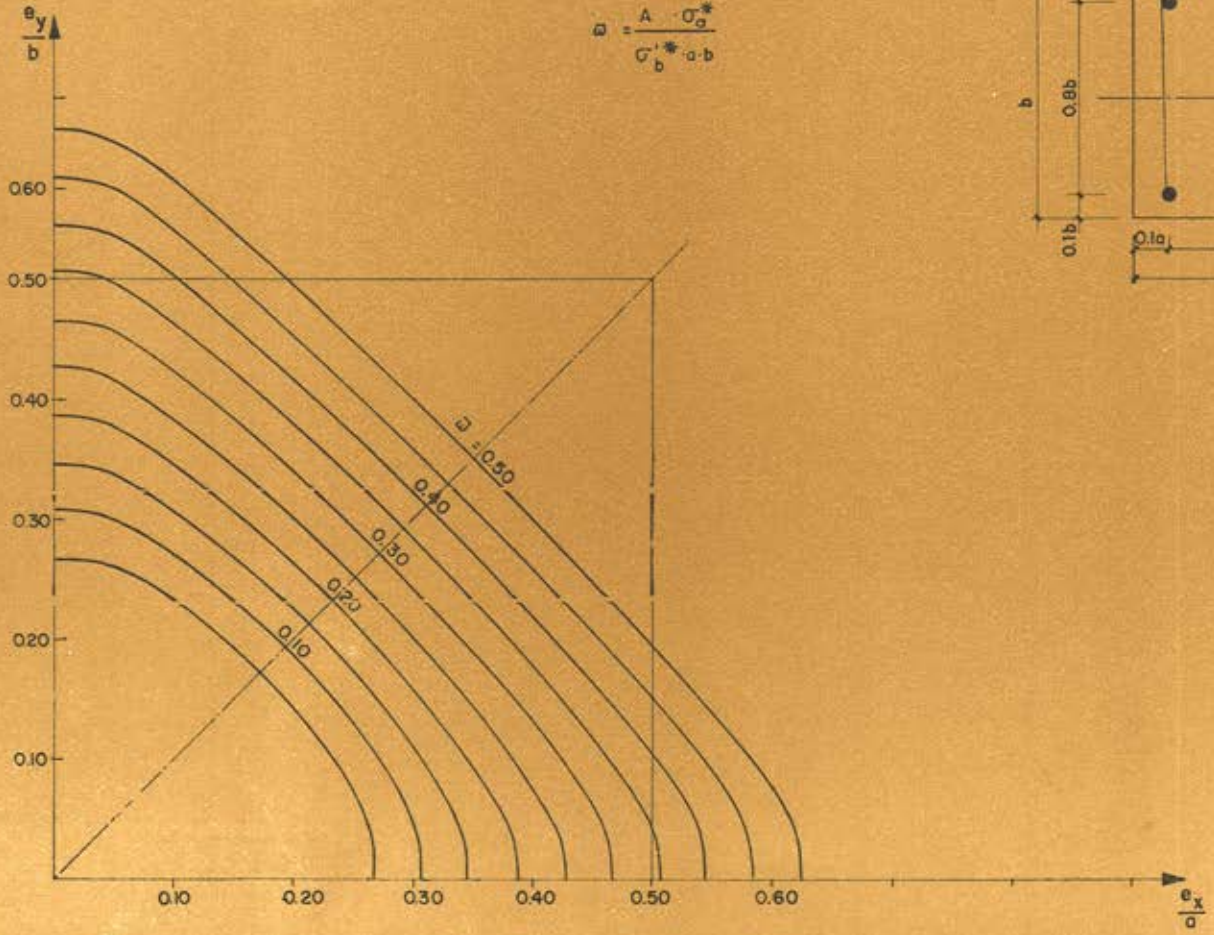
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

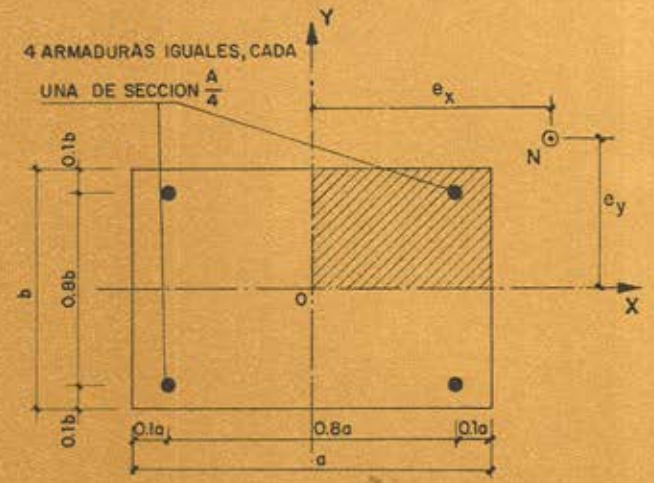
$n^* = 0.50$

$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma'^*_b \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma^*_a}{\sigma'^*_b \cdot a \cdot b}$$





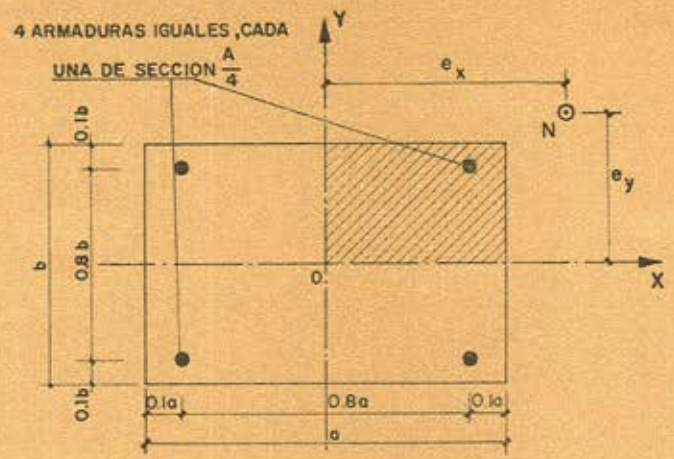
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

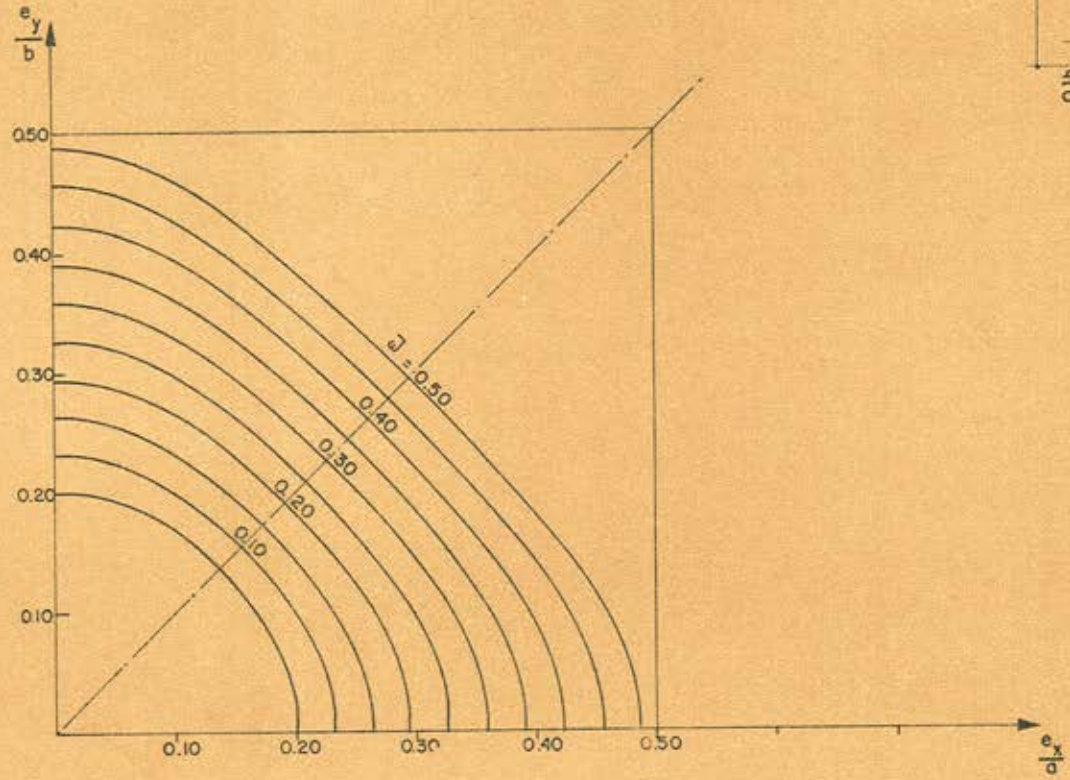
$n^* = 0.60$

$N^* = 1{,}1\ \gamma_s N$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$





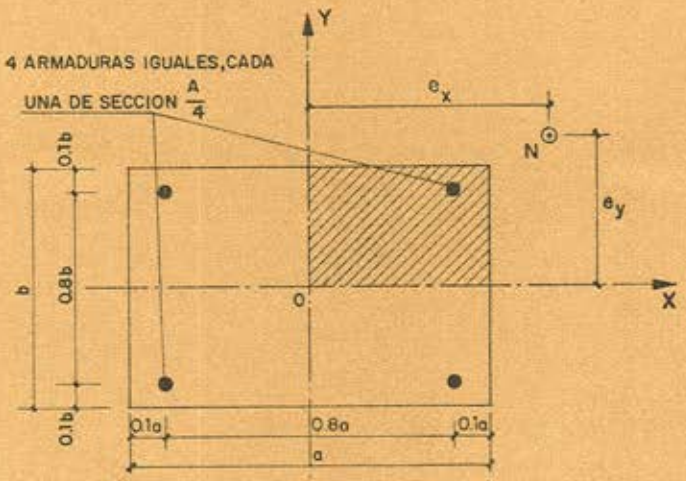
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

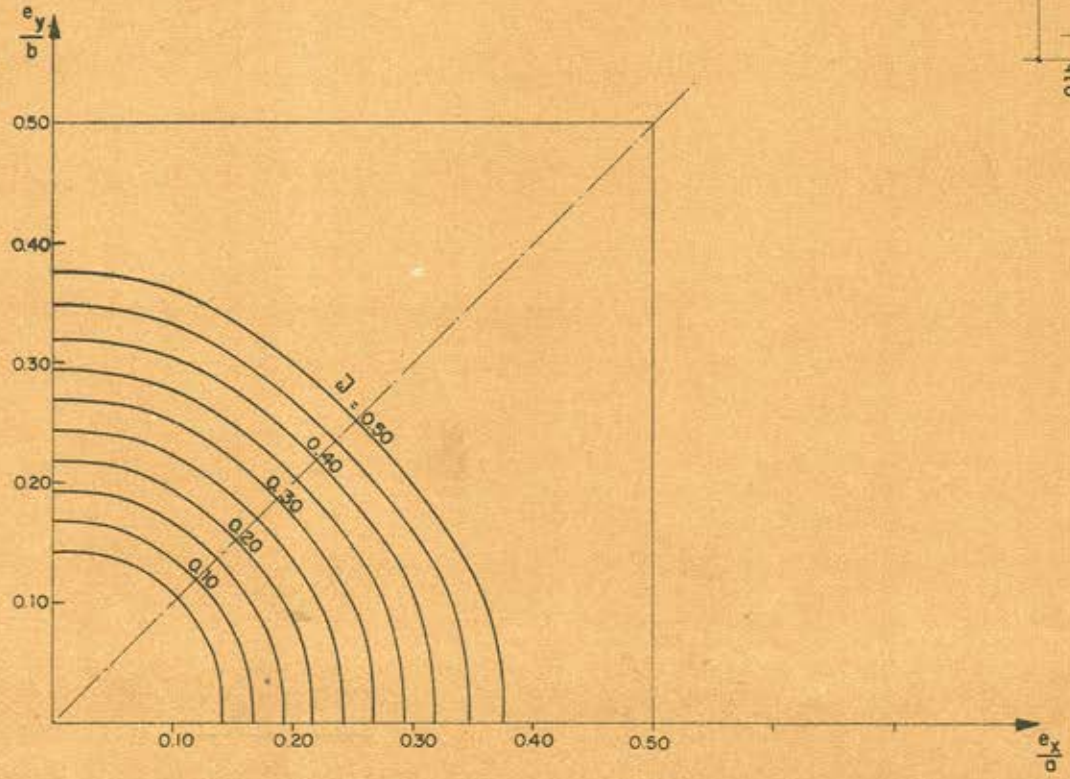
$n^* = 0.70$

$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma'^*_b \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma^*_a}{\sigma'^*_b \cdot a \cdot b}$$





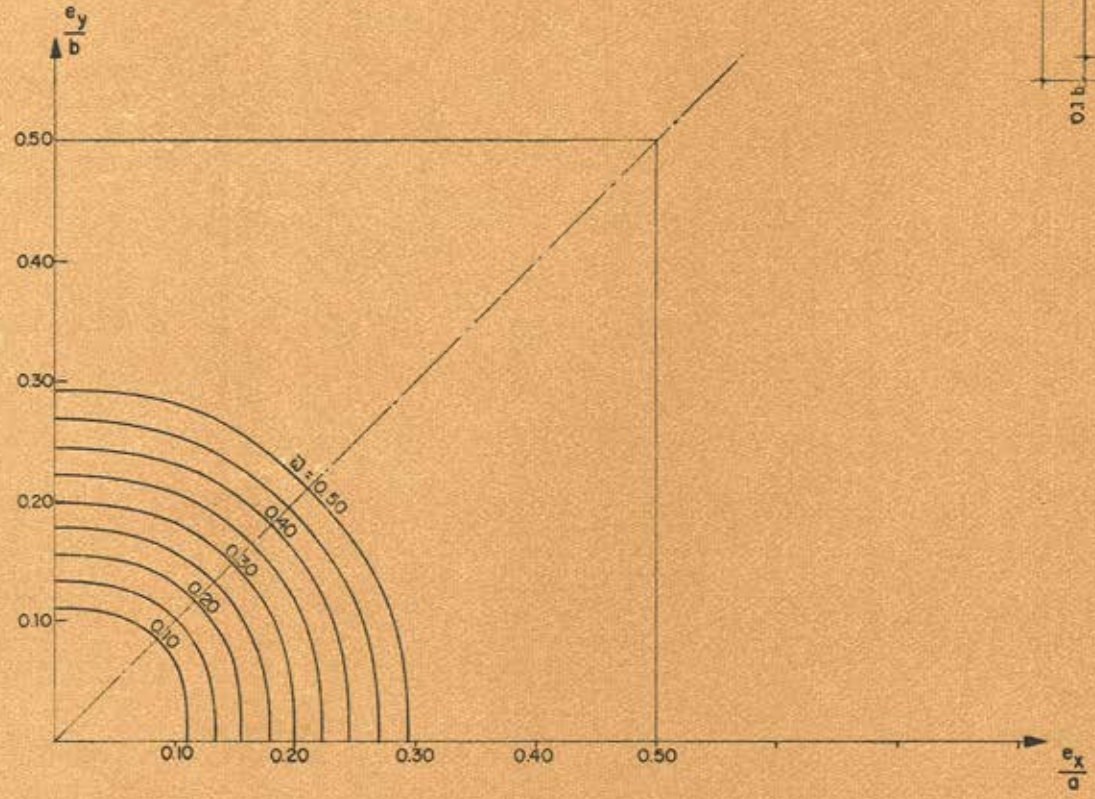
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

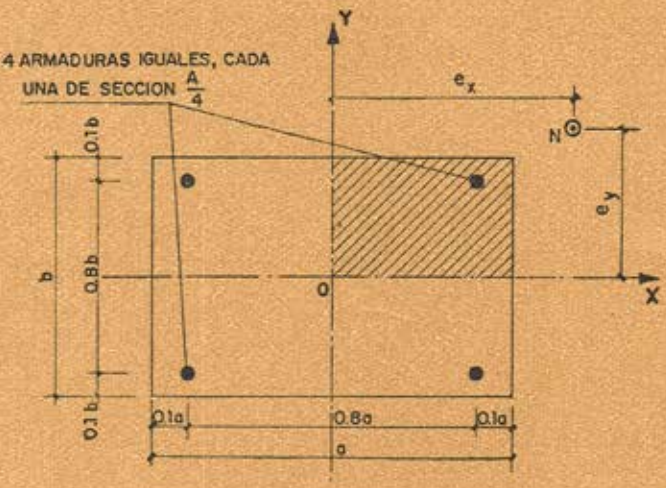
$n^* = 0.80$

$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$

$n^* = \dfrac{N^*}{\sigma'^*_b \cdot a \cdot b}$

$\omega = \dfrac{A \cdot \sigma^*_a}{\sigma'^*_b \cdot a \cdot b}$





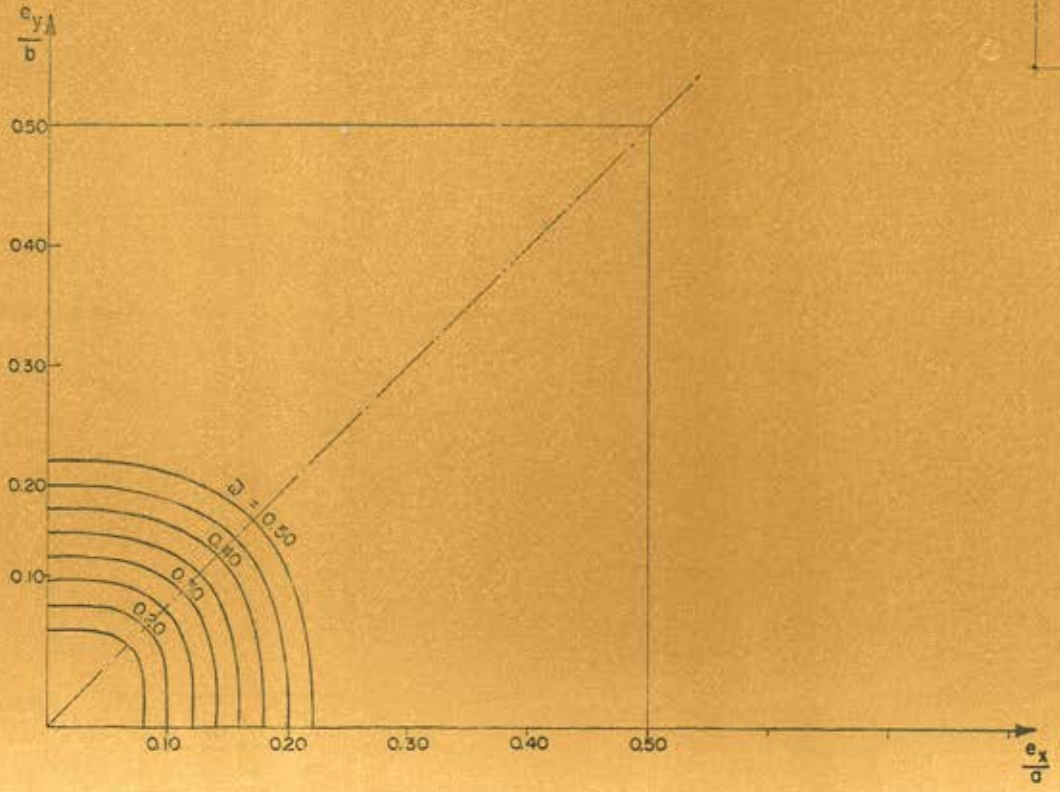
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

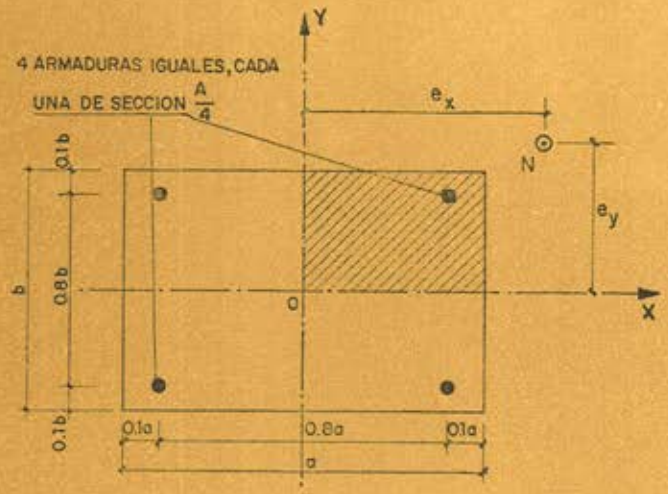
$n^* = 0.90$

$$N = 1{,}1\ \delta_n\ N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$

$$\alpha = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$





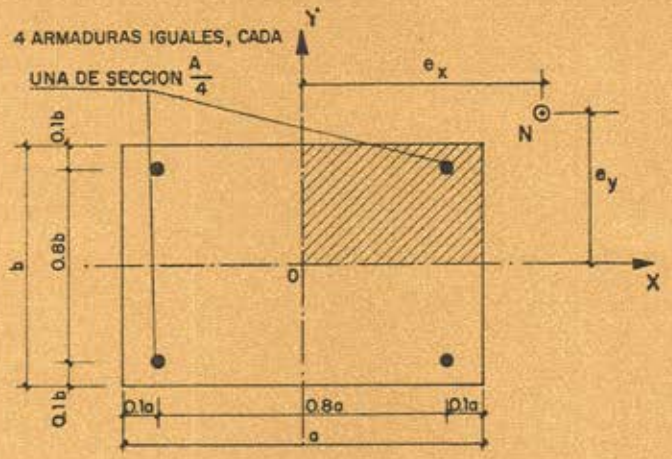
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

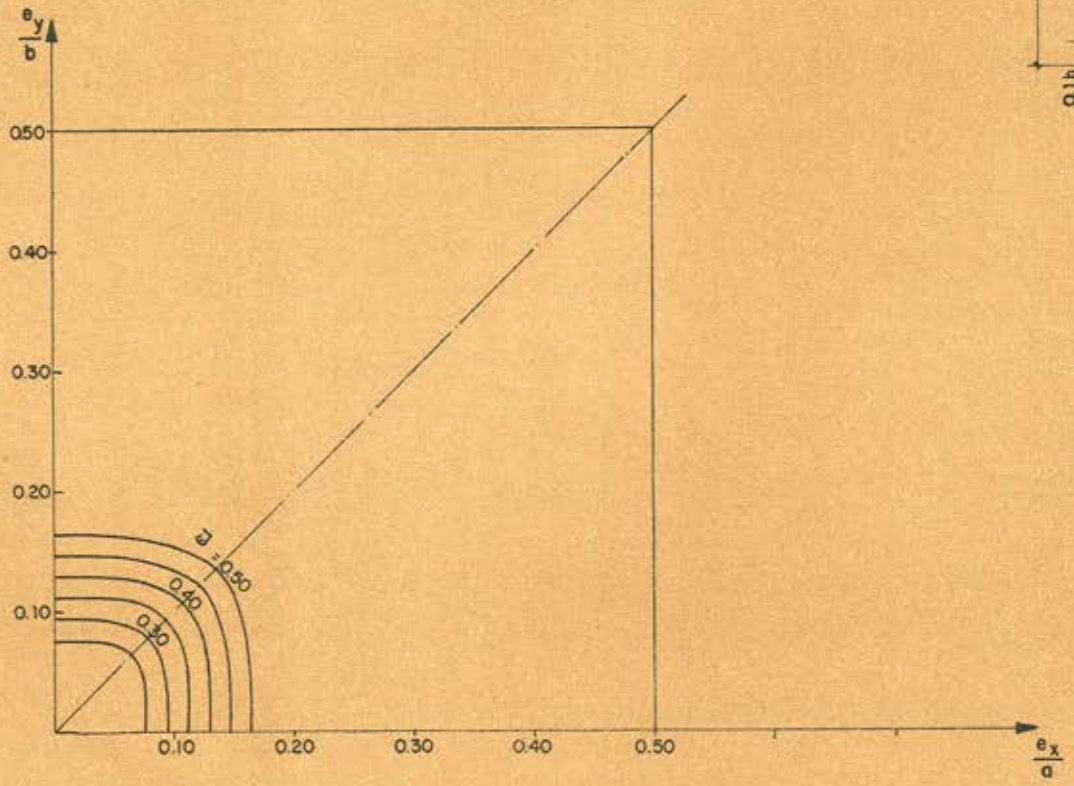
$n^* = 1{,}00$

$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$$

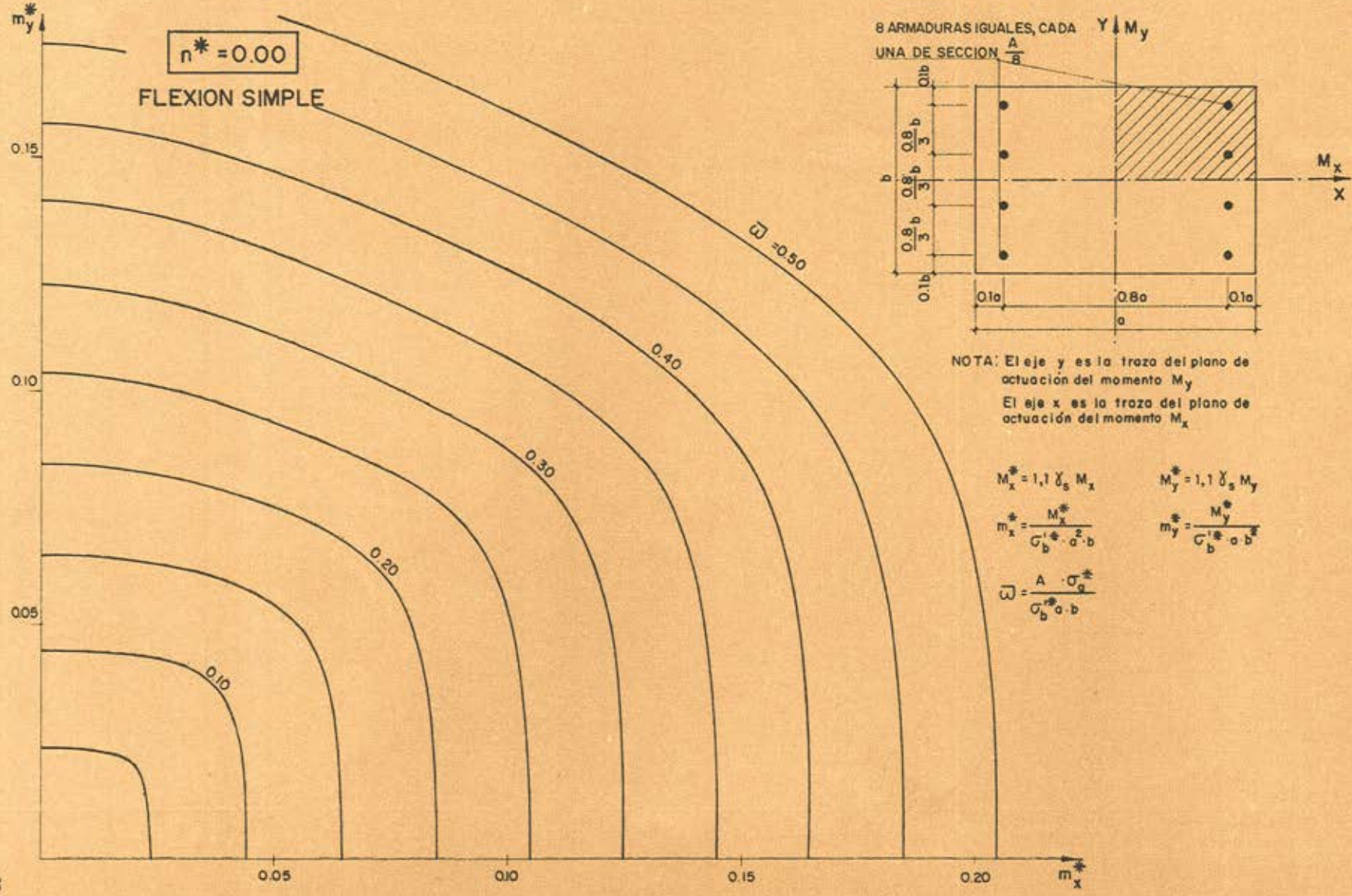
$$n^* = \frac{N^*}{\sigma'^*_b \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma'^*_b \cdot a \cdot b}$$





Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



NOTA: El eje y es la traza del plano de actuación del momento M_y

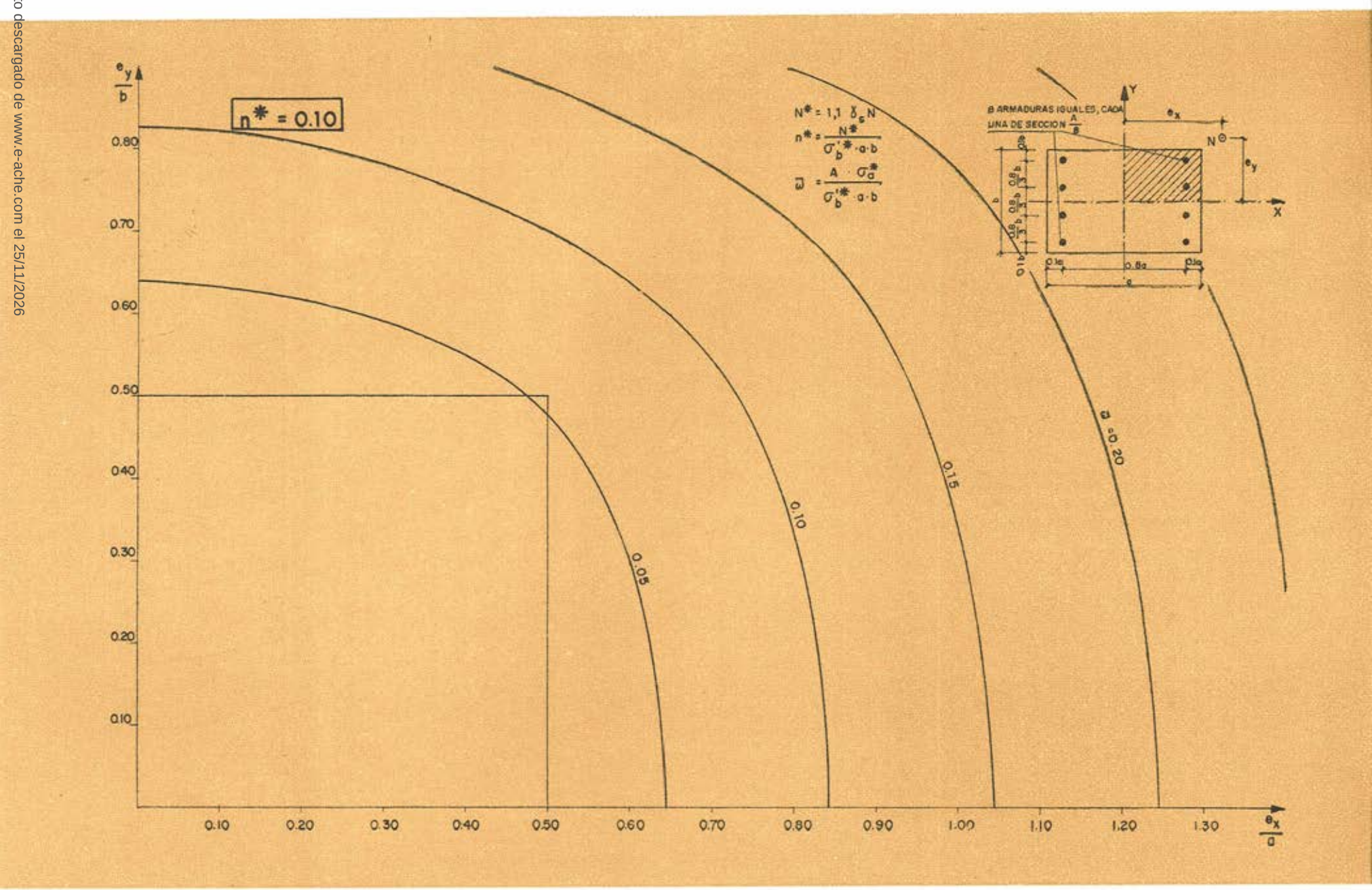
El eje x es la traza del plano de actuación del momento M_x

$$M_x^* = 1{,}1\,\gamma_s\,M_x \qquad M_y^* = 1{,}1\,\gamma_s\,M_y$$

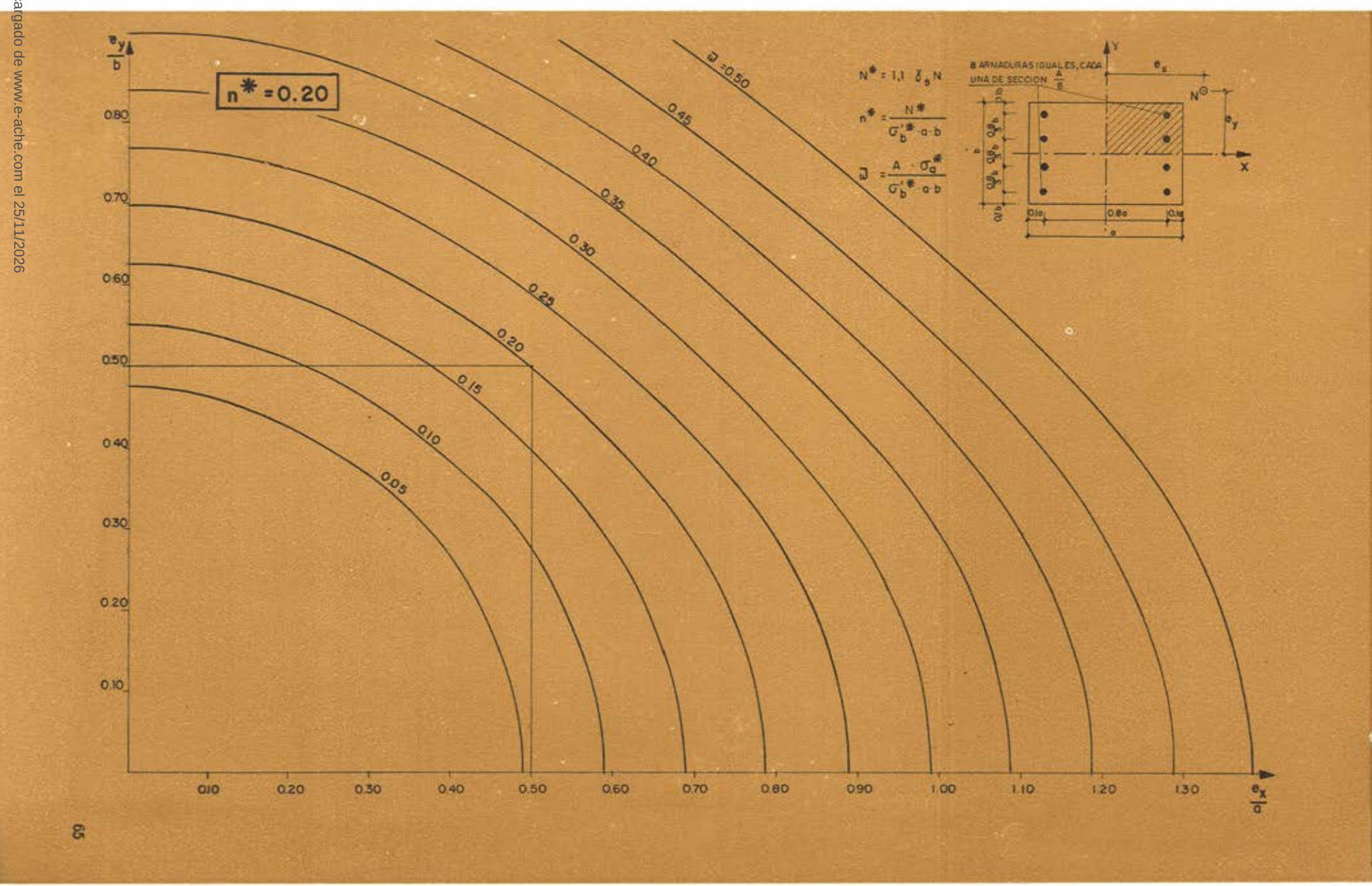
$$m_x^* = \frac{M_x^*}{\sigma_b'^* \cdot a^2 \cdot b} \qquad m_y^* = \frac{M_y^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b^2}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* a \cdot b}$$

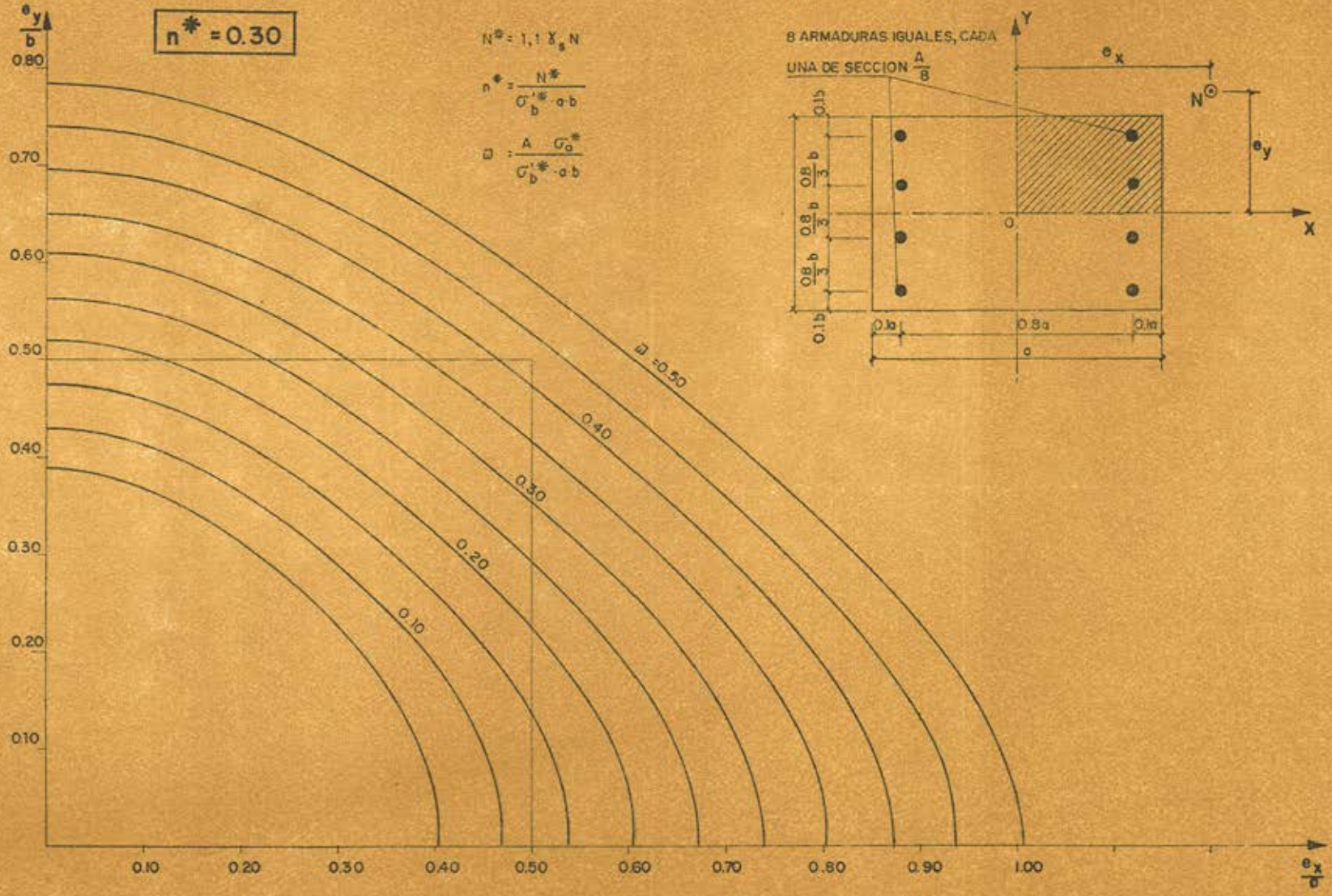
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



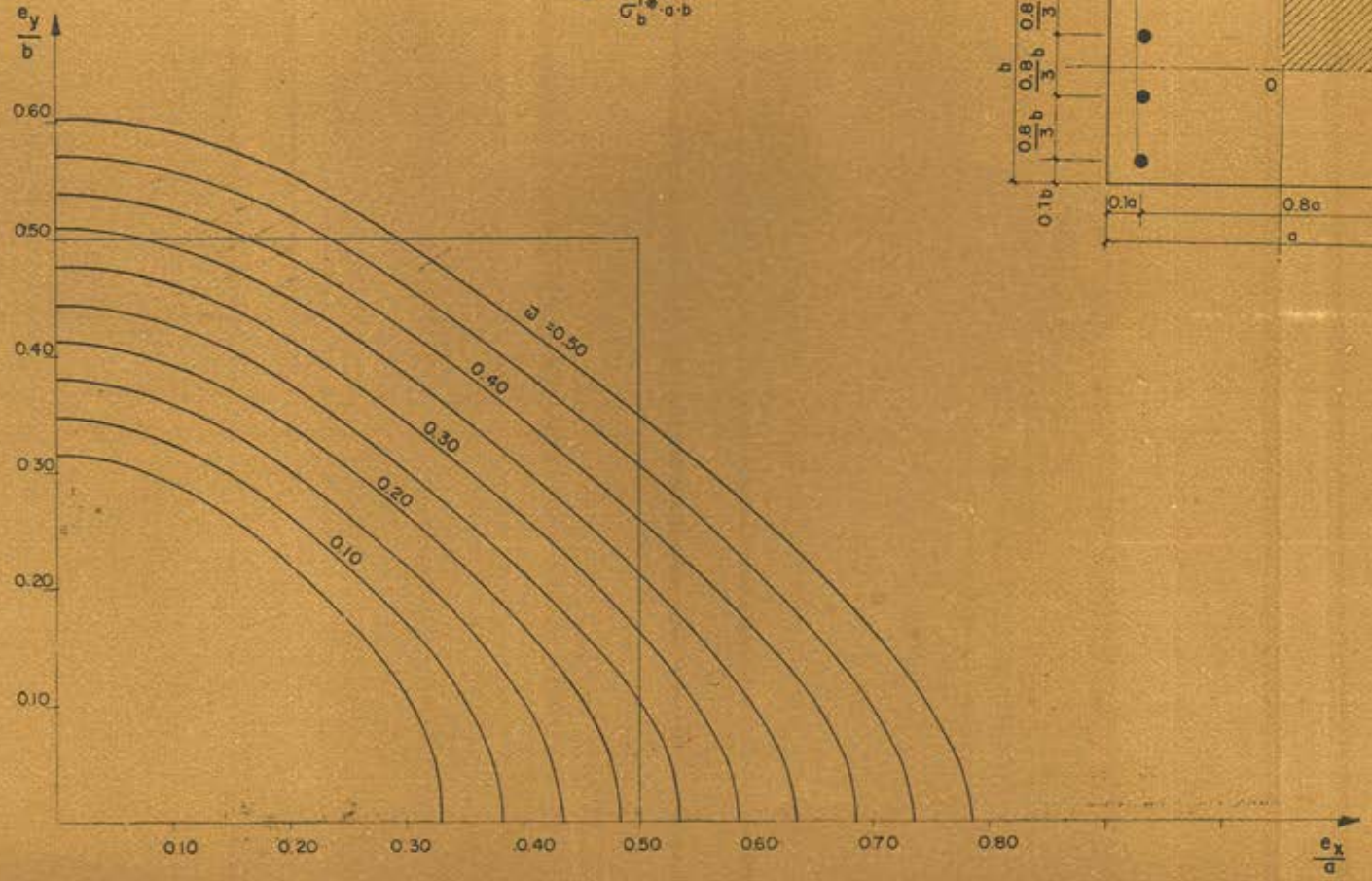
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

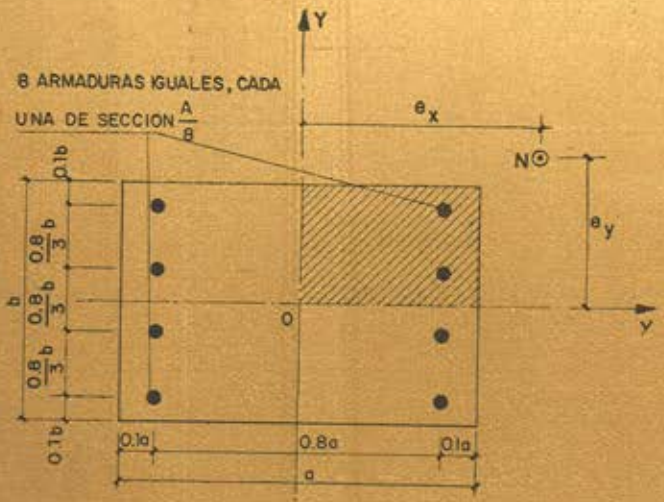
$n^* = 0.40$

$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$





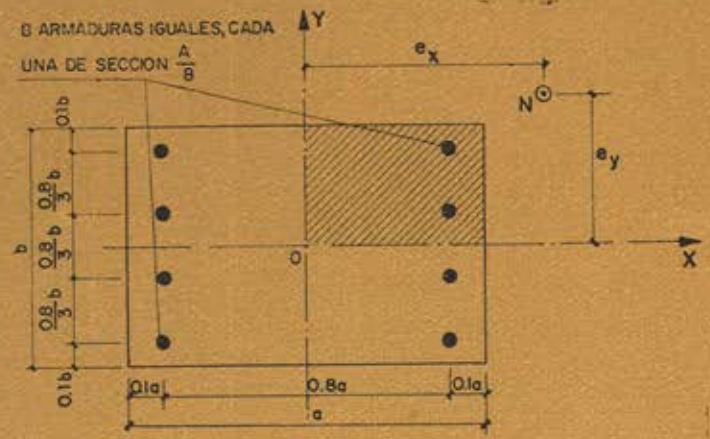
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

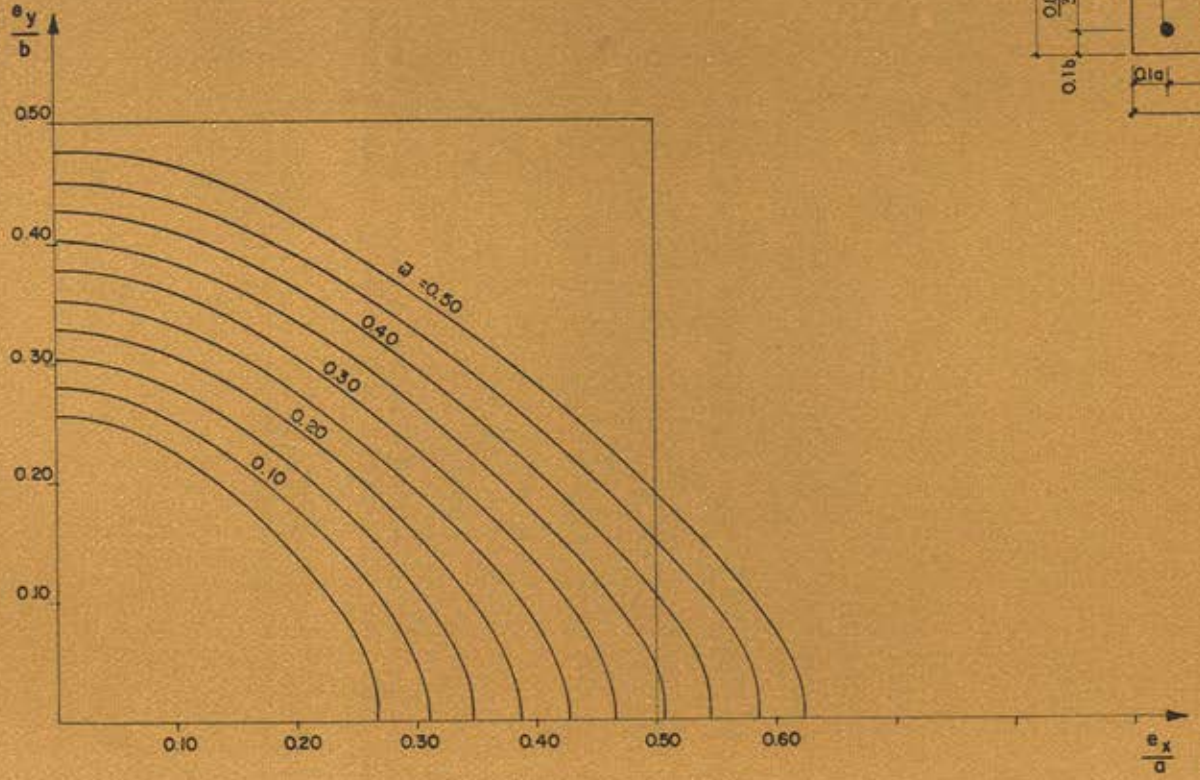
$n^* = 0.50$

$$N^* = 1{,}1\,\delta_s\,N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b^* \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b^* \cdot a \cdot b}$$





Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

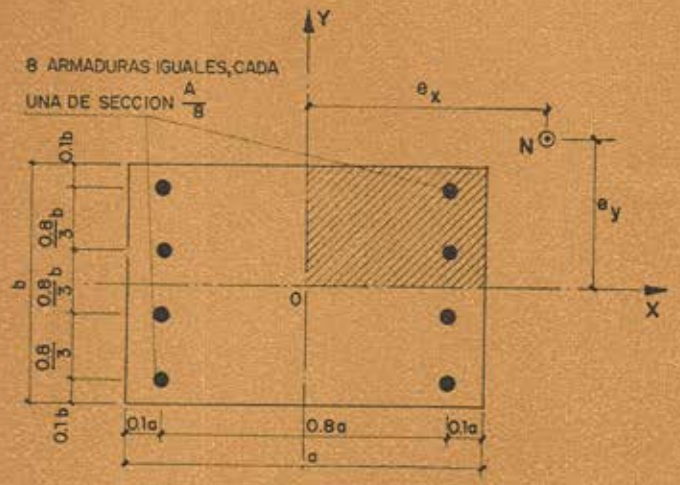
$n^* = 0.60$

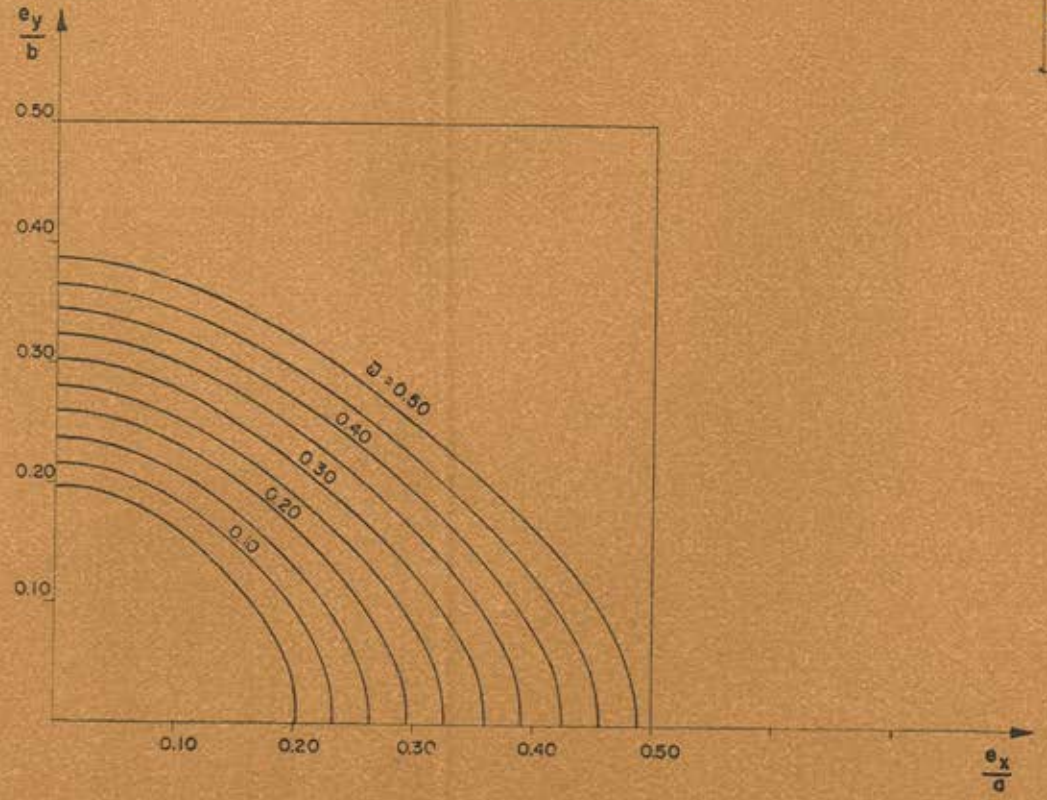
$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b^* \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b^* \cdot a \cdot b}$$

8 ARMADURAS IGUALES, CADA UNA DE SECCION $\frac{A}{8}$





(9)

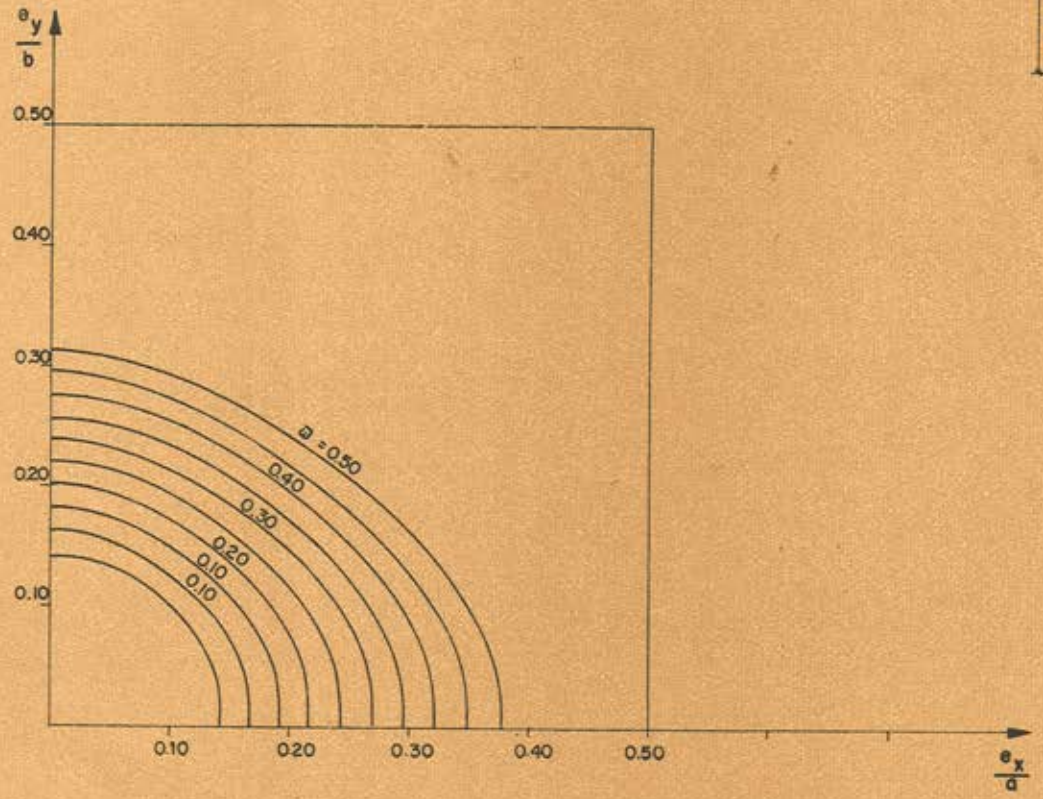
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

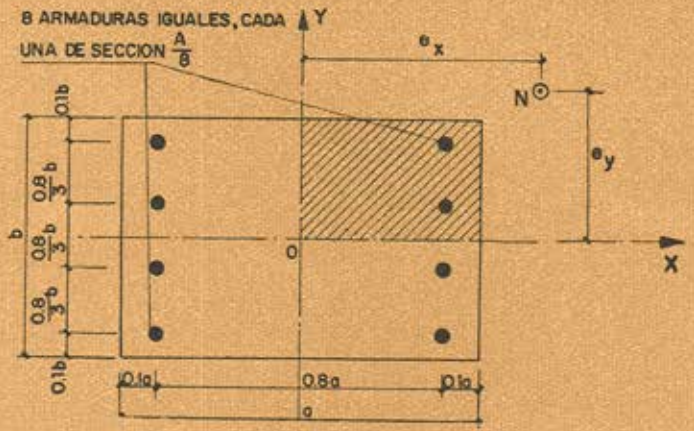
$n^* = 0.70$

$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$





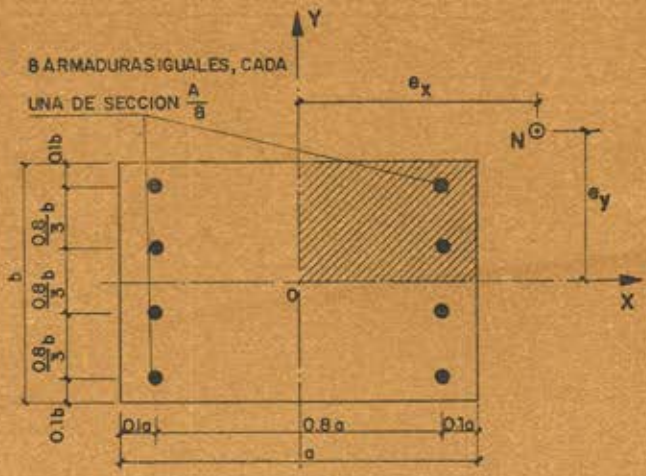
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

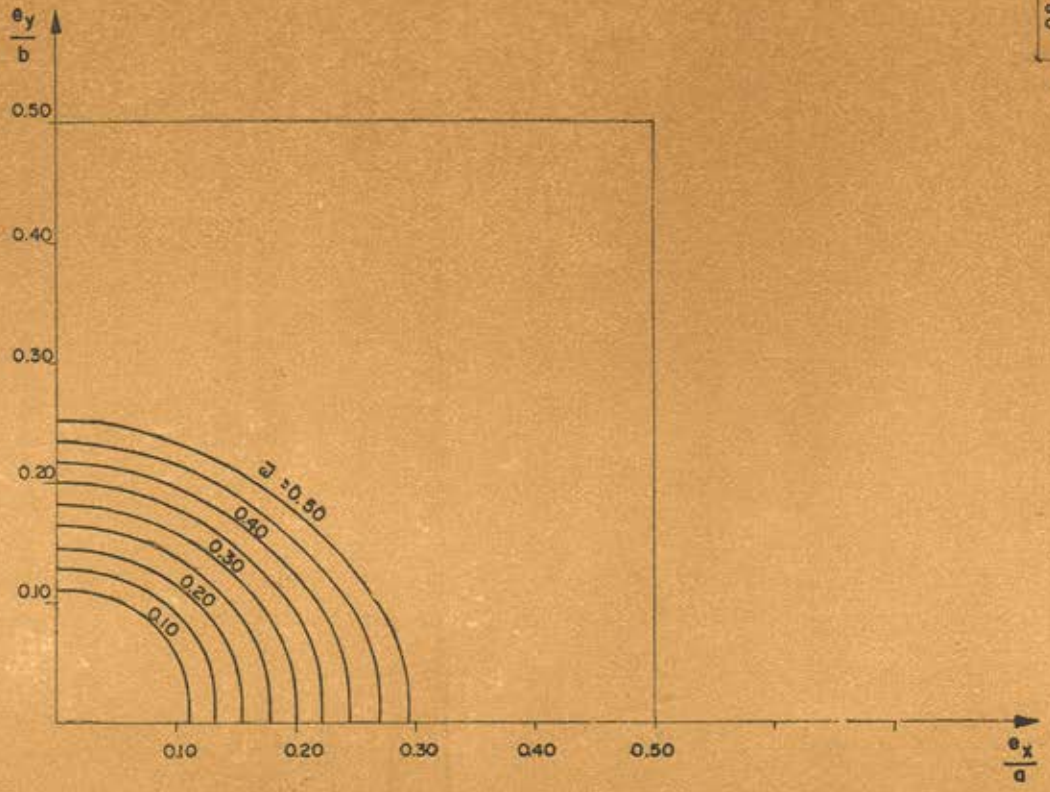
$n^* = 0.80$

$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b'^*\ a\ b}$$

$$\omega = \frac{A\ \sigma_a^*}{\sigma_b'^*\ a \cdot b}$$





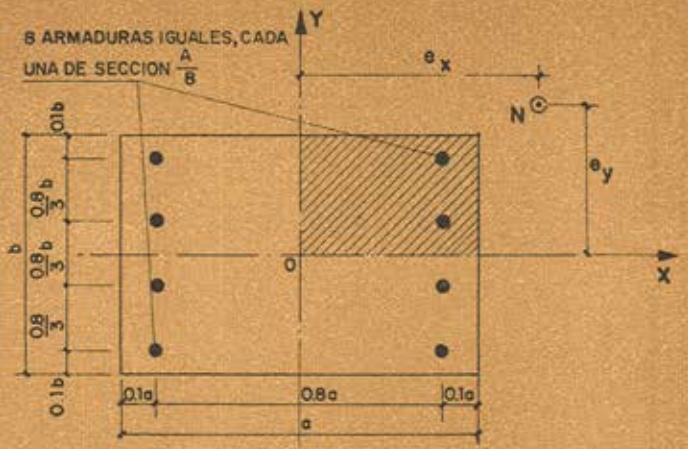
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

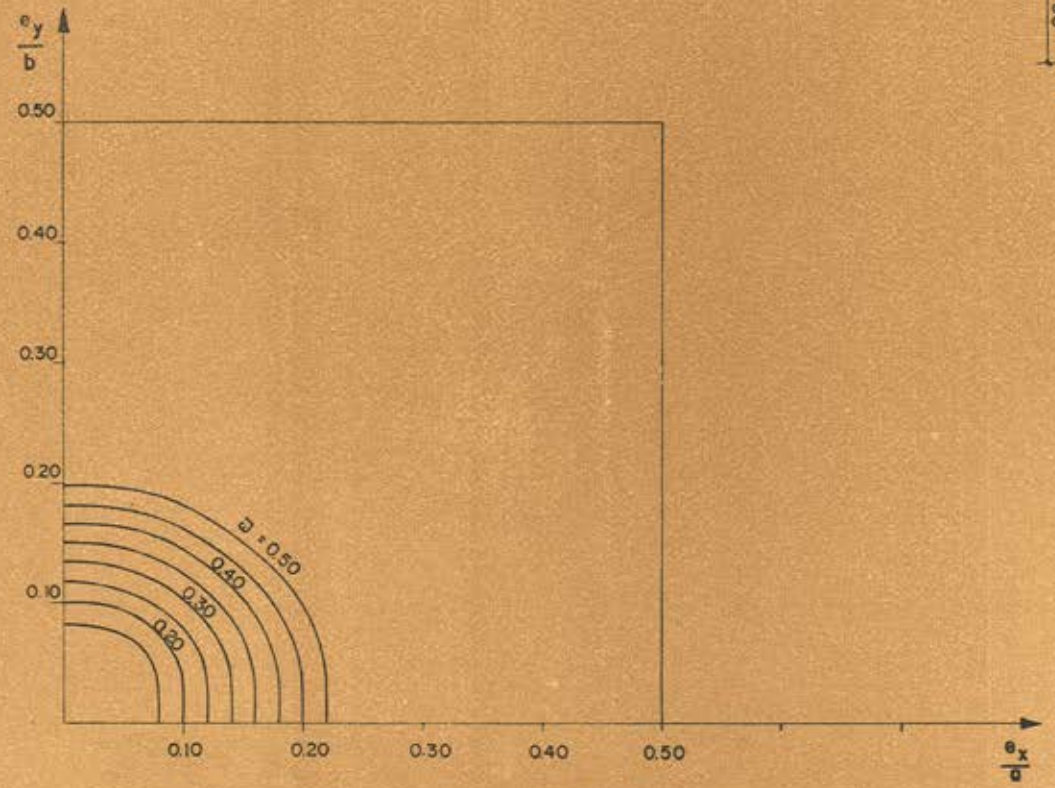
$n^* = 0.90$

$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$

$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$





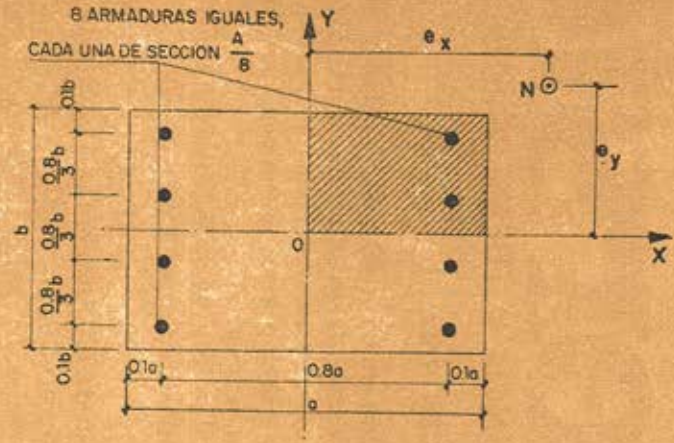
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

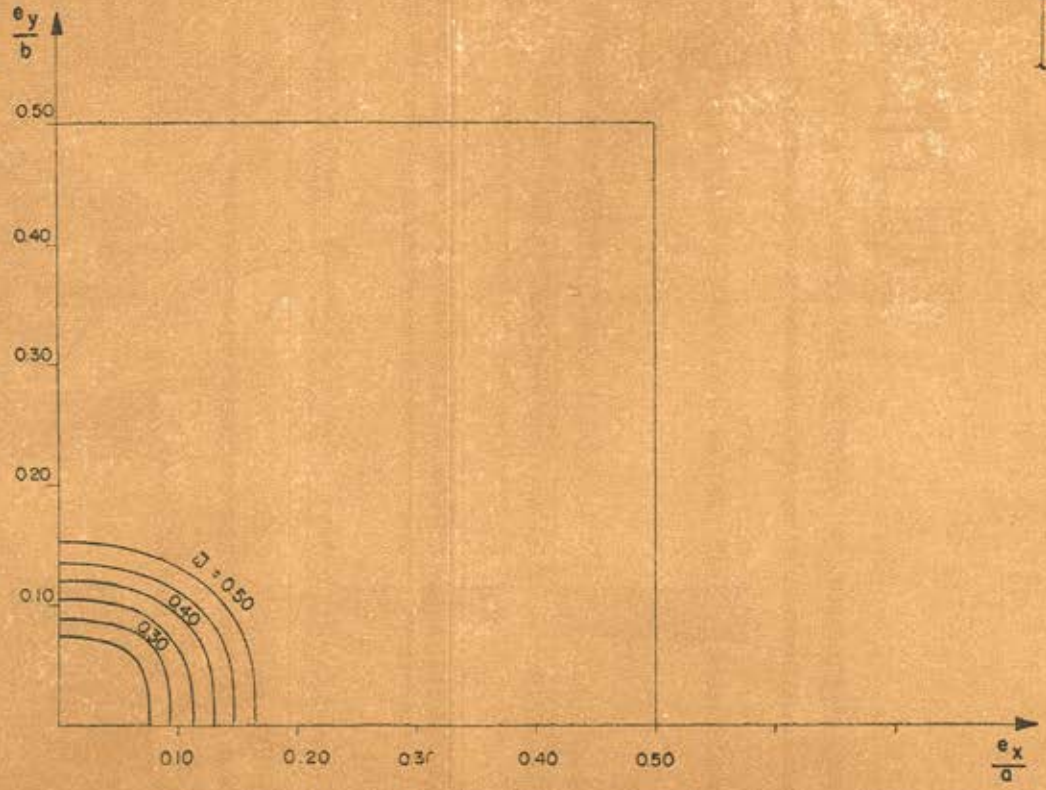
$n^* = 1{,}00$

$$N^* = 1{,}1\ \gamma_s\ N$$

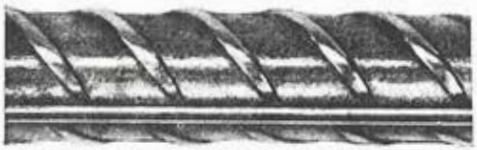
$$n^* = \frac{N^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$

$$\omega = \frac{A \cdot \sigma_a^*}{\sigma_b'^* \cdot a \cdot b}$$





UN NUEVO ALIADO, PARA LA CONSTRUCCION



nersid

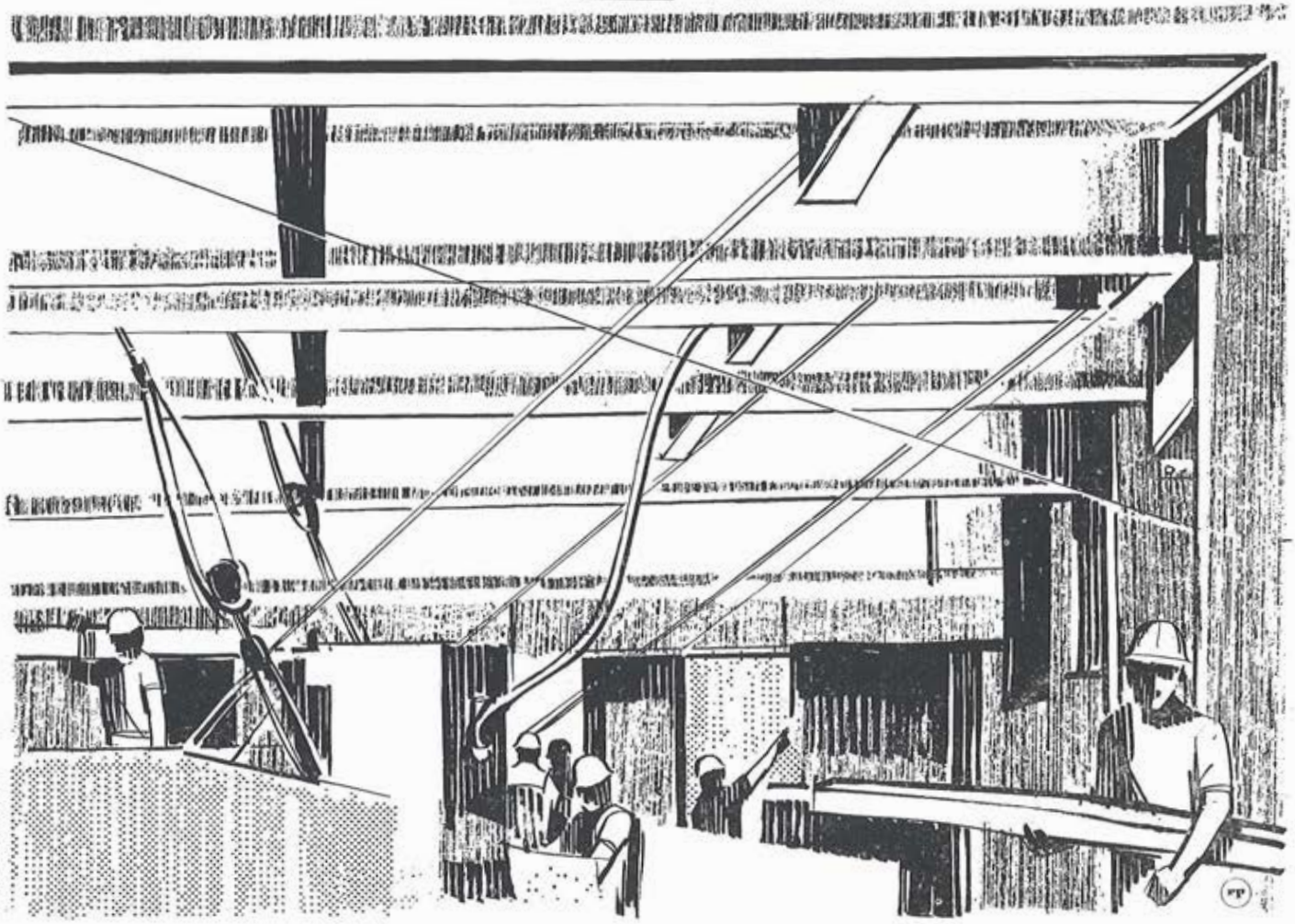
ACERO CORRUGADO DE ALTA RESISTENCIA Y FUERTE ADHERENCIA

ECONOMIA EN PESO

Aproximadamente en un 40 a 43 % sobre el redondo normal. En razón de su alta adherencia este acero puede ser utilizado normalmente sin ganchos, y con longitudes de anclaje recto notablemente más cortas que el acero ordinario.
NERSID es utilizado con éxito desde hace años en las más avanzadas construcciones europeas.

Es un servicio de TORRAS, H. C.
Torras, Herrería y Construcciones, S. A.
Ronda San Pedro, 74 BARCELONA-10 Tel. 221 15 00

TORRAS HC en colaboración con SIDELOR



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

PARA ARMAR HORMIGON

MALLAS ELECTROSOLDADAS EN ALAMBRE DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA

mallazo RIOSOLD



	DIMENSIONES (normales)	DIMENSIONES (máximas)
EN TEMPANOS	6 x 2.20 m. (1)	8 x 2.60 m.
EN ROLLOS	50 x 2.20 m. (1)	50 x 2.60 m.

(1) *En los tipos en que la separación entre alambres longitudinales sea de 150 mm., las dimensiones normales son 6 x 2.30 y 50 x 2.30 m.*

VENTAJAS

- Economía de un 45 °/₀ en peso de acero
- Ahorro de un 90 °/₀ en jornales de colocación
- Reducción de un 40 °/₀ del tiempo de construcción
- Gran seguridad y elevada resistencia
- Fácil vigilancia y comprobación en obra

El mallazo tiene las máximas ventajas cuando se requieren armaduras apretadas con poco diámetro de las varillas (sobreprecio y muchos jornales para el ligado de los hierros redondos) y, en general, para todos aquellos casos en que la colocación de las armaduras ordinarias es particularmente engorrosa (cubiertas con vertientes inclinadas, bóvedas, depósitos cilíndricos, etc.)

TEJIDOS METALICOS, ALAMBRES Y DERIVADOS

RIVIERE

SOCIEDAD ANÓNIMA

MADRID
Calle Prado, 4

BARCELONA
Rda. San Pedro, 58

PAMPLONA
Av. San Jorge, 26-28

ARPON

ALAMBRE DE ACERO LISO Y GRABADO PARA HORMIGON PRETENSADO

∅ en mm. 2'50, 3'-, 3'50, 4'-
Resistencia = 160/180 Kgs./mm²

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

591 - 2 - 27

puentes de hormigón pretensado construidos por voladizos sucesivos

P. E. MONDORF

Ingeniero Civil, Miembro de la Soc. d'Ing. Civ. de France

introducción

Las numerosas aplicaciones, durante estos últimos años, del método de construcción llamado "por voladizos sucesivos" demuestran las grandes ventajas que presenta este procedimiento.

En la ejecución de un puente por voladizos sucesivos influye mucho el sistema de pretensado escogido. En el presente trabajo se comentan someramente una veintena de obras estudiadas y construidas recientemente por este método, utilizando el sistema Freyssinet, con el fin de aclarar diferentes aspectos de esta forma de construir y de completar así la información sobre las posibilidades que ofrece al constructor.



Fig. 1.—Puente sobre el río Tocantins, en Brasil.

definición

En su forma actual, el método de construcción por voladizos sucesivos consiste en ejecutar o colocar los elementos de una estructura, por trozos en voladizo, partiendo de un apoyo y sirviendo la última dovela ejecutada como base de trabajo durante la ejecución de la siguiente, la cual se fija utilizando cables que quedan *incorporados* a la obra definitiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

historia

Los principios de este método son clásicos en la construcción metálica y la idea de su aplicación al hormigón armado surgió hace mucho tiempo. Ya en 1928, M. Freyssinet construyó en voladizo los arranques de los arcos de 185 m del famoso puente de Plougastel. Dichos arranques, destinados a soportar el peso de la cimbra durante el montaje, estaban equilibrados por tirantes que ataban las dos ménsulas y que pasaban sobre la pila.

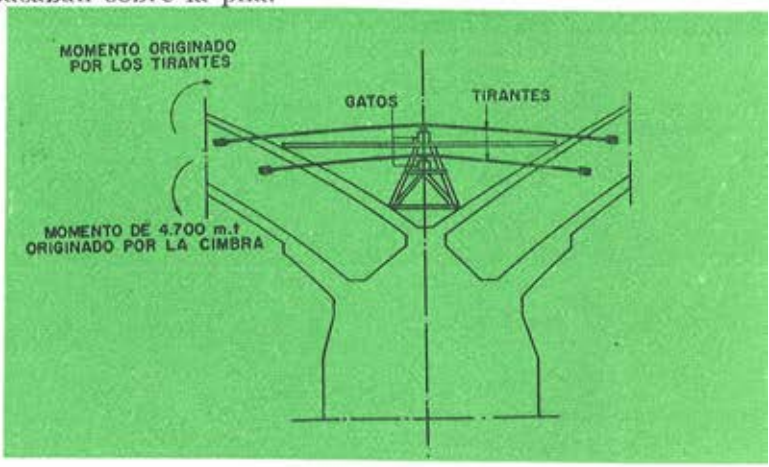


Fig. 2.—Puente de Plougastel: Arranques equilibrados mediante tirantes.

Debe mencionarse, a continuación, el puente construido por Baumgart sobre el río Peixe, en Brasil. Se trata de un puente en hormigón armado cuyo tramo central, de 68 m, fue realizado por voladizos sucesivos; el método resultó particularmente indicado dada la frecuencia y el volumen de las crecidas previstas. Las armaduras estaban constituidas por barras roscadas, lo que permitió prolongarlas sucesivamente, mediante manguitos roscados, a medida que avanzaba la construcción.

Desde la aparición del pretensado, muchos autores señalan la posibilidad y las ventajas de su utilización para la construcción por voladizos sucesivos (FISCHER, HAWRANEC, LAZAREVIC.—Beton u. Eisen, Junio 38, Fev. 38, Sep. 39).

Entre 1945 y 1950, el sistema de voladizos sucesivos es utilizado en Francia, combinándolo con la prefabricación, para la construcción de un puente de 55 m de luz en Luzancy y para los cinco puentes sobre el Marne (75 m). El montaje de las primeras dovelas que forman las vigas se realizó en voladizo con anclaje provisional, por pretensado, sobre los estribos. A continuación, las dovelas que componían la parte central de las vigas se colocaban utilizando un andarivel y la totalidad del tramo se solidarizaba por medio del pretensado.

Sin embargo, son las importantes obras llevadas a cabo en Alemania a partir de 1950 por DYCKERHOFF & WIDMANN, pretensadas por barras ∅26 mm, las que muestran un avance definitivo. En estos casos, los tramos enteros eran realizados por elementos sucesivos, hormigonados con la ayuda de equipos móviles fijados en los extremos de las partes ya construidas de las ménsulas. El primero fue el Puente sobre el Lahn (62 m), luego el puente sobre el Rhin, en Worms (101-114-104 m), a los que siguieron una serie de interesantes realizaciones. Todos estos puentes llevan en el centro de los tramos una articulación que permite la transmisión del esfuerzo cortante, pero sin restringir las deformaciones longitudinales del tablero.

En los años siguientes varias empresas han construido puentes, por voladizos sucesivos, utilizando cables formados por alambres o cordones paralelos, en lugar de barras. Entre ellas deben citarse, en Francia, la G.T.M. "Société des Grands Travaux de Marseille" (Puente de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Beaucaire, sobre el Ródano, con 5 tramos de 82 m y Puente de Savines, en Serre-Ponçon, con 7 tramos de 77 m) y en Alemania "Polensky and Zöllner" (Puente de Bettinger; 85-140-85 metros).

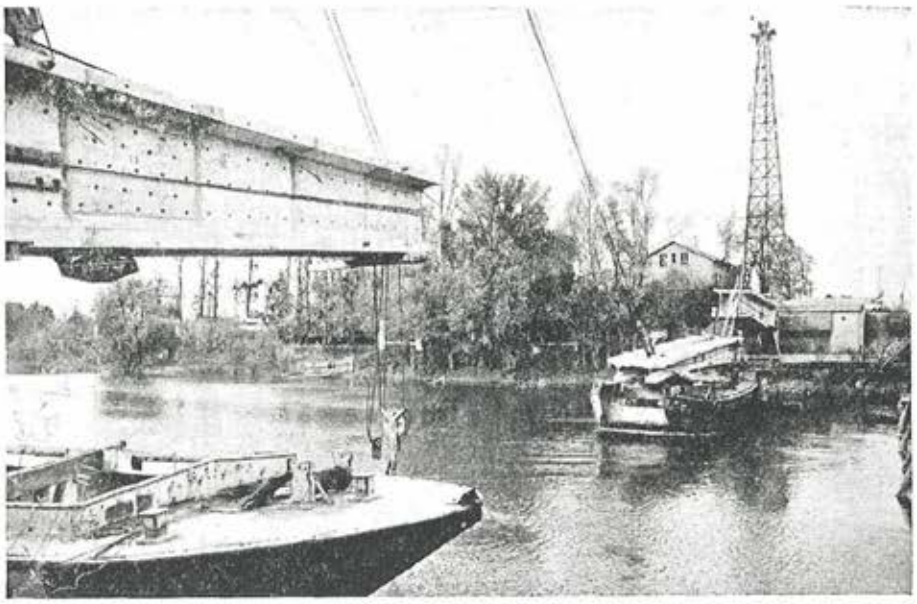


Fig. 3.—Puentes sobre el Marne: Colocación de un elemento prefabricado del centro del tramo.

Debe mencionarse además, por sus dimensiones, el puente de Medway (Inglaterra), según proyecto de "Freeman, Fox and Partners" y ejecutado por "Christiani & Nielsen" con pretensado por barras Lee Mc Call (Tramos principales: 95-152-95 m).

Desde 1960 han sido realizados otros puentes, por voladizos sucesivos, algunos de ellos a base de dovelas prefabricadas, utilizando cables Freyssinet (Puente sobre el Sena, en Choisy-le-Roi, Puentes de Pierre Bénite, sobre el Ródano, Viaducto de L'Ile d'Oleron, cerca de Burdeos).

elección del sistema estático

La elección del sistema estático está influenciada, sobre todo, por los siguientes factores:

- las cimentaciones (estabilidad durante la construcción; supresión eventual, en la obra finalizada, de los momentos de flexión transmitidos a los cimientos; compensación de los asientos en los apoyos);
- las variaciones de longitud (necesidad eventual de juntas de dilatación, teniendo en cuenta los efectos de temperatura y fluencia);
- el perfil longitudinal (es necesario conseguir en la obra terminada, un perfil longitudinal continuo, teniendo en cuenta las flechas que puede tomar la estructura, durante y después de su construcción, bajo los efectos de la fluencia y retracción del hormigón).

Los sistemas estáticos adecuados para la construcción por voladizos sucesivos son los constituidos por ménsulas. Las ménsulas estarán ligadas entre sí de una de las siguientes formas:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

— tramo isostático, colocado simplemente apoyado entre los dos brazos en ménsula;

— articulación que transmite el esfuerzo cortante, pero deja libertad para los desplazamientos longitudinales;

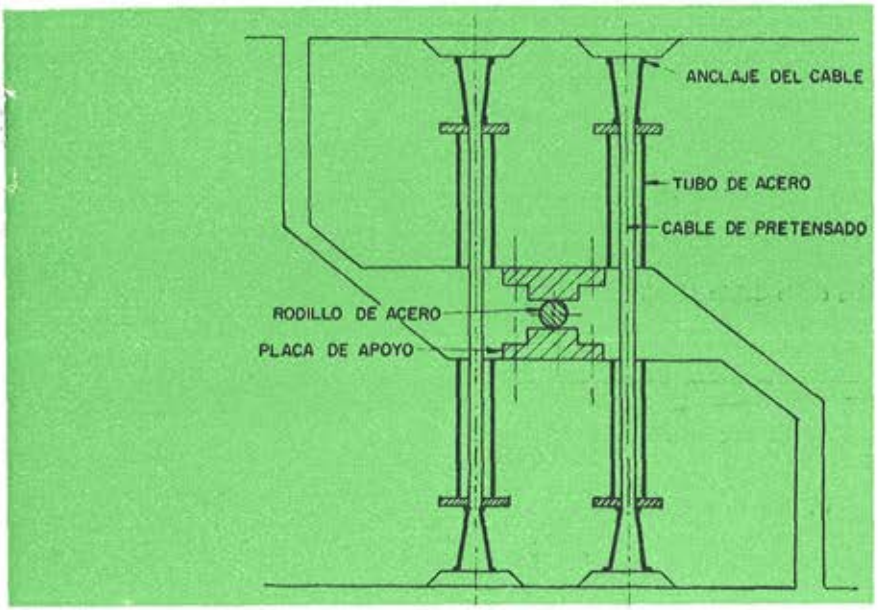


Fig. 4. — Articulación de clave (Puente de Khartoum): Permite la libre dilatación longitudinal del tablero y transmite el esfuerzo cortante.

— tramo hormigonado "in situ", entre los dos brazos en ménsula, quedando un tablero continuo.

Las dos primeras formas de unión dejan los tableros discontinuos, mientras que la tercera crea un sistema estático continuo.

Los diferentes tipos de tablero se combinan con apoyos que pueden ser: empotramientos, bielas articuladas, apoyos de neopreno, articulaciones Freyssinet u otros.

Las pilas son rígidas o flexibles, según las dimensiones de la obra y la libertad de dilatación deseada; para asegurar a la vez un buen empotramiento y la libertad de movimiento horizontal se recurre a menudo a las pilas de doble pantalla.

Entre los sistemas estáticos anteriormente enumerados, la STUP ha escogido con preferencia los sistemas continuos, particularmente con el fin de obtener un perfil longitudinal también continuo en la obra terminada.

La previsión exacta de las flechas que toman las ménsulas, durante y después de la construcción, presenta una cierta dificultad a causa de la incertidumbre sobre el valor del módulo de elasticidad del hormigón.

El problema de obtener un perfil longitudinal continuo tiene dos aspectos: primero, la continuidad de los niveles o cotas verticales —que es bastante fácil de obtener, dada la flexibilidad de las ménsulas— y segundo, la continuidad de las pendientes.

Si la clave del tramo está proyectada para transmitir únicamente los esfuerzos cortantes, la fluencia del hormigón continuará modificando las pendientes relativas a uno y otro lado de la junta. Por el contrario, la ejecución en clave de un trozo hormigonado "in situ", después de igualar los niveles, permite obtener una continuidad de línea que no podrá ser modificada posteriormente por los efectos de la fluencia.

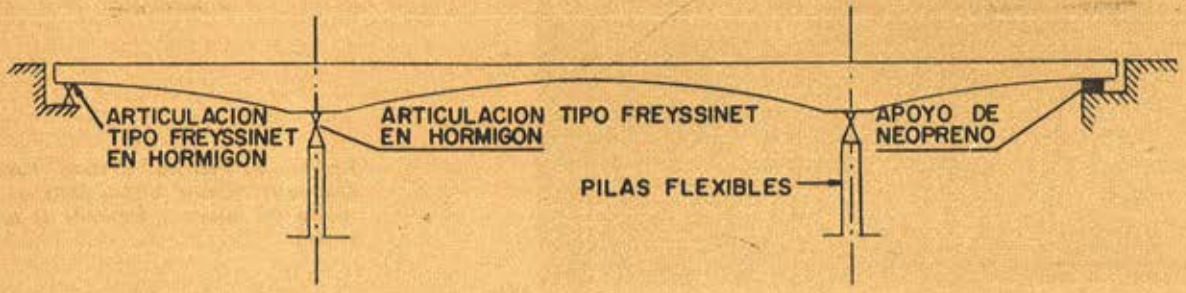
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TRAMO CENTRAL CONTINUO

A1 - Puentes de Lacroix-Falgarde, Goncelin, Port-de-bouc (Francia). Puente sobre el Sorge (Suiza)



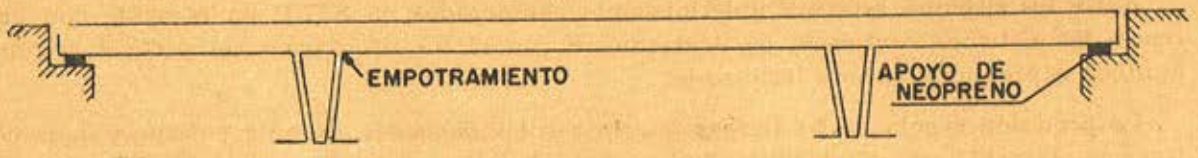
A2 - Puente sobre el Río Cuiaba (Brasil)



A3 - Puente sobre el Vallon du Moulin à Poudre en Brest



A4 - Puente sobre el Sena en Choisy-le-Roi



A5 - Puente de Verberie sobre el Oise

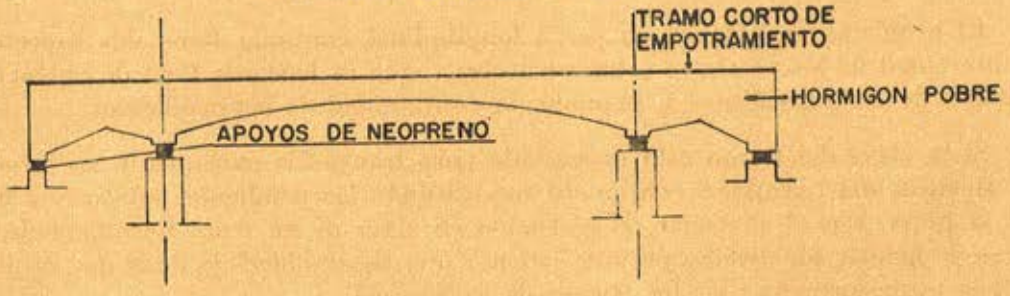


Fig. 5.—Ejemplos de estructuras continuas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

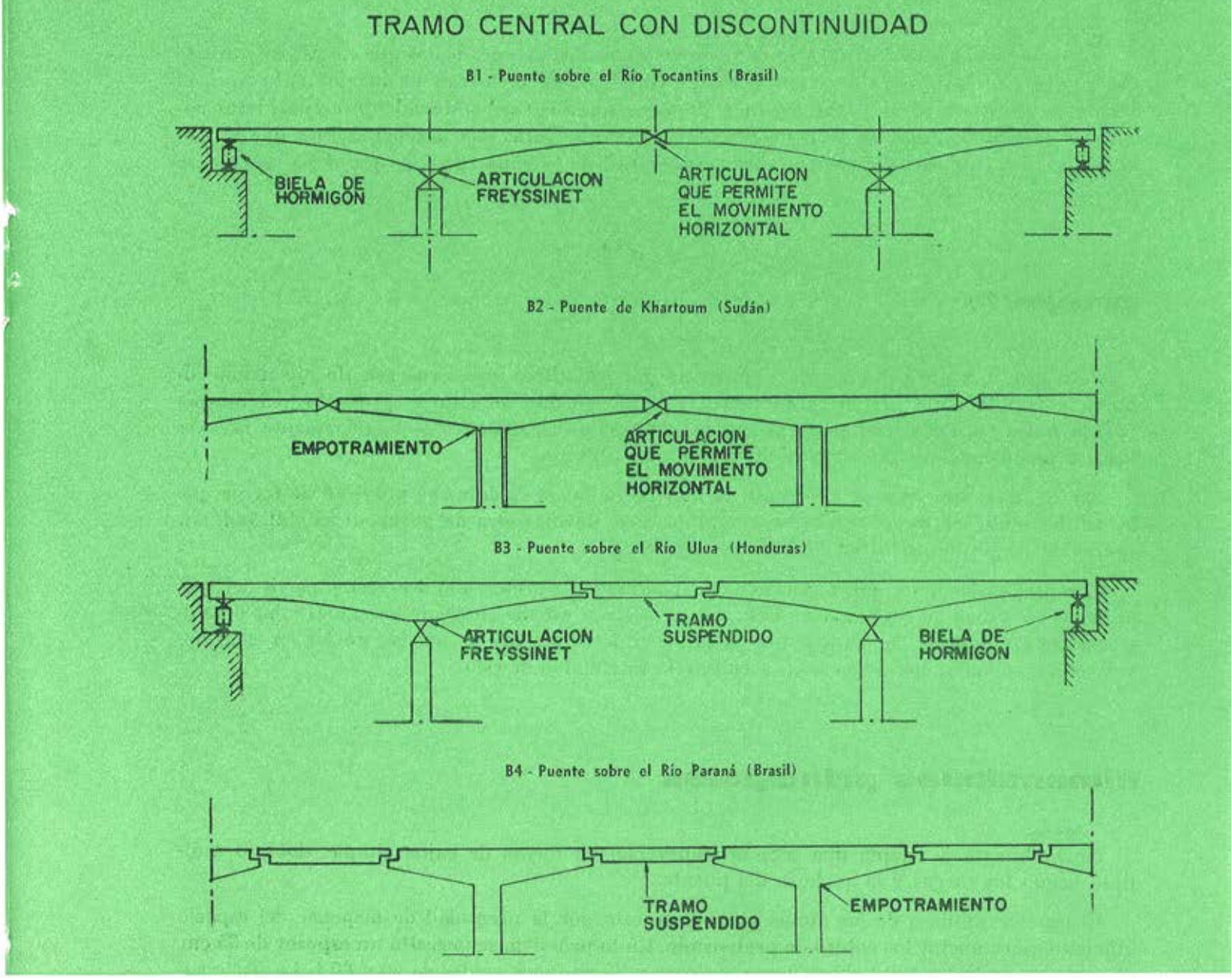


Fig. 6.—Ejemplos de estructuras con tableros articulados.

Para los puentes de tres tramos, las longitudes totales prácticas son tales que se pueden ejecutar sin juntas de dilatación, a condición solamente de prever apoyos móviles en los estribos.

En las obras cuyas deformaciones horizontales o asientos previsibles de los apoyos no permitan pensar en una estructura continua, es a menudo conveniente recurrir a la solución de tramo central simplemente apoyado sobre ménsulas laterales. Así, para los puentes de tramos múltiples, parece ser que la fórmula ideal consiste en realizar conjuntos continuos de la longitud máxima posible, enlazándolos entre sí, bien mediante tramos isostáticos simplemente apoyados o bien mediante articulaciones que permitan las dilataciones, de tal manera que el puente resulte una combinación de los sistemas estáticos descritos anteriormente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

El inconveniente de los puentes con tramos centrales biapoyados es que necesitan, además del equipo necesario para la construcción en voladizo, un elemento de lanzamiento para el tramo isostático central. Cabe además destacar que las cargas de cálculo a considerar sobre las ménsulas, resultan frecuentemente mayores si éstas son independientes que si van solidarizadas en clave, debido a la distinta longitud de la zona cargada que debe tenerse en cuenta, en cada caso.

proyecto

Para que una obra que se va a construir por voladizos sucesivos sea de ejecución cómoda y resulte a un precio competitivo es indispensable redactar el proyecto teniendo en cuenta todas las exigencias particulares de este tipo de construcción y, singularmente, las ventajas e inconvenientes del sistema de pretensado utilizado.

En las obras que aquí se describen, el trazado de las armaduras se proyectó de forma que los cables pudiesen tesarse en la cara final de cada dovela para asegurar su estabilidad, sin necesidad de prolongarlos en las dovelas siguientes.

El momento flector y, por consecuencia, el esfuerzo de pretensado decrecen a partir del apoyo hacia el centro del tramo, y el éxito del proyectista estriba en elegir los cables y las dimensiones de las dovelas de manera que el número de cables que se puedan anclar en cada dovela corresponda al necesario para asegurar la estabilidad de ésta.

dimensiones principales

Normalmente se adopta una sección transversal en forma de cajón simple, doble o múltiple, según las cargas y la anchura del puente.

El espesor mínimo de las almas viene impuesto por la necesidad de disponer del espacio suficiente para anclar los cables de pretensado. En la práctica, se necesita un espesor de 35 cm para cables de 100 a 120 t de esfuerzo efectivo y 23 cm para cables de 50 a 60 t. La parte superior de las almas se proyecta con amplias cartelas donde alojar los cables.

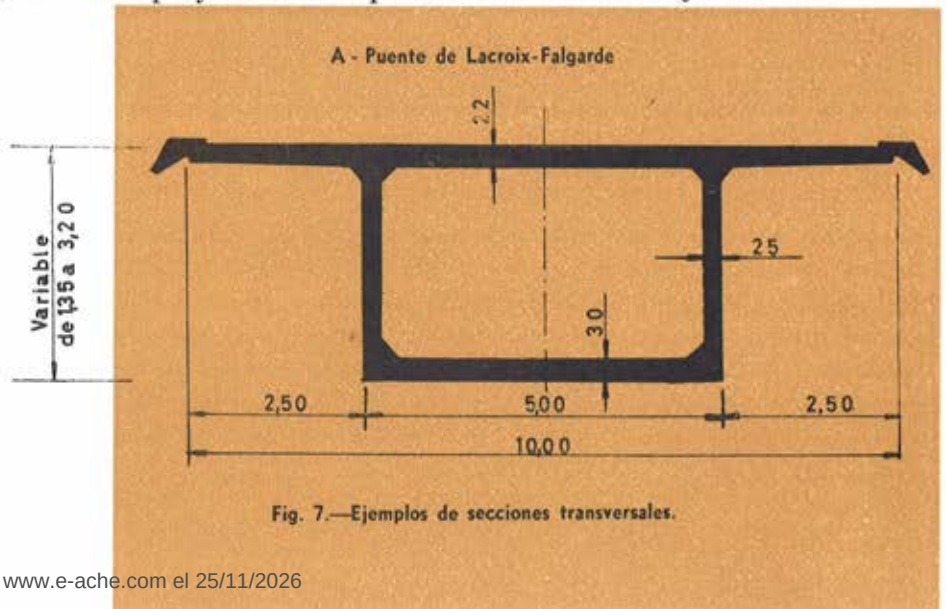
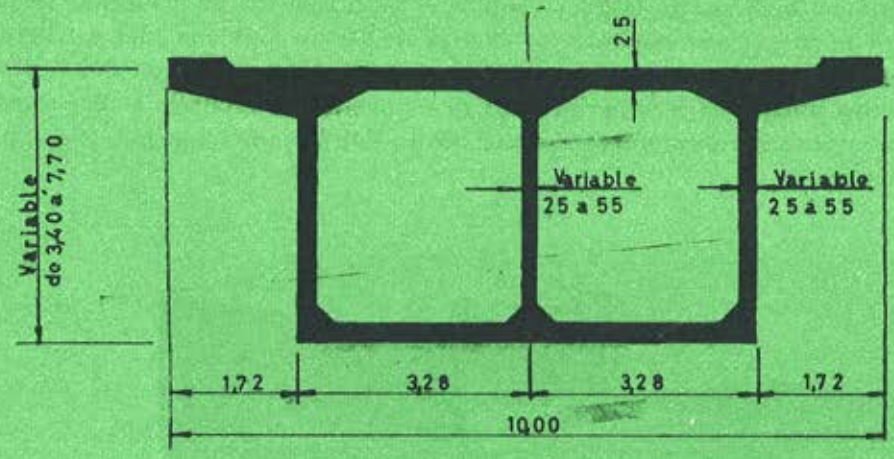


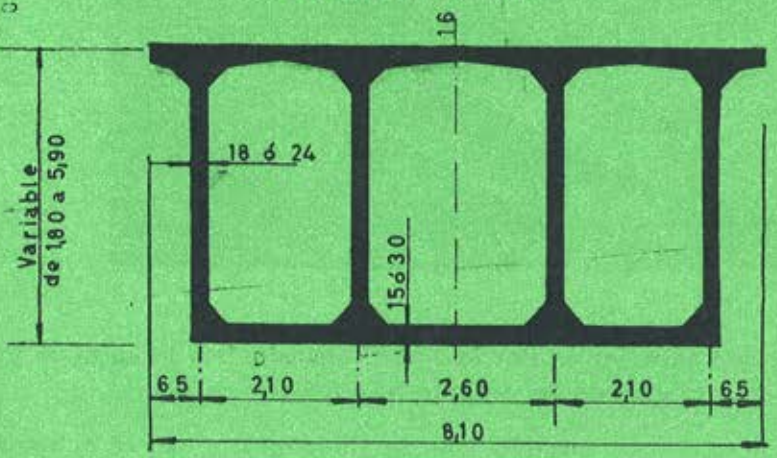
Fig. 7.—Ejemplos de secciones transversales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

B - Puente sobre el Río Tocantins



C - Puente sobre el Río Ulua



D - Puente de Choisy-le-Roi

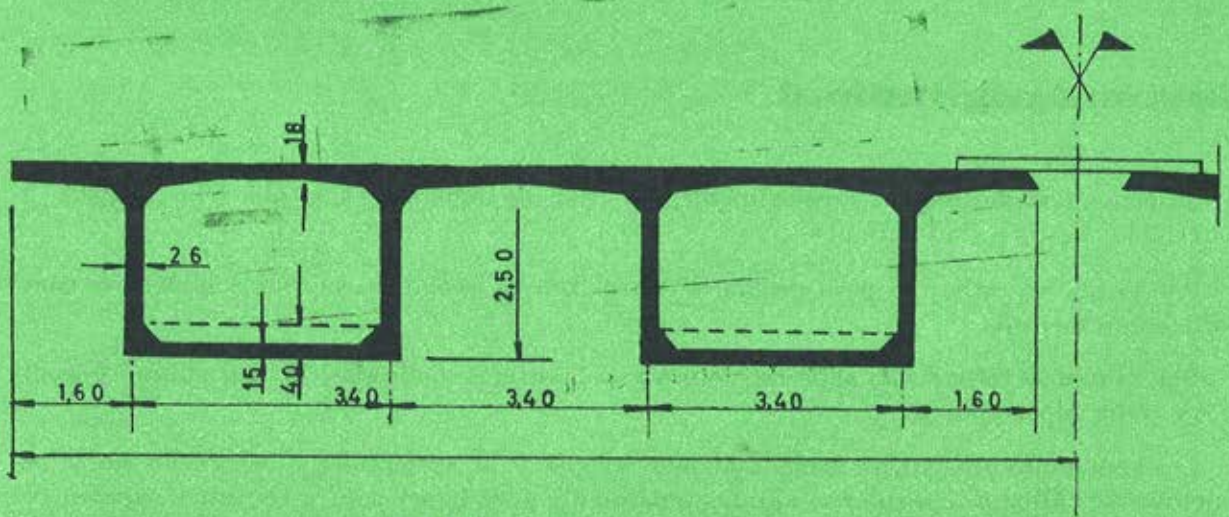


Fig. 7.—Ejemplos de secciones transversales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

La separación entre almas debe ser bastante grande, de 4 a 6 m, con el fin de simplificar los moldes, facilitar el trabajo "in situ" y reducir el peso relativo de las almas respecto al del forjado. Así, para puentes cuya anchura no exceda de 10 m conviene una estructura de sección en cajón sencillo (dos almas); para puentes de 10 a 15 m en cajón doble (tres almas), y para puentes cuya anchura sea superior a 15 m es preferible recurrir a una estructura formada por varios cajones simples enlazados por medio del forjado superior, eventualmente reforzado por traviesas.

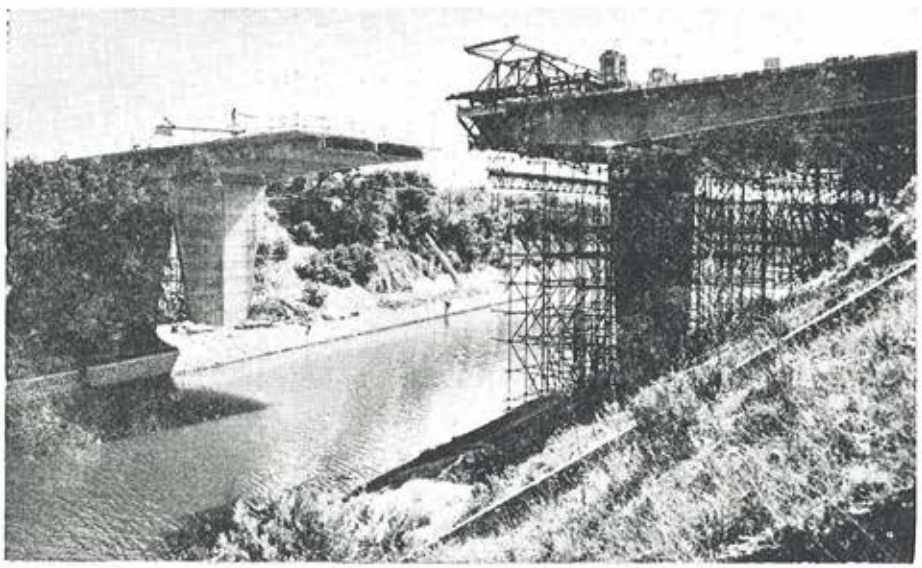


Fig. 8.—Puente sobre el canal de Arlés, en Port-de-Bouc (Francia).

La sección del forjado superior es, por lo general, constante a lo largo de toda la longitud del puente, mientras que el espesor del forjado inferior es variable.

La altura del cajón suele ser variable, con un valor máximo sobre el apoyo del orden de 1/18 de la luz y una disminución parabólica hacia la clave, donde el canto puede ser del orden del 1/50 de la luz.

flexión longitudinal

En este apartado se trata, especialmente, del caso de tableros construidos en ménsula y convertidos después en continuos.

Por lo que se refiere al peso propio, la estructura es isostática, ya que el tablero se comporta como ménsula.

Por lo que se refiere a la superestructura y sobrecargas aplicadas, la estructura se comporta como hiperestática.

Los momentos isostáticos debidos al peso propio y al pretensado y calculados en la estructura isostática se consideran válidos igualmente para la estructura continua, salvo en algunas secciones particulares (la clave).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

La fluencia del hormigón y la variación con el tiempo del esfuerzo de pretensado intervienen cuando ya la estructura se ha hecho continua y dan lugar a modificaciones de los momentos isostáticos. Sin embargo, el valor relativo de estas modificaciones es pequeño en relación con los momentos totales máximos, ya que resultan de la diferencia entre dos términos que son del mismo orden de magnitud. Por esto, la redistribución de los momentos puede ser despreciada en la mayor parte de las secciones; pero, por el contrario, debe tenerse en cuenta en la sección central del tramo, donde el momento isostático por peso propio es cero.

La disposición en tramos de longitudes en la relación 1-2-1 y construidos por voladizos sucesivos *con aumento del canto* sobre el apoyo, es muy favorable por varias razones:

— corresponde frecuentemente a la situación óptima de las pilas;

— la utilización de la ménsula equilibrada como sistema estático durante la construcción es muy favorable. (El dimensionamiento, tanto en la fase constructiva como en la fase final, está condicionado por el momento total y, por tanto, es preferible tener el máximo canto donde menos perjudica el peso propio, es decir, sobre el apoyo. Esto favorece, por otra parte, la resistencia al esfuerzo cortante, pues las solicitaciones aumentan en el mismo sentido que el canto de la sección);

— las solicitaciones en el sistema estático final son parecidas a las del sistema estático existente durante la construcción. (La solidarización en clave, por tratarse de una sección de pequeño canto relativo, no introduce en ella momentos fuertes, dada la relación existente entre las inercias de las secciones en clave y en apoyos).

El dimensionamiento está condicionado en la mayor parte de la longitud del puente por el momento flector total, y solamente en las secciones próximas a los extremos de las ménsulas lo que manda es la variación del momento. Esta variación del momento en la sección de clave, es tanto más pequeña cuanto menor es su canto; de aquí surge para el dimensionamiento una cierta dificultad. Como las solicitaciones y el momento resistente de la sección varían simultáneamente y en el mismo sentido, se hace necesario fijar el canto en clave por tanteo. En la práctica se adopta un canto del orden de 1/50 de la luz, valor que se modifica posteriormente en función de las solicitaciones deducidas del cálculo.

Por el contrario, cuando el *canto es constante* a lo largo de todo el puente y por tanto la variación del momento de inercia es pequeña, la discrepancia entre las formas de trabajo del sistema estático provisional (durante la construcción) y del final es mucho mayor. En este caso se presentan las siguientes dificultades para el proyecto:

— el momento total sobre el apoyo es difícil de absorber con un canto reducido;

— la variación de momento producida por la sobrecarga, y que determina el dimensionamiento en el centro del tramo, llega a ser importante; la correspondiente sección de hormigón suele resultar relativamente holgada, pero la ausencia en el estado inicial del momento por peso propio obliga a colocar los cables dentro del núcleo central, lo que resulta poco cómodo;

— la fluencia provoca una redistribución de los momentos originados por el peso propio y el pretensado que es de consideración, no solamente en clave, sino en una gran parte de la longitud del tramo, lo que obliga a prever, ya en el estado inicial, una armadura más abundante.

Para contrarrestar estas dificultades puede ser interesante en este tipo de estructuras proceder a un ajuste, como se ha hecho, por ejemplo, en el Puente de Flévieu.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Este ajuste se ha realizado disponiendo una amplia escotadura en la sección de clave, que quedaba así reducida a un delgado cuello, durante la puesta en tensión de un cierto número de cables. La parte restante de la sección se hormigonaba a continuación, y después se tesaba el resto de los cables.

De esta forma se introduce en la estructura un momento de signo positivo o negativo, según la posición del cuello en relación con la de los cables. Dicho momento actúa a lo largo de todo el tramo y está sometido a las variaciones originadas por la fluencia, según las leyes clásicas.

En el caso de Flévieu el momento era positivo, con lo cual disminuia el momento total sobre el apoyo. El momento introducido en clave se absorbió fácilmente, pues la sección iba holgada.

Por otra parte, la fluencia modifica el momento de ajuste de forma que se aminora el efecto global de redistribución de momentos.

trazado de cables

El sistema constructivo y la distribución de momentos flectores conducen a un trazado especial de cables. Estos pueden agruparse en los siguientes tipos:

a) *cables que resisten los momentos negativos sobre las pilas y solidarizan las dovelas que se van hormigonando con la parte de obra ya construida:* estos cables tienen la forma de parábolas invertidas, están situados en la parte superior de la sección, encima de las pilas, y se dirigen hacia abajo, unos después de otros, para ser anclados en las almas de las sucesivas dovelas.

Suelen ser simétricos con relación al eje de la pila;

b) *cables que resisten los momentos positivos en los tramos laterales:* estos cables parten de los extremos de los tramos laterales (sobre estribos) y pueden, o bien anclarse en el forjado inferior de las vigas cajón cerca de las pilas, o bien subir por las almas de las piezas para ser anclados arriba o para pasar por encima de las pilas y volver después a bajar;

c) *cables que resisten el momento positivo en el tramo central:* estos cables atraviesan la sección de clave y son simétricos con relación a esta sección. Se sitúan en el forjado inferior y normalmente se anclan en unos recrecidos especialmente dispuestos en dicho forjado; en ciertos casos se elevan por las almas y se anclan arriba.

Además de los cables a), b) y c), hay eventualmente, según el tipo de estructura elegido, necesidad de disponer otros cables suplementarios. Estos pueden ser:

d) *cables necesarios para resistir los momentos negativos en los tramos laterales:* tales cables se obtienen prolongando algunos de los cables a) por el forjado superior, desde la pila hasta el extremo del tramo lateral (sobre el estribo);

e) *cables necesarios para resistir los momentos negativos en el tramo central* (ejemplo: Puente de Chooz, en el que se ha previsto la posibilidad de levantar el tablero si algún día el río se hace navegable). Estos cables se combinarán a menudo con los del tipo d) disponiendo algunos cables, en el forjado superior, que corran a lo largo de toda la longitud del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

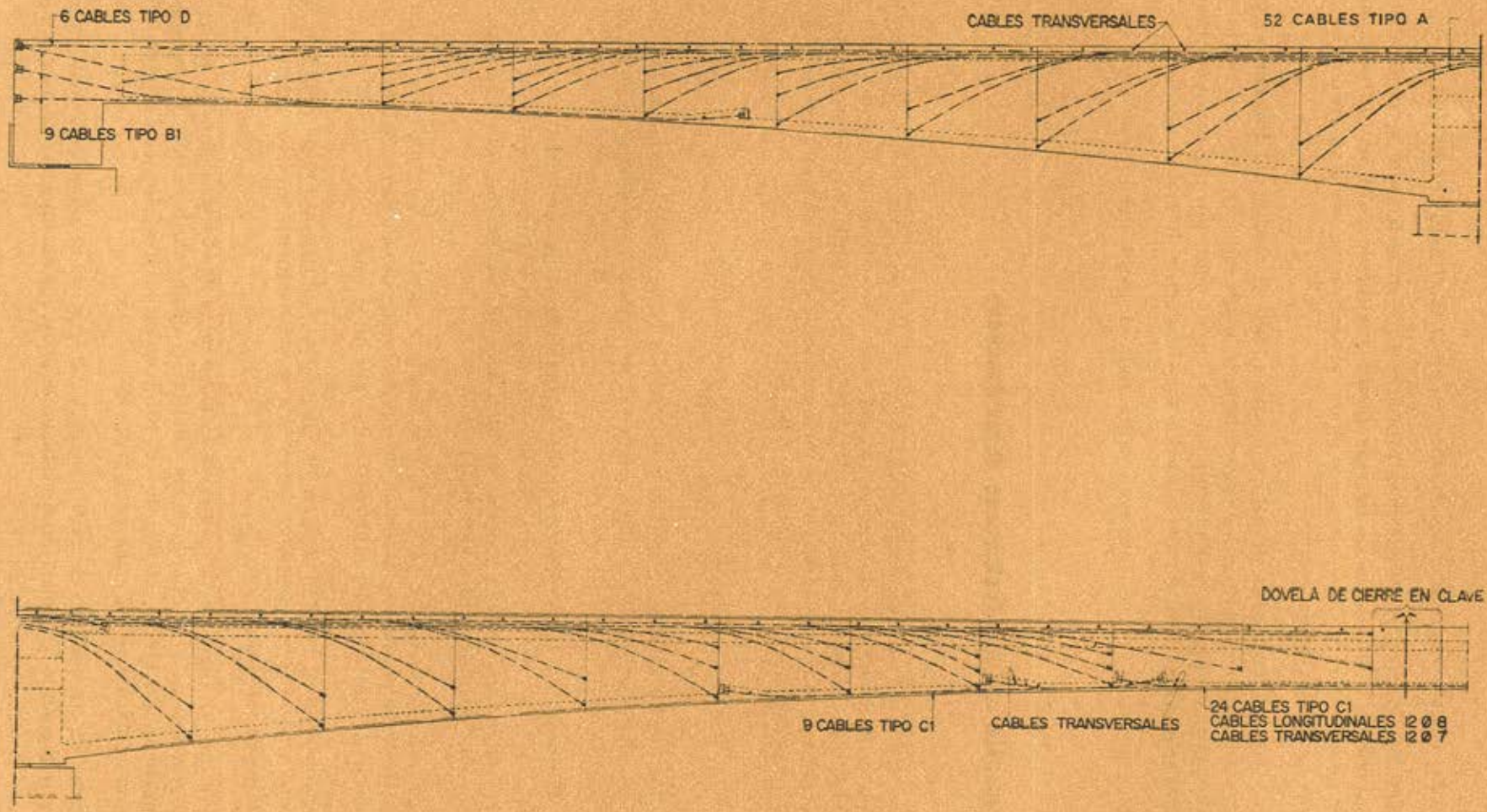


Fig. 9.—Trazado de cables en el puente de Lacroix-Falgarde (Francia).

A lo ancho del puente, los diferentes grupos de cables se situan como sigue:

— los cables del tipo a) y d) se agrupan primeramente en el forjado superior por encima de las almas; a continuación se desvían transversalmente para ser introducidos en el interior de las almas y descienden por ellas, verticalmente, hasta su anclaje en las caras extremas de las sucesivas dovelas;

— los cables del tipo b) y c) se distribuyen sobre todo el ancho del forjado inferior. Si los cables se anclan en recrecidos especialmente dispuestos en dicho forjado se evita toda desviación en planta; por el contrario si han de subir por las almas será necesario desviarlos transversalmente para situarlos en el interior de éstas;

— los cables del tipo e) se distribuyen sobre todo el ancho del forjado superior.

resistencia a esfuerzo cortante

Para comprobar la resistencia a esfuerzo cortante de las secciones más solicitadas se parte del valor reducido de dicho esfuerzo, es decir, del esfuerzo cortante total disminuido, por una parte, por el efecto de variación del canto de la seción, y por otra, por la componente vertical del esfuerzo de pretensado originada por la inclinación de los cables con relación a la fibra neutra. Esto se expresa mediante la conocida fórmula:

$$T = T_0 - \frac{M}{h} \cdot \frac{dh}{ds} - F \text{ sen } \alpha$$

La inclinación de los cables se obtiene anclándolos en la parte inferior de las almas; los cables descienden desde el forjado superior hasta el anclaje, curvándolos a lo largo de las dos últimas dovelas precedentes.

A menudo se ha indicado que por ser nula la inclinación de los cables en la sección de T máx, es decir, en la sección correspondiente al apoyo, no existe componente vertical del esfuerzo de pretensado que pueda tenerse en cuenta en la comprobación de la resistencia a esfuerzo cortante de la sección más solicitada.

Sin embargo, esto no es cierto, ya que la resistencia a esfuerzo cortante debe comprobarse en el plano probable de rotura, es decir, en un plano inclinado un cierto ángulo, β, que pase por la intersección del intradós del tablero con la cara de la pila.

La componente vertical del esfuerzo de pretensado se determinará en el punto de intersección de los cables con el plano probable de rotura, y precisamente en este punto el término F. sen α está lejos de ser nulo.

Como quiera que el ángulo β del plano de fisuración es bastante aleatorio, para calcular la componente vertical del pretensado suele adoptarse un ángulo $\beta = 45°$, lo cual queda del lado de la seguridad. En efecto, el ángulo del cable en su intersección con el plano probable de rotura es menor para $\beta = 45°$ que para $\beta < 45°$.

En la mayoría de los puentes de canto variable, el espesor de alma necesario para asegurar un buen hormigonado y poder alojar adecuadamente los anclajes es superior al que exige

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

la resistencia a esfuerzo cortante y, por lo tanto, no es preciso recurrir, ni al aumento de sección en los apoyos, ni a una armadura vertical excesiva (*).

Por el contrario, en los puentes de canto constante es frecuente tener que recurrir, bien a aumentar la anchura del alma en las secciones próximas a los apoyos o bien al empleo de cercos pretensados. Este tipo de pretensado vertical es fácil de realizar utilizando alambres anclados por cuñas o barras roscadas ancladas por tuercas, todas de la misma longitud.

Además, en los puentes construidos por voladizos sucesivos hay que tener en cuenta otro fenómeno que podría, si se presenta, conducir a la ruina la estructura. Este fenómeno consiste en el deslizamiento de una dovela respecto a la contigua y, particularmente, en el deslizamiento de la primera dovela respecto al plano de arranque en la pila. A este respecto debe señalarse que, en general, no se disponen armaduras en espera en los planos de junta. Por ello, se hace preciso comprobar que la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante es suficientemente segura. Las normas francesas exigen $\frac{N}{T} > \frac{1}{0{,}4}$ en el caso de juntas de superficie lisa y $\frac{N}{T} > \frac{1}{0{,}75}$ para juntas de superficie rugosa.

En la práctica, dicha relación es generalmente del orden de 3.

flexión transversal

En sentido transversal, los cajones se calculan como marcos, por ejemplo por el método de Cross. Existe, sin embargo, una cierta ambigüedad referente a la posición y rigidez de los apoyos, es decir, se presentan dudas sobre si para el cálculo debe considerarse como un sistema de nudos fijos o de nudos móviles.

En los puentes de poca anchura (cajón simple o doble), la rigidez torsional es muy fuerte y el forjado viene determinado por la distribución de las cargas concentradas. El pretensado transversal, aunque muy útil, no es, en este caso, absolutamente necesario.

En los puentes cuya anchura exige disponer varios cajones, la rigidez a torsión de estas secciones hace que, de no existir traviesas, el forjado entre cajones esté sometido a fuertes solicitaciones. Un cálculo riguroso que tenga en cuenta la desnivelación de los cajones, con-

---

(*) De acuerdo con las "Normas provisionales relativas al empleo del hormigón pretensado", de Francia (Circular n.º 141 del 26 de octubre de 1953), no es necesario emplear armaduras transversales si la relación entre las tensiones principales extremas de compresión y tracción satisface la desigualdad $\frac{n_3}{|n_1|} \geqslant \frac{49}{4}$, equivalente, en el caso de existir únicamente un pretensado longitudinal, a la desigualdad $\frac{n}{t} \geqslant \frac{45}{14}$ siendo "n" y "t" las tensiones de compresión y esfuerzo cortante que actúan en la sección normal.

Cuando estas desigualdades no se cumplen deberán disponerse estribos capaces de resistir la totalidad del esfuerzo cortante. Debe comprobarse si los estribos que cosen la sección fisurada por cortante, inclinada un ángulo β_1 $\left(\text{con } \operatorname{tg} \beta_1 = \frac{n_1}{t}\right)$, son suficientes para transmitir el esfuerzo cortante, es decir, si se cumple: $\sigma_j = \frac{T \cdot S}{J \cdot \omega} \operatorname{tg} \beta_1 < \sigma_{adm}$, siendo ω la sección de los estribos por unidad de longitud.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

duce a un pretensado transversal muy fuerte, dada la importancia del empotramiento del forjado en dichos cajones. Un método razonable de dimensionamiento consiste en admitir fisuras en el forjado, bajo el efecto de la sobrecarga, siempre que no lleguen hasta el nivel del cable, y con la condición de que tales fisuras vuelvan a cerrarse al cesar el efecto de la sobrecarga y se dé un revestimiento estanco a la calzada.

A menudo, resulta aconsejable disponer una o dos traviesas por tramo, lo cual no es demasiado molesto desde el punto de vista constructivo y evita el tener que construir enormes traviesas macizas sobre los apoyos. Las traviesas del tramo estarán también sometidas a fuertes solicitaciones, a causa de su propia rigidez, y su espesor deberá ser del orden de 0,70 a 1 m.

ejecución de las obras por voladizos sucesivos

Generalmente la construcción de la obra comienza por el hormigonado de un primer trozo central sobre encofrado apoyado en la pila y se continúan construyendo las sucesivas dovelas por ambos lados de la pila. Es absolutamente indispensable que el hormigonado se ejecute de manera simétrica con objeto de limitar los momentos flectores trasmitidos a las pilas; la limitación de estos momentos se consigue disminuyendo el tamaño de las dovelas o, más exactamente, limitando el peso de las zonas hormigonadas en cada una de las distintas fases.

Durante la ejecución, el mencionado trozo central debe estar empotrado en la pila. Si en la estructura definitiva tal empotramiento no está previsto, se puede conseguir un empotramiento provisional en la misma forma que se ha hecho en el puente de LACROIX-FALGARDE. En este caso se dispusieron, a uno y otro lado del apoyo de la pila (apoyo en neopreno zunchado), barras verticales de pretensado que solidarizaban el tablero con la pila; dichas barras se quitaron una vez terminada la construcción.

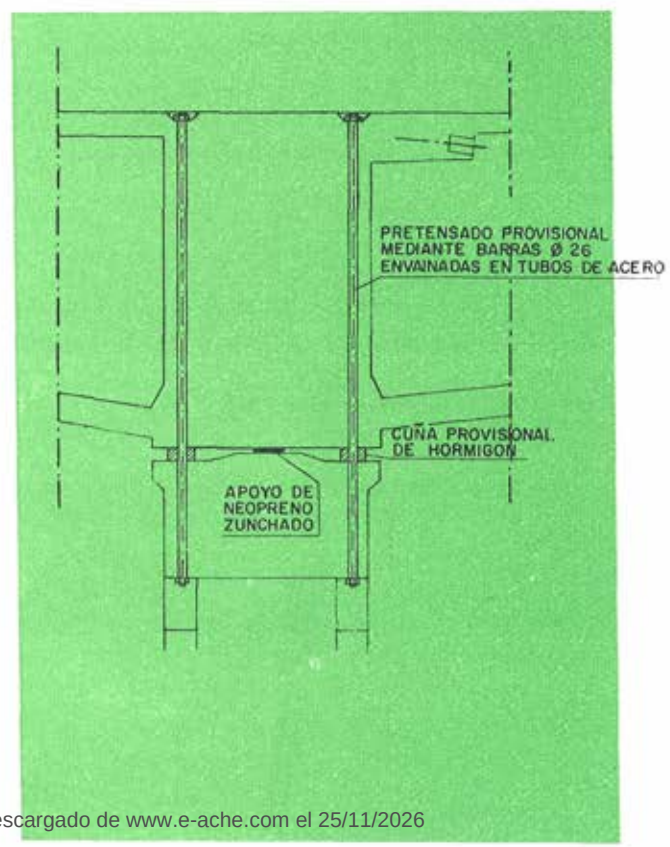


Fig. 10.—Empotramiento provisional de la dovela situada sobre la pila.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

A menudo, si el coste de la cimbra para los tramos laterales es pequeño, resulta conveniente hormigonar estos tramos sobre una cimbra y servirse de ellos después como contrapeso para la construcción en voladizo de las dos mitades del tramo central; este procedimiento tiene, por otra parte, la ventaja de facilitar el posterior transporte de los materiales, evitándose así la instalación de un andarivel.

descripción de los encofrados móviles

Los encofrados móviles utilizados para la construcción en voladizo consisten en un entramado metálico, a base de perfiles comerciales, que se apoya en la parte ya construida del puente.

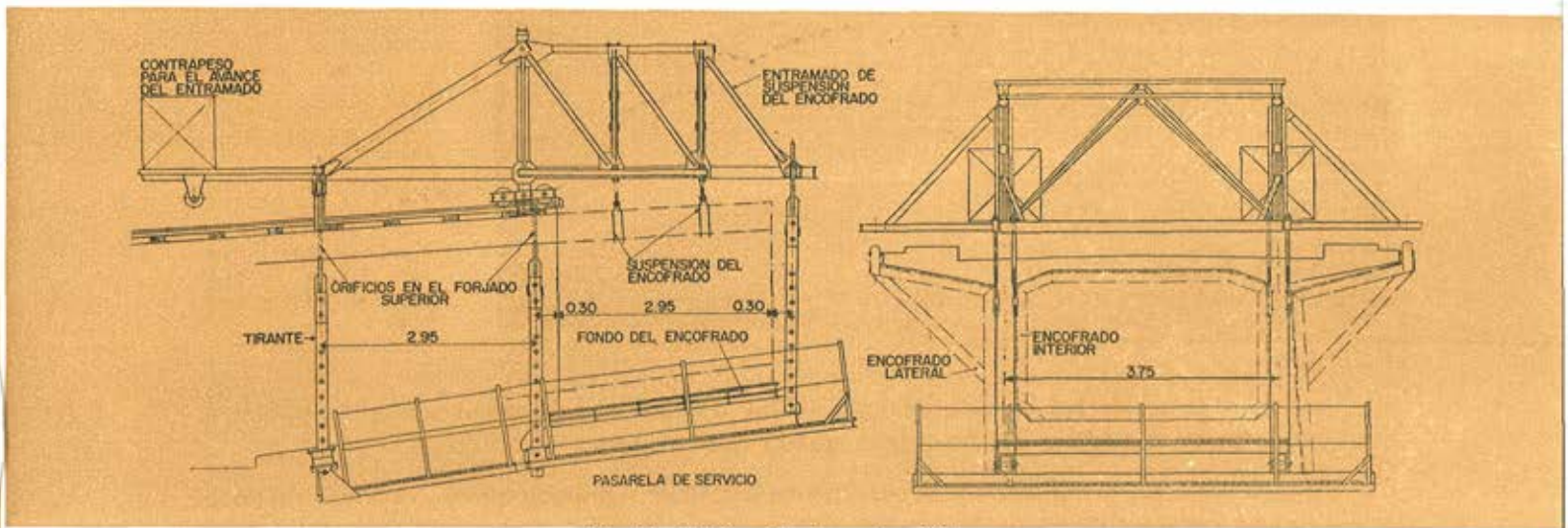


Fig. 11.—Detalle del entramado móvil.

Este entramado lleva, en su parte anterior, el enconfrado de la dovela que se va a hormigonar y en la posterior un contrapeso; puede avanzar de un tramo a otro rodando sobre unos carriles. Durante el hormigonado el equilibrio se asegura mediante unos tirantes situados en la parte posterior que atraviesan el forjado superior y van a anclarse en una traviesa dispuesta, a tal efecto, por debajo de la sección en cajón de la parte ya construida.

El encofrado de una dovela se compone de las siguientes partes:

— un fondo de encofrado, suspendido en el extremo de delante mediante péndolas que cuelgan del entramado metálico que se apoya sobre la parte ya construida, y embridado, por su parte de atrás, al hormigón de la dovela precedente, mediante unos tirantes. Está formado por perfiles metálicos con tablero de madera. El fondo del encofrado lleva, además, una pasarela de trabajo;

— los costeros del encofrado, colgados del entramado metálico y destinados a dar forma a las paredes laterales del cajón y al fondo de la parte del forjado superior que sobresale en voladizo. Estos costeros generalmente son de madera;

— el encofrado interior de la sección en cajón es independiente del entramado metálico y descansa sobre el forjado inferior que se hormigona en una primera fase. Este enco-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

frado debe proyectarse de forma que no impida las retracciones de la sección durante el endurecimiento del hormigón y se pueda adaptar fácilmente a las variaciones de canto de una dovela a otra. En la práctica, suele ser de madera y estar constituido por una serie de paneles que se ajustan mediante cuñas;

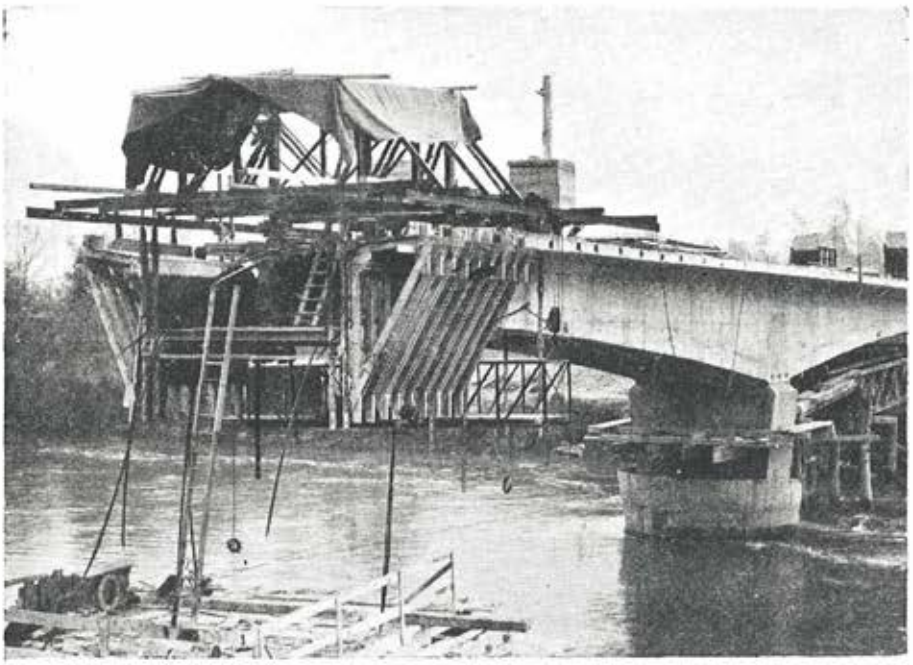


Fig. 12.—Puente de Goncelin (Francia): Vista del entramado móvil y encofrado.

— los encofrados de las caras extremas de las dovelas son, generalmente, de palastro, para que la superficie del hormigón quede muy rugosa.

A propósito de los encofrados y de su utilización, debe señalarse que en este tipo de puentes las únicas características de la sección que varían a lo largo de la directriz son la altura del cajón y el espesor del forjado inferior; por lo tanto, para pasar de una dovela a otra, basta con modificar la altura del encofrado interior.

hormigonado de las dovelas

Las dovelas se hormigonarán en dos o tres fases según su tamaño y la cantidad de hormigón necesaria.

Dicha cantidad es normalmente pequeña; los siguientes ejemplos pueden dar una idea de su orden de magnitud:

— puente de CHOOZ 11 m³ (luz 60 m. Sección: 2 almas);

— puente de VERBERIE 30 m³ (lu 82 m. Sección: 3 almas);

— puente de KHARTOUM 2 × 30 m³ (luz 90 m. Sección: 2 × 2 almas).

Las juntas de hormigonado se dispondrán verticalmente en el forjado inferior y, en caso necesario, también en el superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

El hormigonado de la dovela se iniciará por el extremo más alejado de la pila y se avanzará dirigiéndose hacia ella con el fin de reducir al mínimo la deformación que en el hormigón fresco puede ocasionar la flexión experimentada por el entramado metálico al entrar en carga.

El transporte del hormigón, se resuelve en la mayor parte de las obras utilizando un andarivel.

En el caso de que los tramos laterales se hayan construido con anterioridad utilizando una cimbra fija, el suministro de hormigón puede hacerse cómodamente por medio de un monocarril.

colocación de los cables

Puesto que cada cable longitudinal recorre varias dovelas hormigonadas en épocas diferentes es recomendable colocar las vainas vacías en el encofrado antes de hormigonar, y enhebrar los cables, dentro del orificio asi formado, una vez el hormigonado avanzado hasta la dovela en la que el cable ha de ser anclado.

La colocación de un cable por enhebrado es una operación fácil y cómoda, que en ciertos países se adopta, incluso en los casos corrientes, con preferencia al procedimiento clásico de colocar la vaina ya con su cable.

El diámetro interior de las vainas es de 43 y 46 mm para cables de 12 ∅ 7 y 12 ∅ 8, es decir, un poco mayores que los utilizados en las obras clásicas. Para los cables de 12 ∅ 0,5" se emplean vainas de 61 mm sin resorte central.

Las vainas se colocan por trozos de la misma longitud que la dovela; los distintos trozos se unen entre si por medio de manguitos roscados.

Para evitar la ovalización de las vainas en el transcurso del hormigonado, se recomendaba rigidizarlas mediante tubos de plástico; pero esta disposición ha sido considerada por los constructores como innecesaria y parece que la experiencia ha venido a darles la razón.

Para la operación de enhebrado propiamente dicha se preparan los cables según el método habitual, enrollándolos sobre un carrete de unos 2 m de diámetro que se coloca sobre un extremo de la ménsula; en el otro extremo se instala un cabrestante de mano o de motor

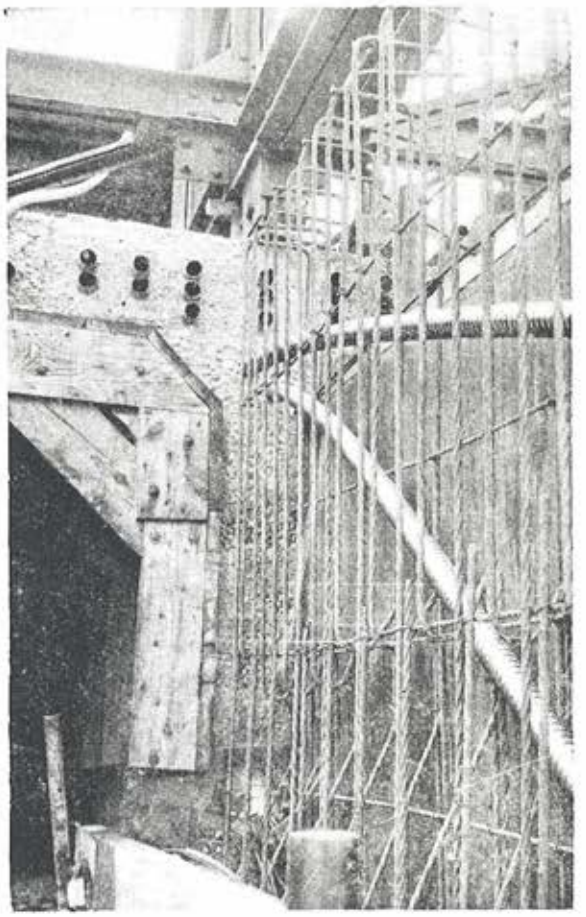


Fig. 13.—Puente de Lacroix-Falgarde: Detalle de la armadura y el encofrado de una dovela.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

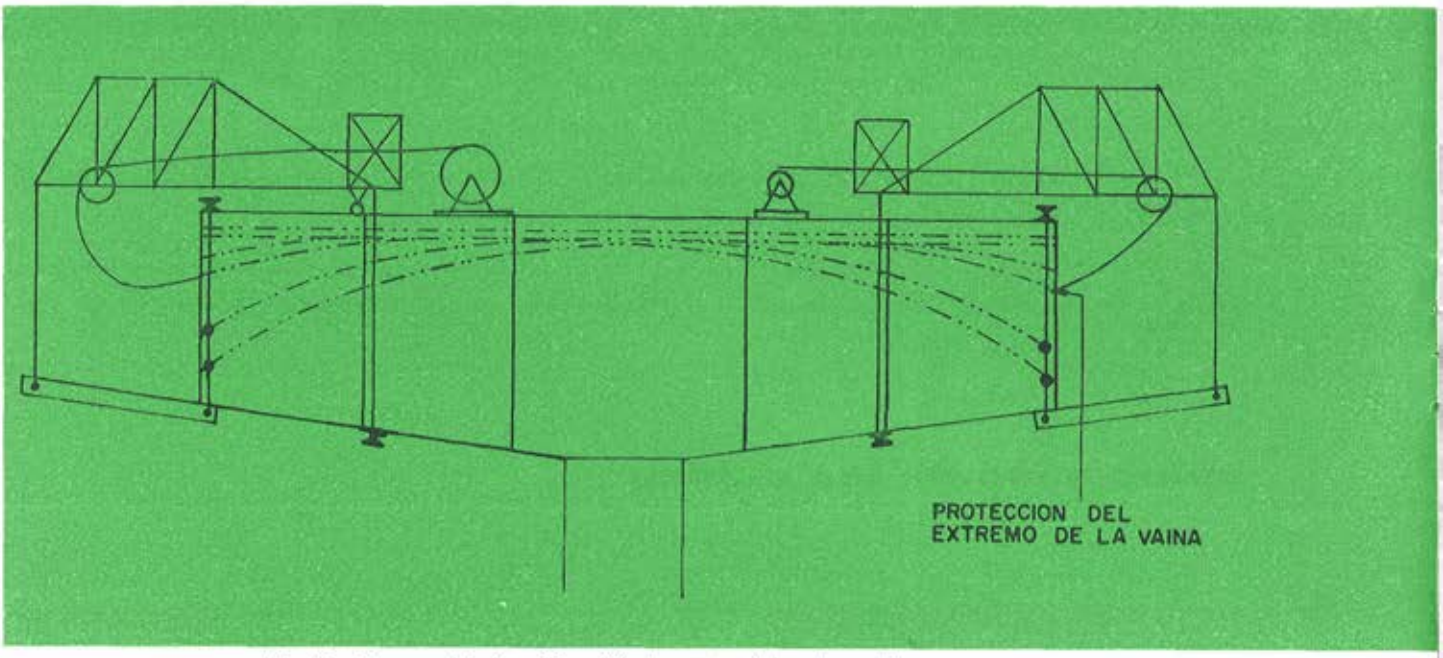


Fig. 14.—Esquema del dispositivo utilizado para enhebrar los cables.

se introduce el cable en su vaina con la ayuda de un alambre guía que pasa por un sistema de poleas y que agarra al cable por medio de una mordaza especial.

Frecuentemente, para enhebrar los cables de la parte construida sobre una pila resulta cómodo colocar el cabrestante de tracción sobre la otra.

La operación se facilita todavía más en el caso de que los tramos laterales se hayan hormigonado sobre una cimbra fija. Los constructores prefieren entonces preparar los cables de la armadura de la ménsula, antes de empezar a hormigonar, en el tramo construido sobre la cimbra e ir avanzando con ellos, por etapas, a medida que se progresa en la construcción del voladizo. El inconveniente de este procedimiento es que el acero queda expuesto a la intemperie y al mal trato de la obra durante períodos bastante largos.

A título de ejemplo, a continuación se indica la mano de obra empleada en la colocación de algunas armaduras:

— 12 ∅ 0,5": a) colocación y ajuste de vainas: 25 horas-hombre;
b) enhebrado: 20 horas-hombre;

— 12 ∅ 8: a) colocación y ajuste de vainas: 20 horas-hombre;
b) enhebrado: 15 horas-hombre.

fases de ejecución de una dovela

Las fases de ejecución de una dovela son las siguientes:

a) avance del entramado metálico móvil, sujeción de éste en su nueva posición por medio de las bridas dispuestas al efecto en su extremo posterior, colocación y ajuste de los fondos y costeros del encofrado;

b) puesta en obra de la armadura ordinaria, de acero dulce, del forjado inferior;

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

c) hormigonado del forjado inferior;

d) enhebrado de los cables longitudinales que serán anclados en la dovela, y envainado de sus extremos; colocación de la armadura ordinaria en las almas; colocación del encofrado interior, de las vainas de los cables longitudinales y de la armadura ordinaria del forjado superior; colocación de los cables transversales si los hay;

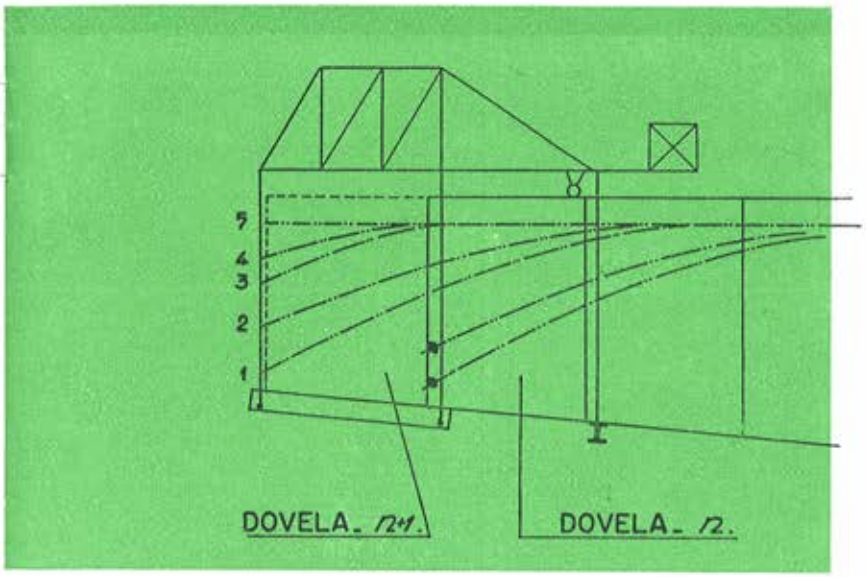


Fig. 15.—Esquema del proceso de ejecución de una dovela. Endurecido el hormigón de la dovela n se tesan los cables que en ella se anclan. Se traslada el entramado móvil, se ajusta el encofrado, se enhebran los cables 1 y 2, se colocan las vainas para los demás cables, se hormigona la dovela n + 1 y, una vez endurecido el hormigón, se tesan los cables 1 y 2.

e) hormigonado de las almas y del forjado superior en una o varias fases, según el tamaño de la dovela. Debe aflojarse ligeramente el encofrado interior durante el fraguado del hormigón;

f) desencofrado de los costeros;

g) tesado de los cables longitudinales anclados en la dovela;

h) preparación del nuevo desplazamiento del entramado. Desmontaje de los tirantes verticales posteriores, retirada de los paneles del encofrado inferior, colocación de los carriles, sustitución de las cuñas por rodillos e instalación de un cabrestante para avanzar el entramado móvil.

El tesado de los cables transversales, así como el inyectado de los cables se realizan, en general, posteriormente para poderlos hacer de una sola vez, en varias dovelas.

resistencia del hormigón durante la construcción

La duración del ciclo de ejecución de las dovelas depende sobre todo del tiempo necesario para que el hormigón alcance una resistencia que permita el tesado de los cables.

Las zonas de anclaje de los cables longitudinales, en los proyectos de la STUP, se dimensionan para que puedan resistir el tesado cuando la resistencia del hormigón, en probeta cúbica, sea de 250 kg/cm². Esto, cuando se utilizan cables de 12 ∅ 0,5″, 12 ∅ 8 ó 12 ∅ 7, obliga al empleo de anclajes exteriores y a intercalar una placa de acero entre el cono y la superficie del hormigón para disminuir la concentración de tensiones. En este caso las armaduras bajo los anclajes pueden reducirse a un emparrillado superficial.

Normalmente, ha sido posible obtener la indicada resistencia de 250 kg/cm², a los tres días.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

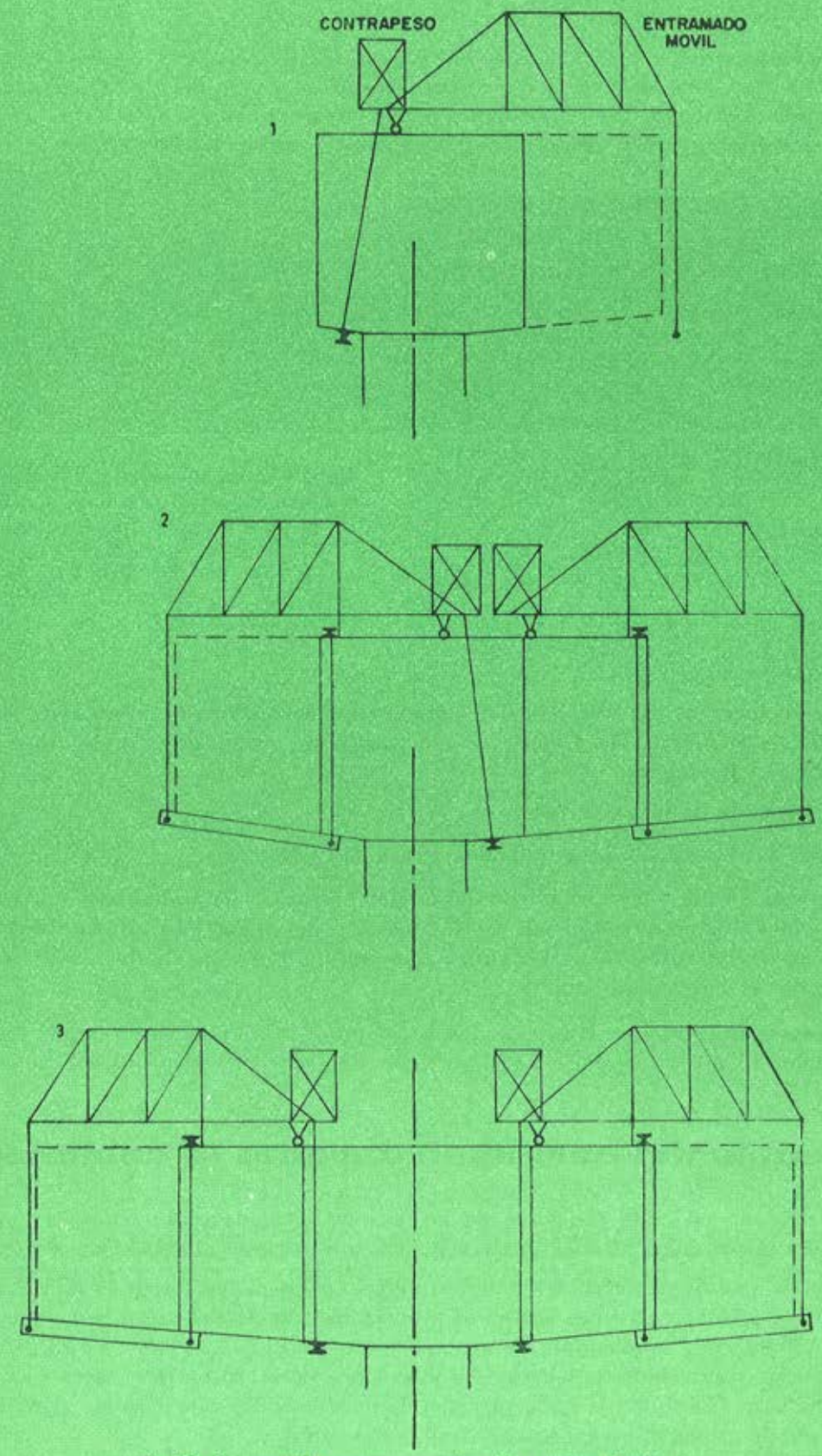


Fig. 16.—Esquema del proceso constructivo de las primeras dovelas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

duración del ciclo de ejecución

En la duración del ciclo de ejecución influye poco la cantidad de material que requiere cada dovela, ya que las dovelas más grandes permiten trabajar a mayor número de obreros sin que se produzcan entorpecimientos.

La mano de obra necesaria debe ser muy especializada y tener conocimientos diversos dada la variedad de funciones que debe desarrollar en los diferentes puestos.

Con frecuencia se intenta conseguir un ciclo de 7 días para poder aprovechar el fin de semana para el endurecimiento del hormigón. Si se necesitan 3 días para obtener la resistencia requerida, quedan de 4 a 5 días de trabajo para las diferentes operaciones previas, lo cual se considera suficiente a partir de la dovela 2.ª ó 3.ª. Si en la obra se trabaja en varias ménsulas al mismo tiempo, será posible prolongar el ciclo sin provocar periodos de paro.

En el puente de Chooz se había conseguido, al final de la obra, el siguiente ritmo, con un equipo de seis hombres trabajando alternativamente en las ménsulas de la margen izquierda y derecha (los tramos laterales se hormigonaron sobre cimbras fijas y se utilizó un entramado móvil por ménsula):

— **Lunes**

  — mañana: hormigonado de la dovela de la margen izquierda (excepto forjado inferior, realizado antes);

  — tarde: tesado de los cables de la dovela de la margen derecha; traslado del entramado móvil y sujeción en su nueva posición, y avance de los cables.

— **Martes**

  — mañana: colocación de la armadura ordinaria del forjado inferior;

  — tarde: hormigonado del forjado inferior.

— **Miércoles**

  — colocación del encofrado interior y del resto de la armadura.

— **Jueves**

  — mañana: hormigonado de las almas y forjado superior.

Las dovelas tenían una longitud de 3 m y se consiguió un avance de $2 \times 3 = 6$ m/semana, con dos entramados móviles.

Las operaciones de montaje de los entramados, traslado, ajuste y desmontaje final requieren en conjunto, por término medio, 80 h de mano de obra, por dovela, a las que hay que añadir 25 h, por dovela, en concepto de manipulación del encofrado interior. En total con respecto a la superficie útil de la dovela (3×7 m^2) resultan 5 h/m^2. Esta cifra, probablemente pudiera ser del orden de 4 h/m^2 en puentes más anchos.

control de flechas

Las flechas que toman los extremos de las ménsulas a medida que se avanza en la construcción de las dovelas dependen de la diferencia entre dos términos que corresponden, respectivamente, al peso propio y al esfuerzo de pretensado. Estos dos términos tienen el mismo orden de magnitud y, por lo tanto, la flecha total provocada por la ejecución de cada dovela es muy pequeña.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Como los dos términos son proporcionales al módulo de elasticidad del hormigón, la flecha total lo será también. El término correspondiente al pretensado depende, además, de las variaciones del propio esfuerzo de pretensado debidas a la retracción y fluencia del hormigón y a la relajación del acero. La flecha total, obtenida como diferencia entre dichos dos términos es, por lo tanto, bastante sensible a las pequeñas divergencias entre los valores real y supuesto del esfuerzo de pretensado.

Las flechas y contraflechas se calculan a priori, pero solamente un estrecho control durante la construcción, corrigiendo sobre la marcha las contraflechas calculadas, en función de las flechas realmente obtenidas, permite llegar al resultado final deseado.

Las flechas medidas durante la ejecución del primer tercio de las dovelas son insignificantes y el control sirve solamente para evitar errores de importancia. Durante la ejecución del 2.º tercio, la comparación entre las flechas calculadas y las medidas permite comprobar la hipótesis hecha sobre el valor del módulo de elasticidad y, por lo tanto, proceder a la oportuna corrección, en su caso, de las contraflechas, antes de proceder a la construcción del último tercio.

En el caso en que resulte al final una diferencia de nivel entre los dos brazos en ménsula, puede corregirse ajustando adecuadamente los entramados móviles durante el hormigonado de la sección de clave.

ejemplos de puentes construidos por voladizos sucesivos

Los tres puentes construidos en Francia, sobre el Ariège en *La Croix-Falgarde,* sobre el Isère en *Goncelin* y sobre el Meuse en *Chooz,* son todos ellos puentes de tres tramos continuos, de 30-60-30 m de luz. El canto de los tableros varía desde 3 m sobre el apoyo a 1,5 en clave. La longitud de las dovelas es de 3 m. La sección transversal de los tableros se ha proyectado con un solo cajón. En Goncelin y en Chooz, los tramos laterales se hormigonaron sobre cimbra fija.



Fig. 17.—Puente de Goncelin sobre el río Isère, en Francia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

El puente sobre el *río Ulua, en Omonita, Honduras* (proyecto de Th. Jeanbloch): consta de tres tramos de 42-120-42 m de luz. La anchura del puente es de 9,7 m. En el vano central lleva un tramo isostático, de 48 m de longitud, apoyado sobre dos ménsulas. El tablero está formado por un cajón triple de 5,9 m de canto sobre el apoyo y 1,8 m en el extremo de la ménsula. La longitud de las dovelas es de 6 m. Los entramados metálicos móviles sirvieron también para constituir la viga de lanzamiento utilizada en la colocación de las piezas que formaban el tramo central isostático.

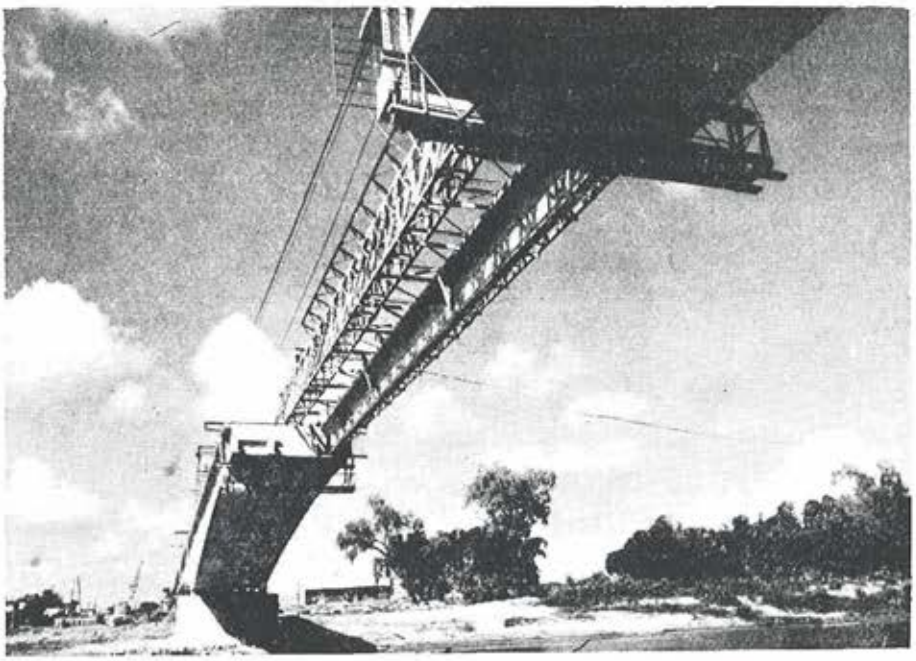


Fig. 18.—Puente sobre el río Ulua, en Honduras.

El puente sobre el *río Tocantins, en Brasil:* está constituido por tres tramos de 43-140-43 m de luz y una anchura de 10 m. El tablero está formado por un cajón doble, con articulación en el centro del tramo central. Su canto varía desde 8 m sobre la pila, hasta 3,4 m en la articulación. La longitud de las dovelas es de 6,6 m y los tramos laterales se hormigonaron sobre cimbra fija.

Puente sobre el *Sorge en Villars Ste.-Croix, Suiza* (proyecto Piguet): longitud de los tramos, 48-84-48 m; anchura, 13 m. El tablero es continuo y está formado por un cajón doble, de 4,4 m de canto sobre el apoyo y 1,8 m en el centro del tramo central. La longitud de las dovelas es de 4 m y los tramos laterales se hormigonaron sobre cimbra fija.

Puente sobre el *Vallon du Moulin à Poudre, en Brest:* longitud de los tramos, 45-82-45 m; anchura del puente, 14 m. El tablero es continuo y tiene la forma de dos cajones simples, de 4,6 m de canto sobre el apoyo y 2,0 m en el punto medio del tramo central. La longitud de las dovelas es de 3,1 metros.

El puente sobre el *Nilo en Khartoum, Sudán* (proyecto del profesor Passaro): longitud de los tramos, $44 + 7 \times 88 + 44$ m; anchura del puente, 23 m. El tablero está proyectado con dos cajones simples unidos entre sí por el forjado superior, con canto variable desde 5 m sobre el apoyo a 1,60 m en clave. La longitud de las dovelas es de 6 m. Las ménsulas están unidas entre sí mediante una articulación en forma de rodillo, con pretensado vertical. Las dovelas se ejecutaron en dos fases: en la primera se construyó el forjado inferior y las almas

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

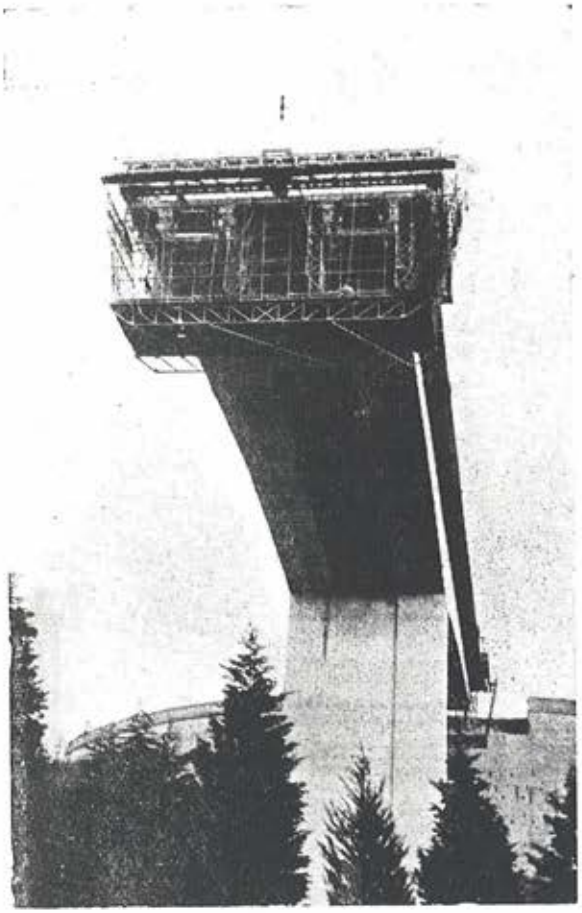


Fig. 19.—Puente sobre el Vallon du Moulin à Poudre, en Brest (Francia).

empleando cuatro entramados móviles por pila; en la segunda fase se construyó el forjado superior a todo lo ancho del puente y se hormigonó empleando otros dos entramados móviles por pila. La segunda fase se ejecutó con un desfasaje de 2½ dovelas con relación a la primera.

Puente de *Saget sobre el Garona, en Burdeos (Francia):* tiene una longitud de $15 + 68 + 4 \times 77 + 68 + 15 = 474$ m y una anchura de 27 m. El tablero, continuo, va colocado sobre apoyos de neopreno. La sección transversal la forman tres cajones simples, de paredes inclinadas, unidos entre sí por el forjado. Las dovelas, de 3,1 m de longitud, se hormigonaron "in situ". El canto del tablero es de 3,3 m a lo largo de todo el tramo, excepto sobre los apoyos, en donde se acartela aumentando hasta 3,9 metros.

Se han utilizado dovelas prefabricadas para la construcción del puente en *Choisy-le-Roi* (Sena) y dos puentes en *Pierre-Bénite* en el valle del Ródano. La sección transversal del tablero de estos puentes está formada por dos cajones simples unidos entre sí por el forjado superior. En Choisy-le-Roi, los tramos tienen longitudes de 37-55-37 m; anchura de 2×14 metros y canto constante de 2,5 m. El peso de cada dovela fue de 20 t. En Pierre-Bénite, las longitudes de los tramos son 50-75-75-50 y 56-84-56 m, la anchura de los puentes 17 m y el canto del tablero 3,6 m, con aumento de cantosobre el apoyo. El peso de las dovelas prefabricadas era de 30 t y cada una correspondía a la anchura de un cajón simple. Se hormigonaron utilizando la precedente cómo tope de encofrado. Se llevaron a obra mediante un pontón elevándolas con una grúa y colocándolas con el auxilio de una viga telescópica sujeta en la parte

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

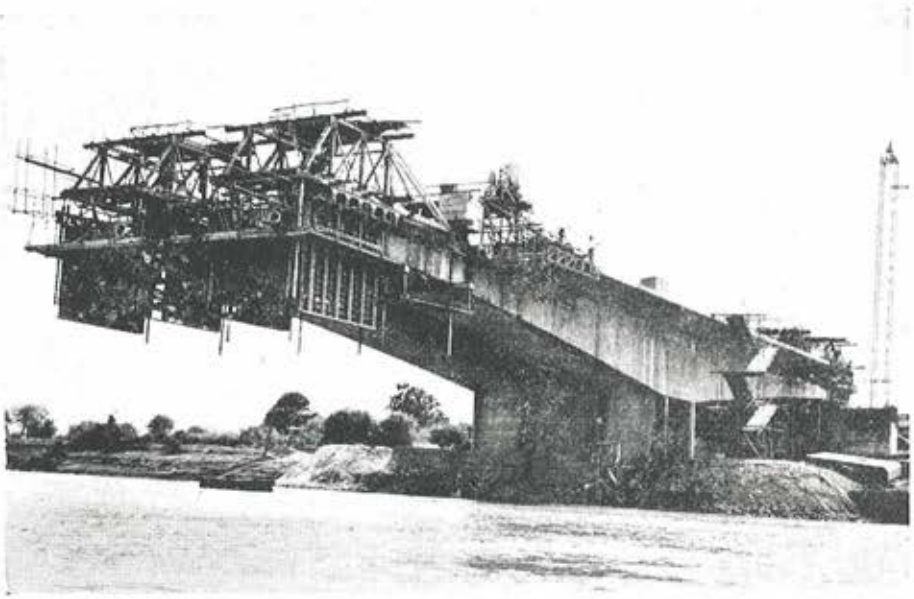


Fig. 20.—Puente sobre el Nilo, en Khartoum (Sudán).

de la ménsula ya ejecutada. El montaje de las dovelas avanzó simétricamente a un lado y otro de la pila. La junta entre dovelas se realizó con resinas epoxy.

Para lograr la exacta puesta en obra de las dovelas, sus caras extremas iban provistas de unos redientes que encajaban unos en otros. Las dovelas se solidarizaban entre sí mediante el tesado de los cables, cuyo trazado era simétrico con relación a los apoyos. El tramo central se cerró por medio de una ancha junta atravesada por una serie de cables de continuidad.

También se han utilizado dovelas prefabricadas para la construcción del *viaducto de l'Ile d'Oleron, en Francia.* Su longitud es de $8 \times 40 + 59 + 26 \times 79 + 59 + 10 \times 40 \sim 2.900$ m y la anchura del tablero 10,6 m. El tablero es continuo sobre varios tramos hasta una

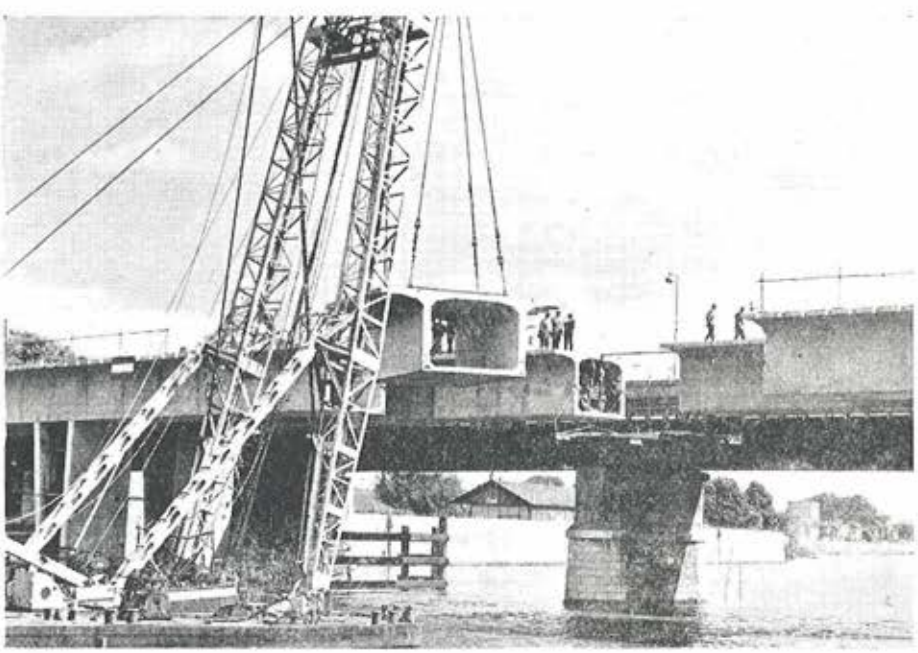


Fig. 21.—Puente sobre el Sena, en Choisy-le-Roi (Francia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

longitud máxima de 394 m. Los distintos trozos de tablero continuo se unen entre sí mediante articulaciones constituidas por apoyos de neopreno. Transversalmente el tablero está formado por un cajón simple. Las dovelas, de 3,3 m de longitud y peso variable entre 40 y 73 t, fueron prefabricadas en taller utilizando moldes metálicos y aprovechando la dovela anterior como tope del molde. El canto del tablero varía desde 2,5 m en el centro del tramo hasta 4,5 m sobre la pila. Las dovelas prefabricadas se trasladaban en carretones, sobre la parte ya construida del tablero, hasta colocarlas al alcance de una viga metálica de lanzamiento, de longitud ligeramente superior a la de la doble ménsula. Esta viga se apoyaba, por un lado, sobre el extremo del brazo de la ménsula ya ejecutada y, por el otro, sobre la pila. En la junta entre dovelas se disponía una capa de resina epoxy antes de sujetar cada dovela, mediante los cables de pretensado, a la parte ya construida.

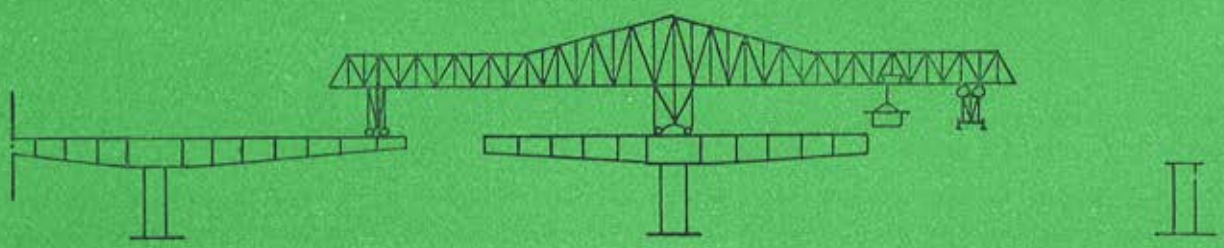


Fig.—22.—Detalle del dispositivo utilizado para la colocación de las dovelas prefabricadas en el puente de l'Ile-d'Oleron (Francia).

consideraciones económicas

Con el método de construcción por voladizos sucesivos de canto variable, el aprovechamiento de los materiales es máximo.

Un estudio comparativo entre un puente construido por voladizos sucesivos y el mismo puente realizado sobre cimbra fija demuestra que, para luces normales, las cantidades de hormigón y acero necesarias son sensiblemente iguales en los dos casos, si bien el número de anclajes es mayor en el primer caso, dado que la longitud media de los cables en este tipo de estructuras es menor.

Comparando un puente construido por voladizos sucesivos con otro a base de vigas prefabricadas, ambos de la misma longitud, 55 m, y por tanto superior al límite económico normal para puentes de vigas rectas, resulta evidente la superioridad económica de la construcción en voladizo.

Comparando un puente construido por voladizos sucesivos con tramos de 30-60-30 m de luz y otro formado por vigas prefabricadas de 40 m de longitud se ve que la cantidad de hormigón en la solución a base de vigas prefabricadas es menor, pero la cantidad de acero y el número de anclajes son sensiblemente iguales. ¿Cuál de las dos soluciones es más económica? Esto depende del coste de la cimentación, del número de vigas, del precio de una posible cimbra, etc...

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

La cantidad de armaduras secundarias necesarias en las estructuras construidas por voladizos (alrededor de 50 kg/m³) es mayor que en las construcciones clásicas (alrededor de 30 kg/m³). Ello se debe a la flexión transversal de los cajones, al esfuerzo cortante entre el forjado inferior y el alma, a las armaduras necesarias para coser los planos de junta, y a las armaduras suplementarias en el forjado inferior exigidas por la forma curva del mismo.

A continuación se hace un estudio comparativo aproximado entre los gastos de ejecución correspondientes a los diversos métodos constructivos.*

En los puentes construidos por voladizos sucesivos, el peso de la parte metálica de los entramados móviles (excluido el encofrado) es de unos 350 kg/m² de superficie útil de dovela. Esta cifra es válida para tramos del orden de 80 m con dovelas de 3 a 4 m de longitud; para dovelas de longitudes mayores, por ejemplo 6 m, para mantener esta misma proporción de peso de acero por m² de superficie útil es preciso ejecutar las piezas en dos fases.

El número de entramados móviles necesarios depende del plazo de ejecución previsto y de la longitud de las dovelas. En el caso de dovelas de 3 a 4 m de longitud y con un ciclo de ejecución de 7 días por dovela, resulta una velocidad de avance del orden de 0,5 m por día y entramado.

Tomando como ejemplo la construcción de un puente de 3 tramos, cuyas luces están en la relación 1 : 2 : 1, con 10 dovelas por cada brazo en ménsula y suponiendo que se dispusiese de dos entramados móviles, se obtienen los siguientes gastos para los entramados, encofrados y mano de obra. (En esta mano de obra se incluye la necesaria para: 1.° el montaje del entramado; 2.° los sucesivos desplazamientos del entramado; 3.° la colocación, retirada y conservación del encofrado; 4.° la retirada del entramado):

— entramado: 18 kg/m² a 30 ptas./kg	=	540 ptas./m² de superficie útil del puente;
— encofrado interior y exterior en madera	=	125 ptas./m² de superficie útil del puente;
— mano de obra: 5 h/m² a 90 ptas./h	=	450 ptas./m² de superficie útil del puente;
Total	=	1.115 ptas./m² de superficie útil del puente.

Para el mismo puente construido sobre cimbra, se obtenía que los gastos de encofrado (incluidas amortización y mano de obra necesaria para su colocación y retirada) se elevaban a 900 ptas./m² de superficie útil del puente, a los que había que añadir el coste de la cimbra.

Finalmente a continuación se consideran dos ejemplos de puentes construidos mediante lanzamiento de vigas prefabricadas. Las vigas prefabricadas tienen una longitud de 40 m y un peso, cada una de ellas, de unas 80 t. En la viga de lanzamiento se han invertido 30 t de perfiles metálicos más los correspondientes medios auxiliares. Hay que contar también con un encofrado metálico para la fabricación de las vigas. Se estima que el capital invertido en la viga de lanzamiento, el encofrado metálico y los correspondientes medios auxiliares se eleva a 2.500.000 pesetas. Los gastos de ejecución en cada uno de los puentes pueden valorarse en:

* Los gastos se expresan traduciendo a pesetas los precios franceses.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

a) puente de 3 tramos, constituidos por 4 vigas cada uno y con 1.200 m² de superficie total de tablero:

— precio del encofrado y de la viga de lanzamiento	2.100 ptas./m²
— mano de obra necesaria para la colocación de las vigas: 1,4 h/m² a 90 ptas./h	125 ptas./m²
Total	2.225 ptas./m²

b) puente de 5 tramos, constituidos por 5 vigas cada uno, y con 2.500 m² de superficie total de tablero:

— precio del encofrado y de la viga de lanzamiento	1.000 ptas./m²
— mano de obra necesaria para la colocación de las vigas: 1,4 h/m² a 90 ptas./h	125 ptas./m²
Total	1.125 ptas./m²

Los resultados obtenidos en este estudio económico comparativo de los diferentes métodos constructivos variarán a favor de la ejecución por voladizos, siempre que se aumente la longitud de los tramos o se reduzca el número de vigas prefabricadas que constituyen el puente.

Se estima interesante comparar a continuación los plazos de ejecución necesarios para cada uno de los diferentes métodos considerados.

El orden de magnitud del plazo de ejecución para cada método, puede deducirse de los resultados obtenidos en los ejemplos que seguidamente se mencionan:

1) *Vigas prefabricadas, obra de gran rendimiento, muy mecanizada: Viaducto de la Porte de Versailles, París.*

30 tramos de 7 vigas; luz = 30 metros.

Avance máximo conseguido: 8 vigas fabricadas y colocadas por semana,

lo que supone: $30 \times \frac{8}{7} \times \frac{1}{7} = 4{,}9$ m lineales de puente por día.

2) *Vigas prefabricadas, obras pequeñas.*

5 tramos de 5 vigas; luz = 40 metros.

Una viga fabricada y colocada por semana,

lo que supone: $40 \times \frac{1}{5} \times \frac{1}{7} = 1{,}1$ m lineales de puente por día.

3) *Voladizos sucesivos, puente estrecho.*

Puente de tres tramos, de 30-60-30 m de luz, construido utilizando dos entramados móviles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Avance: 1 m lineal de puente por día.

4) *Voladizos sucesivos, puente ancho.*

Varios tramos de 90 m. Se trabaja simultáneamente en los extremos de las dos ménsulas que parten de una misma pila.

Ejecución de las dovelas en dos fases.

110 días por doble ménsula de una misma pila,

lo que supone: $\frac{90}{110} \simeq 0{,}8$ m lineales de puente por día.

5) *Voladizos sucesivos, dovelas prefabricadas: Puente de Choisy-le-Roi.*

Cada semipuente, de 14 m de anchura, está constituido por dos dovelas. Se consiguió llegar a colocar 4 dovelas de 2,5 m de longitud, por día. Teniendo en cuenta que sólo se trabajan seis de los siete días de la semana, la velocidad de avance resulta:

$$\frac{6}{7} \times \frac{4 \times 2{,}5}{2} \simeq 4 \text{ m lineales de puente de 14 m de anchura, por día.}$$

El campo de aplicación del método de construcción por voladizos sucesivos se deduce directamente de los resultados obtenidos en los estudios comparativos que quedan expuestos.

conclusión

Este método de construcción por voladizos sucesivos es frecuentemente el más indicado para la realización de tramos de grandes luces; parece competitivo en cualquier caso, a partir de los 80 m; y a partir de los 50 m, si existen dificultades para la utilización de cimbras y la obra es demasiado pequeña para permitir la amortización de una importante maquinaria auxiliar de puesta en obra.

Este método, naturalmente, es sólo aplicable cuando las cimentaciones son capaces de resistir los esfuerzos que se originan durante el proceso de ejecución.

Por otra parte exige poca mano de obra, pero muy especializada y capaz de adaptarse a los distintos tipos de trabajo que sucesivamente debe realizar.

De los estudios efectuados parece deducirse que el límite práctico actual de su utilización está alrededor de los 200 m de luz. Para luces mayores hay que dar a las piezas unos cantos que resultan excesivos.

Las soluciones en celosía, con prefabricación parcial o total, parece que permiten sobrepasar dicho límite.

Una solución mixta a base de tramos centrales construidos por voladizos sucesivos y tramos de acceso prefabricados es, a menudo, la más indicada para puentes de gran longitud.

En el caso de puentes de muchos tramos de gran luz, con cimentaciones costosas, el empleo de ménsulas atirantadas o jabalconadas permite reducir las luces libres a longitudes para las cuales resulta aplicable el método normal de construcción por voladizos sucesivos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

837 - 3 - 6

postesado con cables trenzados y nuevo tipo de viga de lanzamiento

Texto de la conferencia que, en los locales del Instituto Eduardo Torroja y organizada por la Asociación Española del Hormigón Pretensado, pronunció D. Ricardo Barredo el día 31 de marzo de 1965

Sr. Presidente, Sras., Sres, queridos amigos:

El mes pasado se cumplieron los 30 años de la fundación del Instituto Técnico de la Construcción y Edificación por un grupo de amigos, al que tuve el honor de pertenecer, dirigidos por una Junta en la que figuraban, entre otros, nuestro actual presidente D. José María Aguirre y nuestro querido y llorado director, D. Eduardo Torroja.

Aquello que comenzó como una ilusión de un grupo de amigos se convirtió, después de la guerra, bajo la protección del Patronato Juan de la Cierva, en el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, hoy Instituto Eduardo Torroja, en recuerdo de su principal y entusiasta promotor.

Perdonadme, aunque no sea nada más que por mis muchos años de lucha alrededor de esta Casa, este recuerdo sentimental.

Nos vamos a ocupar, en primer lugar, en esta charla, del empleo de cables trenzados en el hormigón postensado.

La aplicación del hormigón postensado, o mejor dicho, del hormigón precomprimido con armaduras postesas, a las grandes obras, va en aumento. Por un lado, los materiales de que se dispone son de mejor calidad, y por otro, los ingenieros se van habituando a esta técnica que tantas ventajas ofrece en muchos casos, y recurren, cada vez con más frecuencia a la utilización de estos aceros especiales en las obras de hormigón. El campo de aplicación se amplía, las luces a salvar se aumentan, y, por último, ha llegado la ingeniería nuclear a desorbitar o, por lo menos, ampliar grandemente el problema de las unidades para grandes esfuerzos de tensión, ante las exigencias de esta técnica en cuanto a la construcción de recipientes de grandes dimensiones para altas presiones y temperaturas.

De todos es conocida la dificultad que encuentran los fabricantes de alambre de acero para hacer barras gruesas que tengan una resistencia por mm^2 aceptable, pues todos sabemos que por la forma de fabricación, con sus procesos mecánicos y térmicos, se obtiene una capa superficial de mayor resistencia, con una cierta penetración, pero que no llega al núcleo cuando se pasa de determinados diámetros.

Cuando se necesitan unidades de anclaje para grandes esfuerzos, no podemos, pues, ampliar la escala y emplear el mismo número de barras o alambres aumentándoles el diámetro. Se comprende también fácilmente la complejidad que supone el tratar de aumentar el número de alambres paralelos en un anclaje, según las potencias necesarias van siendo mayores.

Se llega así a la necesidad o conveniencia de emplear un corto número de unidades de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

grandes diámetros y formadas por alambres de diámetro pequeño, o sea, a la utilización de los cables trenzados que, aparte de lo dicho, tienen la ventaja de ser más flexibles y, por tanto, más manejables en obra, que las barras macizas a las que sustituyen.

La utilización de cables trenzados en distintas aplicaciones industriales de uso normal no necesita ninguna aclaración, e incluso como auxiliares en las obras de hormigón hemos tenido que usar cables de 30 ó 40 mm todos los que nos dedicamos a obras un poco grandes, con todas las dificultades pero, a la vez, con todas las ventajas que una unidad de este tipo representa.

En cuanto al empleo de los cables trenzados como armaduras en obras de hormigón quiero recordar aquí que, gracias una vez más a la iniciativa de nuestro querido profesor Torroja, fue en una obra española donde por primera vez en el mundo se emplearon cables trenzados de acero previamente estirados.

Corría el año 1927 cuando tuve la fortuna de intervenir en la construcción del acueducto de Tempul con el empleo de cables trenzados a los que se dio tensión por variación del trazado mediante un puente de hormigón que se elevó con gatos hidráulicos, estando ancladas las puntas de los cables, por hormigonado, en el estribo y en el extremo de la viga. No se conocía todavía lo que hoy llamamos hormigón pretensado y no existían, por lo tanto, los perfeccionamientos con los que hoy cuenta esta técnica.

Volviendo nuevamente a la conveniencia de la utilización actual de estos cables en el hormigón pretensado, ya hemos visto cómo su empleo se impone cuando se trata de conseguir unidades de gran potencia de tracción.

La necesidad se hace más patente en los sistemas, como el nuestro, en que a cada anclaje llega un pequeño número de alambres.

Sin perder las características de nuestro sistema, de anclaje isostático, con uniformidad de retención de todas las unidades y con tracción equilibrada para todas ellas, queríamos conseguir unidades de potencia cada vez mayores. Esto nos llevó a ser de los primeros en sustituir los alambres por cables y trabajar así con elementos de mayor diámetro.

Nuestro anclaje sigue recibiendo tres unidades y nuestro gato sigue también siendo triple y equilibrando los esfuerzos, y hemos podido así pasar ese tope marcado por las posibilidades de fabricación.

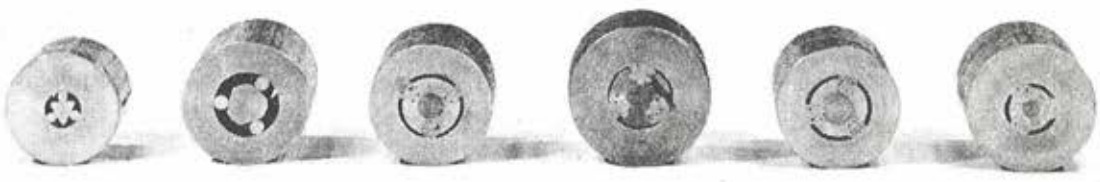


Fig. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

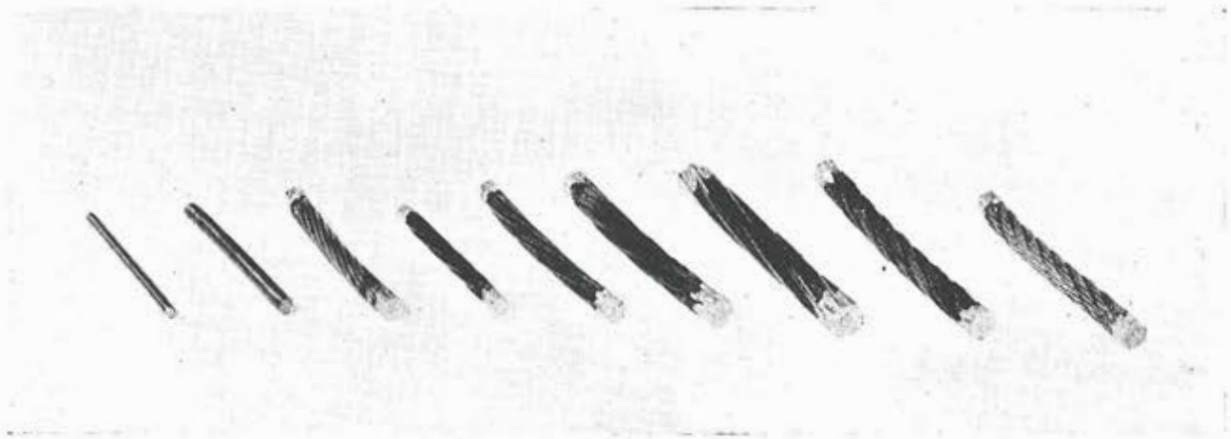


Fig. 2.

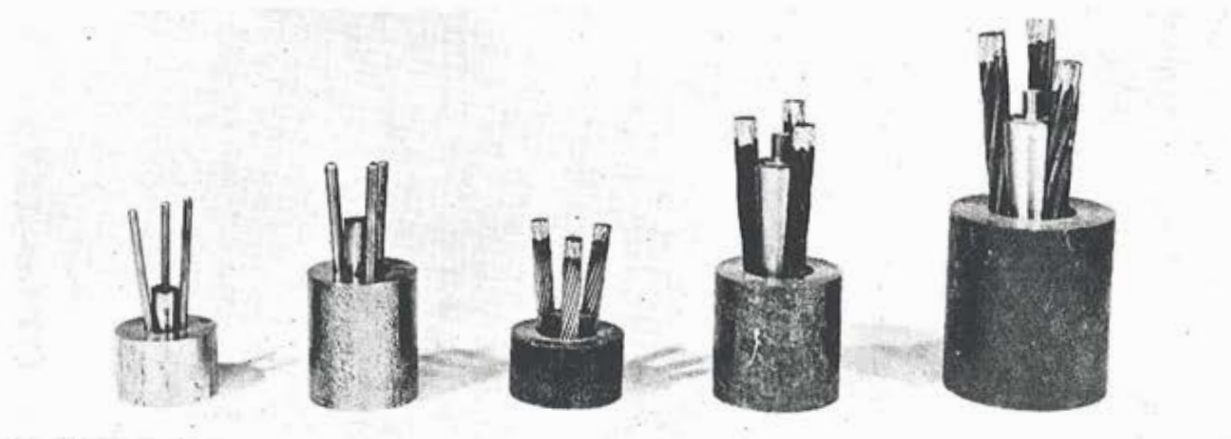


Fig. 3.

El resultado ha sido satisfactorio y, son ya numerosas las obras realizadas con este sistema. En las figuras 1, 2, y 3 pueden verse una serie de muestras de anclajes para cables de distintos diámetros y compuestos por 7 alambres cada uno, que son los que hasta ahora hemos empleado en obra, habiéndose llegado con ellos al empleo del cable de 15 mm de procedencia inglesa, o sea, llegando a un anclaje de 21 alambres de 5 milímetros.

En dichas figuras aparecen también otras muestras que corresponden a diversos ensayos realizados con cables de otras composiciones. Se pueden ver cables de 19 alambres y de 49 alambres, que al multiplicarlos por 3 dan ya una potencia suficiente para poder abordar los problemas más avanzados, actualmente, en la técnica del hormigón postensado.

Todas estas muestras corresponden, como veis, a ensayos en los que se ha llegado a la rotura de los cables sin que en el anclaje haya habido ningún deslizamiento de ellos respecto a la cuña, aunque, naturalmente, al llegar a estos esfuerzos se produce una penetración de la misma mayor que durante el empleo normal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Estos resultados nos han llenado de satisfacción y, por eso, los traigo a vuestra consideración, pues pensamos llegar con ellos a unidades de 300 y 500 t en rotura, o sea, de unas 200 y 300 t de utilización normal.

Como era lógico, dado que los cables presentan al entrar en tracción una cierta deformación por acoplamiento de los alambres, deformación que varía con el proceso de cableado, la forma de bobinado, e incluso con su manejo en obra, hemos encontrado de mayor interés aún que para los alambres, la característica de nuestro sistema de dar a las tres unidades el mismo esfuerzo, independientemente del diferente alargamiento de cada una de ellas, pues se garantiza así la igualdad en las tracciones a la vez que una uniformidad en la retención en el anclaje, a lo que atribuyo la simplicidad con que hemos podido anclar, hasta rotura, cables que por su composición han sido siempre difíciles de manejar.

Naturalmente, esa diferencia de alargamientos se presenta en las primeras fases de la tensión, siguiendo después todos los cables una curva prácticamente uniforme.

En cuanto a características de los cables, puedo decir que los cables preformados presentan una curva más uniforme, y que cuanto más corto es el paso de cableado con mayor facilidad se manejan los cables en todos sentidos.

Hay también un punto importante sobre el que quiero llamar la atención. Dada la mayor flexibilidad del cable respecto a los alambres gruesos, lo que implica una menor energía de deformación, la pérdida de tensión por rozamiento en curva es menor en los cables que en los alambres gruesos. En los ensayos realizados hemos encontrado que para los alambres de 5 y 7 mm podemos considerar, como media, un coeficiente $\varphi = 0{,}35$ y en cambio para cables de 10,5 y 12 mm sólo se llega a un $\varphi = 0{,}25$, lo cual, tratándose de un exponente, significa una gran variación, cuando el ángulo de curvatura es grande.

Se encuentra además una economía al emplear cables trenzados, ya que, según aumenta la potencia de un anclaje, su precio y la mano de obra necesaria no aumentan en la misma proporción, así como tampoco el coste de la entubación, inyección, etc.; pero tampoco esto quiere decir que se deba ir siempre a unidades de anclaje grandes, puesto que se crean problemas de concentración de esfuerzos en los extremos de las piezas a precomprimir y podría ser peor el remedio que la enfermedad. Siempre habrá un límite de aplicación para cada tamaño, debiéndose escoger en cada caso la unidad más apropiada, pues además el manejo en obra de unidades demasiado grandes no resulta muy cómodo y, por tanto, disminuye ese margen de economía.

Observemos estas fotografías de unos extremos de anclaje en vigas, y podremos comparar así la diferencia que existe al emplear alambres, o cables trenzados. Como ejemplos del primer caso podemos citar: las vigas de los puentes de Lora del Río (fig. 4), con 50 m de longitud, proyectadas por el Sr. Martínez Santonja, con alambre ∅ 5 mm y las del puente de Corella (fig. 5), proyectada por D. José Antonio Torroja, con alambre de ∅ 7 mm. Como ejemplos del segundo caso figuran: las del puente sobre el río Guadiaro (fig. 6), proyectadas por el Sr. López Jamar, con cable ∅ 12 mm, o las de este edificio industrial (fig. 7), proyectadas también con cable ∅ 12 mm, por los Sres. Blanco Soler y Cudos, o como esta viga de la cubierta del Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos (fig. 8), proyectada con cable ∅ 9 mm, por los Sres. Fisac, Urbistondo, González Montesinos y Pliego.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

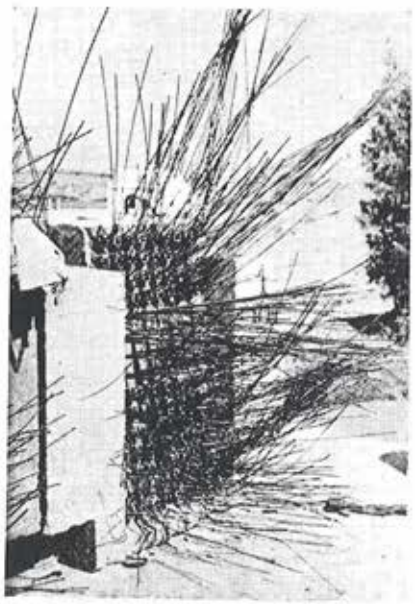


Fig. 4.

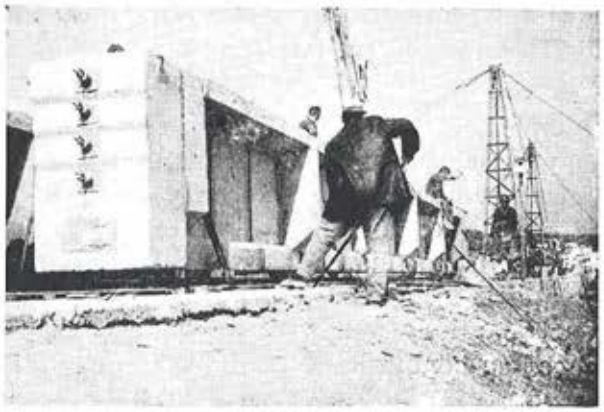


Fig. 6.

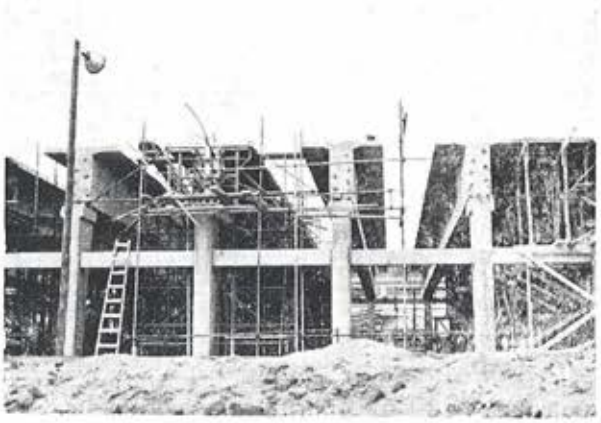


Fig. 7.

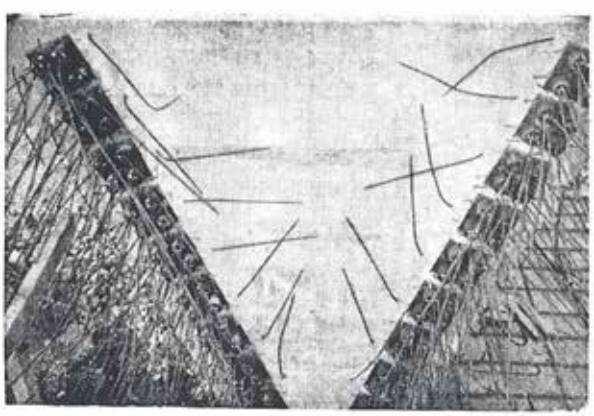


Fig. 5.

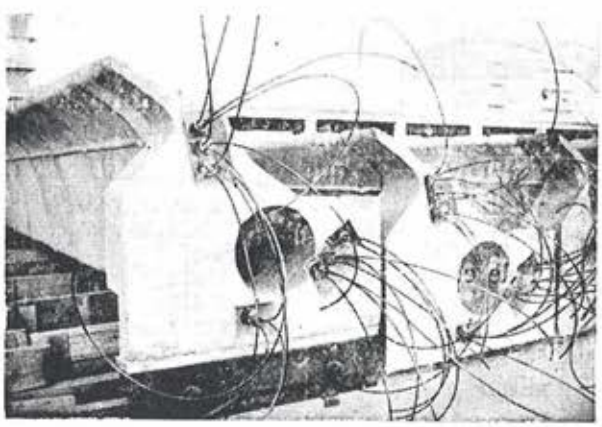


Fig. 8.

Creo que en estas fotos se ve claramente, tanto la diferencia entre postensar con alambres o con cables como la concentración de esfuerzos a que antes hacía referencia y las posibilidades de distribución en unos casos y otros que, como digo, serán factores decisivos en la elección de la armadura a emplear en cada ocasión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Pasemos ahora a la segunda parte de esta charla.

En esta segunda parte voy a hablaros, como sabéis, de una viga de lanzamiento, es decir, de una cimbra metálica para colocar en su sitio vigas de hormigón que se han construido fuera del lugar de su emplazamiento.

El principal problema con que normalmente se encuentra uno en la construcción de puentes consiste en la colocación "in situ" del hormigón del tablero.

El sistema clásico, que sigue empleándose en ocasiones, pues muchas veces resulta económico, de construir un andamiaje apoyado en tierra, es enormemente caro cuando las pilas tienen una cierta altura, e ilógico cuando el cauce puede estar sometido a inundaciones.

Las cimbras recogidas, sean de madera o de hierro, obligan a la permanencia en obra, durante bastante tiempo, de un elemento de alto coste.

Todo esto ha ido llevando, en la construcción de los puentes de tramo recto, a la fabricación de las vigas en las márgenes y a colocarlas después en su sitio mediante unas vigas metálicas, que se proyectan especialmente para este uso y en las que se busca la economía dotándolas de medios auxiliares convenientes para que su estancia en obra no sea demasiado larga ni necesite mucha mano de obra en su manejo, haciendo así rentable un elemento que, en general, es caro.

Yo voy a enseñaros nuestra cimbra, o viga de lanzamiento, proyectada y patentada por nosotros, que creo reúne unas características que pueden resultar interesantes, pues en ella se han pretendido simplificar al máximo, tanto las operaciones de colocación de las vigas de hormigón en su sitio, como el desplazamiento de la misma cimbra, de un tramo a otro, en fases sucesivas de la construcción de un puente.

Las fotos que figuran a continuación corresponden a la primera de estas cimbras, construida para vigas de hormigón de hasta 40 m de longitud y 70 t de peso, siendo necesarios solamente seis hombres para realizar todas las operaciones antes mencionadas.

La llamamos cimbra telescópica autolanzable, porque formada por tres cuchillos longitudinales, uno de ellos sale telescópicamente para salvar el vano libre y llegar a la pila siguiente. Después se recogen sobre él los otros dos y queda la cimbra en su nueva posición, habiéndose trasladado por sus propios medios y sin necesidad de contrapesos adicionales, con lo que no se descompensan las pilas durante las operaciones de avance.

En disposición de trabajo, tal como la vemos en la figura 9, la cimbra está formada por tres cuchillos de sección triangular, estando colocados los dos cuchillos laterales fijos, con la base del triángulo en la parte inferior.

Estos dos cuchillos se apoyan en sus extremos en unas bancadas de cabeza, que son las que llevan colocadas las patas para poder situar la cimbra a la altura conveniente.

El cuchillo central (triángulo con base en la parte superior) queda alojado entre los otros dos, y simplemente apoyado sobre ellos, realizándose el trabajo conjunto en forma de ballesta.

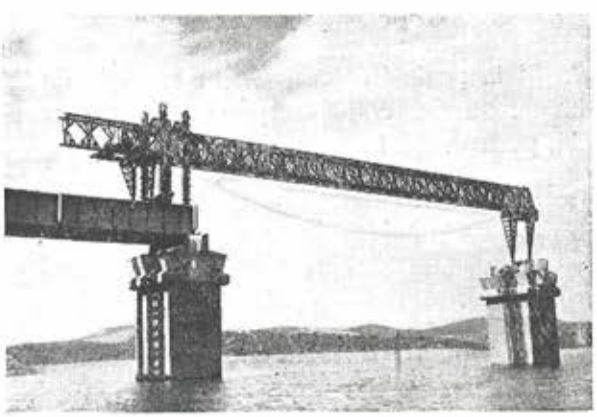


Fig. 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las patas de la cimbra llevan en su parte inferior unas ruedas que pueden orientarse en sentido longitudinal o transversal para poder realizar con la cimbra los movimiento que se precisen, sea cargada o descargada.

La cimbra va equipada con dos vagonetas, que marchan sobre unos carriles colocados en la parte superior, y que llevan unos marcos exteriores que suben y bajan accionados por gatos hidráulicos. De estos marcos se cuelga la viga que hay que transportar, y son oscilantes y articulados para evitar tirones y esfuerzos anormales.

La viga de hormigón viene apoyada en dos vagonetas sobre carriles, y cuando la punta delantera ha entrado en la cimbra se cuelga de la vagoneta correspondiente, avanzando así como se ve en la figura 10.

Cuando la cola de la viga de hormigón entra también dentro de la cimbra se cuelga de la segunda vagoneta, y mediante dos gatos hidráulicos de que disponen éstas se baja a su posición como puede verse en la figura 11.

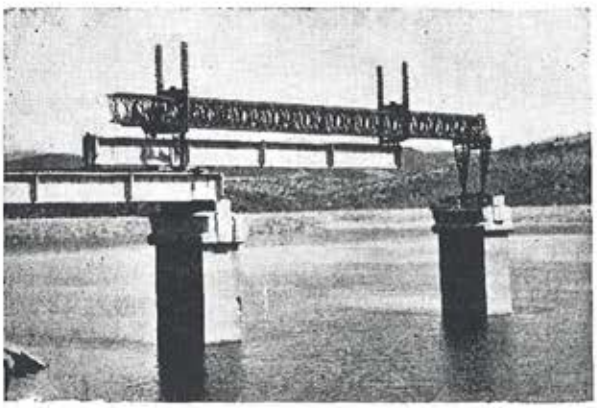


Fig. 10.

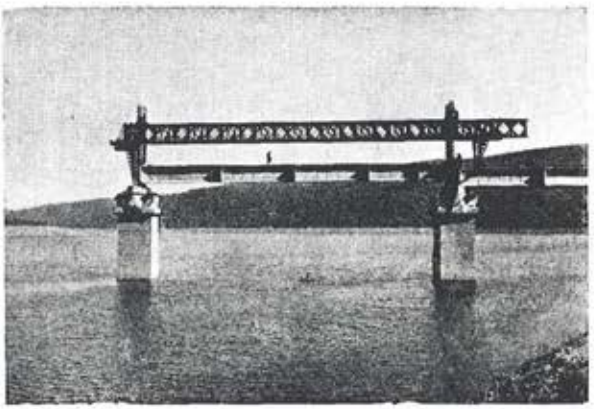


Fig. 11

Si la posición de la vía de entrada de la viga de hormigón no coincide con el lugar donde ha de quedar colocada puede hacerse un ripado transversal de la cimbra, con la viga colgada, para depositarla en su sitio.

El movimiento de las vagonetas que ruedan sobre la cimbra se realiza mediante dos cabrestantes que lleva ésta en su plataforma posterior, con las correspondientes poleas de reenvío, sirviendo uno para hacer el arrastre y otro para mantener una retenida o realizar un retroceso sin fuera necesario.

Una vez terminadas las operaciones en un tramo (o en el estribo, cuando se trata de pasar al primero de ellos), para pasar la cimbra al tramo siguiente se procede de la forma indicada a continuación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

El cuchillo central de la cimbra se hace avanzar apoyado en unos rodillos que lleva la plataforma o bancada delantera, utilizando como contrapeso los dos cuchillos laterales que se quedan detrás. Como amarre deslizante, en la cola del elemento que sale en voladizo, se emplea una de las vagonetas que antes sirvió para transportar la viga de hormigón.

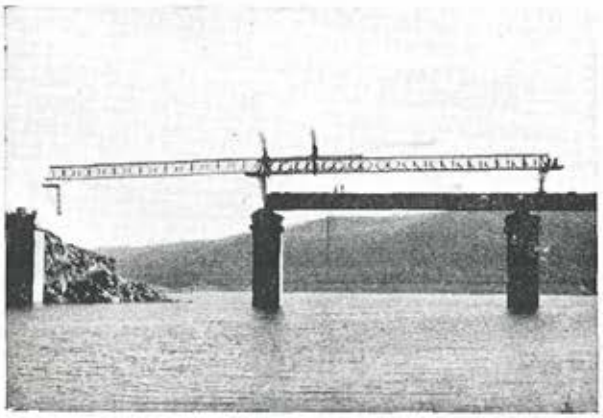


Fig. 12

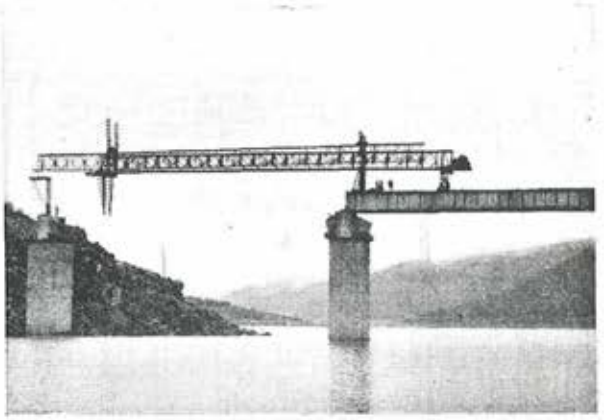


Fig. 13

En la figura 12 vemos esta fase de la operación, con el cuchillo central llegando en voladizo casi a la pila siguiente (a una distancia de 40 m), donde apoyará unas patas provisionales de que va dotado.

Una vez apoyado en la forma dicha en la parte delantera, y suspendido en la trasera por una de las vagonetas mencionadas, sirve de puente para que avancen, colgado de él, los dos cuchillos laterales, como se ve en la figura 13, a la vez que su cola viene rodando sobre el tramo anterior.

Cuando estos cuchillos laterales vuelven a cerrarse sobre el central y se apoyan sus patas en los carriles previamente colocados en la pila, queda la cimbra nuevamente en disposición de trabajo para colocar las vigas de ese tramo.

Estas operaciones del paso de la cimbra de un tramo a otro se efectúan también mediante los dos cabrestantes antes mencionados, aunque, naturalmente, cambiando los puntos de enganche según la operación que se vaya a realizar.

Un detalle interesante de la construcción de esta cimbra es que para armarla se emplean unos bulones especiales, patentados también por nosotros, mediante los cuales se consigue la eliminación de holguras, quedando las uniones con empotramiento de continuidad, y permitiendo a voluntad, al armar la cimbra, dar la contraflecha que se desee o rectificar las posiciones o alineaciones.

Tal como os dije antes, todas las operaciones con esta cimbra las llevaron a cabo seis hombres.

No quiero despedirme sin antes deciros, que si os quedan ganas y humor para meteros un poco conmigo tendré mucho gusto en atender a cuantas preguntas me queráis hacer sobre los temas expuestos y yo sepa contestar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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

HORMIGON PRETENSADO PROCEDIMIENTO BBRV

PUENTES CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES TANQUES TUBOS ANCLAJES EN ROCA



Puente sobre el rio Cardoner en S. Juan de Vilatorrada. 3 tramos de 20 - 25 - 20 m. Postensado con 80 cables BS-100, 8 BS-64 y 20 BD-60. Peso total de acero: 14.557 Kg.

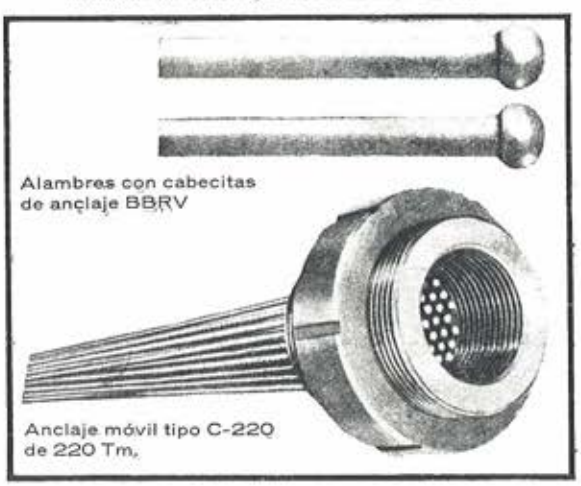
ORGANIZACION PUBLICITARIA, S. A.



Tensado de una viga de un tramo de 20 m.



Disposición de cabezas B en una viga de 20 m.



Alambres con cabecitas de anclaje BBRV

Anclaje móvil tipo C-220 de 220 Tm.

Cables

En alambres de alta resistencia patentados, estirados en frío especiales para pre y pots-tensado ∅ 5 - 7 mm.

Tipos normalizados

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

Otras potencias según demanda

Anclajes BBRV

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

Estáticamente las cabecitas alcanzan la resistencia del 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 esta acreditado en numerosas obras en todo el mundo por espacio de más de 15 años.

Ingenieros especializados resolverán sus consultas técnicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE

Informes de la Construcción. IV trimestre 1965. Núms. 174, 175 y 176.

El "Painted Desert & Petrified Forest". centro turístico, en Arizona (U.S.A.), por Richard J. Neutra y Robert Alexander, arquitectos.

Dos escuelas en Daly City (California), por Mario J. Ciampi, arquitecto.

Iglesia de la Beata Vergine Immacolata, en Bolonia (Italia), por Glauco Gresleri, arquitecto.

Instituto de Cultura Italiano, en Estocolmo, por Gio Ponti, arquitecto, y Antonio Fornaroli, ingeniero.

Centro de la Industria Electrónica, en Frankfurt (Alemania), por Otto Apel y Hannsgeorg Beckert, arquitectos, y Gilbert Becker, ingeniero.

Edificio para centro de información y documentación del Patronato "Juan de la Cierva", del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, en Madrid, por Miguel Fisac, arquitecto.

Cubierta suspendida para una nave industrial en Mantua (Italia), por Pier Luigi Nervi, ingeniero.

Compuertas de sector para aliviadero de superficie, U.S.A., por Andrew Eberhardt y Jan A. Veltrop, ingenieros.

El viaducto de San Giuliano, en Italia, por el Prof. Dr. Carlo Cestelli Guidi.

Puente pretensado, en Oakland (U.S.A.), por T. Y. Lin, Félix Kulka y Y. C. Yang, ingenieros.

El entretenimiento preventivo de la maquinaria y del material. Capítulo V, por M. Chinchilla.

Laboratorios de investigación, en Ivrea (Italia), por Alberto Galardi, doctor arquitecto, y Antonio Migliasso, ingeniero.

Teatro en Chichester (Inglaterra), por Powell y Moya, arquitectos.

Fábrica "Lignospan", en Inntal (Austria), por el arquitecto diplomado ingeniero W. Stigler y diplomado ingeniero H. Parson, colaborador.

La iglesia de Montbrillant, en Ginebra, por R. Breitenbücher, arquitecto E.P.F., y G. Chatelain, arquitecto E.A.U.G.

Vivienda unifamiliar en Majadahonda (Madrid), por Antonio Lamela, arquitecto.

La industrialización de la construcción. III Congreso del C.I.B en Copenhague, por F. Aguirre de Yraola, doctor arquitecto.

La central electronuclear de Garellano (Italia), por R. Morandi, ingeniero.

Los viaductos de la autopista Savona-Ceva (Italia), por R. Braggio, doctor ingeniero.

Cubierta metálica espacial, en Madrid, por R. Buzón de OTEP, S.L., P. Bueno y J. Calavera, ingenieros consultores.

El aparato ultrasónico del I.E.T.c.c., por J. M. Tobío, doctor en Química Industrial.

Información de maquinaria, por M. Chinchilla.

Instituto Massimo, en Roma, por Salvatore y Gaetano Rebecchini, Julio Lafuente, Vincenzo, Fausto y Lucio Passarelli, Enrico Lenti y Giulio Sterbini, arquitectos. Fabrizio Falchetti, colaborador.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Hotel Intercontinental, en Ginebra (Suiza), por Addor & Julliard, Honegger Hermanos, arquitectos e ingenieros. J. Bolliger, D. Julliard, F. W. Lups, W. Wetz y H. Naimi, colaboradores.

Iglesia de San Luis, en Missouri (U.S.A.), por Helimuth, Obata y Kassabaum, arquitectos.

Asilo de ancianos, en Kressbronn (Alemania), por Wilfried Beck-Erlang, diplomado ingeniero arquitecto, BDA.

Edificio de viviendas, en Madrid, por José Ramón Azpiazu Ordóñez, arquitecto.

Puente sobre el río Jarama, España, por Ramiro Rodríguez-Borlado, ingeniero de Caminos.

Soportes apoyados sobre vigas pretensadas (E.E.U.U.).

Distribuidor de tránsito "La Araña" (Venezuela.).

Introducción al estudio de la transmisión de calor a través de cerramientos en régimen de temperatura variable periódicamente, por A. García Arroyo, licenciado en Ciencias Físicas.

La ingeniería humana en la máquina, por M. Chinchilla.

Ultimos Avances en Materiales de Construcción. IV trimestre 1965. Núm. 120.

El desmoronamiento de los granitos y su conservación, por D. de Molnár D'Arkos, Ing. Dipl. de Minas.

IV Asamblea General de la Eurogypsum. Sobre el empleo de distintos compuestos sulfatados en la fabricación del cemento, por H. E. Schwiete y U. Ludwig.

Puntos de vista sobre el contenido de yeso de los cementos portland, por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas.

Determinación de la sílice libre en materias primas para la industria del cemento, por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas, y B. Bacle, Perito Industrial Químico.

Algunas consideraciones acerca de la determinación acidimétrica de bicarbonato cálcico en presencia de bicarbonato sódico en aguas naturales que contienen cloruros y sulfatos de calcio y magnesio, por A. Ruiz de Gauna, Ldo. en Ciencias Químicas.

Recomendaciones de la RILEM para el hormigonado en invierno.

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,—	150,—	3,—
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 o 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 25/11/2026

V Asamblea Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado

La Asociación Española del Hormigón Pretensado ha acordado, en principio, celebrar su V Asamblea Nacional, durante la semana del 18 al 23 del próximo mes de abril, a ser posible, en Bilbao, bajo el tema general "Situación y posibilidades actuales de la técnica del hormigón pretensado en España".

En ella se intenta dar a conocer los diversos sistemas de pretensado que actualmente pueden utilizarse en nuestro país; los materiales de que se dispone (alambres y cables de acero de alta resistencia, equipos para la inyección de lechada, vainas para el entubado de las armaduras, etc.); la maquinaria específica para obras de hormigón pretensado o prefabricación de elementos de hormigón pretensado con que se cuenta; las obras con ellos realizadas; etc.; etc.

Se pretende que los concesionarios o fabricantes de cada uno de estos sistemas o materiales expongan las características fundamentales de los mismos y sus principales aplicaciones, y que se comenten las obras más destacadas con ellos realizadas en España mediante breves intervenciones de los propios autores de tales obras. Se prevé también la posibilidad de organizar, simultáneamente, una exposición con todos los dispositivos, materiales y maquinaria.

Con el fin de poder organizar adecuadamente esta Asamblea se ruega a todos aquellos interesados en la misma se pongan en contacto, a la mayor brevedad posible, con el Secretario de la Asociación, indicando el tipo de colaboración que están dispuestos a prestar, y que puede ser alguna o varias de las que a continuación se especifican:

— *intervención para explicar las características de un sistema, de un material, de una maquinaria o equipo determinado, etc.;*
— *intervención para explicar alguna obra realizada;*
— *envío de material para la exposición* (se admiten también fotografías);
— *asistencia a la Asamblea.*

La Asociación recibirá también, con agrado, cualquier sugerencia que se le haga en relación con este tema.

Toda la correspondencia deberá dirigirse a:

Sr. D. Rafael Piñeiro,
Secretario de la A. E. H. P.
V Asamblea Nacional.
Apartado 19.002.
Costillares - Chamartín.
MADRID - (16)
(Teléfono: 200 03 40).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026