



hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

82

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

SOCIOS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

Como ya se ha anunciado, a partir del 1 de enero del año actual se ha creado una nueva categoría, la de "Socio protector", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los miembros de nuestra Asociación que voluntariamente lo soliciten. Hasta el día 1 de mayo, fecha en que se cierra el presente número de la Revista, han pasado a la nueva categoría de "Socio protector" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

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

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

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

La Asociación Española del Hormigón Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento, a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados. Es de esperar que el número de Socios que haya que incluir en esta relación, en sucesivos números de la Revista, vaya aumentando rápidamente.

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

La Pontificia Universidad Católica de Chile

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

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

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela

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

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y **a**cero
últimas noticias de hormigón pretensado

n. **82**

enero - febrero - marzo 1967

i.e.t.c.c.
instituto Eduardo Torroja
de la construcción y del cemento

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

Relación de Empresas que, con fecha 1 de mayo de 1967, figuran inscritas en la Asociación Española del Hormigón Pretensado, como "Socios colectivos" (*).

ESPAÑA

ACEROS DEL LLODIO, S. A. — Llodio (Alava)
AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya)
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO — Madrid
AGUSTI, S. L. — Gerona
ARION, S. A. — Barcelona
BUTSEMS, S. A. — Barcelona
BUTSEMS, S. A. — Valencia
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA — Valladolid
C. E. J. A. S. A. — Zaragoza
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC — Barcelona
CENTRO INFORMATIVO CANARIO DE LA EDIFICACION — Las Palmas de Gran Canaria
CERAMICA RUBIERA — Gijón (Oviedo)
CIDESA - CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES — La Coruña
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL NORTE DE ESPAÑA - SECCION ORIENTAL — Santander
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid
CUPRE — Valladolid
DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS — Madrid
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid
EDES, S. A. — EMPRESA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS — Madrid

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

ELABORADORES METALICOS, S. A. — La Coruña
JOSE MARIA ELOSEGUI - CONSTRUCCIONES - San Sebastián (Guipúzcoa)
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE LA CONSTRUCCION - "EXCO" — Madrid
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS — Valencia
FERROLAND, S. A. — Valencia
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS — Madrid
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid
GUARNER Y TRIGO, S. L. — Madrid
HIDALGO, S. A. — Granada

Relación de Empresas que, después de cerrado este número, han confirmado su inscripción como "Socios colectivos".

AUXINI—EMPRESA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION—Madrid
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A.—Sevilla
J. MIRO TREPAT - CONSTRUCCIONES, S. A.—Barcelona
SECOTEC—SOCIEDAD ESPAÑOLA DE CONTROL TECNICO DE LA CONSTRUCCION,
S. L.—Madrid
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.—Barcelona

POSTENSA - PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — Bilbao
PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION - PRELCONSA — San Claudio
(Oviedo)

PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. - PREASA — Vitoria (Alava)

PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona)

PREFABRICADOS STUB - MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Manresa (Barcelona)

PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona

PRETENSADOS ANDALUCIA, S. A. — Málaga

REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid

SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya)

SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS — Valencia

SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S. A. — Bilbao

SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES - OBRASCON — Delegación de Córdoba. Córdoba

TEJERIAS LA COVADONGA — Muriedas de Camargo (Santander)

TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid

TESYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona)

TEPSA — Tarrasa (Barcelona)

TETRACERO, S. A. — Madrid

TOSAM, S. L. — Segovia

UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres

VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid

VIAS Y ESTRUCTURAS, S. A. — Granada

VIAS Y OBRAS PROVINCIALES — San Sebastián (Guipúzcoa)

VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — La Corredoria (Oviedo)

VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla

EXTRANJERO

FACULTAD DE INGENIERIA (Biblioteca) — Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires (República Argentina)

INSTITUTO DE EDIFICACION EXPERIMENTAL — Universidad de Chile, Santiago de Chile

THE LIBRARIAN (Biblioteca Central) — Escuela de Ingeniería — Santiago de Chile

ZARAZAGA Y DE GREGORIO — San Miguel de Tucumán (República Argentina)

editorial

balance de un nuevo año de actividades de la asociación española del hormigón pretensado

El día 13 de junio de 1966 iniciaba la Asociación Española del Hormigón Pretensado su décimotavo año de existencia. No se puede negar que cuando una Asociación de estas características, sin ningún interés de carácter comercial, cuya única finalidad es difundir la técnica del pretensado, contribuyendo al desarrollo, estudio, divulgación y orientación de todo progreso técnico de esta modalidad constructiva, consigue sobrepasar los diecisiete años de ininterrumpida actividad, sin que en ningún momento se haya visto desasistida del constante apoyo y colaboración de sus asociados, es porque su misión es importante, interesante.

Después de diecisiete años de experiencia se adquiere cierta solera, se tiene ya una historia y, según como haya sabido uno desenvolverse durante ese plazo, o se ha adquirido un prestigio o se ha perdido ya, para siempre, la oportunidad de conseguirlo.

Muchas han sido, como es lógico, las vicisitudes por las que ha pasado la Asociación durante estos años. Pero el resultado de un sincero examen retrospectivo puede calificarse de alentador, al comprobar que siempre se ha ido a más; unas veces, por fortuna las menos, con paso lento, muy lento, demasiado lento para lo que era nuestra aspiración y deseo; otras veces, las más, con ágil ritmo, alegremente, quemando etapas en ese continuo avance y afán de superación. Ha habido años más o menos buenos, o más o menos malos, como se quiera decir, puesto que, aunque ambas expresiones vienen a significar lo mismo, la primera halaga y la segunda molesta y siempre hay quien desea halagar y quien prefiere molestar. Nuestro deseo es mantener la mayor neutralidad posible y por eso utilizamos las dos. Pero ha habido también etapas especialmente fecundas y provechosas para el prestigio y desarrollo de la Asociación. Pues bien, y a esto íbamos, sin variar lo más mínimo nuestra anteriormente declarada postura de estricta neutralidad, podemos afirmar que el pasado año 1966 constituye un hito señaladísimo en el camino, siempre ascendente, de la A. E. H. P. Un acto trascendental testifica la veracidad de esta afirmación. Todos os supondréis ya a qué nos referimos: a la V Asamblea Nacional celebrada en Bilbao del 25 al 29 de abril.

No es ocasión de volver a comentarla ni a juzgarla. Se le ha dedicado ya un editorial en el número 79 de *Hormigón y Acero* y el número extraordinario, íntegro, correspondiente a los dos últimos trimestres del pasado año, recientemente distribuido. Nadie

que conozca esta información o haya participado en la Asamblea puede discrepar de nuestra opinión, de que la pujanza y vitalidad demostrada por la Asociación, con motivo de dichas reuniones, permite asegurar que ha adquirido ya los méritos suficientes para que deba serle reconocida su mayoría de edad. La importancia de este hecho innegable es enorme, pero también lo es la responsabilidad adquirida. A la pubertad, a la juventud, se le



El Excmo. Sr. D. José María Aguirre Gonzalo durante su discurso en la Sesión inaugural

pueden y se le suelen perdonar muchos defectos; a la madurez ya no le caben disculpas. Desde el momento en que se alcanza la mayoría de edad, de un modo automático, resulta uno plenamente responsable de todos sus actos. Y esta es nuestra crítica situación actual.

Nos interesa no alargar excesivamente estos comentarios. Queremos sólo dejar constancia de los hechos más destacados acaecidos durante el último año. Por lo tanto, vamos

a presentar a continuación un resumen, lo más breve posible, de las principales actividades desarrolladas por la Asociación en 1966, y reseñar de un modo escueto los cambios y novedades que en ella se han producido:

1. relevos en los cargos directivos de la Asociación

En la reunión celebrada el 25 de enero de 1966, por la Comisión Permanente, se nombró a D. José Antonio Torroja Vicepresidente de la A. E. H. P.



Conferencia de D. Vicente Cudós

El Consejo Técnico Administrativo del Instituto Eduardo Torroja, en su reunión del 23 de febrero, acordó designar al Director de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, D. Roberto Terradas, para cubrir una de las vacantes existentes en la Comisión Permanente de la A. E. H. P., dentro del cupo de libre designación por el referido Instituto.

Durante los meses de octubre y noviembre se celebraron elecciones, entre todos los miembros de la Asociación, para renovar tres de los Vocales de dicha Comisión.

Como resultado de todo ello, la actual composición de la citada Comisión Permanente es la que se indica a continuación:

Presidente:	D. Jaime Nadal
Vicepresidente:	D. José Antonio Torroja
Vocales:	D. Francisco Arredondo
	D. Ricardo Barredo
	D. Carlos Benito
	D. Carlos Fernández Casado
	D. Miguel Fisac
	D. Florencio del Pozo
	D. Roberto Terradas
Secretario:	D. Rafael Piñeiro.

Se ha designado un Comité de Redacción de la revista *Hormigón y Acero*, bajo la presidencia del Sr. del Pozo, e integrado por los señores Lahuerta y Romero. El cargo de Secretario lo desempeña el que lo es de la Comisión, señor Piñeiro.

2. reuniones públicas organizadas por la Asociación

Además de la V Asamblea Nacional anteriormente mencionada, durante el pasado curso se celebraron diversas reuniones públicas, en las cuales se pronunciaron las siguientes conferencias:

- “Pistas pretensadas para aeropuertos”; por D. Vicente Cudós. Después de esta conferencia, que fue ilustrada con diapositivas, se proyectó una película sobre la construcción de la autopista de Maison-Blanche.
- “Descripción de los procedimientos Freyssinet”; por D. Luis Angulo Prota.
- “La técnica francesa de puentes en hormigón pretensado: concepción, cálculo, evolución”; por M. P. Xercavins, Director adjunto de la S. T. U. P.

3. publicaciones

Durante el pasado año se publicaron los números 78 y 79 de la revista *Hormigón y Acero* y un número extraordinario, al que ya se ha hecho referencia, en sustitución de los correspondientes al tercero y cuarto trimestre (núms. 80 y 81), en el que se incluyen los textos completos de las diversas comunicaciones presentadas a la V Asamblea Nacional, celebrada en Bilbao. Los índices de dichos números son los siguientes:

N.º 78: Comentarios al “método de los estados límites” utilizado en Rusia para el cálculo del hormigón pretensado, por A. A. Gvozdev, S. A. Dmitriev y B. A. Kalatourov.

Sobre la flexocompresión esviada en secciones de hormigón armado, por F. Morán y A. García Meseguer.

Puentes de hormigón pretensado construidos por voladizos sucesivos, por P. E. Mondorf.
Postesado con cables trenzados y nuevo tipo de viga de lanzamiento, por R. Barredo.

N.º 79: Bibliografía sobre sismología e ingeniería antisísmica. Soluciones arquitectónicas en hormigón pretensado, por D. Miguel Fisac.

Los puentes en hormigón pretensado. Concepción y evolución de la técnica francesa, por M. Pierre Xercavins.

Utilización de los anclajes en roca, en particular con el sistema BBRV, por D. Manuel Maestre.

Hormigón postesado sistema BBRV, por D. Manuel Raspall.

N.º 80-81 (Extraordinario): Informe general sobre el Tema I. Dispositivos y sistemas de pretensado, por D. José Antonio Torroja.

Sistema Barredo, por D. Carlos Barredo.

Sistema C. C. L., por D. Juan Bautista Ripoll.

Sistema Freyssinet, por D. Luis Angulo.

Informe general sobre el Tema II: Maquinaria utilizada en la técnica del pretensado, excepto la incluida en el Tema I, por D. Arturo Galán.

Viga de lanzamiento, por D. Carlos Barredo.

Instalaciones para fábricas de viguetas pretensadas, por D. Agustín Yus.

Maquinaria de vibración en la industria de prefabricados, por D. Antonio Cuadrado.

Equipos de dosificación de áridos y cemento por pesada, por D. Jesús Tribis-Arrospe.

Utillaje general y común para la fabricación de elementos pretensados (moldes, dispositivos de tesado, curado y aparatos de medida y ensayo), por D. José María Simón Serra.

Informe general sobre el Tema III: Materiales utilizados en la técnica del pretensado, por D. José Luis Ramírez.

Los apoyos en neopreno zunchado, por D. Luis Angulo.

Condiciones que debe cumplir un alambre para su empleo como armadura de pretensado; propuesta de un pliego, por D. Francisco J. Jiménez Atienza.

Informes generales sobre el Tema IV: Prefabricación de elementos de hormigón pretensado, o cerámica pretensada. 1.ª parte: Influencia de la prefabricación en la evolución de la economía nacional, por D. Patricio Palomar. 2.ª parte: Elementos prefabricados de cerámica pretensada, por D. Fernando Cassinello.

Prefabricación por dovelas, por D. Carlos Barredo.

Canales pretensados, por D. Julio de Castro.

Aplicación de la Norma americana MIL-STD. 414 al control de la resistencia característica de los hormigones, por D. Julio A. Villacañas.

Comentarios al Decreto 124, de 20 de enero de 1966, sobre fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas, por D. Juan Martí Butsems.

Viguetas pretensadas, por D. Manuel de la Torre.

Las Normas H.P. 1-60, por D. Agustín Yus.

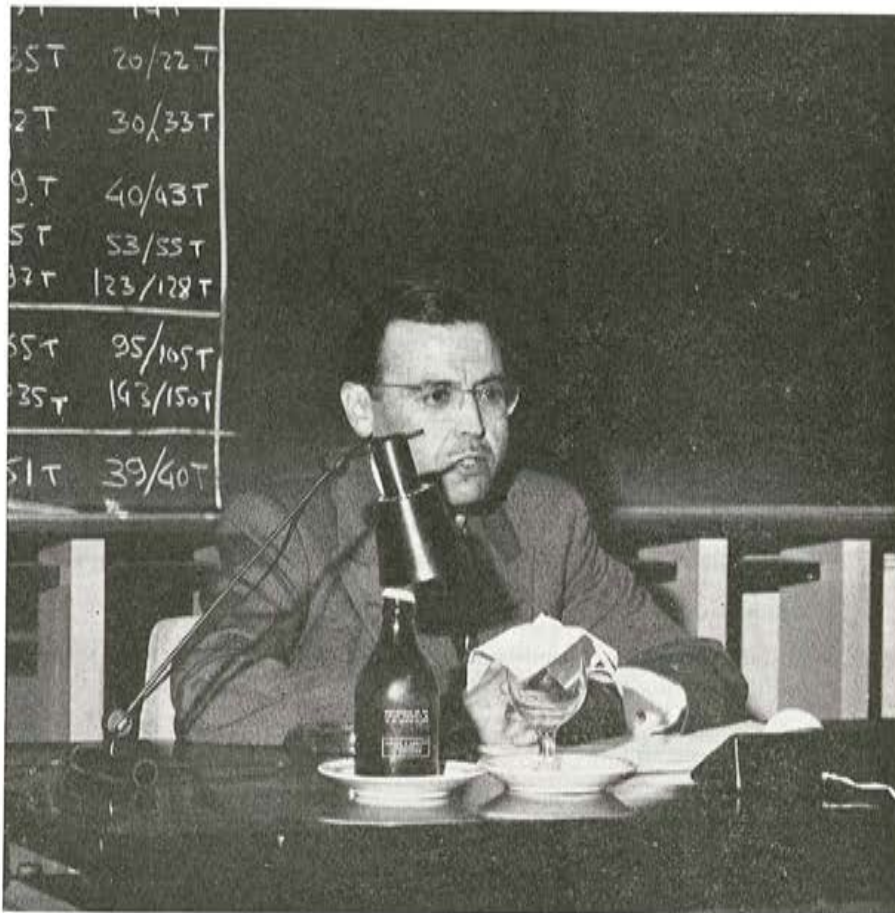
Fabricación de viguetas de cerámica pretensada, por D. Agustín Yus.

Informe general sobre el Tema V: Estudio y descripción de obras de hormigón pretensado, por D. Carlos Fernández Casado.

Aplicación del cálculo electrónico al proyecto de estructuras de hormigón pretensado, por D. Domingo Escudero.

Descripción de obras en hormigón pretensado realizadas por Industrias del Cemento-Viguetas Castilla, S. A., por D. Juan A. de Salaberri.

Descripción de obras construidas por el procedimiento Freyssinet, por D. Luis Angulo.



Conferencia de D. Luis Angulo

Comentarios sobre obras construidas por el sistema Barredo, por D. Ricardo Barredo.

Cubierta pretensada en el aeropuerto de Barajas; forjado de vigas pretensadas en el taller TREMA, y pasos pretensados en el aeropuerto de Barajas, por D. Vicente Cudós.

Selección de proyectos en hormigón pretensado de la Jefatura de Puentes y Estructuras, y pasarelas para peatones en autopistas y carreteras, por D. Ramón del Cuvillo.

Utilización del hormigón pretensado en la construcción sismorresistente, por Mr. Jean Despeyroux.

Descripción de algunas obras ejecutadas por Prefabricación Pesada y Pretensados, y Agromán, S. A., por D. Rafael Romero.

Acueducto pretensado, sobre el arroyo de "El Gato" (Sevilla), por D. Juan Manuel Morón y D. M. A. Ruiz de Azúa.

Resumen general de las Ponencias presentadas; Conclusiones, por D. José Antonio Torroja.

La edición del número extraordinario, por causas totalmente ajenas a la Asociación y sólo imputables a dificultades de impresión motivadas por su excepcional volumen (más de 350 páginas), ha sufrido un considerable retraso que somos los primeros en lamentar. Su distribución no ha podido realizarse hasta marzo del actual año 1967. Como consecuencia, el presente número se publica también fuera de plazo. Esperamos que en los sucesivos podremos ya recuperar la deseada normalidad.

Se tenía también programado preparar una publicación especial en la que se recogiesen la mayor cantidad posible de datos sobre las obras de hormigón pretensado construidas en España, con el fin de presentarla al V Congreso Internacional de la FIP celebrado en París en junio del pasado año. A pesar de los esfuerzos realizados, por distintas razones (económicas y de tiempo disponible, fundamentalmente), tal idea no pudo llevarse a efecto. No obstante, en la actualidad, después de las gestiones efectuadas en diversos Organismos oficiales y de haber consultado a los interesados en la publicación, que se han comprometido a sufragar los gastos que la edición de la misma ocasione, se han reanudado los trabajos, para completar la documentación recogida anteriormente, poniéndola al día, y preparar un libro que se intenta poder distribuir con ocasión del Simposio técnico internacional, convocado por la FIP para junio de 1968 y que, en principio, se tiene previsto que se celebre en nuestro país.

4. V congreso internacional de la F. I. P.

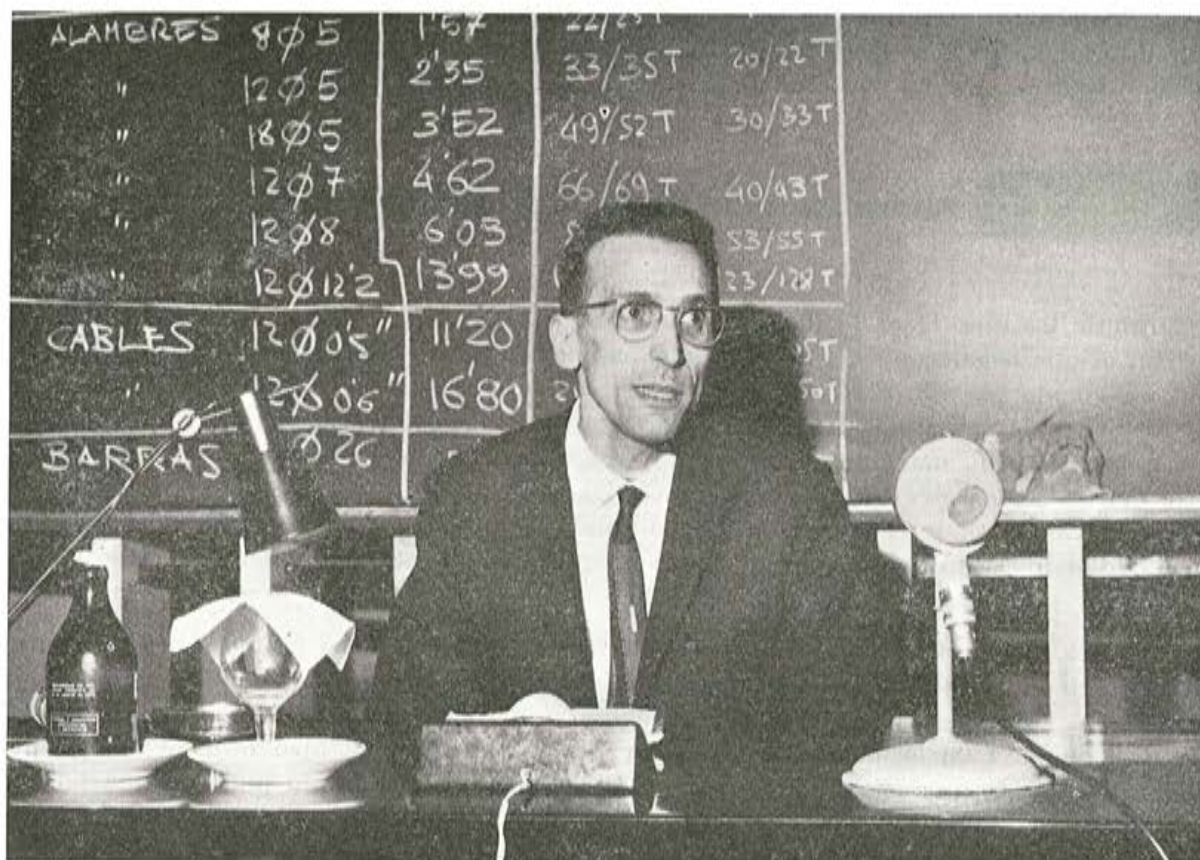
Durante los días 11 al 18 de junio se celebró en París el V Congreso Internacional de la FIP, al que asistieron más de 2.500 participantes. En el mismo estuvieron presentes unos cincuenta miembros de la A. E. H. P. El Grupo español presentó tres informes sobre trabajos de investigación relacionados con la técnica del pretensado: Uno, redactado por el Sr. Escario, comentando el tramo experimental construido en la carretera N-II; otro, del Sr. Fernández Casado, sobre investigaciones realizadas en los laboratorios de Huarte y Cia., y el tercero, preparado en colaboración por el Sr. Torroja y el Instituto, resumiendo los estudios efectuados sobre puentes constituidos por vigas pretensadas prefabricadas y tablero hormigonado in situ.

Por otra parte, el Sr. Fernández Casado, en representación del Grupo español, leyó un informe, en la IV Sesión del Congreso, dedicada a la descripción de obras, comentando algunos de los puentes en hormigón pretensado, de mayor interés, últimamente construidos en España. Y en la misma Sesión, el Sr. Torroja expuso, en otro informe, los principales detalles de unas veinte estructuras de diversos tipos, excepto puentes, que por sus características especiales fueron seleccionadas, entre las construidas en nuestro país a partir del año 1962, para su comentario en este Congreso.

Simultáneamente, se celebró la Asamblea General de la F. I. P., a la que asistieron los Sres. Torroja y Piñeiro en representación de la A. E. H. P. En dicha Asamblea fue elegido Presidente de la F. I. P. el Prof. Franco Levi en sustitución del Sr. Guyon, a quien se le designó Presidente honorario; se nombró al Sr. Janssonius Vicepresidente General; se acordó celebrar el próximo Congreso, de 1970, en Praga y el siguiente, de 1974, en Estados Unidos, y se propuso, en principio, convocar un Simposio internacional de la F. I. P., en Madrid, el año 1968, como ya se ha indicado anteriormente, para tratar diversos temas de interés general.

5. cursos intensivos para la especialización de técnicos responsables de fábricas de elementos resistentes para pisos y cubiertas (CIFER)

Estos cursos fueron organizados, a petición y en colaboración con la Agrupación Nacional de Derivados del Cemento (ANDECE), por el Instituto Eduardo Torroja, con la cooperación de la AEHP, a fin de preparar adecuadamente a dichos técnicos para desempeñar, con las mayores garantías, la función que el Decreto 124 de la Presidencia del Gobierno, de 20 de enero de 1966, les encomendó. Se desarrollaron tres cursos, durante los meses de octubre, noviembre y diciembre; todos ellos en los locales del Instituto. En cada uno se dieron 24 clases teóricas y 38 prácticas. La dirección de los tres CIFER la



Conferencia de M. P. Xercavins

llevó el Dr. Ingeniero de Caminos y Vocal de la Comisión Permanente D. Francisco Arredondo, y las clases estuvieron a cargo del citado Sr. Arredondo y otros técnicos del Instituto, entre ellos el Sr. Piñeiro, Secretario de la A. E. H. P. En total, han asistido a estos cursos 73 técnicos de grado Superior y Medio, procedentes de diversas provincias y diferentes industrias, la mayoría de ellas dedicadas a la fabricación de viguetas de hormigón pretensado.

6. otras actividades

Dentro del citado año 1966 se inició una nueva actividad en la Asociación, que ha sido muy favorablemente acogida. Con el fin de facilitar a los diferentes miembros de la misma la adquisición de aquellas publicaciones extranjeras de señalado interés dentro del campo de la técnica del pretensado, cuando se tienen noticias de haberse puesto a la venta alguna publicación de este tipo, se pasa una circular a todos los Asociados para que, quien lo desee, solicite los volúmenes que le interesen. Reunidas las diversas peticiones, la Asociación pasa un pedido conjunto a la editora, y al recibo de los correspondientes ejemplares, se distribuyen, contra reembolso de su importe, entre los interesados. Por este procedimiento se han conseguido, además en algunas ocasiones, sensibles descuentos. Durante el año 1966 los libros ofertados han sido los siguientes: Manual editado por el Instituto Canadiense del Hormigón Pretensado; Realizaciones Italianas en Hormigón Pretensado 1962-1966; Medio Siglo de la Técnica Francesa del Pretensado, y Memorias del Simposio sobre Calidad del Hormigón celebrado en Londres en 1964.



Aspecto de la Sala durante una de las sesiones de trabajo de la V Asamblea de la A. E. H. P.

7. modificación de cuotas

Como ya se comunicó a todos los asociados mediante circular oportunamente distribuida, la Comisión Permanente, en virtud de las atribuciones que le confiere el artículo 9.º de los Estatutos vigentes y con el fin de poder atender a las crecientes necesidades económicas de la Asociación, acordó que, a partir del 1 de enero de 1967, se eleve el importe de las cuotas anuales establecidas para las distintas categorías de socios y que no habían sufrido alteración desde el año 1959.

Hemos intentado dejar constancia, en la forma más breve posible, de las principales actividades desarrolladas por la Asociación durante el año 1966, en virtud de las cuales y, muy en particular, a consecuencia de alguna de ellas que ya han sido destacadas, se ha llegado a la conclusión de que debe reconocerse que la A. E. H. P. ha alcanzado su mayoría de edad.

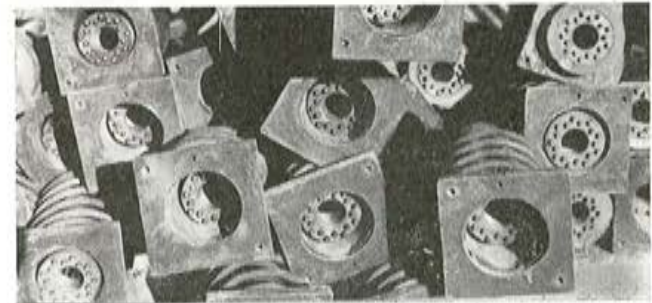
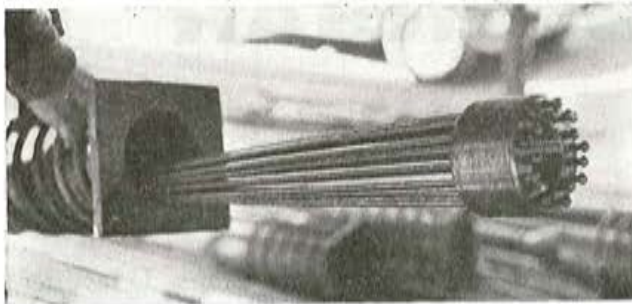
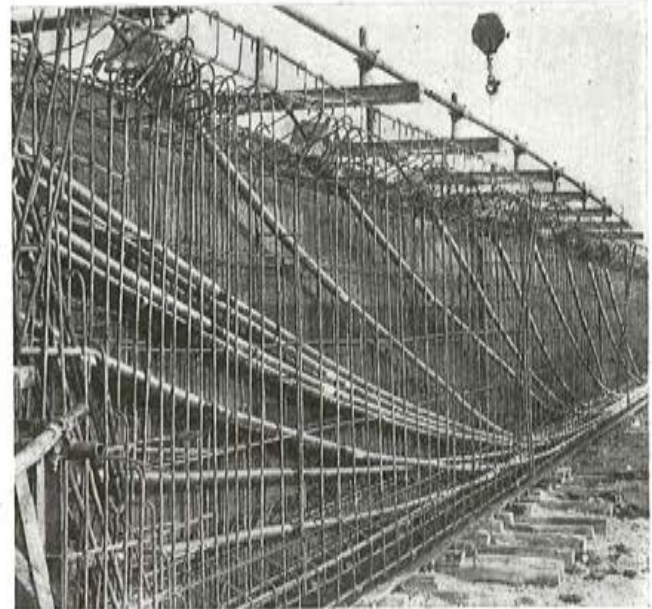
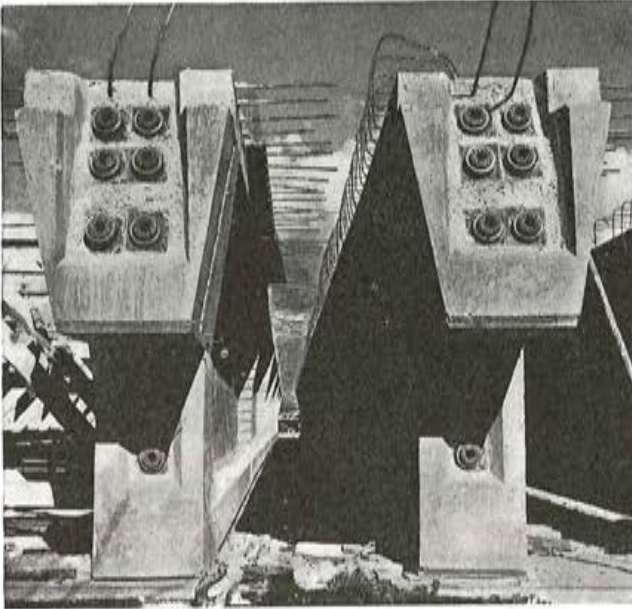
Estamos, por consiguiente, en el umbral de una nueva frontera, una frontera abierta a vías y perspectivas, todavía desconocidas, pero llenas de estímulos y atrayentes promesas. Mas no debemos, sin embargo, engañarnos. Como siempre ocurre, el nuevo camino que ahora se inicia tendrá sus repechos, sus pasos peligrosos, sus dificultades, que habrá que superar sin temores infantiles, ni estrecheces de miras. Tenemos contraído un compromiso, nos hemos creado una serie de obligaciones que hemos de cumplir sin eludir ningún problema auténtico, por árduo que sea, y aunque para su solución hayamos de aceptar ciertos sacrificios.

Quizás nos resultase más fácil y cómodo mirar hacia atrás y contentarnos con la segura mediocridad del pasado. Pero estimamos que nuestra época nos exige renovación, esfuerzo y decisión. Con vuestra ayuda, con vuestro apoyo, con vuestra valiosa colaboración de la que constantemente estamos recibiendo palpables muestras, nos sentimos capaces de salvar cuantos obstáculos se nos vayan presentando en esta nueva ruta iniciada, que indefectiblemente habrá de conducirnos al éxito.

Este es el espíritu con que la Asociación Española del Hormigón Pretensado, con sus diecisiete años cumplidos a las espaldas, pero más joven que nunca (la experiencia no la envejece), entra en el 1967. De vuestra cooperación depende que este optimismo se vea confirmado por la realidad de los hechos y los resultados alcanzados.

R. P.

PUNTES CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES TANQUES ANCLAJES EN ROCA



PUENTE SOBRE EL EBRO EN AMPOSTA

Contratista: **EMPRESA FINANCIERA Y CONSTRUCTORA, S. A. (E. F. Y. C. S. A.) - Madrid**

Propietario: **MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**

Inspección: **5.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS - SERVICIO REGIONAL DE CONSTRUCCION DE BARCELONA**

Cables

En alambres de alta resistencia estrados en frío especiales para post-tensado \varnothing 5-7 mm.

Tipos normalizados

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

Otras potencias según demanda

Anclajes BBRV

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

Estáticamente las cabezitas alcanzan mayor resistencia que el alambre. Dinámicamente se soportan dos millones de veces amplitudes de tensión de más de 15 kg./mm² en el recinto de las tensiones admisibles.

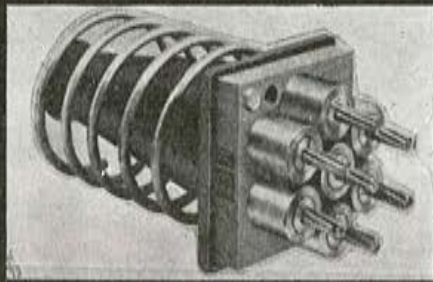
Tipos de Anclajes

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

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

Ingenieros especializados resolverán sus consultas técnicas.

Terminal petrolifera de CEP5A en Tarragona.
Controlista: DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.



Sistema CCL para **PRETENSAR Y POSTENSAR**

RECLAMO

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

Solicite información y referencias
de obras realizadas en España a

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS S.L.

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

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

Nombre Profesión

Dirección

Localidad Provincia

consideraciones sobre el dimensionamiento económico del hormigón armado en flexión

R. BAUS, Ing. Civil de Construcciones, Dr. en Ciencias Aplicadas, Catedrático de la Universidad de Lieja y Titular del Premio Magnel.*

Tomado de "Annales des Travaux Publics de Belgique" n.º 6, 1963.

PRIMERA PARTE

secciones rectangulares - flexión simple - armadura sencilla

1 introducción

En las figuras 1 y 2 se reproducen los ábacos para el cálculo de vigas rectangulares, simplemente armadas, solicitadas a flexión simple y compuesta, respectivamente.

Estos ábacos han sido obtenidos mediante el estudio, por métodos estadísticos, de un gran número de resultados experimentales.

En el ábaco de la figura 1 se llevan, en abscisas, los valores de la expresión $\frac{M_s}{bh^2}$, y en ordenadas, los de las expresiones $\omega\sigma'_e$ y σ'_{eII} ; todos estos valores $\frac{M_s}{bh^2}$, $\omega\sigma'_e$ y σ'_{eII} vienen dados en kg/cm².

En estas expresiones se tiene:

M_s = momento máximo de servicio.

σ'_e = límite elástico aparente, garantizado del acero (aceros con escalón de relajamiento).

* El Bureau SECO ha otorgado a M. Raymond Baus el Premio Magnel, correspondiente al año académico 1961-1962, por sus trabajos en el campo del cálculo en rotura del hormigón armado. La parte fundamental de estos trabajos es la que se recoge en el presente artículo.

σ_e^0 = límite elástico convencional (correspondiente a un alargamiento remanente igual al 0,2 %) garantizado del acero (aceros estirados en frío).

$\sigma'_{\text{ell.}}$ = resistencia garantizada, en compresión, del hormigón, en probeta cilíndrica.

b = anchura de la sección.

h = canto útil de la sección.

A = área de la sección total de la armadura longitudinal en tracción.

$\omega = \frac{A}{bh} =$ cuantía de armadura longitudinal en tracción.

Las unidades adoptadas son el kg y el cm.

Los valores garantizados σ_e^0 y $\sigma'_{\text{ell.}}$ pueden definirse, aproximadamente, de manera análoga a las resistencias características σ_{ka} y σ_{kb} utilizadas por el Comité Europeo del Hormigón (CEB).

Si se admite que estas resistencias son tales que la probabilidad de tener, en una distribución estadística normal de resultados de ensayos, el 5 % de resultados inferiores al valor así fijado, se obtiene:

$$\sigma_e^0 = \sigma_{ka} = \bar{\sigma}_e \left(1 - 1,64 S_{\sigma_e} \right),$$

$$\sigma'_{\text{ell.}} = \sigma_{kb} = \bar{\sigma}'_{\text{ell.}} \left(1 - 1,64 S_{\sigma'_{\text{ell.}}} \right).$$

$\bar{\sigma}_e$ y $\bar{\sigma}'_{\text{ell.}}$ son los valores medios y S_{σ_e} y $S_{\sigma'_{\text{ell.}}}$ las dispersiones o errores cuadráticos.

Las curvas P de los diagramas "Acero" y "Hormigón" (fig. 1) dan, para cada valor de $\frac{M_s}{bh^2}$, los límites de seguridad de $\omega\sigma_e^0$ y $\sigma'_{\text{ell.}}$ por debajo de los cuales no se puede descender si se quiere respetar la probabilidad P , admitida a priori, de alcanzar la rotura por agotamiento del acero o por agotamiento del hormigón.

El ábaco de la figura 1 se emplea de la siguiente forma:

Se elige un tipo de hormigón ($\sigma'_{\text{ell.}}$), un tipo de acero (σ_e^0) y una probabilidad de rotura P fijada a priori. Esta probabilidad de rotura ha de ser muy pequeña y corresponder a una casi seguridad de no rotura. Los valores que deben adoptarse son del orden de 10^{-4} , 10^{-5} , 10^{-6} ó 10^{-7} . La probabilidad más corrientemente admitida es $P = 10^{-6}$. En lo sucesivo es ésta la probabilidad de rotura que se tomará para el cálculo.

Al valor $\sigma'_{\text{ell.}}$ elegido le corresponde, en la curva $P = 10^{-6}$ del diagrama "Hormigón", un valor máximo de $\frac{M_s}{bh^2}$, del cual se deduce el valor mínimo del canto útil, una vez conocido el valor M_s del momento de servicio y fijada la anchura b de la viga.

La curva $P = 10^{-6}$ del diagrama "Acero" dará entonces el valor que debe adoptarse para $\omega\sigma_e^0$; y conociendo el límite elástico σ_e^0 se deduce la cuantía ω de armadura.

Una viga dimensionada de esta manera es racional desde el punto de vista de la rotura porque presenta una misma probabilidad de rotura por agotamiento del acero y del hormigón, probabilidad que, por otra parte, es igual a 10^{-6} . Pero esta viga no es económica.

Si se adopta un canto inferior al canto mínimo deducido del ábaco, habrá que disponer una armadura en compresión, lo que encarece rápidamente el precio de la viga.

La adopción de una armadura de compresión no es nunca una solución económica. Esta armadura resulta siempre cara, y sólo puede estar justificada por limitación de la altura disponible. El canto dado por el ábaco es el mínimo que permite utilizar armadura sencilla. Conviene, por lo tanto, desde el punto de vista económico, no bajar nunca de este canto, que en adelante será designado por h_{min} .

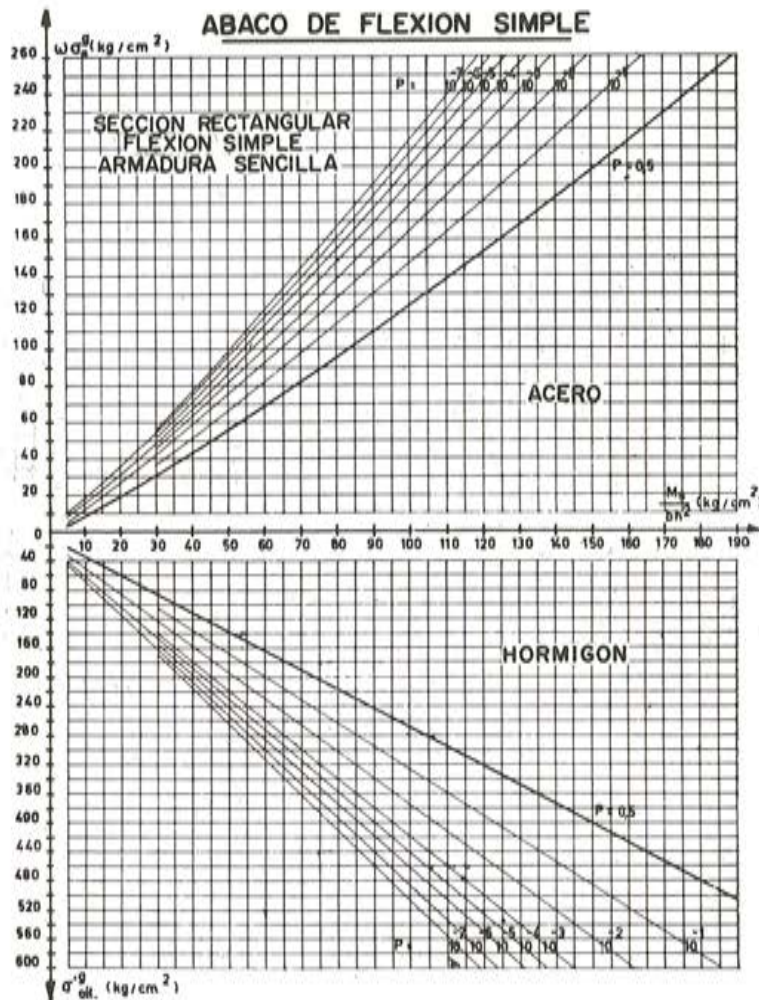


Fig. 1

Por el contrario, si se adopta un canto superior a h_{min} , el volumen de hormigón de la viga aumenta, mientras que el peso de la armadura disminuye. La probabilidad de rotura por agotamiento del hormigón resulta inferior a 10^{-6} .

En función del precio del acero y el del hormigón puede deducirse un canto de viga, tal que el precio total de ésta sea mínimo. Es este canto óptimo, h_{opt} , el que se pretende determinar en el presente estudio.

El ábaco de la figura 2 presenta, en abscisas, la expresión $\frac{M_s}{bh^2}$ (ó $\frac{N_s \cdot e}{bh^2}$), y en ordenadas, las variables X_A y X_B . Este ábaco es la generalización del ábaco de la figura 1, que se llamará "ábaco de flexión simple" (sección rectangular, armadura sencilla).

El valor del factor D que interviene en la variable $X_B = D\sigma_{cill}^g$ depende del tipo de viga.

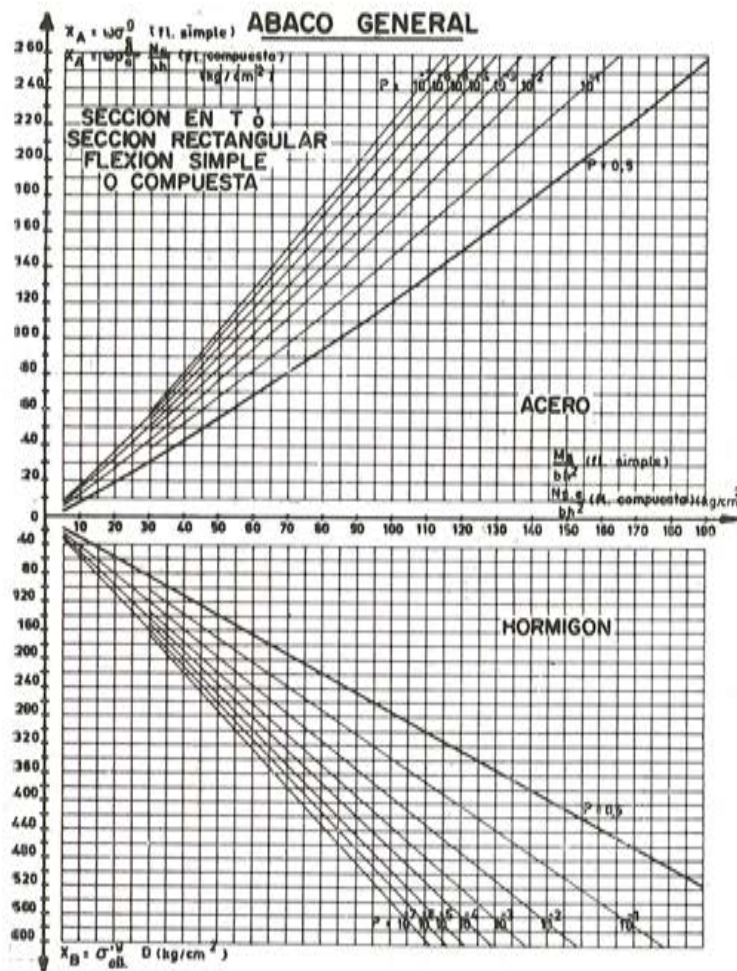


Fig. 2

En el caso de secciones rectangulares, simplemente armadas, sometidas a flexión simple, $D = 1$. Se tiene entonces: $X_A = \omega \sigma_s^g$ y $X_B = \sigma_{cill}^g$. La utilización del ábaco general es, en este caso, idéntica a la del ábaco de flexión simple. Con el ábaco general se obtienen cantos mínimos y cuantías de acero ligeramente superiores a los dados por el ábaco de flexión simple.

2 determinación del canto óptimo de una viga rectangular solicitada a flexión simple

Si se adopta la siguiente notación:

Pr. t. = precio total de un metro lineal de viga.

Pr. a. = precio de 1 kg de armadura preparada.

Pr. b. = precio de 1 m³ de hormigón encofrado.

Q = peso de la armadura principal, por metro lineal de viga (en kg).

V = volumen de hormigón por metro lineal de viga (en m³).

Se tiene:

$$\text{Pr. t.} = Q \cdot \text{Pr. a.} + V \cdot \text{Pr. b.} \quad [1]$$

de donde:

$$\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} = Q + \frac{V}{\text{Pr. a./Pr. b.}} \quad [2]$$

Estas expresiones sólo son realmente válidas en flexión pura y en tanto no se utilicen armaduras de atado.

No tienen en cuenta más que el precio del hormigón encofrado y de la armadura principal colocada.

En flexión simple sería necesario tener en cuenta, además, las armaduras de esfuerzo cortante y de atado, es decir, sumar al segundo miembro de la ecuación [1] un término de la forma $Q_1 \cdot \text{Pr. a.}$, siendo Q_1 el peso de las armaduras de esfuerzo cortante y atado por metro lineal de viga.

La evaluación de Q_1 no puede hacerse de un modo sistemático, porque depende, fundamentalmente, de la distribución de cargas en las vigas estudiadas.

Por las razones que a continuación se exponen, en el resto de este estudio no se ha tenido en cuenta el término $Q_1 \cdot \text{Pr. a.}$, aun cuando los valores de Q_1 no sean, ni con mucho, despreciables y puedan llegar a representar una fracción apreciable de Q .

- 1.º El problema que interesa no es la evaluación del precio de las vigas Pr. t., sino la determinación de su canto óptimo; es decir, el canto que conduce al valor mínimo de Pr. t. No es, por lo tanto, el valor $Q_1 \cdot \text{Pr. a.}$ el que es necesario tener en cuenta, sino su variación en función de h ; es decir, $\frac{\partial Q_1}{\partial h} \cdot \text{Pr. a.}$

Se ha comprobado que esta variación no es nunca muy importante.

- 2.º La variación de Q_1 en función de h se debe principalmente al aumento de peso que experimenta la armadura de esfuerzo cortante, cuando, para una sollicitación dada, se hace disminuir el canto de las vigas. Ahora bien, este efecto no solamente es

pequeño, sino que, además, actúa sobre el precio total de la obra en sentido inverso al efecto producido por la reducción del precio de los pilares, soportes y cimentaciones a que da lugar la disminución de dimensiones y pesos propios de las vigas.

El hecho de no tener en cuenta más que la armadura principal de tracción conduce a cantos óptimos ligeramente inferiores a los que se obtendrían si se considerasen también las armaduras de esfuerzo cortante y las correspondientes barras de atado. El precio de las vigas así dimensionadas es, pues, ligeramente superior al precio mínimo; por el contrario, el precio de los pilares, soportes y cimentaciones resulta proporcionalmente disminuido.

En definitiva, se ha decidido no tener en cuenta, en lo que sigue, el término $Q_1 \cdot \text{Pr. a.}$, dada la poca importancia de las variaciones de este término que, además, influye en sentido inverso sobre el precio de las vigas y sobre el precio de los pilares, soportes y cimentaciones.

Expresiones de V y Q en función de h.

$$V = 10^{-4} b (h + d) \quad [3]$$

d es la distancia entre el centro de gravedad de la armadura en tracción y la fibra de hormigón más extendida.

$$Q = 0,785 A,$$

en la cual: A está expresada en cm^2 .

La curva $P = 10^{-6}$ del diagrama "Acero" del ábaco de flexión simple puede expresarse, aproximadamente, por la siguiente ley:

$$\omega \sigma_o^g = 1,222 \left(\frac{M_s}{bh^2} \right)^{1,115} \quad [4]$$

Esta expresión se ajusta perfectamente a la curva $P = 10^{-6}$ para valores de $\frac{M_s}{bh^2}$ superiores a 20 kg/cm^2 . La concordancia no es tan buena para los valores muy pequeños de $\frac{M_s}{bh^2}$.

De la expresión [4] se deduce:

$$A = \frac{1,222 M_s^{1,115}}{\sigma_o^g \cdot b^{0,115} \cdot h^{1,230}},$$

de donde:

$$Q = \frac{0,960 M_s^{1,115}}{\sigma_o^g \cdot b^{0,115} \cdot h^{1,230}} \quad [5]$$

Introduciendo las expresiones [3] y [5] de V y Q en la ecuación [2] resulta:

$$\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} = \frac{0,960 M_s^{1,115}}{\sigma_o^g \cdot b^{0,115} \cdot h^{1,230}} + \frac{b(h + d)10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} \quad [6]$$

Observaciones

1.º En las expresiones precedentes b , h y d vienen dados en cm, A en cm², M_s en cm · kg y σ_e^0 en kg/cm².

2.º Los valores de la relación $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$ varían, en la práctica, entre $\frac{1}{100}$ y $\frac{1}{500}$.

Los valores más corrientes son del orden de $\frac{1}{200}$ a $\frac{1}{300}$.

3.º La expresión $h + d$ es igual al canto total h_t de la viga. Si para una sollicitación dada M_s , se hace variar el canto h de la viga conservando la anchura b constante, se puede estudiar la variación de h_t en función de h . De los numerosos estudios realizados para condiciones muy diversas se deduce que se puede admitir, con muy buena aproximación, que h_t varía linealmente en función de h .

Por consiguiente, puede adoptarse para h_t la siguiente expresión:

$$h_t = h + d = k \cdot h + k' \quad [7]$$

siendo k y k' constantes.

Los valores extremos deducidos para k son, respectivamente, $k = 1$ y $k = 0,9$.

$k = 1$ corresponde al caso en que el número de capas de barras permanece constante cuando varía el canto h ; k' es entonces igual a d .

$k = 0,9$ constituye el límite inferior de los valores de k que es posible encontrar en la práctica, en el caso en que a medida que aumenta h , el número de capas de barras disminuye rápidamente.

A continuación se estudia, mediante un ejemplo, la variación de $\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}}$, en función de h y de $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$ en el caso de ser $k = 1$.

Como datos de partida, se toman los siguientes: $M_s = 20.000$ m · kg; $b = 20$ cm; $d = k' = 5$ cm; $\sigma_e^0 = 4.000$ kg/cm².

En la figura 3 se han trazado las curvas que representan la variación de $\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}}$, en función de h , para:

$$\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} = \frac{1}{100}, \frac{1}{200}, \frac{1}{300}, \frac{1}{400} \text{ y } \frac{1}{500}.$$

Como se ve, estas curvas presentan su concavidad hacia arriba, es decir, pasan todas por un mínimo.

Para un valor dado de $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$, el canto h correspondiente al mínimo de $\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}}$ es el canto óptimo $h_{\text{opt.}}$.

Para un valor dado del límite elástico σ_e^0 , $h_{\text{opt.}}$ crece a medida que aumenta $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$.

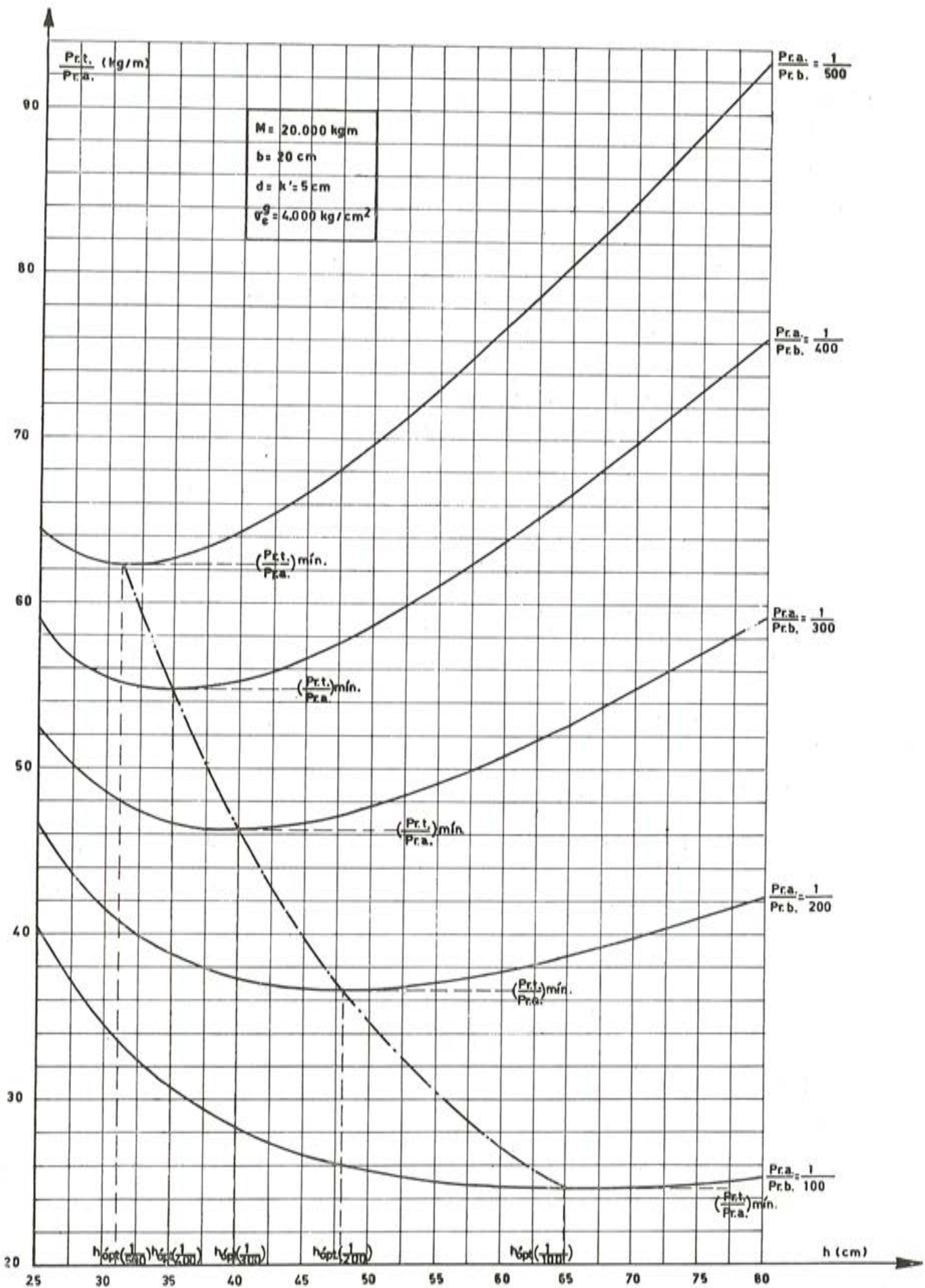


Fig. 3

Expresión de h_{opt} .

La expresión de h_{opt} se obtiene igualando a cero la derivada de $\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}}$ con respecto a h .

Para $k = 1$ se tiene:

$$\frac{\partial \left(\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} \right)}{\partial h} = - \frac{1,23 \times 0,96 M_s^{1,115}}{\sigma_o^2 \cdot b^{0,115} \cdot h_{opt}^{2,230}} + \frac{b \times 10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} = 0,$$

de donde:

$$h_{opt.} = 67,02 \sqrt{\frac{M_s}{b}} \left(\frac{1}{\sigma_o^2} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right)^{0,4485} \quad [8]$$

Para $k = 0,9$ resulta:

$$\frac{\partial \left(\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} \right)}{\partial h} = - \frac{1,23 \times 0,96 M_s^{1,115}}{\sigma_o^2 \cdot b^{0,115} \cdot h_{opt}^{2,230}} + \frac{b \times 0,9 \times 10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} = 0,$$

de donde:

$$h_{opt.} = 70,26 \sqrt{\frac{M_s}{b}} \left(\frac{1}{\sigma_o^2} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right)^{0,4485} \quad [9]$$

Los aceros semiduros normalmente utilizados presentan un límite elástico garantizado igual, aproximadamente, a 4.000 kg/cm². En la figura 4 se representan las curvas que dan $h_{opt.}$ en función de $\frac{M_s}{b}$, para estos aceros, para $k = 1$ y para los siguientes valores de Pr. a./Pr. b.:

$$\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} = \frac{1}{100}, \frac{1}{200}, \frac{1}{300}, \frac{1}{400}, \frac{1}{500}.$$

Estas curvas permiten determinar directamente el canto útil óptimo que debe adoptarse para una viga en la cual se conoce el valor de $\frac{M_s}{b}$.

Debe señalarse que si el peso propio de la viga no es despreciable e influye en el cálculo de M_s conviene proceder, por aproximaciones sucesivas, hasta que los valores de $h_{opt.}$ y de $\frac{M_s}{b}$ se correspondan sobre la curva válida para la relación $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$ adoptada.

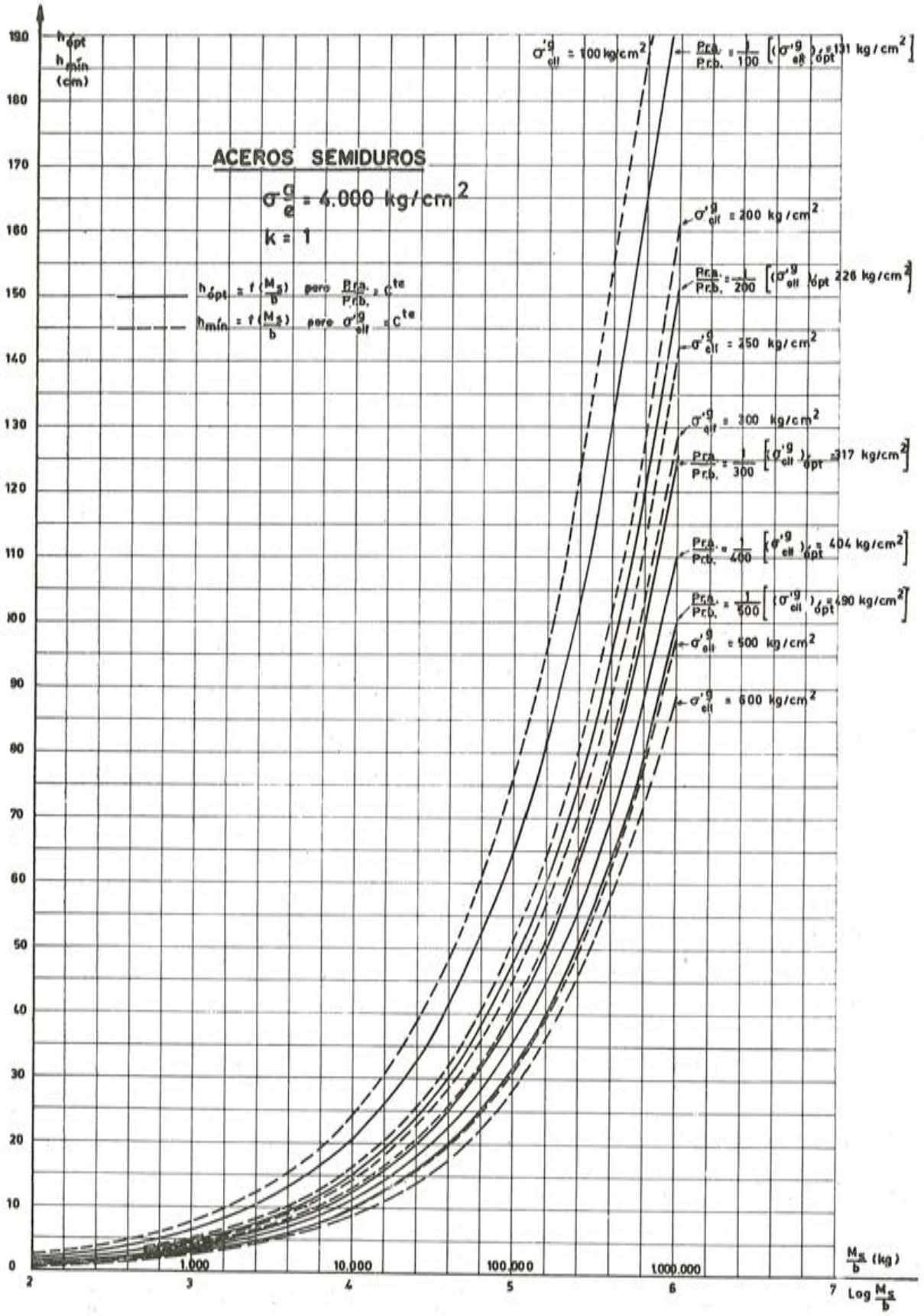


Fig. 4

3 determinación de la resistencia óptima del hormigón $(\sigma'_{\text{el.}})_{\text{opt.}}$

Como ya se ha indicado en la introducción, desde el punto de vista económico, no resulta conveniente disponer armadura de compresión en las vigas.

En el párrafo 2, al estudiar la determinación del canto óptimo se ha admitido que las vigas eran simplemente armadas, es decir, que la resistencia del hormigón elegido era suficiente para que con las dimensiones adoptadas la probabilidad de rotura por agotamiento del hormigón fuese siempre $P = 10^{-6}$.

La ecuación de la curva $P = 10^{-6}$ del diagrama "Hormigón" (fig. 1) es la siguiente:

$$\frac{M_s}{bh^2} = 0,2145 \sigma'_{\text{el.}} - 4,45 \quad [10]$$

Para un hormigón dado, el canto mínimo que debe adoptarse, si se quiere obtener una viga simplemente armada, es el siguiente:

$$h_{\text{min.}} = \sqrt{\frac{M_s}{b} \cdot \frac{1}{\sqrt{0,2145 \sigma'_{\text{el.}} - 4,45}}} \quad [11]$$

Se ha comprobado que las curvas que dan $h_{\text{min.}}$, en función de $\frac{M_s}{b}$, para valores constantes de $\sigma'_{\text{el.}}$, son idénticas a las curvas que dan $h_{\text{opt.}}$, en función de $\frac{M_s}{b}$, para valores constantes de $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$ y un límite elástico σ'_e determinado.

En la figura 4 se representan las curvas de $h_{\text{min.}}$, en función de $\frac{M_s}{b}$, para $\sigma'_{\text{el.}} = 100, 200, 300, 400, 500$ y 600 kg/cm^2 . Se demuestra que las curvas de $h_{\text{opt.}}$, están todas comprendidas entre las 2 curvas extremas de $h_{\text{min.}}$ válidas para $\sigma'_{\text{el.}} = 100 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma'_{\text{el.}} = 600 \text{ kg/cm}^2$.

El diagrama de la figura 4 permite determinar el canto h de la viga que debe adoptarse en los casos de aceros semiduros cuando se conocen los valores de $(\sigma'_{\text{el.}})_1$ y de $\left(\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. t.}}\right)_1$.

Si la curva de $h_{\text{min.}}$, correspondiente a $(\sigma'_{\text{el.}})_1$, queda por encima de la curva $h_{\text{opt.}}$ para $\left(\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. t.}}\right)_1$, es necesario adoptar un canto igual a $h_{\text{min.}}$, ya que entonces $h_{\text{opt.}}$ exige una viga doblemente armada, lo que, como ya se ha indicado, no interesa desde el punto de vista económico.

Si la curva de $h_{\text{min.}}$, correspondiente a $(\sigma'_{\text{el.}})_1$, queda por debajo de la curva de $h_{\text{opt.}}$ para $\left(\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}\right)_1$; es necesario adoptar un canto útil igual a $h_{\text{opt.}}$ para obtener el mínimo precio, aunque la capacidad de resistencia del hormigón no sea plenamente utilizada. La proba-

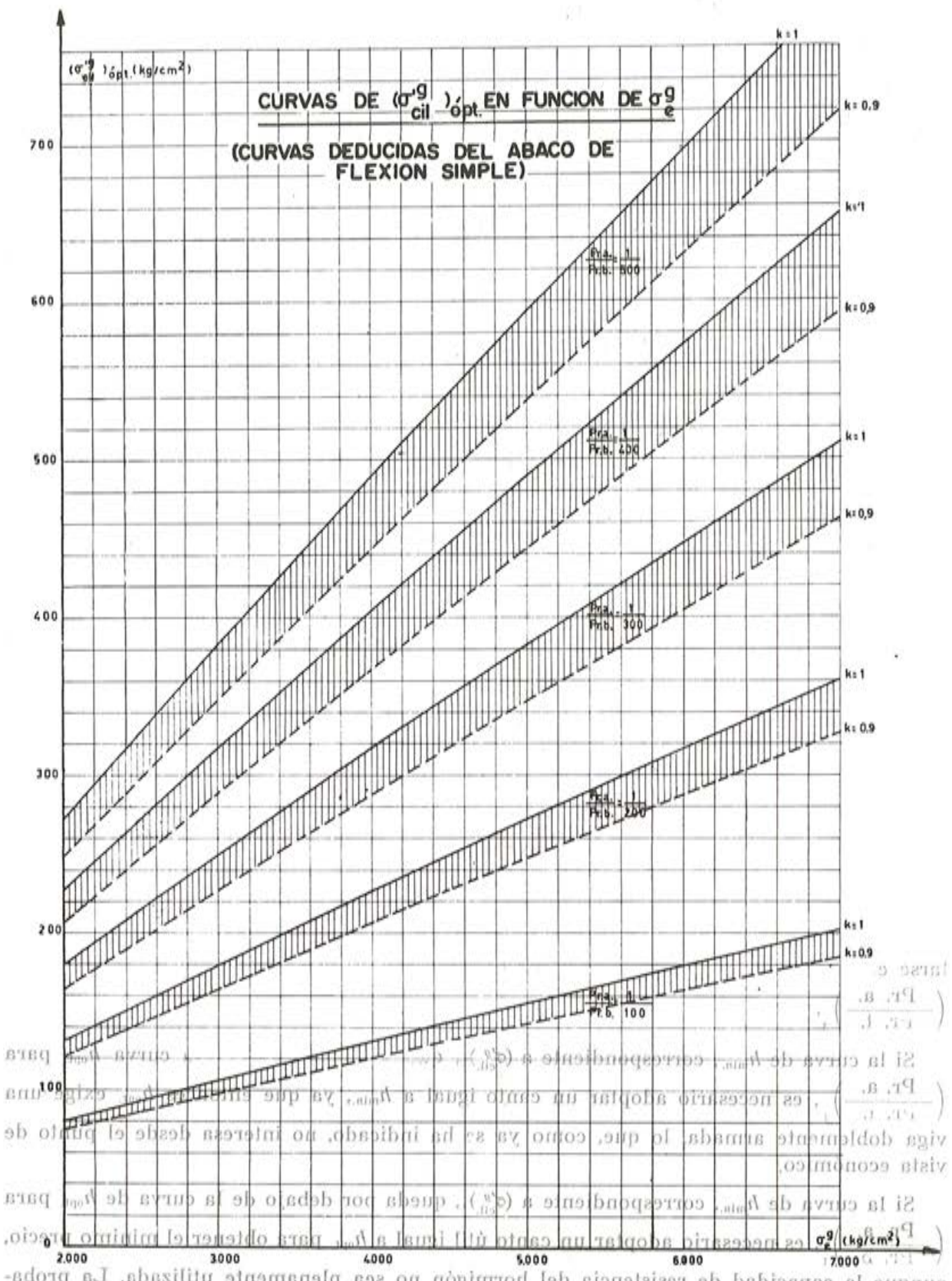


Fig. 5

bilidad de rotura por agotamiento del hormigón resulta entonces inferior a 10^{-6} para el canto $h_{opt.}$ adoptado.

Si la curva de $h_{min.}$, correspondiente a $(\sigma'_{el.})_1$, coincide con la curva de $h_{opt.}$ para $\left(\frac{Pr. a.}{Pr. b.}\right)_1$, para cualquier valor de $\frac{M_a}{b}$ se obtiene $h_{min.} = h_{opt.}$. Una viga cuyo canto útil sea igual a $h_{min.} = h_{opt.}$ será la viga óptima, ya que, en este caso, la capacidad resistente de su hormigón se aprovecha al máximo y su precio es mínimo.

La resistencia del hormigón que, para una relación $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ y un límite elástico σ'_e dados, conduce a valores de $h_{min.}$ iguales a los de $h_{opt.}$, se designa, por esta causa, resistencia óptima del hormigón $(\sigma'_{el.})_{opt.}$

Expresión de la resistencia óptima del hormigón.

Con $k = 1$ igualando los segundos miembros de las expresiones [8] y [11] se obtiene:

$$\left(\sigma'_{el.}\right)_{opt} = 0,00104 \left(\frac{1}{\sigma'_e} \cdot \frac{Pr. a.}{Pr. b.}\right)^{-0,897} + 20,7 \quad [12]$$

Con $k = 0,9$ igualando los segundos miembros de las expresiones [9] y [11], se obtiene:

$$\left(\sigma'_{el.}\right)_{opt} = 0,000942 \left(\frac{1}{\sigma'_e} \cdot \frac{Pr. a.}{Pr. b.}\right)^{-0,897} + 20,7 \quad [13]$$

En la figura 5 se representan las curvas de $(\sigma'_{el.})_{opt.}$, en función de σ'_e , para valores de $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ iguales a $\frac{1}{100}$, $\frac{1}{200}$, $\frac{1}{300}$, $\frac{1}{400}$ y $\frac{1}{500}$.

Para cada valor de $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ existen dos curvas marcadas con $k = 1$ y $k = 0,9$, que delimitan una zona rayada que es, precisamente, la de posible variación de la resistencia óptima.

Para cada valor de σ'_e , la resistencia óptima del hormigón queda comprendida en una zona de variación que es tanto más extensa cuanto mayores son σ'_e y $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$.

Teniendo en cuenta la imposibilidad de fijar, en cada caso particular, el valor exacto de k , es preferible adoptar siempre $k = 1$. Esto conduce a adoptar, en todos los casos, la resistencia máxima de la zona de $(\sigma'_{el.})_{opt.}$. Por otra parte, en los casos corrientes, el prescindir del resto de la zona de posible variación de la resistencia óptima del hormigón apenas influye en la elección de dicha resistencia. El concepto de resistencia óptima del hormigón permite, no solamente dimensionar las vigas rectangulares de modo que presenten una misma probabilidad de rotura por agotamiento del acero y del hormigón, sino también obtener, para estas vigas, las dimensiones conducentes al precio mínimo.

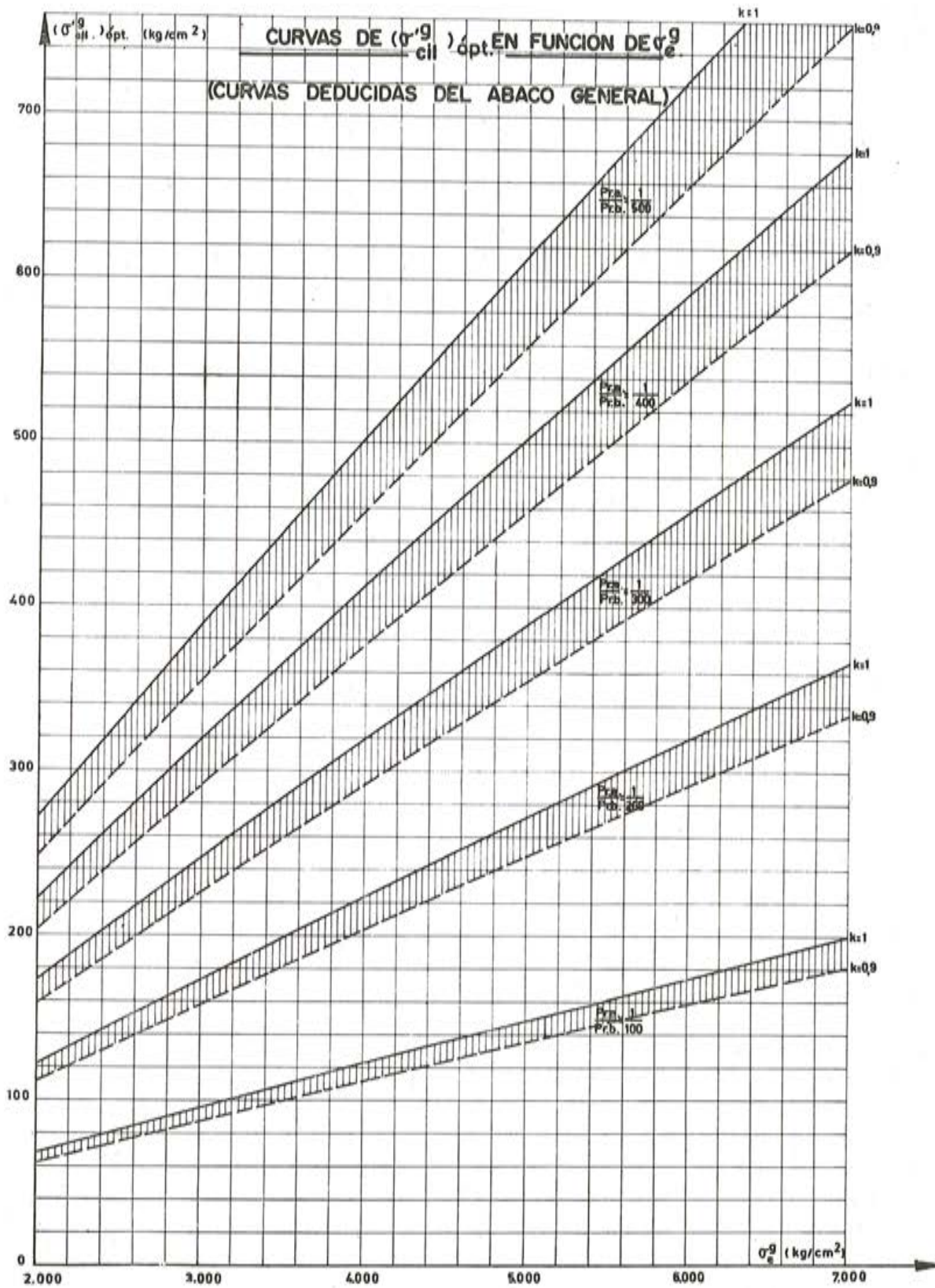


Fig. 6

De la observación de la figura 5 se deduce que todos los tipos de hormigón utilizados en la práctica ($\sigma'_{e\text{il}}$, variable entre 100 kg/cm² y 600 kg/cm²) tienen su razón de ser, puesto que son capaces de proporcionar soluciones óptimas, según las condiciones económicas y la calidad del acero adoptado en cada caso.

4 determinación de la resistencia óptima del hormigón a partir del ábaco general

Si en lugar de utilizar las curvas $P = 10^{-6}$ del ábaco de flexión simple, se usan las del ábaco general, se puede deducir la expresión de la resistencia óptima del hormigón, siguiendo el mismo proceso indicado en los párrafos 2 y 3.

Las curvas $P = 10^{-6}$ tienen por expresión, respectivamente:

$$\omega \sigma_e^g = 1,334 \left(\frac{M_s}{bh^2} \right)^{1,105} \quad [14]$$

y

$$\frac{M_s}{bh^2} = 0,1960 \sigma'_{e\text{il}} = 1,2 \quad [15]$$

A partir de las expresiones [14] y [15], se puede determinar la resistencia óptima del hormigón:

$$\left(\sigma'_{e\text{il}} \right)_{\text{opt}} = 0,000988 \left(\frac{1}{\sigma_e^g} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right)^{-0,905} + 6,12 \quad [16]$$

si $k = 1$

$$\left(\sigma'_{e\text{il}} \right)_{\text{opt}} = 0,000899 \left(\frac{1}{\sigma_e^g} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right)^{-0,905} + 6,12 \quad [17]$$

si $k = 0,9$.

En la figura 6 se señalan las zonas que dan la resistencia óptima del hormigón en función de σ_e^g , para valores de $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$ iguales a $\frac{1}{100}$, $\frac{1}{200}$, $\frac{1}{300}$, $\frac{1}{400}$ y $\frac{1}{500}$.

Estas zonas difieren poco de las obtenidas partiendo del ábaco de flexión simple.

5

determinación de la resistencia óptima del hormigón a partir del método simplificado del comité europeo del hormigón

El método del momento tope conduce a las siguientes expresiones del momento de rotura M_o .

Si el acero en tracción alcanza su límite elástico antes de llegar al estado de rotura de la sección, la ecuación de equilibrio de la proyección horizontal de los esfuerzos que actúan en dicha sección es:

$$A\sigma_e = y b \sigma'_{\text{el.}}$$

de donde:

$$\frac{y}{h} = \frac{\omega \sigma_e}{\sigma'_{\text{el.}}}$$

La ecuación de equilibrio de momentos con respecto al centro de gravedad de la zona de compresiones del hormigón es:

$$M_o = A\sigma_e \left(h - \frac{y}{2} \right),$$

de donde:

$$\frac{M_o}{bh^2} = \omega \sigma_e \left(1 - 0,5 \frac{\omega \sigma_e}{\sigma'_{\text{el.}}} \right)$$

[18]

El límite para este tipo de rotura se obtiene cuando la profundidad de la zona comprimida se hace igual a la mitad del canto h :

$$\frac{y}{h} = 0,5$$

de donde:

$$\frac{\omega \sigma_e}{\sigma'_{\text{el.}}} \leq 0,5$$

y

$$\sigma'_{\text{el.}} \geq 2 \omega \sigma_e$$

[19]

El momento de rotura por agotamiento del hormigón viene dado por la expresión límite:

$$M_o = b \frac{h}{2} \sigma'_{cil} \times 0,75 h \quad [20]$$

$$\boxed{\frac{M_o}{bh^2} = 0,375 \sigma'_{cil}} \quad [21]$$

Para las condiciones de servicio se utilizan las expresiones precedentes, pero adoptando para las tensiones y solicitaciones los valores de cálculo, en los cuales se tiene en cuenta la seguridad.

Tensiones de cálculo:

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ka}}{1,15} = \frac{\sigma_e^g}{1,15};$$

$$\sigma_b^* = \frac{\sigma_{kb}}{1,50} = \frac{\sigma'_{cil}}{1,50}.$$

Solicitaciones de cálculo = $M^* = 1,40 M_s$.

Para las condiciones de servicio, las expresiones [18], [19] y [20] del método simplificado del CEB se transforman en las siguientes:

$$\boxed{\frac{M_s}{bh^2} = 0,6205 \omega \sigma_e^g \left(1 - 0,652 \frac{\omega \sigma_e^g}{\sigma'_{cil}} \right)} \quad [22]$$

$$\boxed{\frac{M_s}{bh^2} = 0,1788 \sigma'_{cil}} \quad [23]$$

$$\boxed{\sigma'_{cil} \geq 2,61 \omega \sigma_e^g} \quad [24]$$

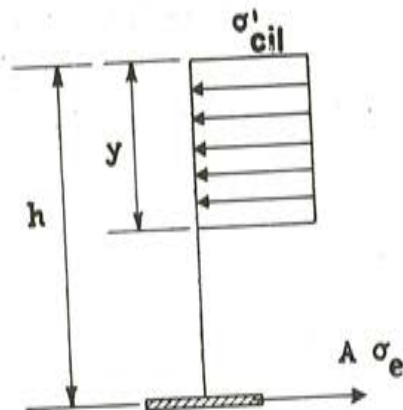


Fig. 7

En los diagramas de la figura 8 se llevan, sobre el eje de abscisas, los valores de la variable $\frac{M_s}{bh^2}$, y sobre los ejes de ordenadas, los valores de $\omega \sigma'_e$ y σ'_{cil} , respectivamente. En la misma figura se han dibujado también las curvas $P = 10^{-6}$ del ábaco general.

En el diagrama "Acero" de la figura 8 se han trazado las curvas que representan la expresión [22] para $\sigma'_{\text{cil}} = 600 \text{ kg/cm}^2$ y para $\sigma'_{\text{cil}} = 2,61 \omega \sigma'_e \geq 100 \text{ kg/cm}^2$.

Como mediante la expresión [22] se hace intervenir la resistencia del hormigón en el estudio de la rotura por agotamiento del acero, para los valores de σ'_{cil} comprendidos entre 100 kg/cm^2 y 600 kg/cm^2 se obtiene la zona rayada de la mencionada figura 8, limitada por las dos curvas citadas. Los estudios estadísticos realizados han demostrado que el valor de σ'_{cil} no influye en las roturas por agotamiento del acero. Por ello, la ley que liga $\frac{M_s}{bh^2}$ con $\omega \sigma'_e$ se representa, en el diagrama "Acero" de la figura 8, por una curva única válida para una probabilidad de rotura determinada.

Se comprueba que la concordancia entre la curva $P = 10^{-6}$ y la zona rayada es suficientemente satisfactoria. Es necesario, sin embargo, señalar que para valores elevados de $\frac{M_s}{bh^2}$ esta zona conduce a probabilidades de rotura inferiores a 10^{-6} .

La expresión [23] se representa por una recta en el diagrama "Hormigón" de la figura 8. Se comprueba que para valores de σ'_{cil} próximos a 100 kg/cm^2 , la probabilidad de rotura, dada por esta expresión, es igual a 10^{-6} . Por el contrario, esta probabilidad de rotura disminuye cuando σ'_{cil} aumenta y llega 10^{-8} para valores de σ'_{cil} próximos a los 600 kilogramos/cm².

Debe hacerse notar que, según el proyecto de revisión de la norma belga N.B.N. 15, convendría reducir linealmente el coeficiente 0,75 de la ecuación [20], en función de la resistencia del hormigón, haciéndolo variar desde 0,75 para $\sigma'_{\text{cil}} = 200 \text{ kg/cm}^2$ hasta 0,65 para $\sigma'_{\text{cil}} = 600 \text{ kg/cm}^2$. Esta modificación conduciría a la obtención de la curva AB trazada en la figura 8 y a probabilidades de rotura extremadamente pequeñas en el caso de hormigones muy resistentes.

A partir de la recta $\frac{M_s}{bh^2} = 0,1788 \sigma'_{\text{cil}}$ y de la curva $P = 10^{-6}$ del diagrama "Acero" del ábaco general, que representa de manera satisfactoria la zona rayada correspondiente a la expresión [22], se puede determinar con suficiente aproximación la resistencia óptima del hormigón correspondiente al método simplificado del CEB.

Las expresiones que resultan para dicha resistencia óptima son las siguientes:

$$\left(\sigma'_{\text{cil}} \right)_{\text{opt}} = 0,001081 \left(\frac{1}{\sigma'_e} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right)^{-0,005} \quad [25]$$

si $k = 1$

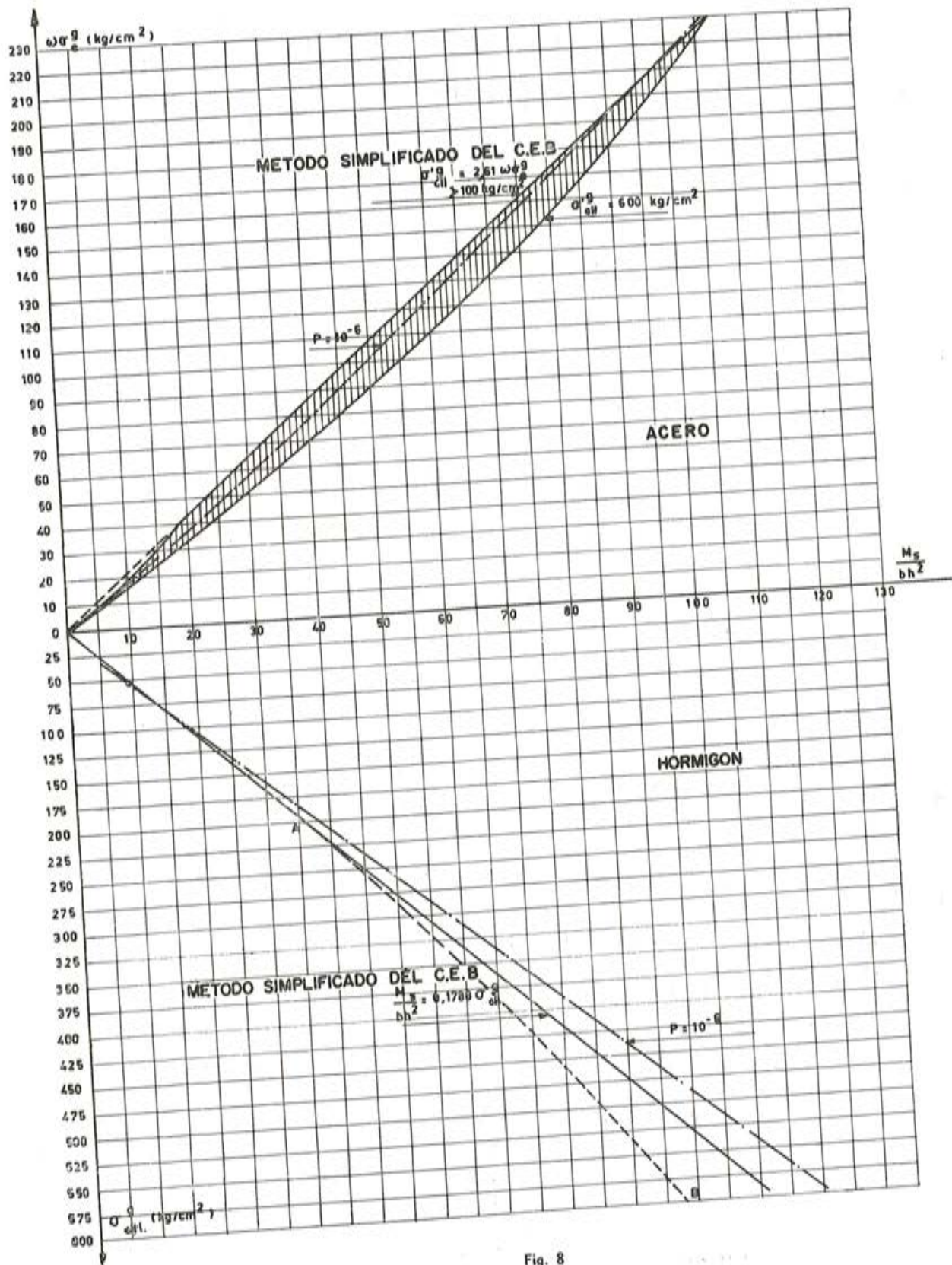


Fig. 8

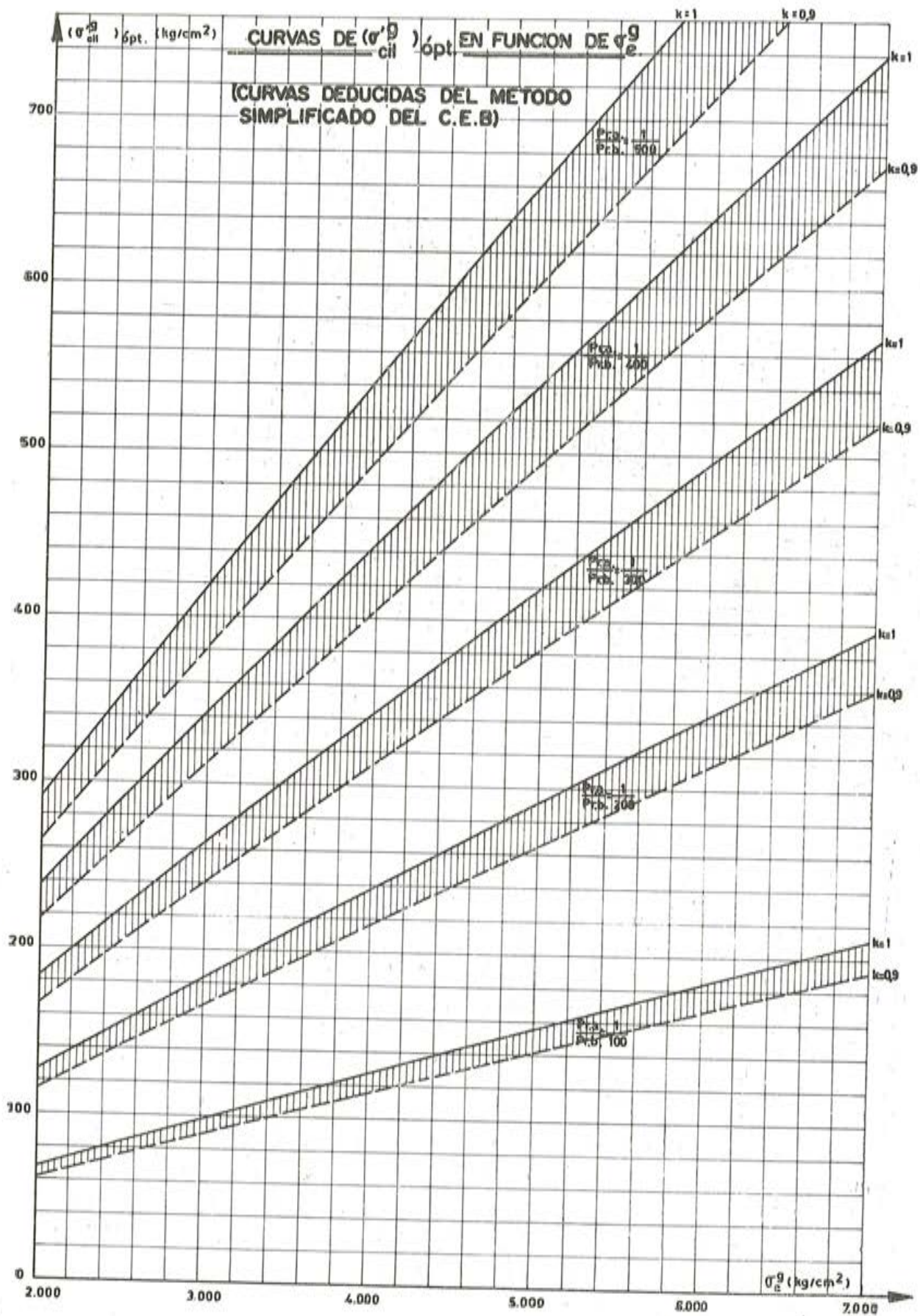


Fig. 9

y

$$\left(\sigma'_{cl.} \right)_{opt.} = 0,000984 \left(\frac{1}{\sigma'_c} \cdot \frac{Pr. a.}{Pr. b.} \right)^{-0,005}$$

[26]

si $k = 0,9$.

En la figura 9 se señalan las zonas correspondientes a esta resistencia óptima del hormigón en función de σ'_c , para valores de $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ iguales a $\frac{1}{100}$, $\frac{1}{200}$, $\frac{1}{300}$, $\frac{1}{400}$ y $\frac{1}{500}$.

Estas zonas corresponden a valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ un poco mayores que los obtenidos con el ábaco de flexión simple y el ábaco general, sobre todo para valores elevados de σ'_c . No obstante, el orden de magnitud de las resistencias óptimas dadas por los tres ábacos (figuras 5, 6 y 9) es el mismo.

Debe hacerse notar que para la determinación de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ puede ser necesario efectuar algunos tanteos. En efecto, la evaluación de Pr. b. está influenciada por la cantidad de cemento necesario para obtener una resistencia determinada de hormigón. Una primera evaluación de $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$, a partir de un hormigón determinado, puede conducir a un valor de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ que no corresponda al del hormigón elegido. Será necesario, entonces, modificar el tipo de hormigón y obtener un nuevo valor de $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ y, en consecuencia, un nuevo valor de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$

6 conclusiones

Del presente estudio se deduce que, para cada tipo de acero y unas condiciones económicas determinadas por la razón $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$, existe una resistencia óptima del hormigón $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$, que permite obtener vigas, de precio mínimo, con una igual probabilidad de rotura por agotamiento, del acero y del hormigón.

Con la resistencia óptima del hormigón no se obtiene, sin embargo, el precio mínimo más que si los cantos de las vigas y las cuantías de armadura son iguales, en todas las secciones, a los valores mínimos que, para el hormigón elegido, exige el momento máximo de servicio M_s ; o si las dimensiones y cuantías permanecen constantes a todo lo largo de la viga.

La gama de los aceros generalmente empleados en hormigón armado y de los valores posibles de $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ permite la utilización económica de todos los tipos corrientes de hormigón, desde los de menor resistencia hasta los más resistentes.

Debe hacerse notar, finalmente, que todo lo que precede sólo es válido si las dimensiones así deducidas para las vigas son tales que permiten satisfacer las limitaciones de flecha y fisuración impuestas en cada caso particular.

SEGUNDA PARTE

secciones rectangulares - flexión simple o compuesta - armadura sencilla o doble

7 flexión simple - armadura doble

Para el cálculo de vigas rectangulares con doble armadura, sometidas a flexión simple, se emplearán las mismas curvas del ábaco general, cuya utilización se ha explicado en el párrafo 1, figura 2.

Las variables X_A y X_B se definen, ahora, mediante las expresiones siguientes:

$$X_A = \omega \sigma'_e;$$

$$X_B = D \cdot \sigma'_{c,il.} = \left[1 + \frac{\omega' \sigma'_e}{0,375 \sigma'_{c,il.}} \left(1 - \frac{d'}{h} \right) \right] \sigma'_{c,il.}$$

La probabilidad de rotura P admitida es igual a 10^{-6} . Las curvas correspondientes a esta probabilidad figuran en el ábaco general y sus expresiones son las siguientes:

— en el diagrama “Acero”:

$$\omega \sigma'_e = 1,334 \left(\frac{M_s}{bh^2} \right)^{1,105} \quad [27]$$

— en el diagrama “Hormigón”:

$$\frac{M_s}{bh^2} = 0,196 \left[1 + \frac{\omega' \sigma'_e}{0,375 \sigma'_{c,il.}} \left(1 - \frac{d'}{h} \right) \right] \sigma'_{c,il.} - 1,2 \quad [28]$$

En estas expresiones, M_s es el momento máximo de servicio; ω y ω' representan las cuantías de las armaduras longitudinales, en tracción y en compresión, respecto a bh (b es la anchura de la sección y h su canto útil); σ'_e y σ'_c son los límites elásticos garantizados, aparentes o convencionales correspondientes al 0,2 %, de los aceros de las armaduras en tracción y en compresión; $\sigma'_{c,il.}$ es la resistencia garantizada, en compresión, del hormigón, en probeta cilíndrica; y d y d' indican las distancias entre el centro de gravedad de las armaduras en tracción y en compresión y las respectivas fibras más traccionadas y comprimidas de la sección considerada. Las unidades elegidas son el kg y el cm.

Si llamamos Pr. t. al precio total de un metro lineal de viga, Pr. a. al precio de un kg de armadura preparada, Pr. b. al precio de 1 m³ de hormigón encofrado, Q y Q' a los pesos de las armaduras en tracción y en compresión por m l de viga (en kg), y V , al volumen de hormigón por m l de viga (en m³); se tiene:

$$\boxed{\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} = Q + Q' + \frac{V}{\text{Pr. a./Pr. b.}}} \quad [29]$$

Las expresiones de Q , Q' y V son las siguientes:

$$Q = 0,785 A;$$

$$Q' = 0,785 \omega' bh;$$

$$V = 10^{-4} b(h + d).$$

La sección de armadura en tracción $A = \omega bh$, deducida de la expresión [27], vale:

$$A = \frac{1,334 bh}{\sigma_e'} \left(\frac{M_s}{bh^2} \right)^{1,105}$$

Sustituyendo en la expresión [29] Q , Q' y V por sus respectivos valores, se halla:

$$\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} = \frac{1,048 bh}{\sigma_e'} \left(\frac{M_s}{bh^2} \right)^{1,105} + 0,785 \omega' bh + \frac{10^{-4} b(h + d)}{\text{Pr. a./Pr. b.}} \quad [29']$$

Los cantos útiles $h_{\text{opt.}}$, correspondientes a las vigas de precio mínimo, se obtienen igualando a cero la derivada de $\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}}$ con respecto a h .

En adelante se adoptará $\omega' = C^{te}$, $d = C^{te}$ y $1 - \frac{d'}{h} = C^{te} = 0,9$.

Se tendrá entonces:

$$\frac{\partial \left(\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} \right)}{\partial h} = 0 \rightarrow$$

$$\frac{M_s}{bh_{\text{opt.}}^2} = \left(\frac{0,789 \times 10^{-4} \times \sigma_e'}{\text{Pr. a./Pr. b.}} + 0,619 \omega' \sigma_e' \right)^{0,005} \quad [30]$$

Los mínimos cantos útiles que permiten respetar la probabilidad de rotura por agotamiento del hormigón $P = 10^{-6}$, con la cuantía de acero elegida ω' , vienen definidos por la expresión [28], que se puede escribir en la forma siguiente:

$$\frac{M_s}{bh_{\text{min.}}^2} = 0,196 \sigma_{\text{cfl.}}' + 0,523 \times 0,9 \omega' \sigma_e' - 1,2 \quad [28']$$

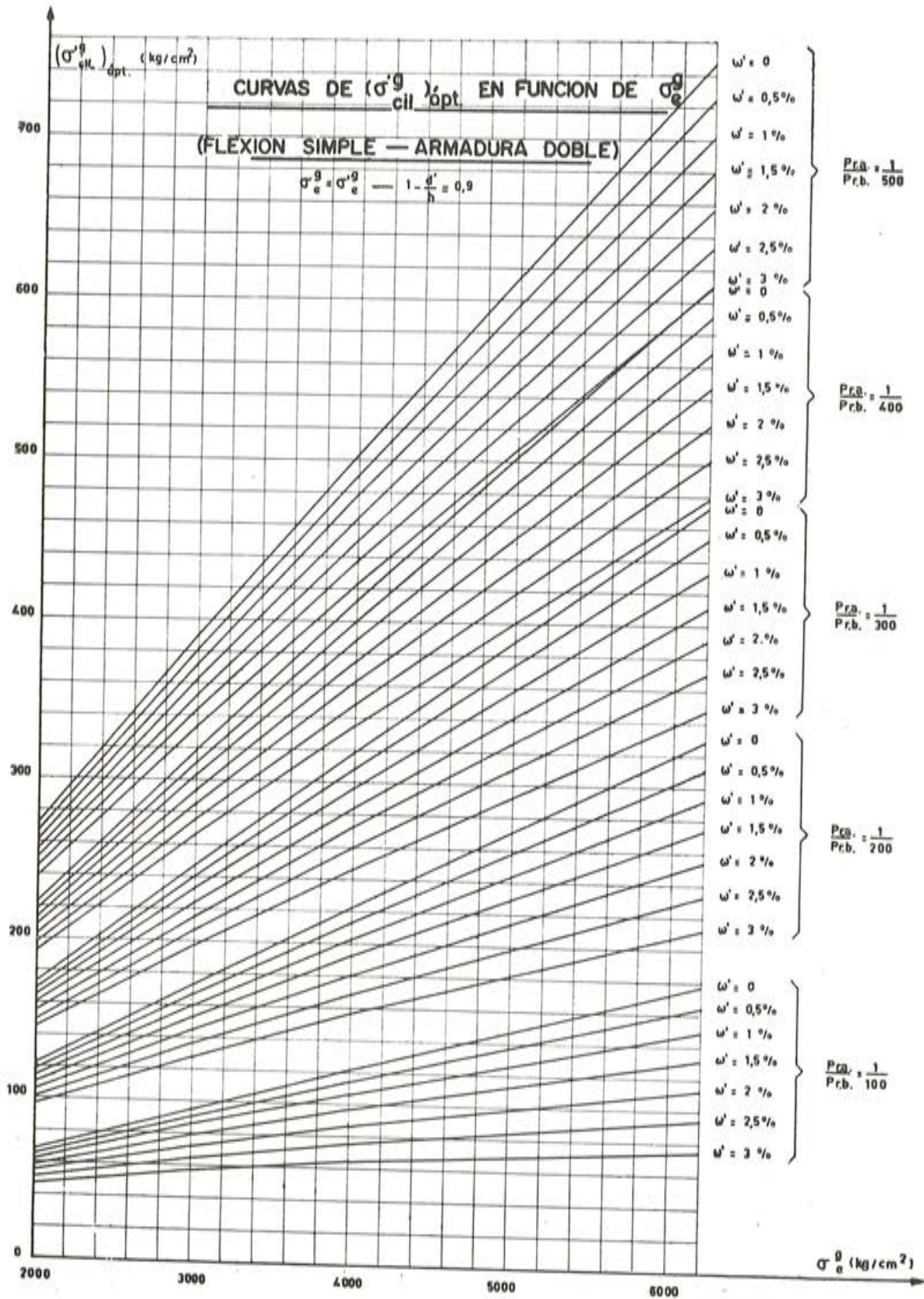


Fig. 10

Las condiciones ideales, desde el punto de vista económico y resistente, se obtienen para $h_{\min.} = h_{\text{opt.}}$. Igualando los segundos miembros de las ecuaciones [30] y [28'], se deduce la expresión de $(\sigma'_{\text{cll.}})_{\text{opt.}}$:

$$\boxed{(\sigma'_{\text{cll.}})_{\text{opt.}} = 0,000988 \left(\frac{\sigma_e^g}{\text{Pr. a./Pr. b.}} + 7,850 \omega' \sigma_e^g \right)^{0,905} - 2,67 \times 0,9 \omega' \sigma_e^g + 6,12} \quad [31]$$

Anulando ω' en la expresión [31] volvemos a tener la expresión [16], obtenida en el párrafo 4, para el caso de vigas simplemente armadas. Si se impone a priori una cierta cuantía ω' para las armaduras en compresión, por razones constructivas o de inversión de momentos, la resistencia óptima del hormigón viene dada por la expresión [31], en función de ω' , σ_e^g , $\sigma'_{\text{cll.}}$ y $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$.

La resistencia óptima es tanto más pequeña cuanto mayores son ω' y σ_e^g .

La figura 10 da la variación de $(\sigma'_{\text{cll.}})_{\text{opt.}}$, en función del límite elástico garantizado de los aceros, cuando las armaduras en tracción y en compresión están constituidas por aceros de la misma calidad ($\sigma_e^g = \sigma_e^g$).

Esta variación está representada para $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} = \frac{1}{100}, \frac{1}{200}, \frac{1}{300}, \frac{1}{400}, \frac{1}{500}$ y $\omega' = 0,5; 1; 1,5; 2; 2,5$ y 3% .

En la primera parte de este trabajo se ha indicado que, desde el punto de vista económico, no interesa utilizar armaduras en compresión en las vigas. Para demostrar que esto es cierto se puede determinar el valor de ω' correspondiente al precio mínimo.

La ecuación [30] permite obtener la expresión del canto útil más económico:

$$h_{\text{opt.}} = \sqrt{\frac{M_s}{b}} \left(\frac{0,789 \times 10^{-4} \times \sigma_e^g}{\text{Pr. a./Pr. b.}} + 0,619 \omega' \sigma_e^g \right)^{-0,4525}$$

Sustituyendo h por $h_{\text{opt.}}$ en la fórmula [29'] se obtiene la expresión de $\left(\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} \right)_{\text{min.}}$, válida para cualquier valor de ω' elegido a priori.

El valor particular $\omega'_{\text{opt.}}$, que conduce al mínimo de $\left(\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} \right)_{\text{min.}}$, se obtiene igualando a cero la derivada de $\left(\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} \right)_{\text{min.}}$ con respecto a ω' :

$$\frac{\partial \left(\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} \right)_{\text{min.}}}{\partial \omega'} = 0 \rightarrow \boxed{\omega'_{\text{opt.}} = - \frac{1,275 \times 10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}}} \quad [32]$$

La expresión [32] demuestra que la cuantía de la armadura en compresión correspondiente a las condiciones más económicas es siempre negativa. Las armaduras en compresión, por lo tanto, no están justificadas más que cuando vengan impuestas por razones constructivas de limitación de canto o cuando se prevea la actuación de momentos de signo contrario en una misma sección.

8 flexión compuesta

El cálculo de piezas rectangulares sometidas a flexión compuesta se efectúa también mediante las curvas del ábaco general de la figura 2 del párrafo 1.

Las variables X_A y X_B se definen por las expresiones siguientes:

$$X_A = \omega \sigma'_e + \frac{N_s}{bh};$$

$$X_B = D \cdot \sigma'_{c.t.} = \left[1 + \frac{\omega' \sigma'_e}{0,375 \sigma'_{c.t.}} \left(1 - \frac{d'}{h} \right) \right] \sigma'_{c.t.}.$$

La probabilidad de rotura P admitida es igual a 10^{-6} . Las curvas correspondientes a esta probabilidad figuran en el ábaco general y sus expresiones son las siguientes:

— en el diagrama “Acero”:

$$\omega \sigma'_e + \frac{N_s}{bh} = 1,334 \left(\frac{N_s e}{bh^2} \right)^{1,105} \quad [33]$$

— en el diagrama “Hormigón”:

$$\frac{N_s e}{bh^2} = 0,196 \left[1 + \frac{\omega' \sigma'_e}{0,375 \sigma'_{c.t.}} \left(1 - \frac{d'}{h} \right) \right] \sigma'_{c.t.} - 1,2 \quad [34]$$

siendo, respectivamente:

N_s = esfuerzo normal máximo de servicio;

e = excentricidad de N_s con relación al c. d. g. de la armadura en tracción.

Las expresiones [33] y [34] son válidas siempre que e sea superior a $\frac{2h-d}{3}$.

En flexión compuesta, las solicitaciones se definen, generalmente, mediante el esfuerzo normal N_s , y la excentricidad e_s de N_s , con relación al centro geométrico de la pieza:

$$e = e_s + \frac{h-d}{2}.$$

Las expresiones [33] y [34] pueden ponerse en la forma siguiente:

$$\omega \sigma'_e + \frac{N_s}{bh} = 1,334 \left[\frac{N_s e_s}{bh^2} + \frac{N_s}{b} \cdot \frac{1}{2h} \left(1 - \frac{d}{h} \right) \right]^{1,105} \sigma'_{c.t.} - 1,2 \quad [33']$$

$$\frac{N_s}{b} \cdot \frac{e_s}{h^2} + \frac{N_s}{b} \cdot \frac{1}{2h} \left(1 - \frac{d}{h} \right) = 0,196 \left[1 + \frac{\omega' \sigma'_e}{0,375 \sigma'_{c.t.}} \left(1 - \frac{d'}{h} \right) \right] \sigma'_{c.t.} - 1,2 \quad [34']$$

En adelante se admitirá que d permanece constante cuando el canto h varía. En la mayoría de los casos haciendo $d = 5$ cm, se consigue una suficiente aproximación.

En el caso de armadura doble, para una cuantía dada ω' de armadura en compresión, la sección $A' = \omega'bh$ varía proporcionalmente a h .

Se supondrá que ocurre lo mismo para d' , es decir, que $d' = ah$.

El valor $a = 0,1$ resulta, en la mayoría de los casos, suficientemente aproximado; con él se obtiene $1 - \frac{d'}{h} = 0,9$.

La expresión [29]

$$\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} = Q + Q' + \frac{V}{\text{Pr. a./Pr. b.}}$$

es válida igualmente en flexión compuesta. En esta expresión, se tiene: $Q = 0,785 A$; $Q' = 0,785 \omega'bh$, y $V = 10^{-4} b(h + d)$.

El valor de $A = \omega bh$ se deduce de la expresión [33'], escrita en la forma:

$$A = \frac{1,334 bh}{\sigma'_e} \left[\frac{N_s}{b} \cdot \frac{e_c}{h^2} + \frac{N_s}{b} \cdot \frac{1}{2h} \left(1 - \frac{d}{h} \right) \right]^{1,105} - \frac{N_s}{\sigma'_e}$$

Sustituyendo en la expresión [29] Q , Q' y V por sus respectivos valores, se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} = & \frac{1,048 bh}{\sigma'_e} \left[\frac{N_s}{b} \cdot \frac{e_c}{h^2} + \frac{N_s}{b} \cdot \frac{1}{2h} \left(1 - \frac{d}{h} \right) \right]^{1,105} - \\ & - \frac{0,785 N_s}{\sigma'_e} + 0,785 \omega'bh + \frac{10^{-4} b(h + d)}{\text{Pr. a./Pr. b.}} \end{aligned} \quad [29'']$$

El canto útil $h_{\text{opt.}}$, correspondiente a la pieza de precio mínimo, se obtiene, como siempre, igualando a cero la derivada $\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}}$ con respecto a h :

$$\frac{\partial \left(\frac{\text{Pr. t.}}{\text{Pr. a.}} \right)}{\partial h} = 0 \rightarrow h_{\text{opt.}} = \frac{0,578 \frac{N_s}{b} E_{\text{opt.}}^{0,105}}{1,268 E_{\text{opt.}}^{1,105} - \sigma'_e \left(\frac{10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} + 0,785 \omega' \right)} \quad [35]$$

En la expresión [35], se ha hecho:

$$E_{\text{opt.}} = \frac{N_s}{b} \cdot \frac{e_c}{h_{\text{opt.}}^2} + \frac{N_s}{b} \cdot \frac{1}{h_{\text{opt.}}} \left(1 - \frac{d}{h_{\text{opt.}}} \right)$$

La fórmula [34'] da el canto mínimo $h_{\text{min.}}$, que debe adoptarse para los valores de ω' y σ'_e elegidos, si se quiere mantener la probabilidad de ruina en $P = 10^{-6}$.

Esta expresión se puede escribir en la forma siguiente:

$$E_{\min.} = 0,196 \left(1 + \frac{\omega' \sigma_e^g}{0,375 \sigma_{\text{cíl.}}^g} \cdot 0,9 \right) \sigma_{\text{cíl.}}^g - 1,2 \quad [34'']$$

siendo:

$$E_{\min} = \frac{N_s}{b} \cdot \frac{e_c}{h_{\min.}^2} + \frac{N_s}{b} \cdot \frac{1}{2h_{\min.}} \left(1 - \frac{d}{h_{\min.}} \right).$$

Las condiciones ideales, desde el punto de vista económico y resistente, se obtienen cuando $h_{\min.} = h_{\text{opt.}}$; resulta entonces: $E_{\min.} = E_{\text{opt.}}$.

Sustituyendo en [35] $E_{\text{opt.}}$ por el valor de $E_{\min.}$, dado por [34'], se halla:

$$h_{\text{opt.}} = \frac{\frac{N_s}{b} \cdot 0,578 \left[0,196 \left(\sigma_{\text{cíl.}}^g \right)_{\text{opt.}} + 0,523 \omega' \sigma_e^g \cdot 0,9 - 1,2 \right]^{0,105}}{1,268 \left[0,196 \left(\sigma_{\text{cíl.}}^g \right)_{\text{opt.}} + 0,523 \omega' \sigma_e^g \cdot 0,9 - 1,2 \right]^{1,105} - \sigma_e^g \left(\frac{10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} + 0,785 \omega' \right)} \quad [35']$$

La expresión de la excentricidad e_c , correspondiente a $h_{\text{opt.}}$, se obtiene sustituyendo h por $h_{\text{opt.}}$ en [34']:

$$e_c = \frac{h_{\text{opt.}}^2}{\frac{N_s}{b}} \left[0,196 \left(\sigma_{\text{cíl.}}^g \right)_{\text{opt.}} + 0,523 \omega' \sigma_e^g \cdot 0,9 - 1,2 - 0,5 h_{\text{opt.}} \left(1 - \frac{d}{h_{\text{opt.}}} \right) \right] \quad [36]$$

La expresión [36] permite obtener la resistencia óptima del hormigón $(\sigma_{\text{cíl.}}^g)_{\text{opt.}}$, en función de $\frac{N_s}{b}$, e_c , $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$, σ_e^g , σ_e^g y ω' .

En flexión simple, $(\sigma_{\text{cíl.}}^g)_{\text{opt.}}$ es independiente de la sollicitación (M_s). No ocurre lo mismo en flexión compuesta; $(\sigma_{\text{cíl.}}^g)_{\text{opt.}}$ depende ahora de $\frac{N_s}{b}$ y de e_c .

Si la anchura b de la viga viene impuesta existe un solo valor de $(\sigma_{\text{cíl.}}^g)_{\text{opt.}}$, para cada caso de sollicitación, definido por N_s y e_c . Por el contrario, si puede variar la anchura b , existe una zona de valores posibles de $(\sigma_{\text{cíl.}}^g)$ que permite calcular las dimensiones b y h correspondientes a la solución más económica, para los distintos valores que, en la práctica, puede adoptar la sollicitación.

Conocidos los valores de $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$, de σ_e^g , de $(\sigma_{\text{cíl.}}^g)_{\text{opt.}}$, de σ_e^g y de ω' , las expresiones [35'] y [36] permiten determinar, respectivamente, $h_{\text{opt.}}$ y e_c , en función de $\frac{N_s}{b}$.

FLEXIÓN COMPUESTA ARM. SENCILLA

ACEROS DULCES

$\sigma_e^g = 2.400 \text{ kg/cm}^2$ — $d = 5 \text{ cm}$

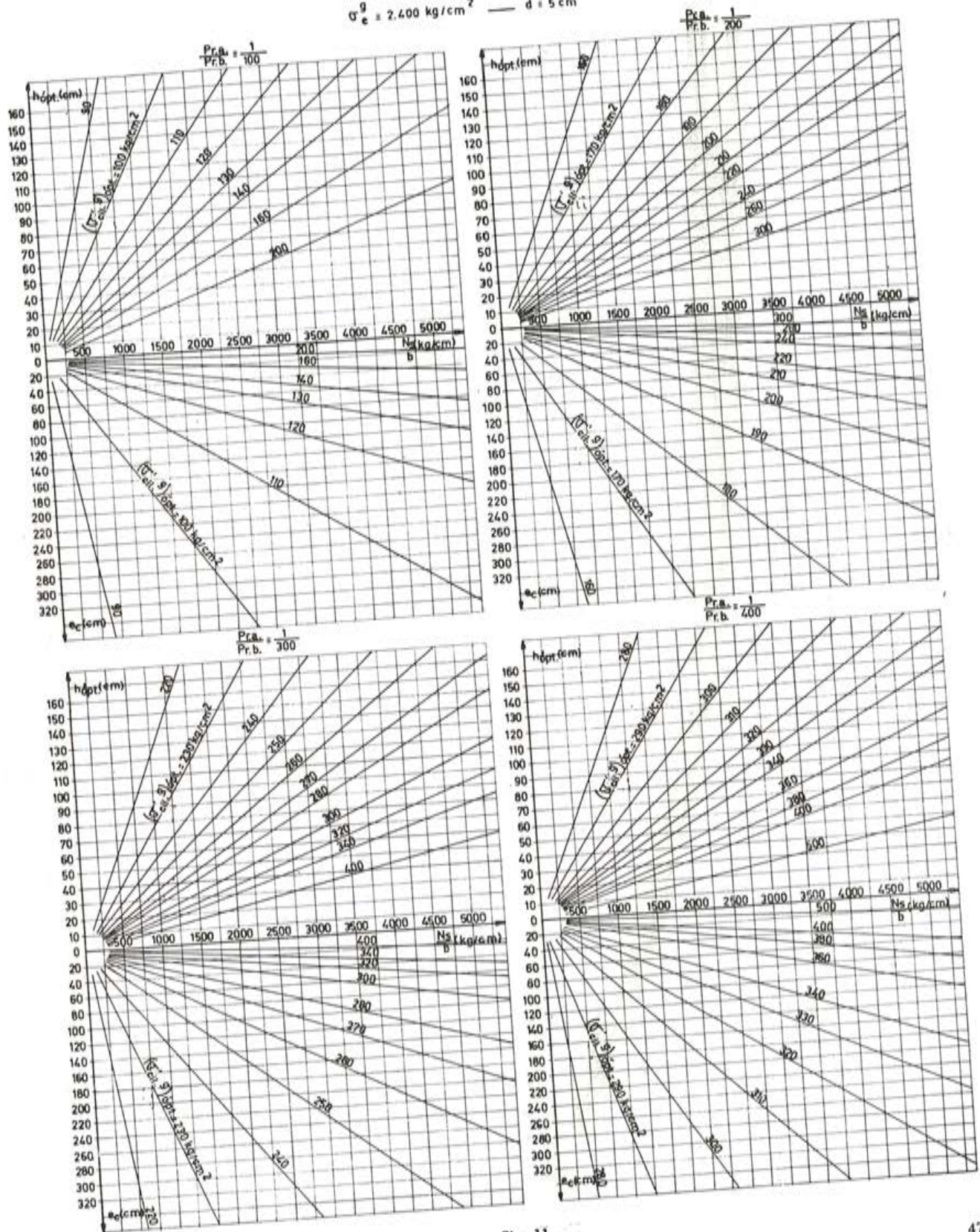


Fig. 11

FLEXIÓN COMPUESTA ARM. SENCILLA

ACEROS SEMIDUROS

$\sigma_e^q = 4.000 \text{ kg/cm}^2$ — $d = 5 \text{ cm}$

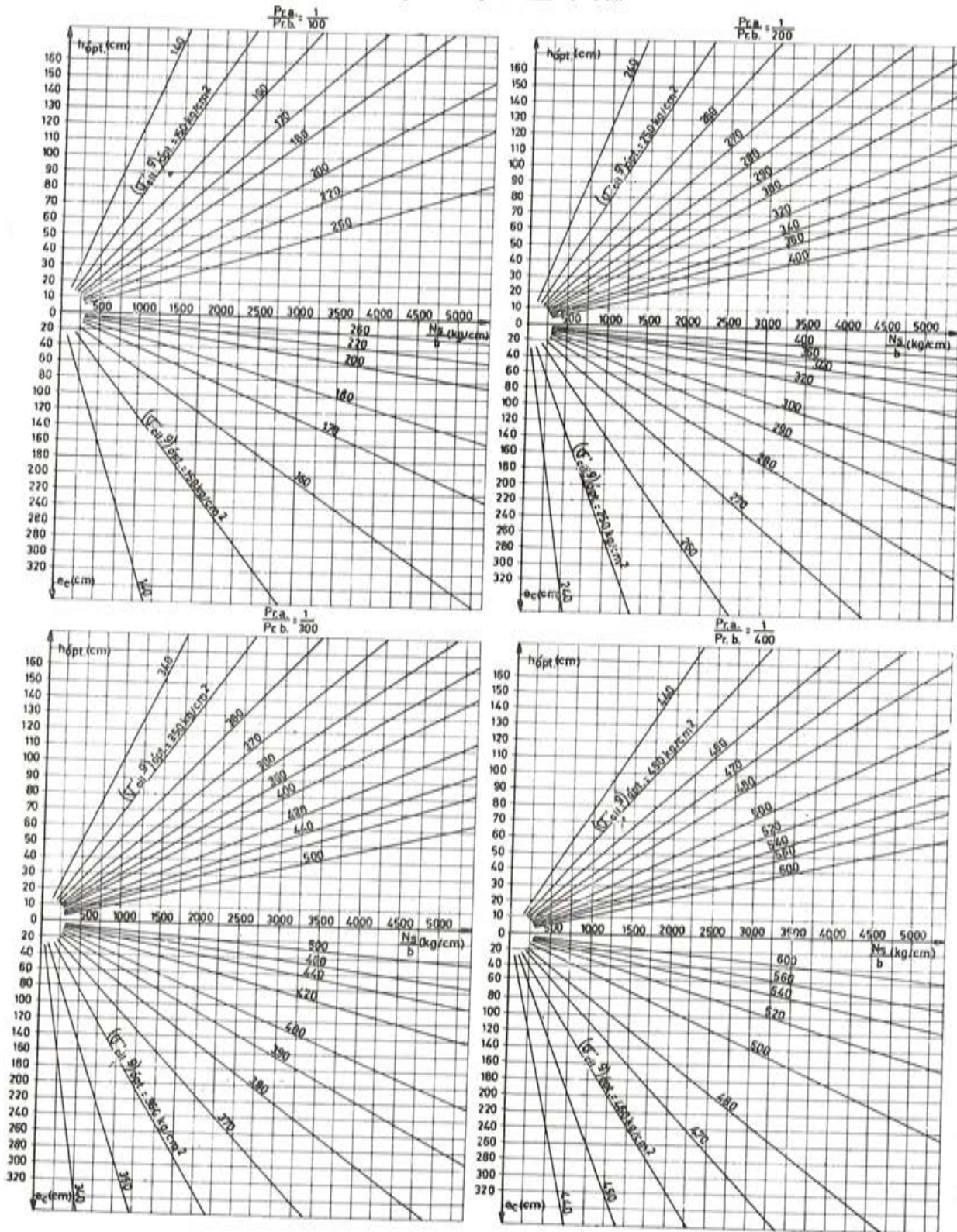


Fig. 12

Si se representan en un gráfico las variaciones de $h_{opt.}$ y e_c , en función de $\frac{N_s}{b}$, se puede determinar, para cada valor de $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ y de σ_c^o , la zona de valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ susceptibles de proporcionar una solución adecuada al problema del dimensionamiento económico.

Las figuras 11 y 12 corresponden al caso de piezas simplemente armadas (cuando $\omega' = 0$).

La figura 11 da la variación de $h_{opt.}$ y de e_c , en función de $\frac{N_s}{b}$, para diversos valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$, en el caso de utilizar acero dulce ordinario ($\sigma_c^o = 2.400 \text{ kg/cm}^2$).

A la relación $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ se le han dado los valores $\frac{1}{100}$, $\frac{1}{200}$, $\frac{1}{300}$ y $\frac{1}{400}$.

La figura 12 da la variación de los valores que adoptan las mismas características en el caso de aceros semiduros ($\sigma_c^o = 4.000 \text{ kg/cm}^2$).

Los diferentes diagramas representan las zonas de valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$, válidos para cada caso. Los valores de $\frac{N_s}{b}$ varían entre 0 y 5.000 kg/cm; los de $h_{opt.}$, entre 0 y 180 cm, y los de e_c , entre 0 y 360 cm.

Estos diagramas cubren, por consiguiente, la mayor parte de los casos que pueden presentarse en la práctica.

Su empleo es el siguiente: Una vez fijado el tipo de acero y la relación $\frac{Pr. a.}{Pr. b.}$ se elige, en la zona del diagrama correspondiente a estas características, un valor de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$. Para dicho valor de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$, del diagrama se deduce una curva de $\frac{N_s}{b}$, en función de e_c , y una recta que da la variación de $h_{opt.}$, en función de $\frac{N_s}{b}$.

Si, como es normal, la sollicitación de servicio viene definida por N_s y e_c , la determinación de las dimensiones b y h , con la ayuda del diagrama, es muy sencilla.

Conociendo e_c , la curva $\frac{N_s}{b} = f(e_c)$ da el valor correspondiente de $\frac{N_s}{b}$, del que se deduce el valor de b que debe adoptarse. La recta $h_{opt.} = f\left(\frac{N_s}{b}\right)$ da directamente el canto útil.

Dentro de la gama de valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$, que conducen a soluciones aceptables en la práctica y para una sollicitación de servicio dada, b disminuye y $h_{opt.}$ aumenta, a medida que la resistencia adoptada para el hormigón aumenta.

En la tabla 1 se indica la gama de valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$, que conducen a soluciones aceptables en la práctica.

TABLA 1

Pr. t./Pr. a.	ACEROS DULCES ($\sigma_e^g = 2.400 \text{ kg/cm}^2$)	ACEROS SEMIDUROS ($\sigma_e^g = 4.000 \text{ kg/cm}^2$)
	$(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$ (kg/cm ²)	$(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$ (kg/cm ²)
$\frac{1}{100}$	90 a 160	140 a 260
$\frac{1}{200}$	160 a 260	240 a 400
$\frac{1}{300}$	220 a 340	340 a 500
$\frac{1}{400}$	280 a 400	440 a 600

En las figuras 13 y 14 se representan, a título de ejemplo, las variaciones de $h_{\text{opt.}}$ y de e_e , en función de $\frac{N_s}{b}$, para $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} = \frac{1}{200}$ en el caso de piezas doblemente armadas con aceros dulces y semiduros.

Se supone que las armaduras de tracción y compresión son del mismo tipo de acero ($\sigma'_s = \sigma''_s$).

Para las cuantías de la armadura en compresión ω' , se toman los valores 0; 0,5; 1; 1,5; 2; 2,5 y 3 %.

Los diagramas obtenidos demuestran que las armaduras en compresión desempeñan, con relación a las dimensiones óptimas de las piezas, el mismo papel que un aumento de $(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$.

Debe señalarse que es posible pasar de las expresiones que dan las condiciones óptimas en flexión compuesta a las establecidas para el caso de flexión simple.

La flexión simple puede considerarse como el caso límite de la flexión compuesta, cuando la excentricidad e_e tiende hacia infinito y el esfuerzo normal N_s hacia cero.

Para que e_e tienda hacia infinito al mismo tiempo que N_s hacia cero, es preciso que el denominador de la expresión [35'] tienda a cero.

De esta manera se obtiene:

$$1,268 \left[0,196 (\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}} + 0,523 \omega' \sigma'_e \cdot 0,9 - 1,2 \right]^{1,105} - \sigma_e^g \left(\frac{10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} + 0,785 \omega' \right) = 0$$

Si se despeja $(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$ de esta expresión, se vuelve a obtener la [31] del párrafo 7.

$$(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}} = 0,000988 \left(\frac{\sigma_e^g}{\text{Pr. a./Pr. b.}} + 7,850 \omega' \sigma'_e \right)^{0,905} - 2,67 \times 0,9 \omega' \sigma'_e + 6,12.$$

FLEXION COMPUESTA ARM. DOBLE

ACEROS DULCES — $\frac{P_e a}{P_r b} = \frac{1}{700}$

$\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$ — $d = 5 \text{ cm}$ — $1 - \frac{d}{h} = 0,9$

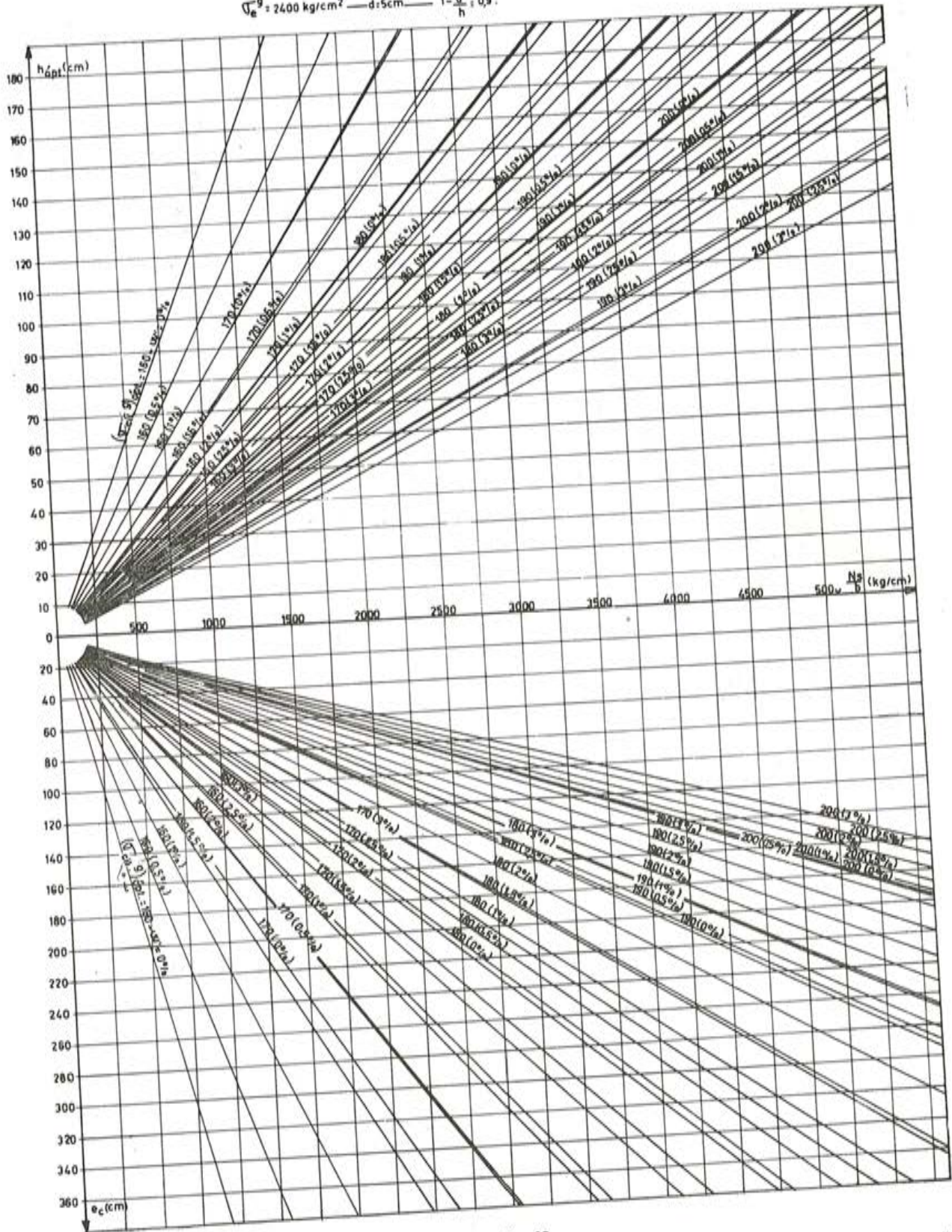


Fig. 13

FLEXIÓN COMPUESTA ARM. DOBLE

ACEROS SEMIDUROS — $\frac{P_{r.a.}}{P_{r.b.}} = \frac{1}{200}$
 $\sigma_s^d = 4000 \text{ kg/cm}^2$ — $d = 5 \text{ cm}$ — $1 - \frac{d'}{h} = 0.9$

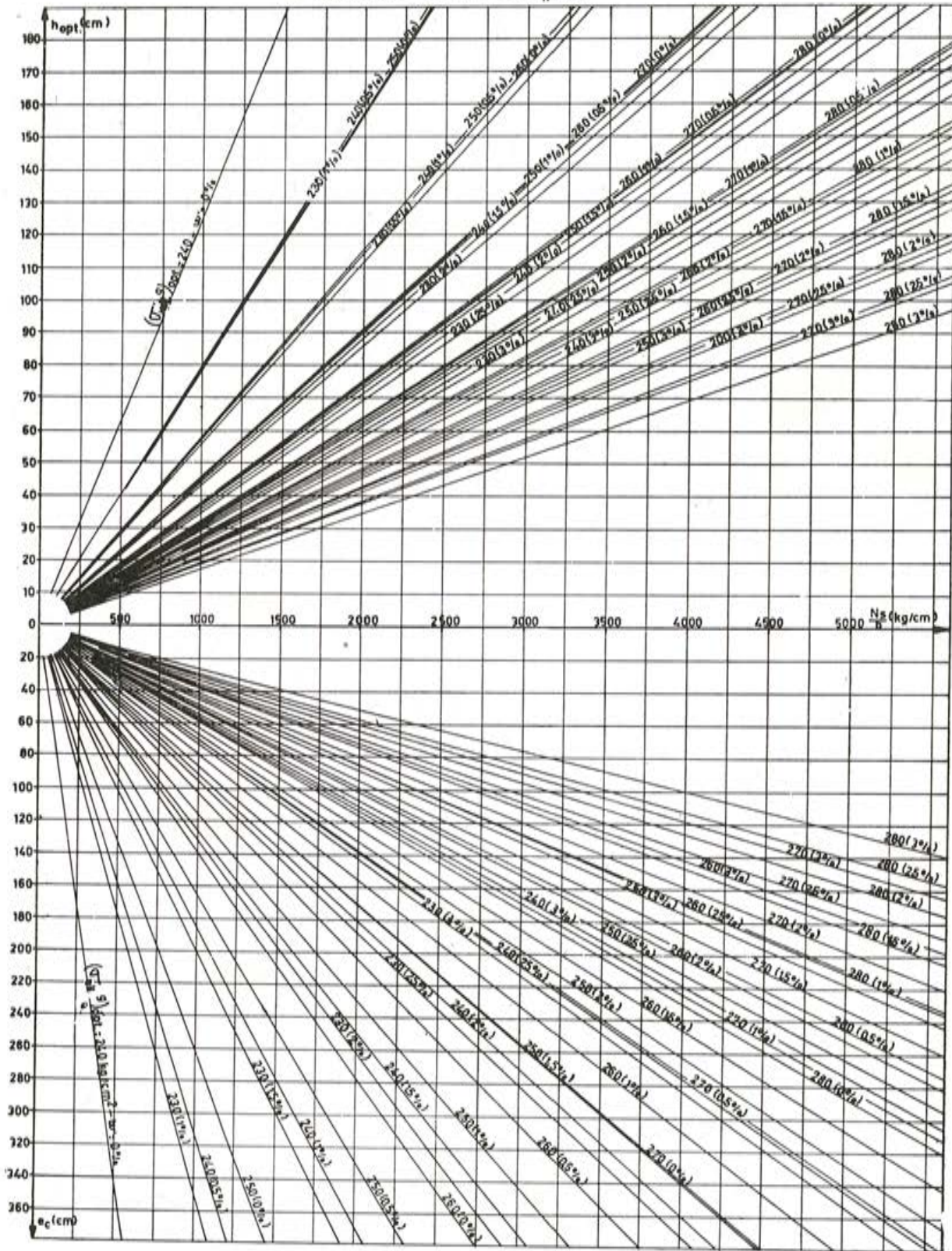


Fig. 14

En el caso de armadura sencilla ω' se anula y resulta la misma expresión [16] establecida en el párrafo 4:

$$(\sigma'_{\text{cll}})_{\text{opt.}} = 0,000988 \left(\frac{1}{\sigma'_e} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right)^{-0,005} + 6,12.$$

9 determinación de la resistencia óptima del hormigón, en función de la envolvente de los diagramas de momentos solicitantes

Los valores de $(\sigma'_{\text{cll}})_{\text{opt.}}$ obtenidos en los capítulos anteriores, permiten determinar, en una sección dada sometida a la acción de un momento M_s , las dimensiones y la armadura correspondientes al precio mínimo de esta sección, o de un elemento de viga de longitud dx tomado en torno a esta sección.

Las curvas envolventes de los diagramas de momentos solicitantes dan, en cada sección, el valor M_s del momento máximo de servicio.

Con los valores de $(\sigma'_{\text{cll}})_{\text{opt.}}$ se obtendrán vigas de precio mínimo, únicamente cuando en cada sección el canto útil h y la sección total de armadura A se elijan de tal manera que la probabilidad de rotura, tanto por agotamiento del acero como por agotamiento del hormigón, sea igual a 10^{-6} .

Es preciso, pues, que los puntos representativos de cada sección coincidan con los puntos A y B, situados sobre las curvas $P = 10^{-6}$ del ábaco general, y que la ordenada del punto B sea igual a $(\sigma'_{\text{cll}})_{\text{opt.}}$ (fig. 15).

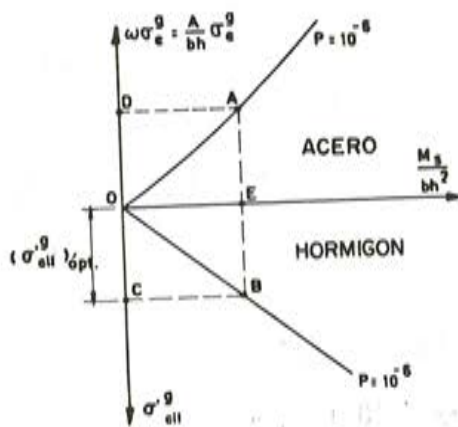


Fig. 15

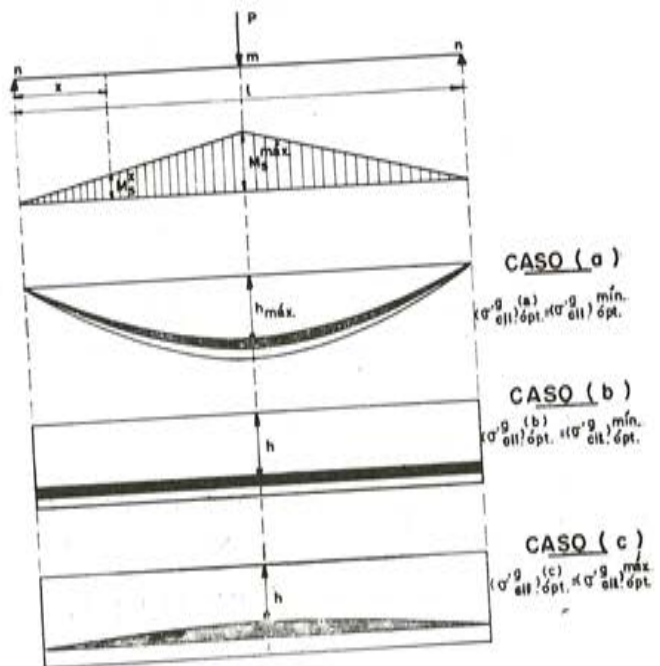


Fig. 16

En general, el momento M_s varía de una sección a otra. Por consiguiente, para que los puntos A y B sigan siendo los mismos en las distintas secciones de la pieza es preciso que h y A varíen de forma continua en función de M_s , es decir, que las vigas sean de igual resistencia.

En el caso, por ejemplo, de una viga biapoyada con armadura sencilla y sometida en el centro de la luz a una carga puntual, la envolvente de los diagramas de momentos (que en este caso coincide con el propio diagrama) es triangular (fig. 16).

Para $\frac{M_s}{bh^2} = c^{te}$, el canto h y la sección A varían entonces de forma parabólica en función de x . En el caso (a) de la figura 16 se representa una viga que cumple estas condiciones. Ya se comprende que es irrealizable en la práctica.

Lo normal es que las vigas utilizadas presenten un canto constante, por lo menos en la mayor parte de su longitud.

En vigas de canto constante, la sección total de armadura A puede o mantenerse también constante en toda su longitud caso (b), o variar a lo largo de la viga, en función de M_s , suprimiendo algunas barras en las secciones en donde ya no sean necesarias. En el límite, esta variación de A podría ser continua si el número de barras fuese infinito [caso (c)].

Los casos (b) y (c) de la figura 16 representan los límites extremos de las disposiciones que es posible adoptar para las vigas rectangulares, de canto constante, simplemente armadas.

— En el caso (b), los puntos representativos de las diferentes secciones de la viga, en el ábaco general, pasan, respectivamente, de A a D y de B a C a medida que se avanza desde el centro de la viga a los apoyos (fig. 15). Todos estos puntos están situados en las horizontales AD y BC , sea cual fuere la forma de la envolvente de los diagramas de momentos solicitantes.

— En el caso (c), los puntos representativos de las diferentes secciones de la viga, en el ábaco general, pasan, respectivamente, de A a O y de B a C a medida que se avanza desde el centro de la viga a los apoyos (fig. 15). Todos estos puntos están situados en la curva OA y en la horizontal BC , sea cual sea la forma de la envolvente de los diagramas de momentos solicitantes.

A continuación se estudia, para cada uno de estos dos casos extremos y partiendo de una envolvente de diagramas de momentos de forma cualquiera, cuál es la expresión de $(\sigma'_{\text{el.}})_{\text{opt.}}$ que debe aplicarse para conseguir una viga más económica.

1.º Vigas de canto constante. Sección constante de armadura en tracción [fig. 16, caso (b)].

Se considera una porción de viga, de longitud l , sometida a momentos flectores cuya envolvente es la curva representada en la figura 17.

El precio de un elemento diferencial de viga de longitud dx , será:

$$\text{Pr. t. } dx = \text{Pr. a. } \left[0,785 A dx + \frac{b(h+d) 10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} dx \right] \quad [37]$$

La expresión de A , deducida de la curva $P = 10^{-6}$ del diagrama "Acero" del ábaco general, es:

$$A = \frac{1,334 (M_s^x)^{1,105}}{\sigma_c^y \cdot b^{0,105} \cdot h^{1,210}} \quad [38]$$

Como quiera que A y h se suponen constantes en toda la longitud de la viga, habrá que calcularlos para el momento máximo solicitante M_s^{\max} . Por lo tanto, en la expresión [37] deberá hacerse $M_s^x = M_s^{\max}$.

Los puntos representativos de las diferentes secciones están situados en las horizontales AD y BC de la figura 15.

El precio total de la porción de viga considerada será:

$$C = \int^l \text{Pr. t. } dx = \text{Pr. a.} \left[\frac{1,048 (M_s^{\max})^{1,105}}{\sigma_c^y \cdot b^{0,105} \cdot h^{1,210}} + \frac{b(h+d)10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} \right] l \quad [39]$$



Fig. 17

El canto óptimo correspondiente al precio total mínimo de esta porción de viga, se obtiene igualando a cero la derivada de C con respecto a h :

$$\frac{\partial C}{\partial h} = 0 \rightarrow h_{\text{opt.}} = 72,11 \sqrt{\frac{M_s^{\max.}}{b}} \left(\frac{1}{\sigma_c^y} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right)^{0,4525} \quad [40]$$

El canto útil mínimo, en el caso de armadura sencilla, depende únicamente del momento máximo $M_s^{\max.}$. La expresión, deducida de la curva $P = 10^{-6}$ del diagrama "Hormi-gón" del ábaco general, es:

$$h_{\text{mín.}} = \sqrt{\frac{M_s^{\max.}}{b}} \cdot \frac{1}{\sqrt{0,196 \sigma_{\text{cíl.}}^y - 1,2}} \quad [41]$$

Igualando los valores de $h_{\text{opt.}}$ y $h_{\text{min.}}$, deducidos de [40] y [41], se vuelve a hallar, para $(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$, la misma expresión [16] del párrafo 4:

$$\left(\sigma'_{\text{cil.}} \right)_{\text{opt.}}^{(b)} = \left(\sigma'_{\text{cil.}} \right)_{\text{opt.}}^{(a)} = 0,000988 \left[\frac{1}{c'_c} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right]^{-0,005} + 6,12 \quad [42]$$

Los valores de $\left(\sigma'_{\text{cil.}} \right)_{\text{opt.}}^{(b)}$ son así los mismos que se obtienen, en función de σ'_o y de $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$, en la figura 6.

2.º *Vigas de canto constante. Sección de armadura en tracción, variable, de manera continua, en función de M_s [fig. 16, caso (c)].*

Se considera de nuevo la porción de viga, de longitud l , representada en la figura 17. La envolvente de los diagramas de momentos flectores viene dada por:

$$M'_x = M_s^{\text{max.}} \cdot f(x).$$

La sección de armadura en tracción, correspondiente a la sección de abscisa x de la viga, se calcula mediante la expresión [38].

Como ya se ha indicado, la sección A varía, de manera continua, en función de M_s , de tal forma que los puntos representativos de las diferentes secciones están todos situados sobre la curva OA de la figura 15.

El precio de un elemento diferencial, dx , es ahora:

$$\text{Pr. t. } dx = \text{Pr. a.} \left\{ \frac{1,048(M_s^{\text{max.}})^{1,105} [f(x)]^{1,105} dx}{\sigma'_c \cdot b^{0,105} \cdot h^{1,210}} + \frac{b(h+d)10^{-4} dx}{\text{Pr. a./Pr. b.}} \right\} \quad [43]$$

y el precio total de la porción considerada:

$$C = \int_0^l \text{Pr. t. } dx = \text{Pr. a.} \left\{ \frac{1,048 (M_s^{\text{max.}})^{1,105} \cdot \int_0^l [f(x)]^{1,105} dx}{\sigma'_c \cdot b^{0,105} \cdot h^{1,210}} + \frac{b(h+d)10^{-4}}{\text{Pr. a./Pr. b.}} \right\} \quad [44]$$

El canto óptimo correspondiente al precio mínimo total, se obtiene, como siempre, igualando a cero la derivada de C con respecto a h :

$$\frac{\partial C}{\partial h} = 0 \rightarrow h_{\text{opt.}} = 72,11 \sqrt{\frac{M_s^{\text{max.}}}{b}} \left[\frac{1}{\sigma'_c} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right]^{0,4525} \left\{ \frac{\int_0^l [f(x)]^{1,105} dx}{l} \right\}^{0,4525} \quad [45]$$

El canto mínimo, en el caso de armadura simple, solamente depende del momento máximo $M_s^{\max.}$, y los puntos representativos de las diferentes secciones caen todos en la horizontal de BC de la figura 15:

$$h_{\min.} = \sqrt{\frac{M_s^{\max.}}{b}} \cdot \frac{1}{\sqrt{0,196 \sigma_{\text{ell.}}^{\prime 2} - 1,2}} \quad [46]$$

Igualando los valores de $h_{\text{opt.}}$ y de $h_{\min.}$, dados en [45] y [46], se halla:

$$\left(\sigma_{\text{ell.}}^{\prime}\right)_{\text{opt.}}^{(c)} = 0,000988 \left[\frac{1}{\sigma_e^{\prime}} \cdot \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right]^{-0,005} \cdot K + 6,12 \quad [47]$$

expresión que, teniendo en cuenta la [42], se puede escribir de la siguiente manera:

$$\left(\sigma_{\text{ell.}}^{\prime}\right)_{\text{opt.}}^{(c)} = K \left(\sigma_{\text{ell.}}^{\prime}\right)_{\text{opt.}}^{(a)} - 6,12 (K - 1) \quad [48]$$

Los valores de $\left(\sigma_{\text{ell.}}^{\prime}\right)_{\text{opt.}}^{(a)}$ pueden obtenerse, en función de σ_e^{\prime} y de $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$, en la figura 6.

El coeficiente K depende únicamente de la forma de la envolvente de los diagramas de momentos solicitantes. Su expresión, según se deduce de lo anterior, es:

$$K = \left[\frac{l}{\int_0^l [f(x)]^{1,105} dx} \right]^{0,005} = \left[\frac{l(M_s^{\max.})^{1,105}}{\int_0^l [M_s^{\max.} f(x)]^{1,105} dx} \right]^{0,005} \quad [49]$$

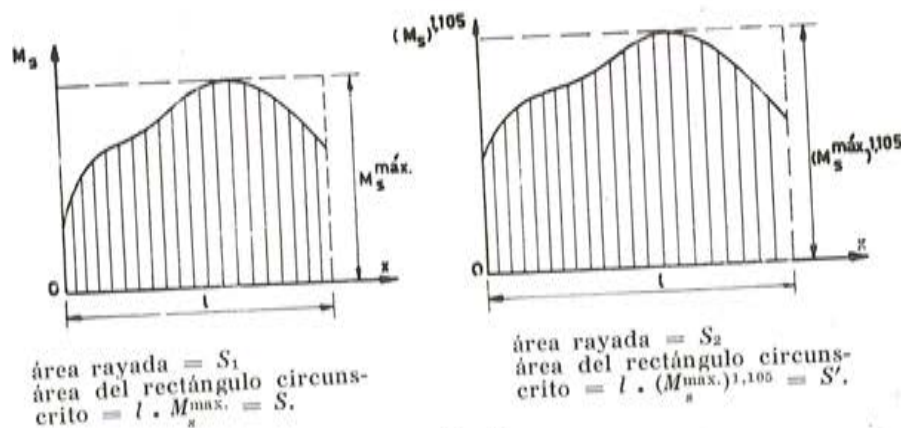


Fig. 18

En la parte izquierda de la figura 18 se representa una curva envolvente cualquiera, y en la derecha, la misma curva pero con sus ordenadas elevadas a la potencia 1,105.

A la vista de la figura y teniendo en cuenta [49], se obtiene:

$$K = \left(\frac{S'}{S_2} \right)^{0,005} \approx \frac{S}{S_1} \quad [49']$$

La diferencia entre $\left(\frac{S'}{S_2} \right)^{0,005}$ y $\frac{S}{S_1}$ es siempre muy pequeña. En la práctica no sobrepasa nunca el 2 %. Se puede admitir, por tanto, que:

$$K = \frac{S}{S_1}$$

El coeficiente K resulta así igual a la inversa del coeficiente de relleno del área limitada por la envolvente de los diagramas de momentos, o también, a la relación entre las ordenadas máxima y media (en la longitud l) de la citada envolvente.

La Tabla 2 da los valores de K para algunos casos corrientes:

TABLA 2

Forma de la envolvente de los diagramas de momentos solicitantes.	K
triangular	2,00
trapezoidal	
relación de bases =	
0,2	1,67
0,4	1,43
0,6	1,25
0,8	1,11
rectangular	1,00
parabólica	1,50

El coeficiente K es siempre mayor o igual a la unidad.

— Los valores de $\left(\sigma'_{\text{el.}} \right)_{\text{opt.}}^{(a)}$ y de $\left(\sigma'_{\text{el.}} \right)_{\text{opt.}}^{(b)}$ (fig. 16) corresponden a $K = 1$ y son, por lo tanto, las resistencias mínimas que permiten conseguir soluciones económicas. Estos valores se obtienen del diagrama representado en la figura 6.

Son válidos:

- 1.º Si h y A varían, de manera continua, en función de M_x .
- 2.º Si la viga estudiada presenta un canto útil y una sección de armadura constantes en toda su longitud l , bien porque los momentos M_x sean uniformes o bien porque las barras se mantengan constantes, en toda su longitud l , prolongándolas más allá de las secciones donde dejan de ser necesarias.

— Los valores de $(\sigma'_{\text{el.}})^{(c)}_{\text{opt.}}$ (fig. 16), calculados a partir del coeficiente K igual a la inversa del coeficiente de relleno del área limitada por la envolvente de los diagramas de momentos, son las resistencias máximas que permiten conseguir soluciones económicas. Son válidos en el caso de vigas de canto constante con armaduras cuya sección varía, de manera continua, en función de M_s .

Se tiene por consiguiente:

$$\begin{aligned} (\sigma'_{\text{el.}})^{(a)}_{\text{opt.}} &= (\sigma'_{\text{el.}})^{(b)}_{\text{opt.}} = (\sigma'_{\text{el.}})^{\text{min.}}_{\text{opt.}} \\ (\sigma'_{\text{el.}})^{(c)}_{\text{opt.}} &= (\sigma'_{\text{el.}})^{\text{max.}}_{\text{opt.}} \end{aligned}$$

La Tabla 3 da los valores máximos y mínimos de $(\sigma'_{\text{el.}})_{\text{opt.}}$ en los casos más corrientes cuando la armadura está constituida por redondos de acero dulce ($\sigma'_e = 2.400 \text{ kg/cm}^2$) o de acero semiduro ($\sigma'_e = 4.000 \text{ kg/cm}^2$).

En la práctica, la sección de la armadura no puede variar, a lo largo de la viga, más que de forma discontinua, interrumpiendo las barras, por lo menos, de una en una. Las barras que se suprimen, además, deberán prolongarse, más allá de la sección donde dejan de ser necesarias, en una longitud igual o superior a la longitud de anclaje.

Las disposiciones prácticas conducen, por consiguiente, a una situación intermedia a las de los casos (b) y (c) de la figura 16.

Por otra parte, con relativa frecuencia, se recurre a la solución de dar a las piezas formas lo más parecidas posible a las de los cuerpos de igual resistencia (cartelas en los extremos, canto variable en las ménsulas, etc.). Las disposiciones prácticas así logradas suelen conducir a una situación intermedia a las de los casos (a) y (c) de la figura 16.

Adoptando para $(\sigma'_{\text{el.}})_{\text{opt.}}$ la tensión media entre $(\sigma'_{\text{el.}})^{\text{max.}}_{\text{opt.}}$ y $(\sigma'_{\text{el.}})^{\text{min.}}_{\text{opt.}}$, la solución obtenida no habrá de diferir mucho de la más económica. En la Tabla 3 se indican también estos valores medios para diversos casos normales. Resultan casi iguales a los que se obtendrían adoptando para K la media entre su valor efectivo y la unidad.

En la mayoría de los casos, las envolventes de los diagramas de momentos presentan un trazado parabólico ($K = 1,50$).

Cuando no se quiera calcular el coeficiente de relleno del área limitada por la envolvente de los diagramas de momentos, podrá adoptarse para K el siguiente valor aproximado:

$$K = 1,25$$

TABLA 3

Valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ (en kg/cm²)

Forma de la curva envolvente de momentos solicitantes		ACEROS DULCES ($\sigma'_e = 2.400 \text{ kg/cm}^2$)														
		Pr.a./Pr.b.														
		$\frac{1}{100}$			$\frac{1}{200}$			$\frac{1}{300}$			$\frac{1}{400}$			$\frac{1}{500}$		
		Mín.	Máx.	Med.	Mín.	Máx.	Med.	Mín.	Máx.	Med.	Mín.	Máx.	Med.	Mín.	Máx.	Med.
Triangular	80	154	117	143	280	212	203	400	302	261	516	389	319	632	475	
Trapezoidal																
Relación de bases =																
0,2	80	129	105	143	234	189	203	335	269	261	432	347	319	529	424	
0,4	80	111	96	143	203	173	203	287	245	261	370	316	319	453	386	
0,6	80	98	89	143	177	160	203	252	228	261	324	293	319	397	358	
0,8	80	88	84	143	158	150	203	224	214	261	289	275	319	353	336	
Rectangular	80	80	80	143	143	143	203	203	203	261	261	261	319	319	319	
Parabólica	80	117	99	143	211	177	203	301	252	261	389	325	319	475	397	

Forma de la curva envolvente de momentos solicitantes		ACEROS SEMIDUROS ($\sigma'_e = 4.000 \text{ kg/cm}^2$)														
		Pr.a./Pr.b.														
		$\frac{1}{100}$			$\frac{1}{200}$			$\frac{1}{300}$			$\frac{1}{400}$			$\frac{1}{500}$		
		Mín.	Máx.	Med.	Mín.	Máx.	Med.	Mín.	Máx.	Med.	Mín.	Máx.	Med.	Mín.	Máx.	Med.
Triangular	123	240	182	224	442	333	320	634	476	413	820	617	503	1000	752	
Trapezoidal																
Relación de bases =																
0,2	123	201	162	224	370	297	320	530	425	413	686	550	503	836	670	
0,4	123	172	148	224	317	271	320	454	387	413	587	500	503	717	610	
0,6	123	152	138	224	278	251	320	398	359	413	514	464	503	628	566	
0,8	123	135	129	224	247	336	320	354	337	413	457	435	503	558	531	
Rectangular	123	123	123	224	224	224	320	320	320	413	413	413	503	503	503	
Parabólica	123	181	152	224	333	279	320	477	399	413	617	515	503	752	628	

En la Tabla 4 se indican los valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$, correspondientes a $K = 1,25$, en los casos de armaduras de acero dulce y acero semiduro.

Comparando las Tablas 1 y 4 se deduce que los valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$, que deben adoptarse en flexión simple, son análogos a los que resultan capaces de proporcionar, en flexión compuesta, la solución más económica. Como consecuencia, en las estructuras en las cuales unas piezas trabajen a flexión simple y otras a flexión compuesta, desde el punto de vista económico podrá utilizarse para el conjunto de la estructura el mismo tipo de hormigón.

TABLA 4

Valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ para $\kappa = 1,25$

Pr.a./Pr.b.	ACEROS DULCES ($\sigma'_e = 2.400 \text{ kg/cm}^2$)	ACEROS SEMIDUROS ($\sigma'_e = 4.000 \text{ kg/cm}^2$)
	$(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ kg/cm ²	$(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ kg/cm ²
$\frac{1}{100}$	98	152
$\frac{1}{200}$	177	278
$\frac{1}{300}$	252	398
$\frac{1}{400}$	324	514
$\frac{1}{500}$	397	628

10 conclusiones

En ningún caso el empleo de armaduras de compresión puede conducir a soluciones más económicas que las obtenidas con armadura sencilla. Tales armaduras, por consiguiente, deben utilizarse solamente en aquellas secciones sobre las que puedan actuar momentos de signo contrario, o cuando razones constructivas y de limitación de canto lo exijan.

Para cada cuantía de armaduras en compresión, es posible deducir la resistencia que debe tener el hormigón si se quiere conseguir la pieza más económica. Esta resistencia óptima es menor que la obtenida con armadura sencilla y decrece a medida que la cuantía de armaduras comprimidas aumenta.

En flexión compuesta se puede deducir también una resistencia óptima del hormigón; pero la expresión de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ depende, en este caso, de la sollicitación de servicio (N_s y e_s). Para una relación $\frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}}$ dada y una calidad de acero también dada, existe una zona de valores de $(\sigma'_{cl.})_{opt.}$ que permiten conseguir piezas de precio mínimo, si se elige adecuadamente su anchura y canto.

Los valores mínimos de $(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$, válidos en flexión simple, con armadura sencilla, vienen dados por la expresión:

$$(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}^{\text{min.}} = 0,000988 \left(\frac{1}{c'_s} \frac{\text{Pr. a.}}{\text{Pr. b.}} \right)^{-0,905} + 6,12$$

y los valores máximos de $(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$, válidos para las vigas de canto constante, por:

$$(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}^{\text{max.}} = K (\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}^{\text{min.}} - 6,12 (K - 1).$$

En esta expresión K es igual a la inversa del coeficiente de relleno del área limitada por la envolvente de los diagramas de momentos.

Los valores de $(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$, obtenidos para el caso de flexión simple, son análogos a los que resultan capaces de proporcionar, en flexión compuesta, la solución más económica.

Por último, debe señalarse que, en el proyecto de estructuras hiperestáticas, puede determinarse el valor de $(\sigma'_{\text{cil.}})_{\text{opt.}}$ teniendo en cuenta la redistribución de momentos originada por la plastificación de ciertas secciones críticas. Para ello basta con deducir K a partir de la envolvente de los diagramas de momentos M_s , calculados considerando la adaptación plástica de la estructura y no los diagramas elásticos de momentos.



nuestro perfil

Una forma geométrica que llamamos nuestra, porque responde a un **perfil** original creado para **TETRACERO 42**. Las ventajas técnicas, económicas y de seguridad derivadas de este perfil, vienen garantizadas por la **marca** que, cada 80 cm., aparece en todas las barras de **TETRACERO 42**.



TETRACERO 42, es acero de alta resistencia -para el armado de estructuras de hormigón- retorcido y estirado en frío, con un **perfil especial** que le presta mayores índices de resistencia y adherencia. Todas estas características técnicas suponen un ahorro en peso del 43% y económico del 24%. Se suministra en **barras rectas**, en once diámetros diferentes, desde 6 m.m. \varnothing a 22,5 m.m. \varnothing . También puede servirse en horquillas o madejas.

tetracero 42

Solicite información más amplia o plantee su problema concreto a nuestro Departamento Técnico. Sección, 14
TETRACERO, S. A. Ayala, 5. Teléfonos: 276 37 02-03-04. MADRID-1.



RIVIERE
SOCIEDAD ANONIMA

**contribuye a tejer
un brillante resurgir**

para toda la industria nacional con la
utilización de sus

TELAS METALICAS

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

BARCELONA - MADRID - PAMPLONA

Productor nacional desde 1837

[ARFON]

ensayos de flexocompresión esviada de secciones rectangulares de hormigón armado

Programa dirigido por el Dr. Ingeniero JAIME NADAL y desarrollado por los Ingenieros JULIO MARTINEZ CALZON (Ensayos Mecánicos) y FRANCISCO MORAN (Cálculo)

sinopsis

Se describe brevemente el ensayo de un grupo de 16 piezas prismáticas de hormigón armado, realizado recientemente en el Instituto Eduardo Torroja. Las piezas son de sección rectangular, armadas simétricamente en las cuatro esquinas, y la carga, excéntrica con respecto a los dos ejes de la sección, se aplica en varias etapas hasta llegar a la rotura. En cada etapa se miden deformaciones en varias fibras del hormigón y en las armaduras. En espera de un estudio completo del estado de deformaciones y tensiones de las piezas en todas las etapas, se presentan aquí las cargas de rotura de las mismas.

Se comparan dichas cargas de rotura, así como las de un grupo de 4 piezas citado por BRESLER y las de otro de 16 piezas citado por TORIANIK, con las obtenidas empleando nuestros ábacos adimensionales. Se comparan también, por último, con las cargas que resultan de aplicar la fórmula de la Instrucción Rusa.

1. introducción

En el IET, se ha emprendido recientemente un programa de estudios sobre flexión esviada, en el que colaboran las Secciones de Cálculo Electrónico, de Teoría del Hormigón y de Ensayos Mecánicos, bajo la dirección del Dr. Ing. Jaime Nadal. Como parte fundamental del mismo se estimó necesaria la realización de un conjunto sistemático de ensayos con que completar la documentación experimental existente sobre el tema, que debe ser considerada como escasa y difícilmente accesible.

Se pretende también contrastar la validez de un método analítico de cálculo en agotamiento de secciones rectangulares, de hormigón armado, sometidas a flexión o a flexocompresión esviada.

El método (3) y (4) parte de las bases de cálculo recomendadas por el CEB, admitiendo cualquier tipo de diagrama tensión-deformación para los materiales, y conduce a la elabo-

ración, mediante el cálculo electrónico, de ábacos adimensionales que definen todos los posibles estados de agotamiento resistente de una sección determinada, o bien de otros que, una vez conocida la carga, permiten el dimensionamiento rápido de la sección (4). En particular se desea con estos ensayos verificar la aproximación de tres series de ábacos previamente preparados para el dimensionamiento de secciones rectangulares con armaduras,

- a) simétricas en las cuatro esquinas;
- b) en dos lados opuestos, y
- c) en todo el perímetro de la sección,

sobre la base de un diagrama tensión-deformación biparabólico para el hormigón y un diagrama birrectilíneo para el acero, con deformación límite en la fibra más comprimida del hormigón igual a 35×10^{-4} (4).

2. descripción de la serie

Las principales variables que intervienen en el fenómeno son:

- a) *Dimensiones de la sección de hormigón.*
- b) *Tipo de acero.*
- c) *Disposición y recubrimiento de las armaduras.*
- d) *Cuantía.*
- e) *Excentricidades de la carga.*

En un primer grupo de ensayos, ya realizado, han sido fijadas las variables b) (acero ordinario $\sigma_e = 2.400 \text{ k/cm}^2$) y c) (armaduras simétricas en las cuatro esquinas con recubrimiento igual al 10 % de la dimensión correspondiente), y se han variado metódicamente las restantes, en la forma ilustrada por la figura 1.

Se pretenden realizar otras series de ensayos con aceros especiales y con nuevas distribuciones de armaduras (por ejemplo, armaduras distribuidas a lo largo del perímetro de la sección).

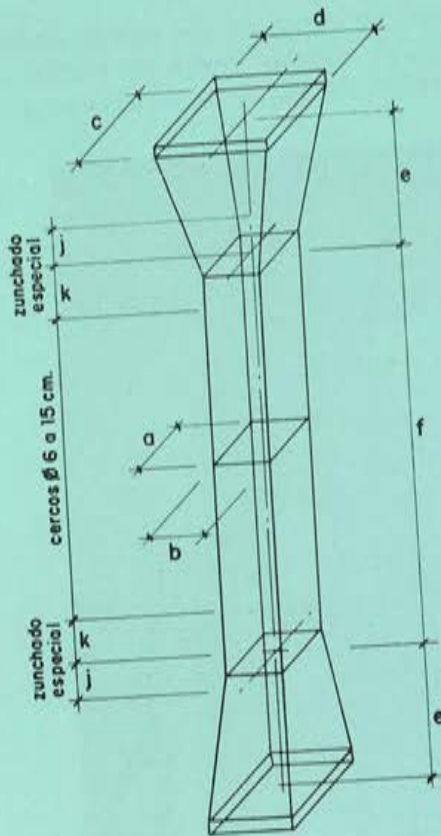
3. técnica del ensayo

3.1. Dispositivo de carga

La obtención de la sollicitación requerida se logra de dos formas diferentes, según los valores de las excentricidades:

- a) *Excentricidades inferiores al lado de la sección:* El fuste con las dimensiones de la sección a ensayar se completa en sus dos extremos con unas cabezas de forma troncopiramidal (fig. 2), cuya base menor es igual a la sección del fuste, y cuya base mayor tiene el tamaño necesario para permitir la aplicación sobre la misma de la carga, con las ex-

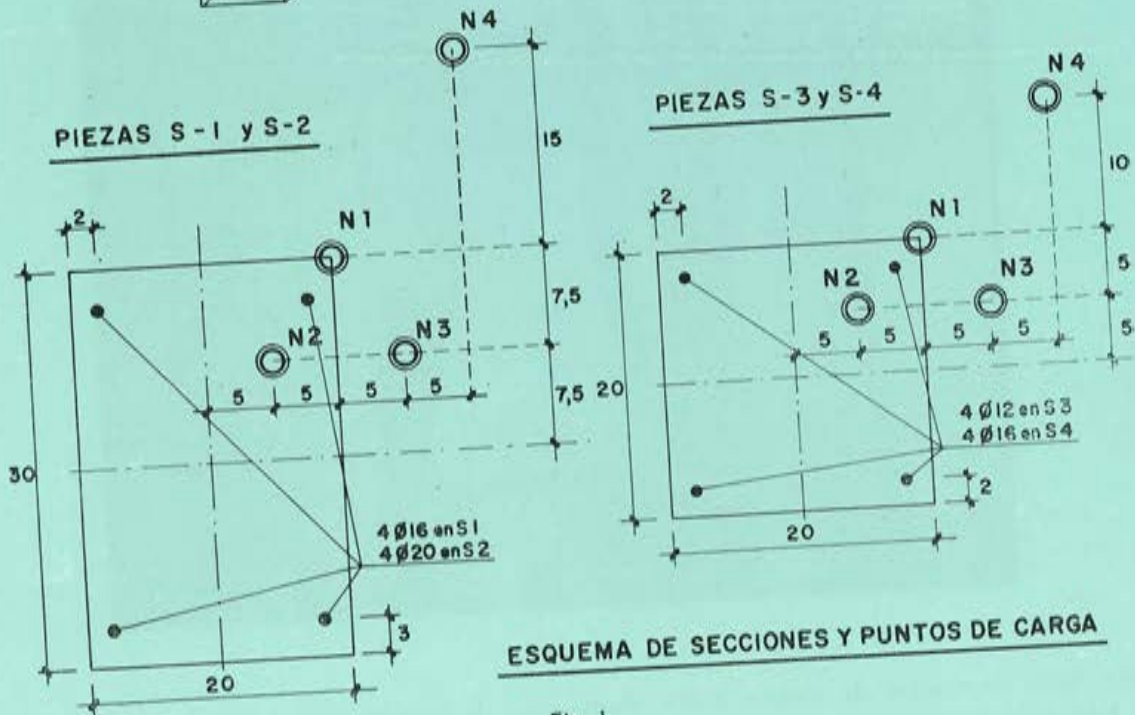
CARACTERISTICAS



PIEZA	S-1	S-2	S-3	S-4
a (cm.)	30	30	20	20
b "	20	20	20	20
c "	50	50	40	40
d "	40	40	40	40
e "	50	50	50	50
f "	150	150	150	150
Arm. long.	4 ø16	4 ø20	4 ø12	4 ø16
Cercos	ø 6	ø 6	ø 6	ø 6
Separación	15	15	15	15
k (cm.)	10	10	10	10
j "	10	10	10	10
Nº de piezas	4	4	4	4

(•) = ACERO ORDINARIO

ESQUEMA DE LA PIEZA



ESQUEMA DE SECCIONES Y PUNTOS DE CARGA

Fig. 1

centricidades previstas, repartida sobre un área suficiente para que no se produzcan roturas locales.

b) *Excentricidades iguales al lado de la sección:* Se emplean dos piezas especiales de acero moldeado, diseñadas por el Dr. Ing. Jaime Nadal. Tienen forma de cuchara (fig. 3), con un hueco troncocónico a cuya superficie, perfectamente torneada, se ajustan de manera

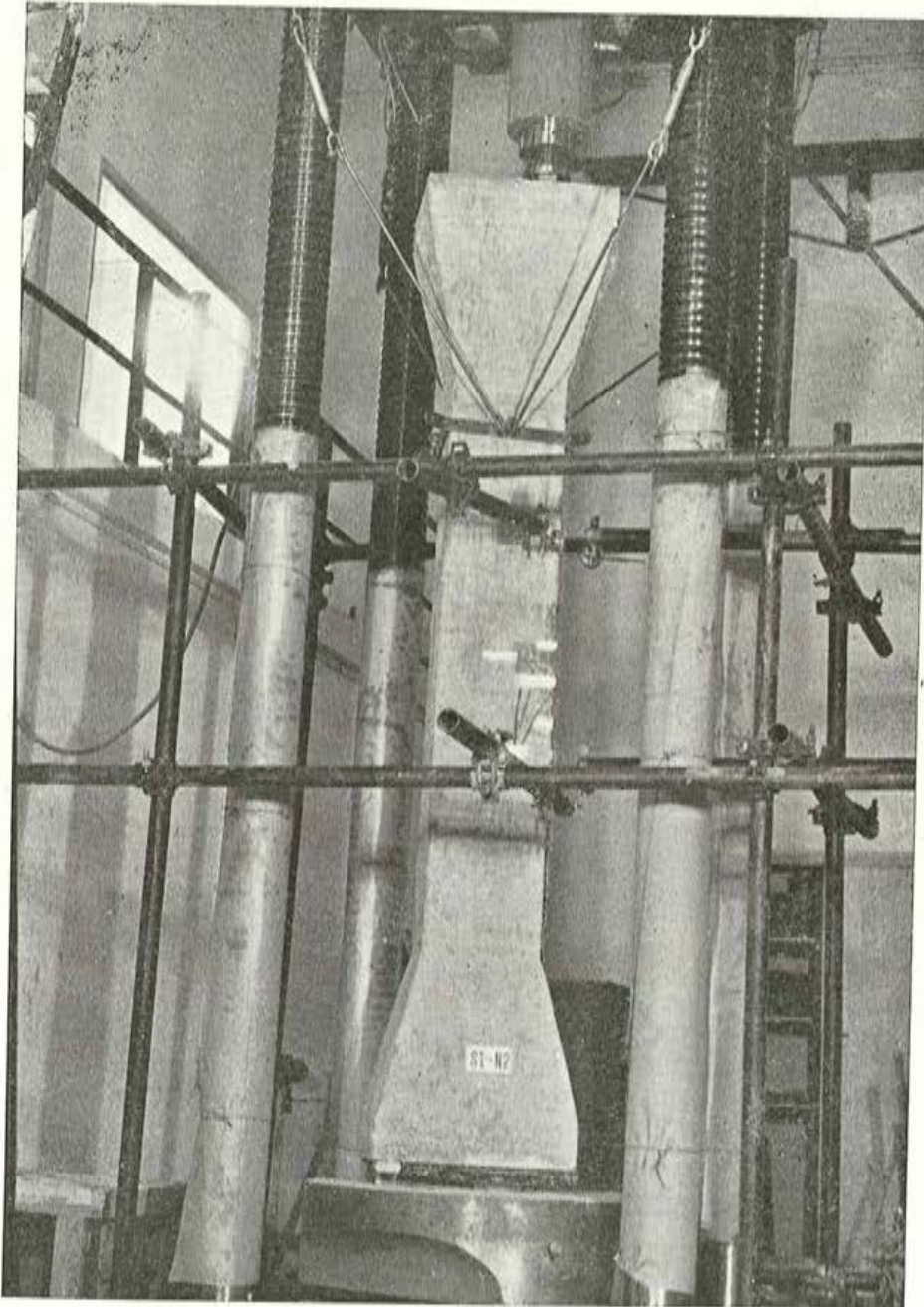


Fig. 2

precisa unos elementos de chapa. Estos elementos, de superficie exterior también mecanizada, han sido unidos a las cabezas del soporte durante el hormigonado del mismo, a cuyo efecto disponen en su parte interior de ganchos adecuados. Se consigue así la aplicación

de cargas con grandes excentricidades respecto al eje de la pieza y con cualquier esviaje (fig. 4).

La aplicación de las cargas se realiza en ambos casos mediante un gato, previamente tarado en el mismo lugar del ensayo, sirviendo como marco una prensa de 750 t. Las cargas se transmiten por intermedio de rótulas (figs. 5, 6 y 7), formadas por dos semirroditos dispuestos perpendicularmente entre sí; por su parte, la prensa tiene también una rótula en el plato superior, al cual se fija el gato de carga. Se asegura de esta manera que la aplicación de la carga es correcta, y que la pieza puede tomar, en sus extremos, los giros necesarios.

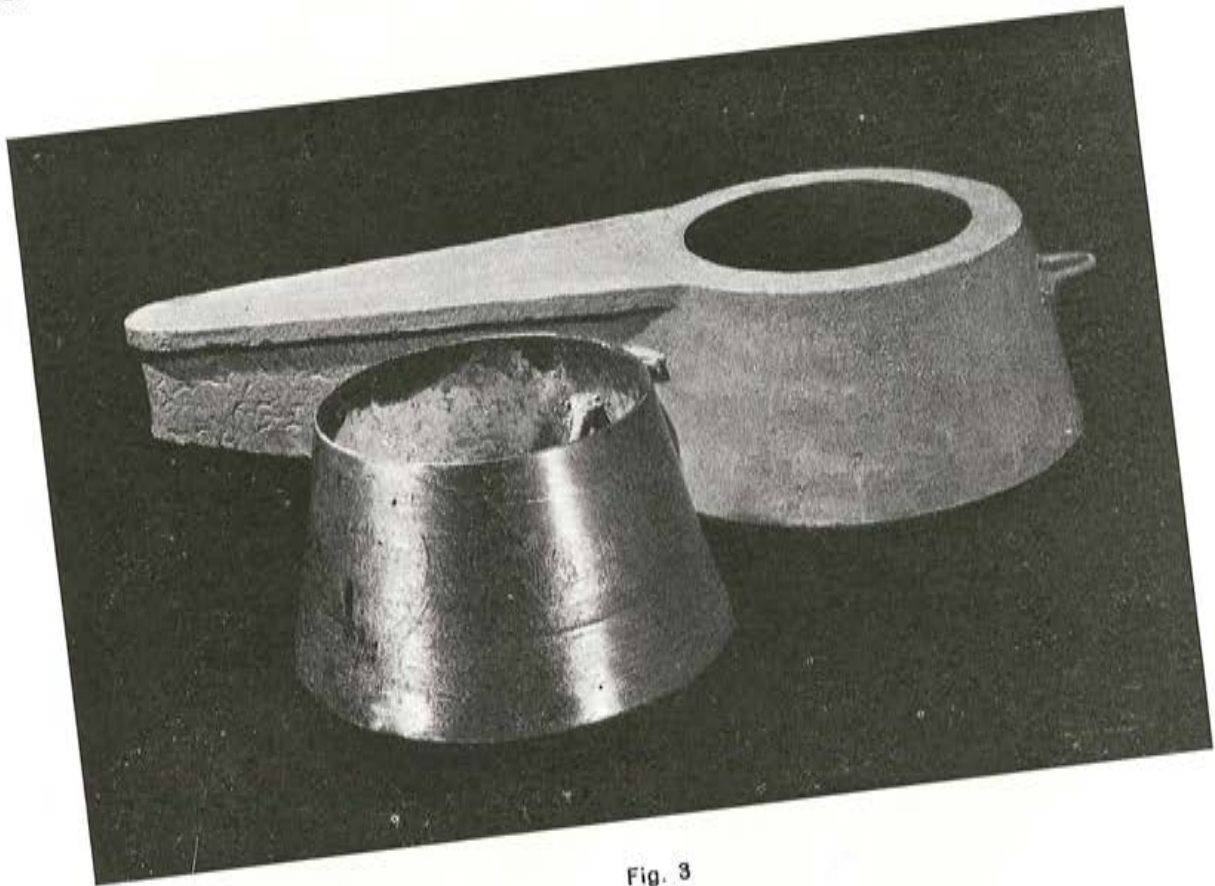


Fig. 3

La esbeltez geométrica de los fustes de las piezas ensayadas es reducida —a causa del espacio necesario para las cabezas, gato, rótulas, etc—, pero suficiente para garantizar que los efectos secundarios producidos por la aplicación de la carga no tienen importancia en la zona central de la pieza, en la que se produce la rotura.

Colocados los soportes en su posición de ensayo, debidamente centrados y aplomados con ayuda de taquímetro, se disponen unas cuñas para sujeción de los mismos (fig. 8), que se retiran mediante un ligero golpe al comienzo de actuación de la carga, con lo que el soporte queda sometido a la compresión excéntrica deseada.

3. 2. Medidas realizadas

En todas las piezas ensayadas se miden (figs. 2, 4 y 8):

a) Deformaciones del hormigón, en la rebanada central del fuste, utilizando para ello un elongómetro mecánico de 40 cm de base (en la figura 8 pueden verse los puntos de apoyo de este aparato).

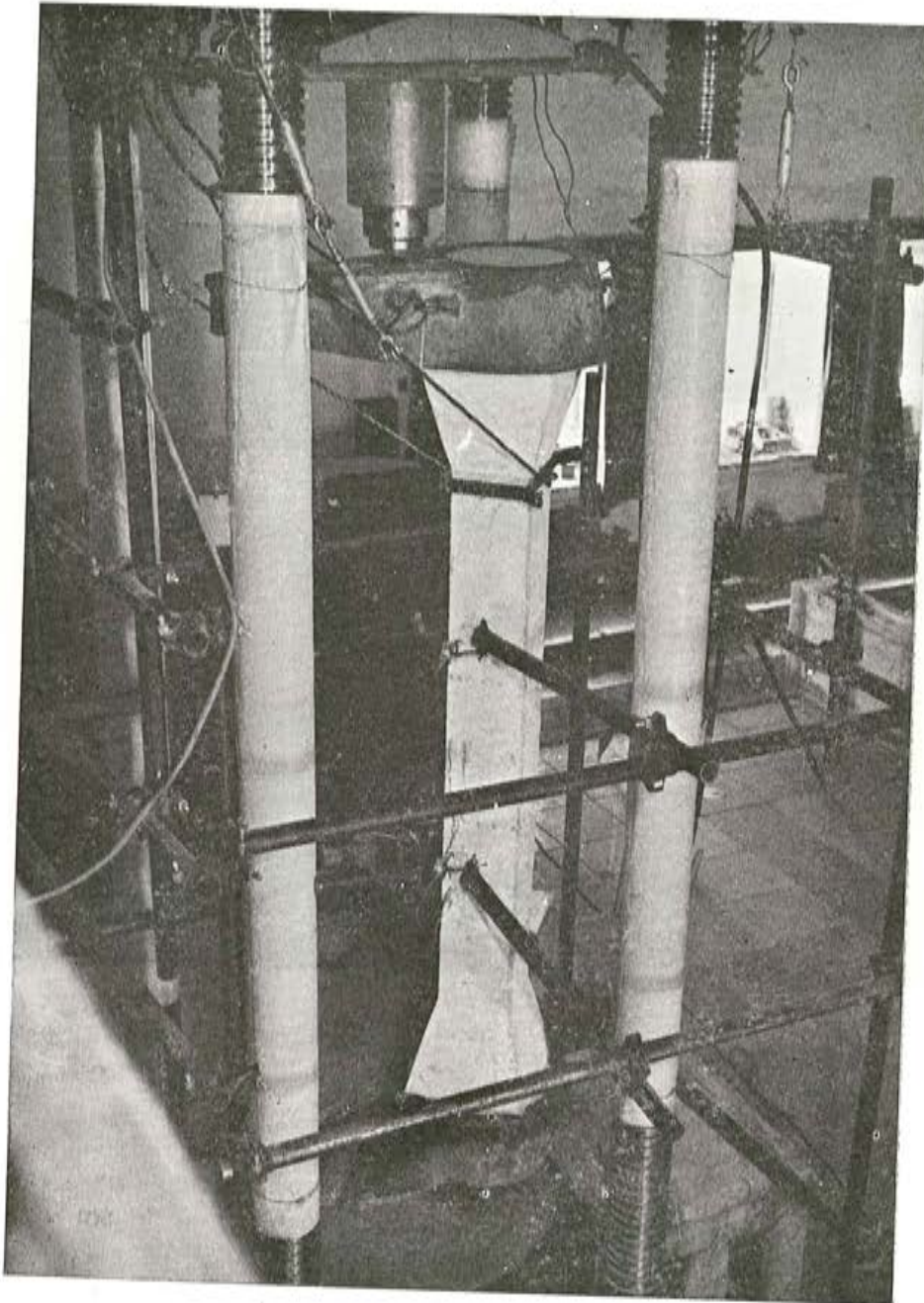


Fig. 4

b) Deformaciones de las barras de acero, en la zona central del fuste, mediante el empleo de bandas extensométricas pegadas a las barras y protegidas del hormigón por medio

de pequeñas cápsulas de plástico (figs. 9 y 10) y de colas adecuadas de sellado antihumedad.

c) Deformaciones del hormigón (en la superficie y en el interior de la pieza), en la parte central del fuste sometida a tensiones de compresión, colocando bandas extensométricas pegadas a la superficie y bandas embebidas en la masa del hormigón.

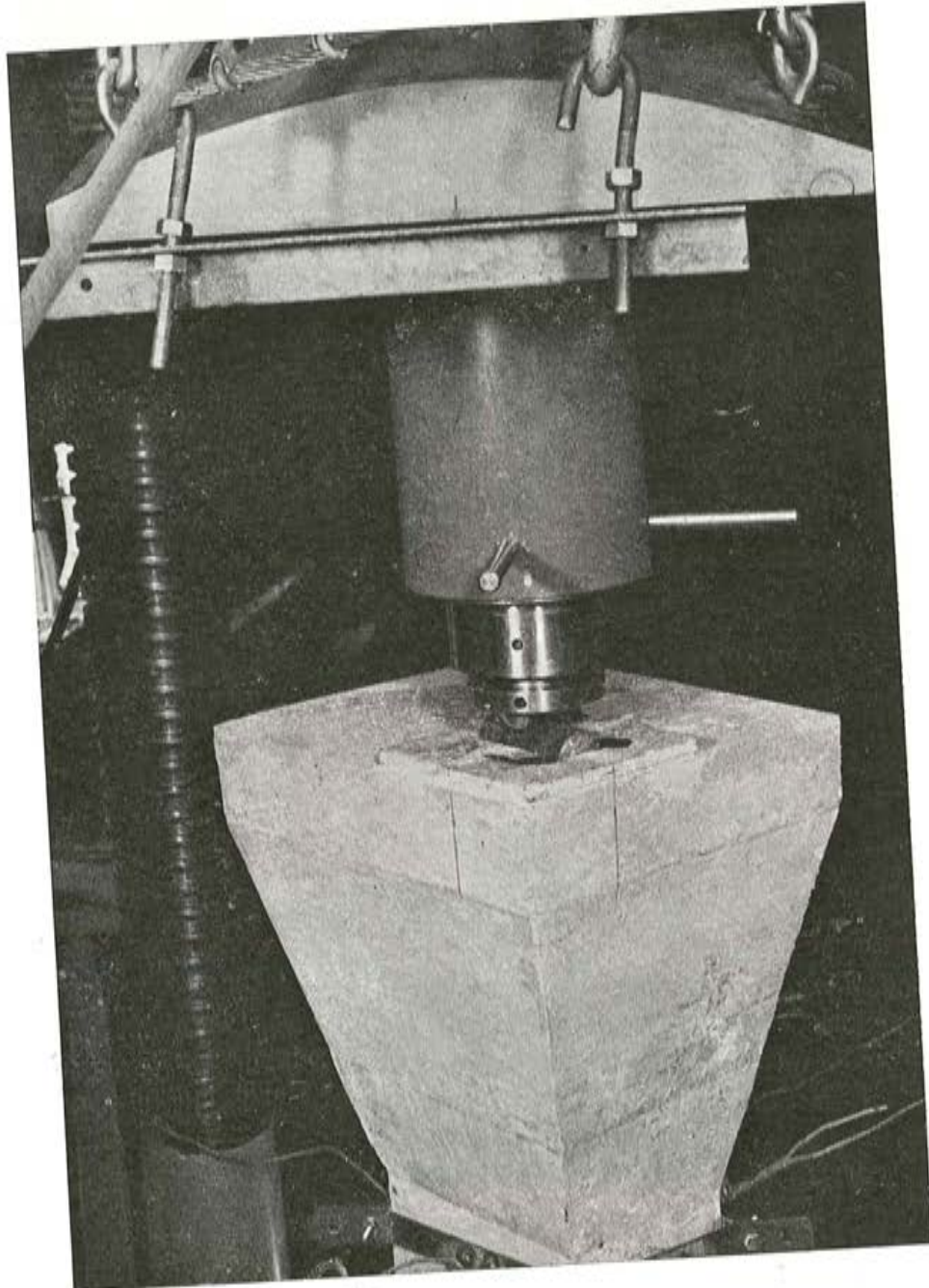


Fig. 5

d) Corrimientos horizontales de la arista más comprimida, en la zona central del fuste, disponiéndose para ello cuatro flexímetros (dos en cada dirección), situados fuera de la rebanada en que se realizan las medidas anteriormente citadas, y comprobando la flecha,

en la sección central del soporte, por medio de dos taquímetros y escalas fijas en el soporte; se obtiene con ello un valor aproximado de las excentricidades adicionales debidas a la flexión de la pieza.



Fig. 6

3. 3. *Marcha del ensayo*

Las cargas se aplican por incrementos iguales, de valor comprendido entre el 10 y el 15 % de la carga de rotura prevista. Cada carga se mantiene aplicada por espacio de 15 minutos, período durante el cual se procede a la lectura de los diversos aparatos y al control de la marcha de la fisuración.

El ensayo se da por terminado al apreciarse un descenso de la acción aplicada por el gato. El valor de la carga en ese momento se considera como carga de rotura, coincidiendo en todos los casos con el aplastamiento del hormigón en la zona de compresión, con aparición previa de fisuras verticales y posterior rotura de cuña (fig. 11).

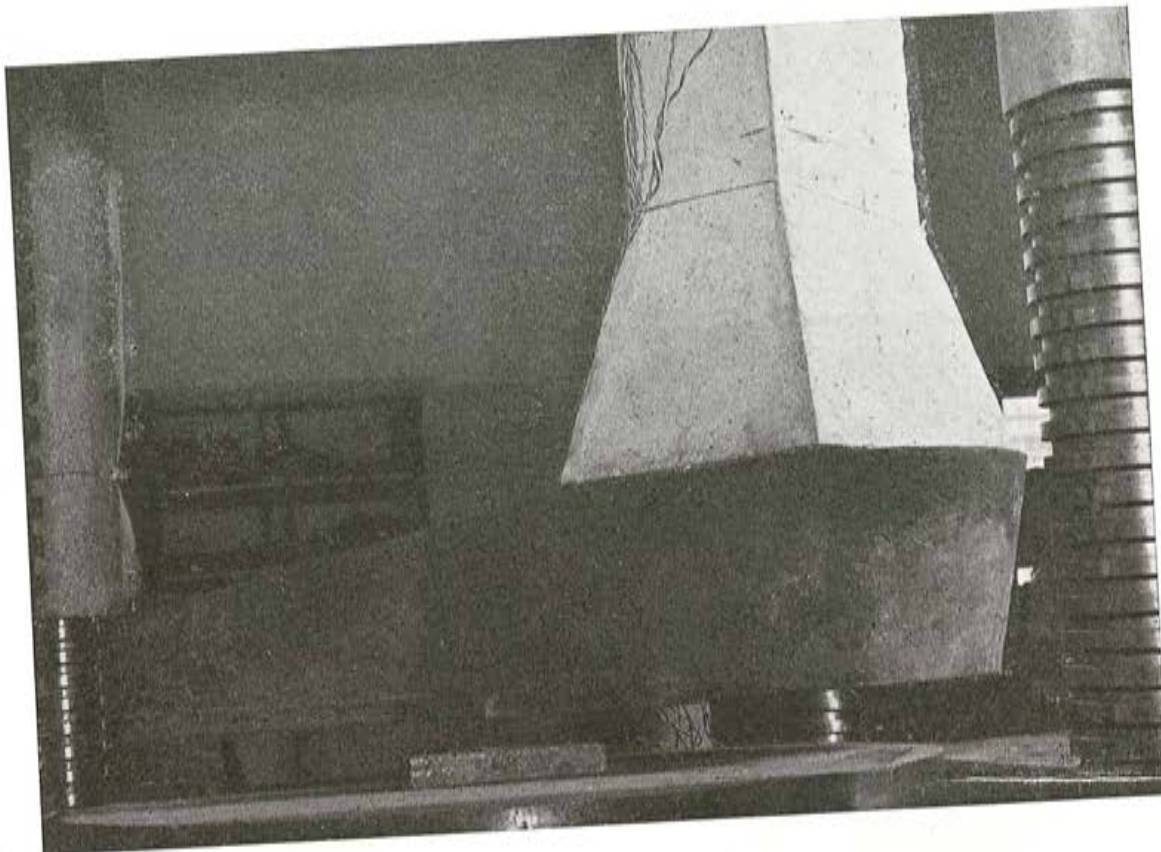


Fig. 7

4. resultados

El estudio completo de los ensayos en sus diferentes etapas suministrará, indudablemente, datos valiosos para la contrastación de la validez de las bases generales de cálculo (deformación plana de la sección, diagramas tensión-deformación univocos, deformación límite única en la fibra más comprimida del hormigón) y de las particulares de las series de ábacos preparados para dimensionamiento (diagrama tensión-deformación bipolarabólico para el hormigón y rectilíneo para el acero; deformación límite en la esquina más comprimida igual a 35×10^{-4}).

Se presentan aquí únicamente las cargas de rotura de las piezas del grupo de ensayos ya realizado. Todas ellas pueden darse por válidas, salvo la de la pieza S2-N2, en la cual se produjo rotura local en la zona de aplicación de la carga (ver tabla n.º 1, columna 12).

Para comparación, se dan asimismo los valores obtenidos empleando los ábacos (columna 11), y los obtenidos aplicando la fórmula de la Instrucción Rusa;

$$\frac{1}{N} = \frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_o},$$

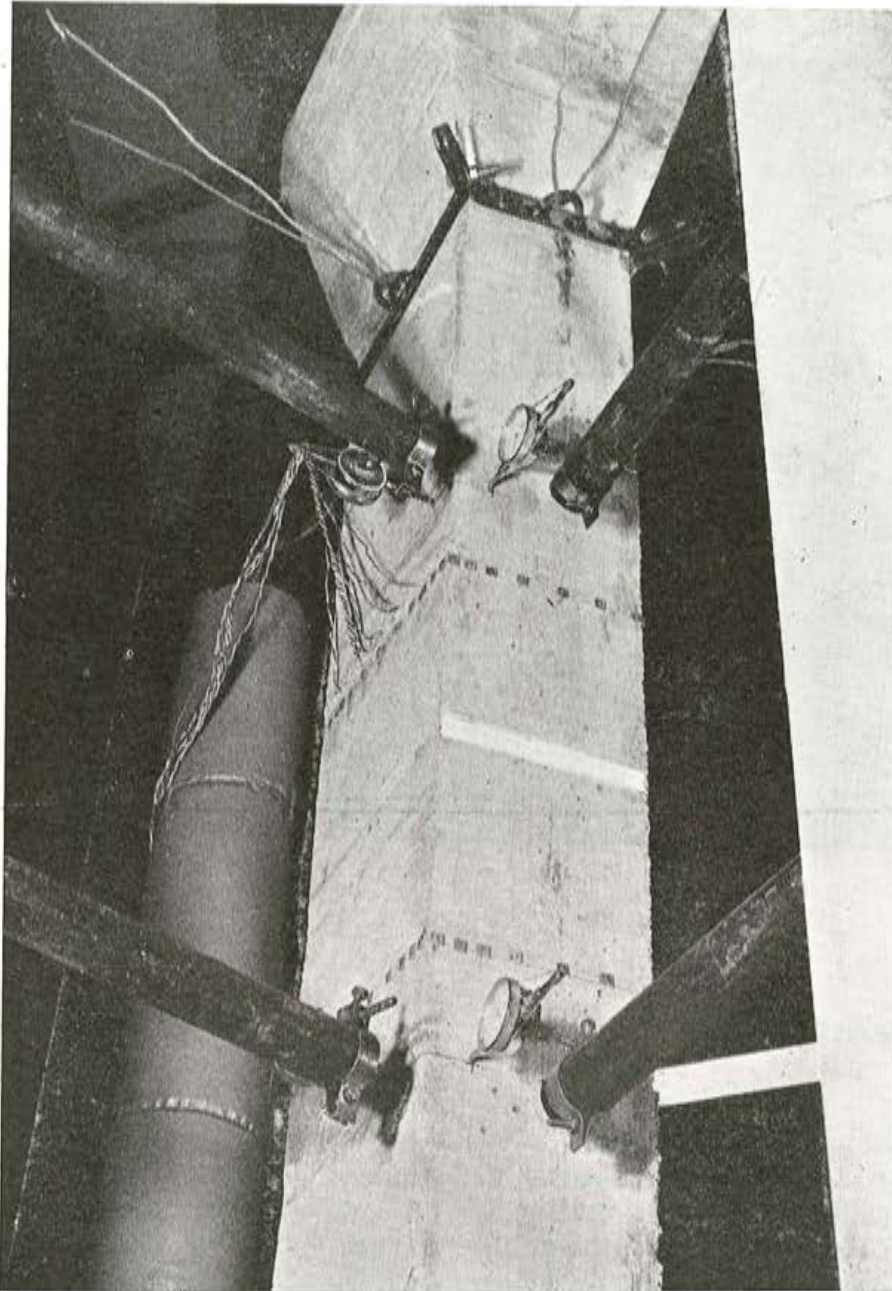


Fig. 8

tomando como valores de N_x , N_y y N_o los dados por los ábacos (que, en estas zonas de flexión recta, coinciden sensiblemente con los que resultan del método del CEB).

En la tabla n.º 2 se comparan asimismo los resultados de un grupo de ensayos ci-

tado por TORIANIK (1) con los obtenidos aplicando los ábacos y la fórmula rusa. Se observa que las cargas de rotura previstas por los ábacos son normalmente inferiores a las del ensayo, lo cual se debe, sin duda, a que se han empleado ábacos preparados para arma-

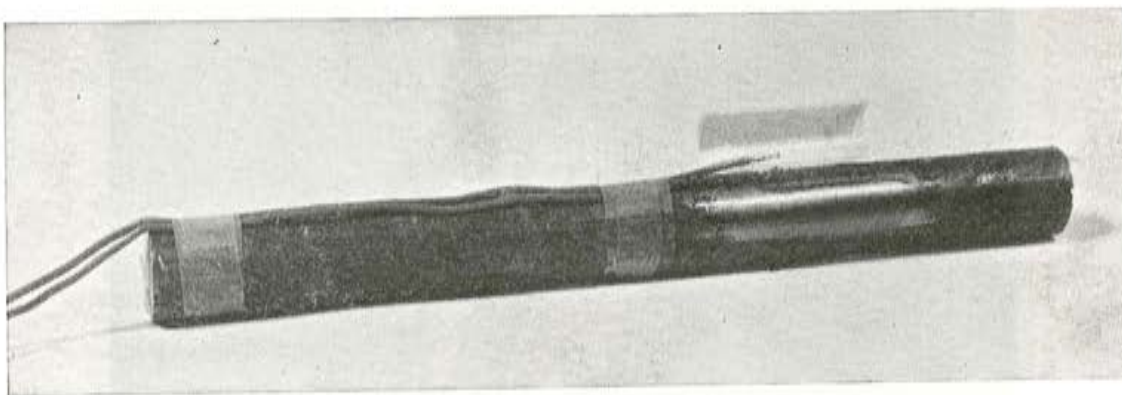


Fig. 9

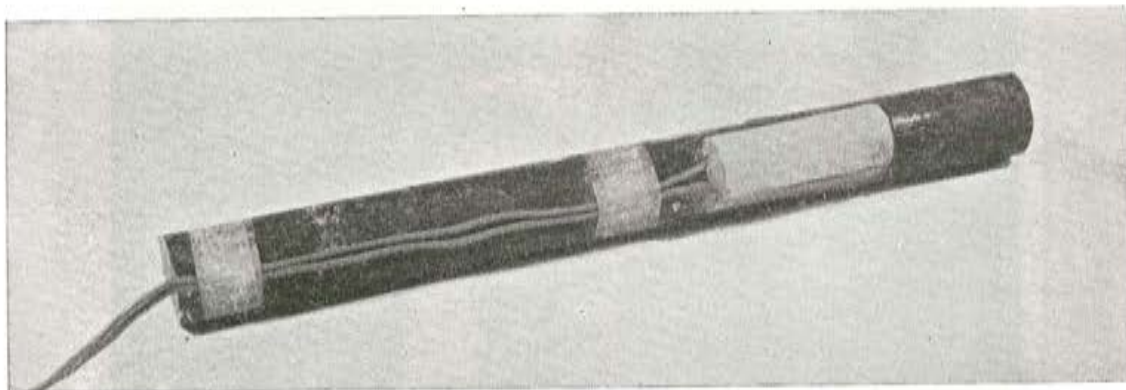


Fig. 10

duras repartidas en el perímetro de la sección, por no disponerse de una serie de ábacos para 8 armaduras iguales, como es el caso.

El resumen de la comparación de los resultados de los ensayos con la teoría puede verse en la tabla n.º 3.

Subrayemos, por último (ver fig. 12), que los ensayos parecen confirmar la existencia de una zona de inseguridad con respecto a la fórmula rusa. Esta zona de inseguridad ha-

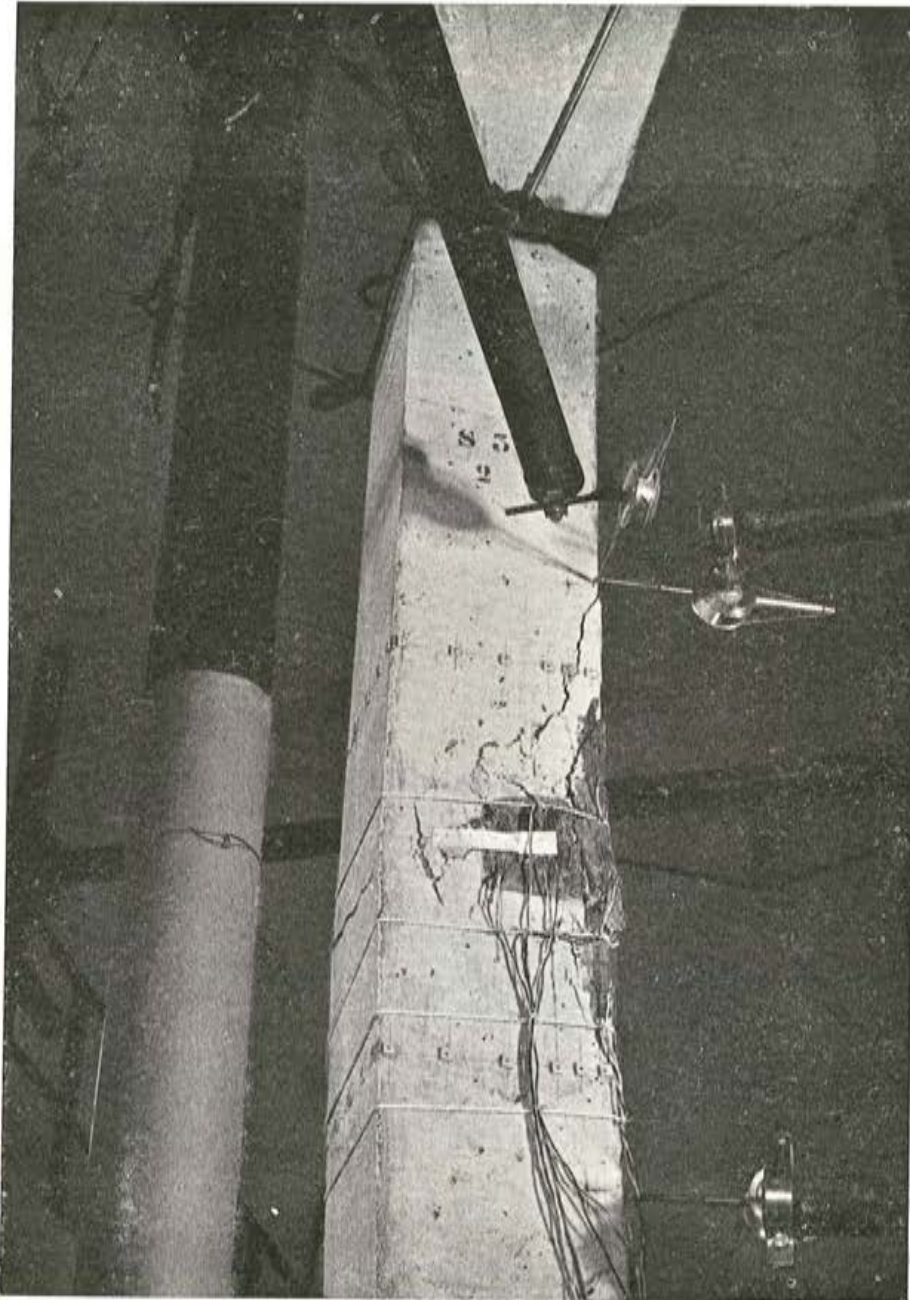


Fig. 11

bía sido ya prevista teóricamente para cuantías bajas y excentricidades relativas comprendidas entre 0,5 y 1 (4).

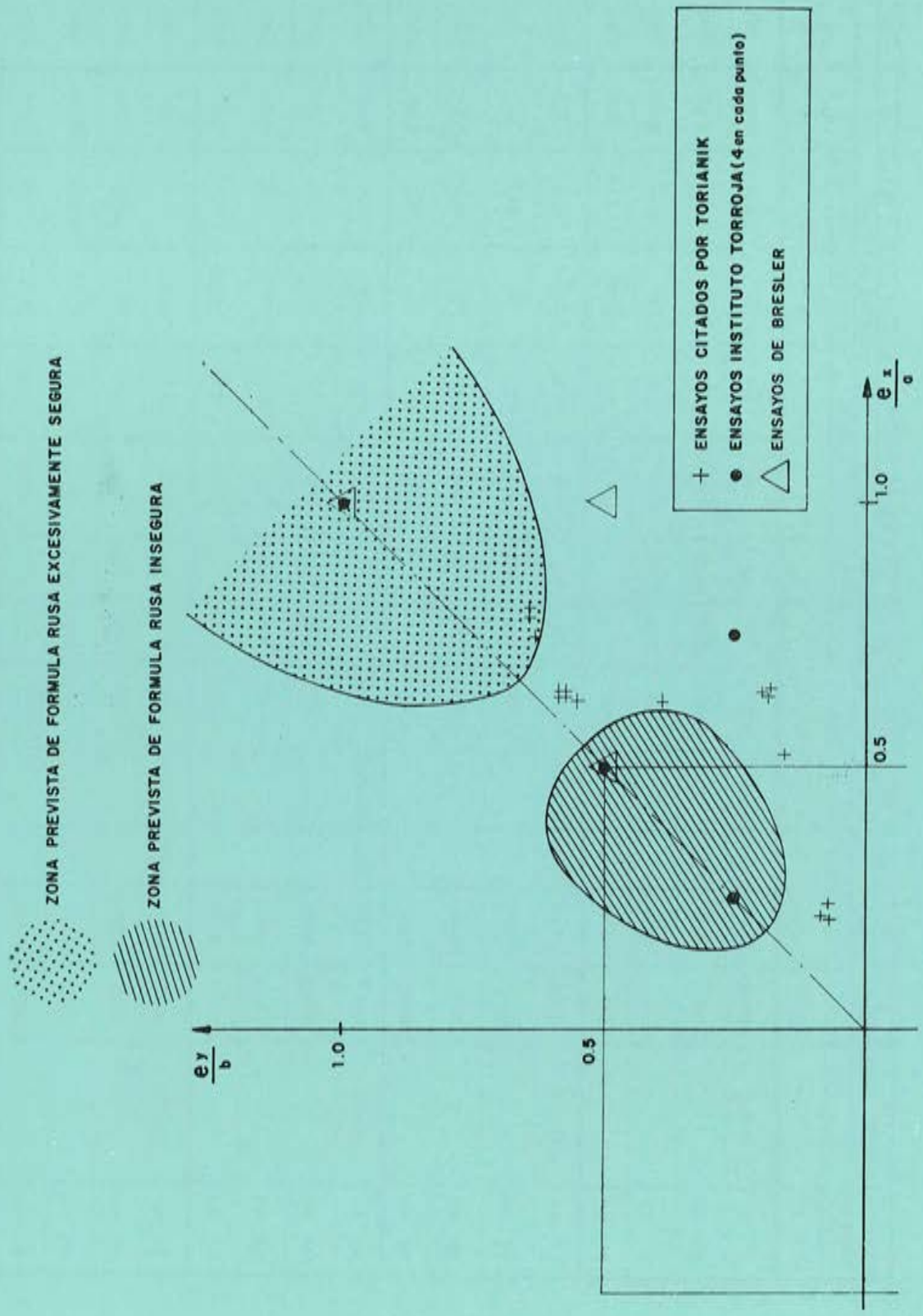


Fig. 12

TABLA nº 1 - ENSAYOS INSTITUTO TORROJA - GRUPO 1 -

1	2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15	
	SOPORTE	DIMENSIONES c x b (cm)	HORMIGÓN σ_b (kg/cm ²)	R = $\sigma_b / \sigma_{b(1)}$	NUM. n ϕ	AREA A (m ²)	CUANTIA A _s = 24000 $\frac{A}{R}$	EXCENTRICIDADES RELATIVAS $\frac{e_x}{a}$	$\frac{e_y}{b}$	n	N _A = nR	ENSAYO N _E (t)	FOR. RUSA N _R (t)	$\frac{N_A}{N_E}$	$\frac{N_A}{N_R}$	$\frac{N_R}{N_E}$												
S1 N1	30 x 20	212,4	127,44	4 ϕ 16	.0006044	0,151	0,5	0,5	.176	22,4	24	25,4	0,933	1,058														
S1 N2		176	105,60			0,183	0,25	0,25	.449	47,4	48	50	0,988	1,042														
S1 N3		210	126,00			0,153	0,25	0,75	.155	19,5	20	20,1	0,975	1,005														
S1 N4		339	203,40			0,095	1	1	.0535	10,9	10,38	7,88	1,050	0,759														
S2 N1	30 x 20	279,8	167,88	4 ϕ 20	.0012568	0,180	0,5	0,5	.198	33,2	31,35	37,5	1,054	1,196														
S2 N2		351,1	210,66			0,143	0,25	0,25	.416	87,7	—	94,3	—	—														
S2 N3		301,1	180,66			0,167	0,25	0,75	.166	30,0	32	25,3	0,938	0,791														
S2 N4		225,2	135,12			0,223	1	1	.101	13,7	14	11,0	0,979	0,786														
S3 N1	20 x 20	248	99,20	4 ϕ 12	.0004524	0,109	0,5	0,5	.145	14,4	13,5	16,4	1,067	1,215														
S3 N2		240,3	96,12			0,113	0,25	0,25	.390	37,5	36	41,3	1,042	1,147														
S3 N3		285,3	114,12			0,095	0,25	0,75	.111	12,7	14	12,5	0,907	0,893														
S3 N4		337,9	135,16			0,080	1	1	.0462	6,25	6,727	4,56	0,929	0,633														
S4 N1	20 x 20	277,7	111,08	4 ϕ 16	.0008044	0,174	0,5	0,5	.193	21,4	22,5	24,0	0,951	1,067														
S4 N2		292,7	117,08			0,165	0,25	0,25	.434	50,8	50	54,3	1,016	1,086														
S4 N3		313,8	125,52			0,154	0,25	0,75	.156	19,6	20,02	20,12	0,979	1,005														
S4 N4		397	159,80			0,122	1	1	.0652	10,35	10,38	7,52	0,997	0,724														

TABLA n°2 - ENSAYOS CITADOS POR TORIANIK



HORMIGON				ARMADURAS					CARGA				ABACOS			FORMULA RUSA	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
a	b	σ_b (K./cm ²)	R= $\sigma_{b,ab}(1)$	DISPO- SICION	n ϕ	A (m ²)	σ_a	$\omega = \frac{A}{a R}$	e_x (m)	e_y	NE (t)	n	N _A	$\frac{N_A}{N_E}$	N _R	$\frac{N_R}{N_E}$	
0,315	0,268	127,5	107,8		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,256	0,20	0,20	21	0,149	16,1	0,77	15,3	0,73	
0,310	0,250	103,7	80,4		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,344	0,20	0,20	16	0,173	13,9	0,87	13,0	0,81	
0,310	0,255	85	67,2		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,412	0,20	0,20	13,5	0,200	13,4	0,99	12,5	0,93	
0,310	0,260	133,5	107,6		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,258	0,20	0,15	20	0,176	18,9	0,95	18,3	0,91	
0,320	0,270	127,5	110,3		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,252	0,20	0,15	23	0,181	20,0	0,87	19,5	0,85	
0,315	0,260	95,2	78,0		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,355	0,20	0,15	19,5	0,225	17,6	0,90	16,4	0,84	
0,315	0,260	127,5	104,6		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,265	0,20	0,15	24	0,181	18,9	0,79	18,4	0,77	
0,310	0,255	93,5	74,0		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,374	0,20	0,15	20	0,228	16,9	0,85	15,6	0,78	
0,320	0,255	127,5	104,0		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,266	0,20	0,10	25	0,231	24,0	0,96	23,0	0,92	
0,310	0,265	133,5	109,7		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,253	0,20	0,05	32	0,250	27,4	0,86	27,1	0,85	
0,314	0,260	127,5	104,1		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,266	0,20	0,05	30	0,262	27,3	0,91	26,7	0,89	
0,310	0,255	127,5	100,9		8 ϕ 14	0,00123	2250	0,274	0,20	0,05	30	0,261	26,3	0,83	26,0	0,87	
0,305	0,255	86,7	67,5		4 ϕ 12	0,00045	2510	0,168	0,15	0,24	22	0,288	19,5	0,89	18,0	0,82	
0,231	0,212	69,7	34,2		8 ϕ 10	0,00063	2500	0,460	0,05	0,018	31,2	0,833	28,5	0,91	27,6	0,88	
0,235	0,210	59,5	29,4		8 ϕ 10	0,00063	2500	0,535	0,05	0,015	24	0,897	26,4	1,10	25,3	1,05	
0,230	0,215	78,2	38,7		8 ϕ 10	0,00063	2500	0,407	0,055	0,016	32	0,763	29,5	0,92	29,1	0,91	

TABLA n° 3

RESUMEN DE LA COMPARACION DE LOS ENSAYOS CON LAS TEORIAS

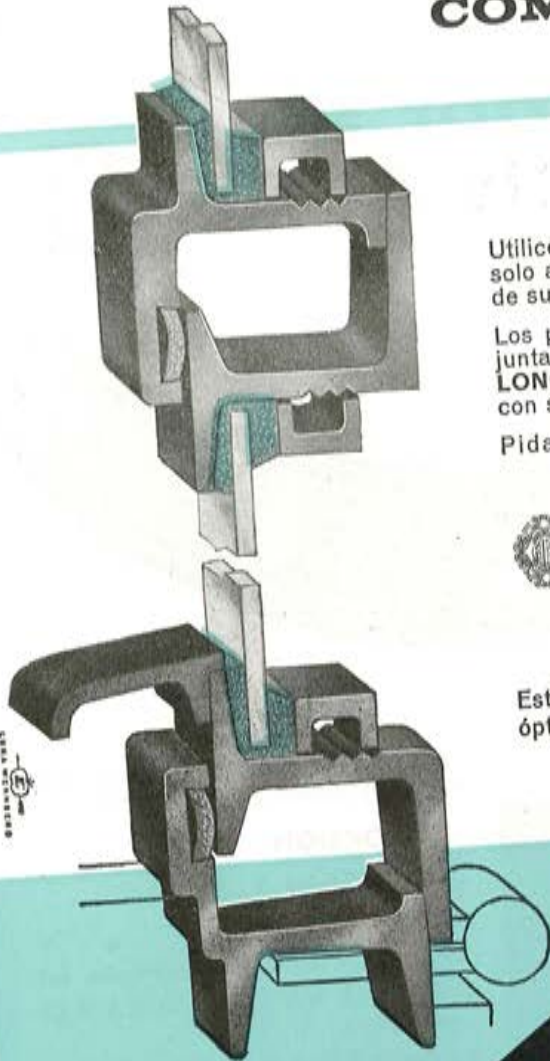
ENSAYOS DE	Nº DE ENSAYOS	ABACOS ADIMENSIONALES		FORMULA RUSA	
		ERROR MEDIO %	DISPERSION %	ERROR MEDIO %	DISPERSION %
BRESLER (2)	4	+ 2,0	7,2	- 6,7	9,9
TORIANIK	16	- 9,9	7,5	-13,6	7,4
I.E.T.	15	- 1,3	4,9	- 4,0	17,7
CONJUNTO	35	- 4,8	8,0	- 8,7	13,8

El signo - en el error medio indica que la teoria queda del lado de la seguridad.

bibliografía

1. TORIANIK: "La compresión excéntrica esviada en el hormigón armado", Kiev y Lvov, 1951 (Ensayos amablemente facilitados al I. E. T. por el profesor Gvozdev).
2. 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.
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, págs. 26-42.
4. MORÁN, F. y GARCÍA MASEGUER A.: "Sobre la flexocompresión esviada en secciones de hormigón armado". *Hormigón y Acero* (Revista de la AEHP), n.º 78, enero-marzo 1966, págs. 40-73.

¡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.

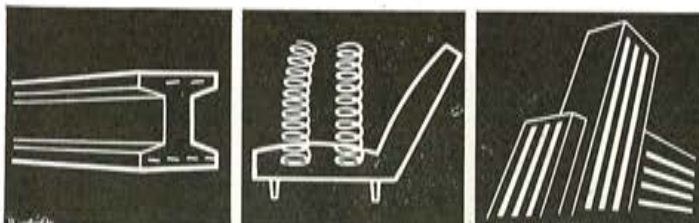
c/. de La Línea Eléctrica, s/n. - Tel. 231 72 01
ESPLUGAS DE LLOBREGAT - BARCELONA

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





¿Es Vd.
comprador de
ALAMBRE DE ACERO?



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



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



visión panorámica sobre el desarrollo del hormigón armado y del hormigón pretensado

SALVATORE REBECCHINI
Prof. Ingeniero

Conferencia pronunciada en el Instituto «Eduardo Torroja» el 3 de Mayo de 1966*

Cuando por este Instituto, cuyo título rememora uno de los más ilustres nombres de la técnica española y que lleva a cabo una labor tan útil para la especialización profesional de los Ingenieros y Arquitectos, fui invitado a pronunciar una conferencia sobre el hormigón armado y, en particular, sobre el desarrollo y las más recientes aplicaciones del pretensado, tuve la impresión de que nada interesante y nuevo podría añadir a cuanto aquí ya han dicho tantos ilustres profesores.

En un principio, pensé hablar sobre algunos aspectos particulares directamente relacionados con la ejecución de las obras en hormigón armado y pretensado, pero al enterarme de que estos temas han sido ya ampliamente estudiados en el Instituto, me ha parecido oportuno variar un poco el que se me había encomendado, pensando que puede resultar más interesante dar, una visión panorámica del desarrollo de la técnica del hormigón armado ordinario y del pretensado, de la tecnología de los materiales empleados, y de los más recientes sistemas constructivos. Esto me permitirá, además, hacer alguna breve divagación, de carácter más general, que sirva para ilustrar con especial detalle algún problema particular de estas técnicas.

Hace cien años, poco más o menos, cuando las estructuras metálicas a base de vigas y placas constituían los elementos fundamentales de la edificación, y cuando la Torre Eiffel estaba ya próxima a elevar hacia el cielo su atrevida flecha —como para afirmar ante el mundo el triunfo del hierro y del acero—, hacía su primera tímida aparición, en el campo de las construcciones, el hormigón armado. Tal sistema constructivo utilizando, en estructuras únicas, la resistencia a compresión del hormigón y la de tracción de las barras de hierro, racionalmente dispuestas, ofrecía notables ventajas de resistencia, esbeltez y simplicidad de estructuras y economía de espacio.

Después de los primeros ensayos en estructuras de tipo secundario, el hormigón armado fue difundiéndose, con aplicaciones cada vez más interesantes y difíciles, y mientras el nuevo

* NOTA DEL C. DE R.—El interés del tema abordado y el sólido prestigio, universalmente reconocido, del eminente Profesor Rebecchini nos han inducido a incluir en nuestra Revista el texto completo de esta Conferencia. Estamos seguros de que esta decisión ha de ser bien acogida por nuestros lectores.

sistema, por las ventajas ofrecidas, tenía una acogida muy favorable por parte de técnicos y constructores, los investigadores y especialistas se esforzaban en poner a punto los procedimientos de cálculo necesarios, tanto para el dimensionamiento como para la comprobación de secciones, basándose en los principios fundamentales de la elasticidad de los materiales. Así llegó a establecerse toda una teoría, llamada clásica, que permitió realizar atrevidas y complejas estructuras, isostáticas o hiperestáticas, sobre cualquier tipo de sustentación.

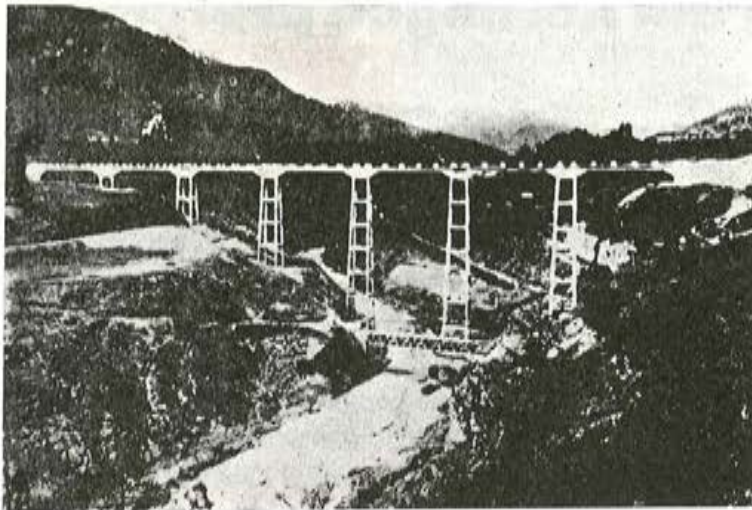


Fig. 1.—Viaducto sobre el río Piave, en Villesella (Belluno); Es el primer viaducto italiano en hormigón pretensado. Se construyó durante los años 1949-1950, utilizando el sistema Freyssinet.

El perfeccionamiento de los métodos de cálculo, especialmente en el campo de las estructuras reticulares, de los pórticos y de las láminas permitió la realización de obras que entusiasmaron a los técnicos y al público en general, por la genialidad de proyecto y atrevimiento de ejecución, logrando una arquitectura capaz de imprimir, a las nuevas estructuras, una forma artística, expresión de las aspiraciones y del tormento de una época que, empujada por el impetuoso y arrollador avance del progreso técnico, lanzaba hacia el cielo —como en las obras de vuestro Gaudí— el anhelo de una siempre más ardiente elevación.

A este respecto, y tanto desde el punto de vista más estrictamente técnico como en homenaje al fundador de este Instituto, debe mencionarse el ejemplo de la cubierta de las tribunas del hipódromo de Madrid, que representa una excepcional aplicación de la teoría de las láminas delgadas, las bien conocidas “voûtes minces”.

Entretanto, junto con el perfeccionamiento de los métodos de cálculo gracias a la utilización de estudiados y geniales esquemas de desarrollo matemático, se venían aplicando nuevos sistemas de construcción, y ampliándose mediante trabajos experimentales los conocimientos sobre el hormigón y el acero. El mejoramiento de la calidad de tales materiales, obtenidos a través de procesos químicos y metalúrgicos cada día más perfectos, permitía conseguir valores siempre crecientes de su resistencia específica. Así, mientras la industria del cemento elevaba la carga de rotura de este material de 500 a 680 kg/cm², la metalúrgica lanzaba al mercado barras de acero capaces de resistir, inicialmente, sollicitaciones de tracción de 1.200 kg/cm² y más. Posteriormente, al mejorarse la producción industrial, se aumentó la resistencia específica del acero, y comenzaron a aparecer los fenómenos de fisuración bajo carga, en el hormigón armado, poniendo de manifiesto una deficiente adherencia entre el hormigón y el acero.

Tales fenómenos, aunque no producían graves preocupaciones con respecto a la estabilidad de la pieza, ya que se admitía que el hormigón situado en la zona solicitada a tracción no colaboraba en la resistencia del elemento, podía, sin embargo, con el tiempo originar la corrosión de las armaduras afectando a su resistencia. Por eso fueron introducidas las barras de "adherencia mejorada" o barras corrugadas, que permitieron hacer trabajar el acero a 3.000 kg/cm^2 . Con esto mejoraba la situación, pero el problema no se solucionaba, puesto que las características de alargamiento del hormigón habían alcanzado un límite imposible de traspasar, mientras que las posibilidades del acero seguían aumentando. La industria metalúrgica producía ya aceros con resistencias específicas que alcanzaban hasta los 18.000 kg/cm^2 y que no podían ser aprovechados sino muy escasamente.

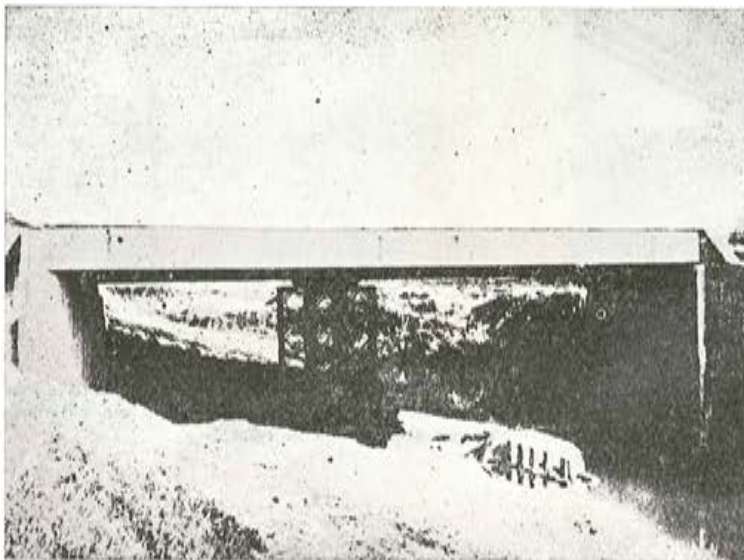


Fig. 2.—Puen­te sobre el torrente La-moggia (Bologna): Es el primer puen­te italiano reali­zado a base de dovelas prefabricadas. Se construyó durante los años 1949-1950, utilizando el sistema Magnel.

Sin embargo, desde 1929, y gracias sobre todo a los especialistas y técnicos de la escuela francesa, con Freyssinet al frente, apareció en el campo de la construcción el tipo de hormigón armado, que nosotros y los franceses llamamos "precompreso" y en España e Inglaterra "pretensado", haciendo alusión al tratamiento a que son sometidas las barras o los alambres de la armadura para conseguir la compresión del hormigón. En realidad, la idea no era del todo nueva, pues había sido utilizada ya en 1888, es decir, en la época de las primeras aplicaciones del hormigón armado, en los estudios y experimentos de Döhring, aunque no dieron resultados satisfactorios debido a lo exiguo del esfuerzo de pretensado introducido, ya que los medios disponibles eran poco eficientes e incluso, podríamos decir, primitivos. En aquella época, la calidad del acero no permitía mayores sollicitaciones.

Respecto al hormigón pretensado, que hoy constituye el último grito de la técnica, haremos sólo un sucinto examen que se ceñirá a los cuatro puntos de vista fundamentales siguientes:

- 1** *Teórico:* en el que se expondrá el origen del hormigón pretensado; los problemas suscitados acerca del comportamiento de sus componentes (hormigón y acero), y las nuevas directrices para la realización de los proyectos y sus correspondientes cálculos estáticos.
- 2** *Tecnológico:* en el que se aludirá a las características específicas de los materiales constituyentes, y en especial a las que deben tenerse en cuenta para la preparación del hormigón.

- 3** *Constructivo:* se indicarán varios sistemas utilizados, tanto para la realización de obras in situ como a base de elementos prefabricados.
- 4** *Demostrativo:* en el cual, mediante la descripción de algunas obras concretas realizadas, podrán darse una idea del desarrollo de la técnica del pretensado en Italia y del amplio uso que de ella se hace, sobre todo en la construcción de puentes y viaductos de gran luz, en la nueva red de carreteras italianas.

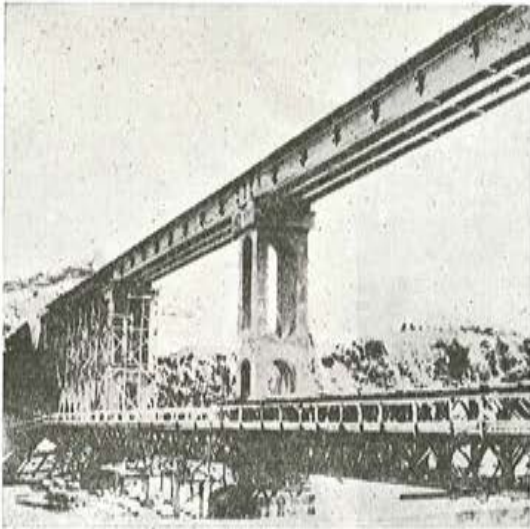


Fig. 3.—Puente sobre el Santerno, en Filetto (Bologna): Construido en 1953. Los cables van exteriores, adosados al nervio de las vigas.

Se debe reconocer que el inteligente principio sobre el cual está fundado el pretensado, sólo podía surgir del típico modo de pensar del ingeniero. Este, en efecto, al proyectar y realizar una estructura tiene siempre a la vista un doble principio; el máximo rendimiento intrínseco y el aprovechamiento máximo del material. En el campo del hormigón armado todo lo que se ha indicado sobre los inconvenientes que surgen por no permitir el hormigón sacar partido a todas las posibilidades del acero, contrasta netamente con el segundo de los susodichos principios. Por lo que se refiere al primero, la ineptitud práctica del hormigón para absorber sollicitaciones de tracción, muestra inmediatamente que de la totalidad del hormigón que forma la sección de un elemento, solamente aquél que trabaja a compresión cumple su función; el resto se desaprovecha y el conjunto, en consecuencia, trabaja en pésimas condiciones de rendimiento. Era necesario (y esto es lo que pensaron los primeros ingenieros que se ocuparon del hormigón pretensado) conseguir que esta parte de hormigón que resultaba inoperante, contribuyese también al trabajo resistente de la pieza. Con ello se obtendría una evidente ventaja; y esto es lo que se ha hecho.

No creo necesario ilustrar, con consideraciones y diagramas gráficos que para todos serán más que familiares, el concepto fundamental del hormigón pretensado, que permite explotar totalmente las posibilidades del hormigón y del acero y, como consecuencia, realizar estructuras que en hormigón armado ordinario nunca podrían llevarse a cabo.

Podría pensarse que el proyecto de una obra en hormigón pretensado puede desarrollarse igual que el de una obra ordinaria en hormigón armado, utilizando métodos de cálculo basados sobre los principios de la teoría clásica de la elasticidad de los materiales. Sin embargo,

no es así, ya que fenómenos y circunstancias que, en el caso del hormigón armado ordinario, tienen una importancia muy secundaria y pueden despreciarse, resultan fundamentales para el pretensado, tanto que si no se tienen en cuenta pueden conducir a situaciones graves e imprevistas. En una palabra, la teoría de la elasticidad, en torno a la cual se ha desarrollado hasta ahora el cálculo del hormigón armado y cuyas leyes se han considerado hasta el presente como *principios fundamentales*, no ofrece la necesaria seguridad cuando se aplica al pretensado.

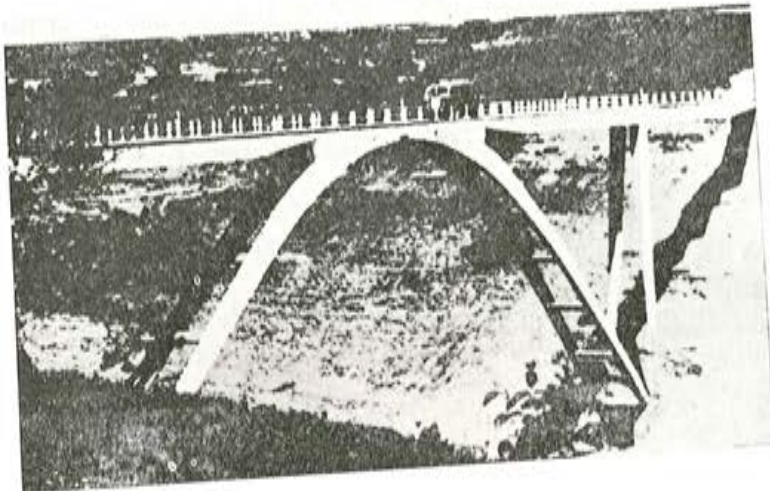


Fig. 4.—Pasarela sobre el "Fosso di Lussia" en Vagli di Sotto (Garfagnana): Construido en 1955. Ejemplo de puente en arco, de tres articulaciones, prefabricado en dos semiarcos.

Tal estado de cosas dio lugar a que se formularan algunos reparos de carácter general, en torno a los llamados *principios fundamentales* que constituyeron una de las bases de la investigación científica del siglo pasado. Ya Vennerar Bush, quizás demasiado drásticamente, afirmaba que se trataba de simples hipótesis aceptadas como válidas con el fin de poder realizar ulteriores deducciones.

Esto, indudablemente, posee un fondo de verdad porque cada uno de estos principios no afirma una evidencia matemática, que en tal caso sería más propiamente un axioma, sino que postula hechos que la experiencia ha venido confirmando, es decir, que tiene una base intrínsecamente experimental.

Por ejemplo, el primer principio fundamental de la termodinámica (el principio de Mayer) es verdadero en tanto en cuanto que la experiencia no lo ha desmentido jamás; sin embargo, conceptualmente, este origen suyo constituye en cierto modo una limitación teórica. Cuando la ciencia, partiendo de éste y de otros principios y aplicando el método deductivo de la lógica, pasa a sacar consecuencias, maneja un instrumento no teóricamente seguro, ya que no se puede olvidar que está basado en hechos experimentales que, en algún caso, podrían haber resultado afectados por circunstancias que durante el ensayo no fueron debidamente valoradas.

Desde el punto de vista histórico puede decirse que durante el siglo XIX, con demasiada frecuencia, se aceptaban como axiomas muchos de estos principios, mientras que en el siglo actual se discute incluso el propio principio de la seguridad que en otro tiempo era considerado casi como dogma.

Actualmente, por ejemplo, existen dudas en torno al postulado de Clausius sobre la entropía de un sistema aislado; los dos principios fundamentales y distintos de la conservación de

la energía y de la materia se han unificado, en cierto modo, mediante los estudios de Einstein, y se llega a dudar incluso del principio de determinación que ha constituido, hasta ahora, una piedra angular en el edificio de la investigación científica.

Dejando a un lado tales consideraciones, que atañen más a la especulación filosófica que a la investigación técnica, la moderna teoría del hormigón pretensado se caracteriza, precisamente, por el abandono de aquellos principios fundamentales que servían de base a la teoría clásica de los materiales utilizados en las construcciones.

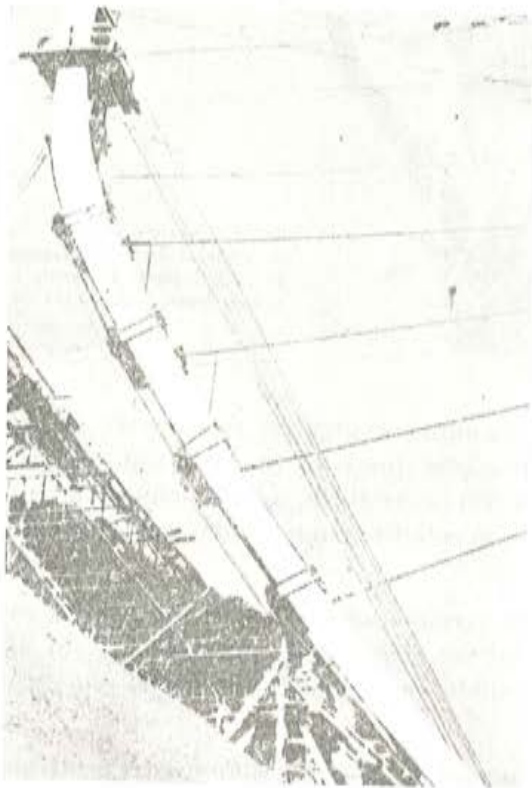


Fig. 5.—Uno de los semiarcos del puente de la figura 4, en el momento de su colocación.

Obsérvese, a este respecto, que en la estática ordinaria de los cuerpos elásticos, la variable "tiempo" nunca interviene; entre esfuerzos y deformaciones existe una dependencia biunívoca en la cual va incluida la condición (y sólo ésta alude indirectamente al tiempo) de que las cargas se apliquen lentamente; es decir, de forma que no provoquen fenómenos dinámicos de importancia.

Cuando resulta imposible omitir la noción de tiempo, por ejemplo, en el caso de las sollicitaciones debidas a las vibraciones y oscilaciones, entonces se introduce el tiempo a modo de un factor paramétrico que afecta a la magnitud de los esfuerzos y de las deformaciones; pero se mantiene todavía la antedicha dependencia biunívoca con carácter de *invariable* respecto al parámetro tiempo.

Los mencionados fracasos de Döhning comenzaron, sin embargo, a poner en evidencia que

los materiales "recuerdan" las cargas y deformaciones *pasadas*; o sea, que éstas son consecuencia de hechos ligados con el tiempo, es decir, que poseen una especie de "memoria". Por consiguiente, la deformación está unida a toda la historia de los valores de las sollicitaciones que actuaron en los periodos precedentes. Se trata de un hecho análogo al que en las moléculas del cromosoma animal regula el carácter biológico hereditario y la memoria, a través del funcionamiento de los llamados ejes A. D. N. y A. R. N.

El estudio analítico de la antedicha "memoria" ha sido realizado por Volterra que ha definido como "núcleo hereditario" a la función *analítica* del tiempo que determina el recuerdo *actual* de una acción unitaria *ejercida en el pasado*.

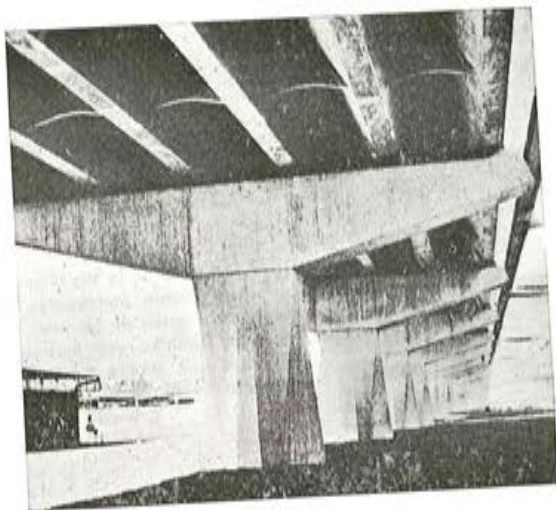


Fig. 6.—Viaducto del Corso Francia, en Roma, proyectado por Nervi y construido durante los años 1959-1960.

Merecen especial mención aquellos núcleos hereditarios función solamente del tiempo transcurrido entre el instante actual y aquel en que se ejerció la correspondiente acción. Se denominan "núcleos de ciclo cerrado" y tienen la peculiar propiedad de que a acciones periódicas hacen corresponder efectos también periódicos. Un material que posea un tal "núcleo hereditario" tiene una memoria invariante; es decir, que permanece idéntica tenga el material pocos o muchos años de vida. Como ejemplo pueden citarse ciertos materiales que no se polimerizan, o sea aquellos en los que no varía con el tiempo su estructura molecular interna y, en consecuencia, no envejecen.

Pero los materiales más comunes de construcción y, en particular, el hormigón no tienen, en modo alguno, memoria invariante. En éstos, tal "recuerdo" no depende ya únicamente del tiempo transcurrido entre el instante en que se hace la medida y el de la aplicación de la carga, sino también del intervalo entre este último instante y la fecha de su fabricación.

El recuerdo se hace ahora indeleble en el tiempo y el material asume la característica que se llama *plasticidad*.

Si después un tal material, es decir, un material dotado de plasticidad, se somete a una acción continua (como la del propio peso o la de una carga constante o repetida a intervalos regulares) los efectos se suman pero, al alejarse del punto inicial, van poco a poco debilitándose y dan lugar al fenómeno que en francés se llama "fluage", y en español "fluencia".

Una estructura pretensada mediante una armadura tesa y sometida, por tanto, a una carga constante, fluye; las fibras comprimidas se acortan cada vez más, la armadura, por consiguiente, pierde su eficacia y, después de un cierto tiempo, una buena parte del esfuerzo de

pretensado desaparece. Se demuestra que estas pérdidas dependen de la relación que existe entre la sección de la armadura y la sección del hormigón; por esto es aconsejable emplear alambres o barras de acero de gran resistencia que permiten disminuir fuertemente el área de las armaduras con respecto a la del hormigón, logrando así reducir al mínimo las pérdidas en el esfuerzo inicial de pretensado.

En cambio, si el pretensado se obtiene mediante deformaciones, por ejemplo con la apertura de un arco en clave utilizando gatos hidráulicos, como entonces la sección del hormigón comprimido y la del dispositivo que ejerce la coacción son iguales, la antedicha relación resulta igual a 1 y, en estas condiciones, el cálculo demuestra, y la experiencia confirma, que el esfuerzo de pretensado decrece rápidamente.

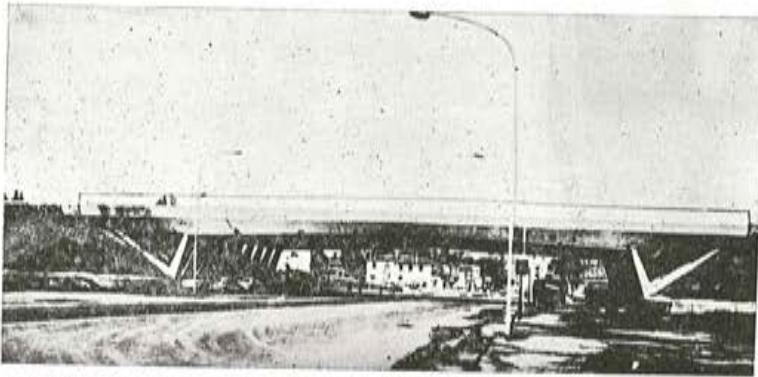


Fig. 7.—Puente de la Vía Olímpica, en Roma: Las vigas fueron construidas, por voladizos sucesivos, a partir de las pilas extremas, provistas de tirantes que permiten regular los esfuerzos que actúan sobre la viga en cada momento (1959-1960).

La teoría de los “núcleos hereditarios” sirve así para comprender el porqué de los fracasos de las primeras aplicaciones del pretensado y las deformaciones artificialmente introducidas.

La misma teoría ha dado origen, además, a las técnicas del “retesado” y, por último, ha hecho posible plantear correctamente el estudio de los fenómenos relacionados con la plasticidad y la fluencia de los materiales.

De este modo se ha llegado a comprobar que, en las construcciones de hormigón armado ordinario, incluso en las de gran volumen, la plasticidad y la fluencia son, generalmente, factores que acrecientan la seguridad, ya que originan una redistribución de esfuerzos que elimina las puntas máximas de las solicitaciones y compensa las imprecisiones de las hipótesis de cálculo admitidas. Por el contrario, en el pretensado aquellos factores amortiguan el esfuerzo inicialmente introducido, transformando el estado de cargas que se había creído alcanzar.

Basta con lo hasta ahora expuesto para comprender la importancia que, en contra de lo que ocurre en el hormigón armado ordinario, adquieren, en el pretensado, dos propiedades no elásticas del hormigón, la *plasticidad* y la *fluencia*, y la necesidad de adoptar precauciones para conseguir un dimensionamiento seguro y una correcta ejecución de las estructuras en hormigón pretensado.

Del examen de los bien conocidos diagramas, cargas-deformaciones, correspondientes a uno y otro tipo de hormigón, y teniendo en cuenta la definición del módulo de elasticidad a flexión, se deduce inmediatamente que este módulo resulta notablemente más alto en el caso del pretensado que en el del hormigón armado ordinario .

Resulta así que las estructuras pretensadas gozan de una mayor rigidez que aquellas que

no lo son; la diferencia oscila en torno al 30 %. Esto permite estructuras más esbeltas y, en consecuencia, obras menos pesadas. Por ejemplo, para una viga de puente construida en hormigón armado ordinario la esbeltez óptima, o sea, la relación canto/luz, varía de 1/10 a 1/12; en cambio, si se construye en hormigón pretensado tal relación se reduce a 1/15 ó a 1/16.

Un segundo problema de particular interés y que es actualmente objeto de estudio e investigación por parte de científicos de diversas naciones, es el que se refiere al establecimiento de un método de cálculo basado en el principio de los llamados "estados límites".

En general, en relación con la seguridad de las estructuras, tanto de hormigón armado como pretensado, los diferentes Reglamentos nacionales tienden a evitar, exclusivamente, todo riesgo de rotura, y a tal fin establecen determinados límites a las tensiones de trabajo para los diversos materiales, límites que, generalmente, se fijan con relación a las tensiones de rotura, o como valores máximos que no pueden ser rebasados. Por ejemplo, en el reglamento italiano vigente para estructuras de hormigón pretensado, se establecen las dos condiciones siguientes:

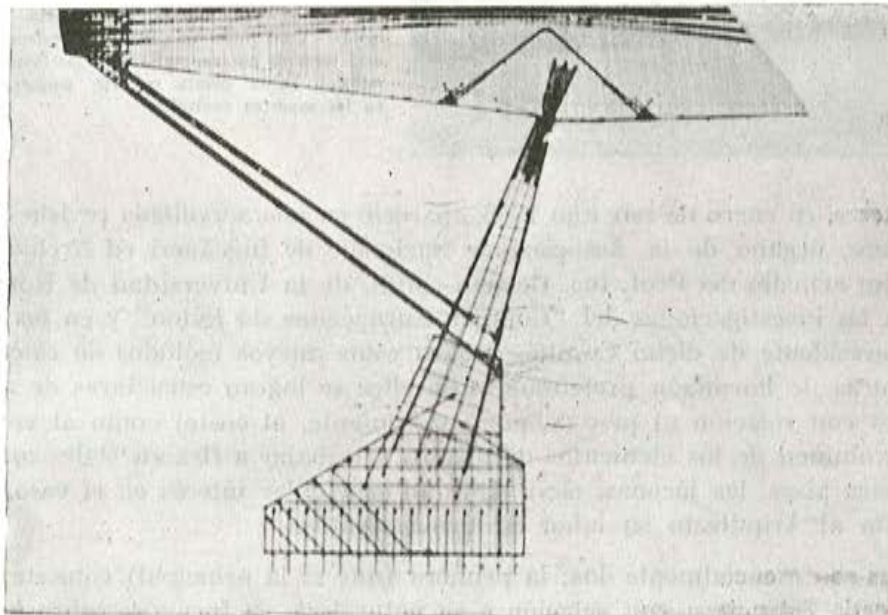


Fig. 8.—Detalle de una de las pilas del puente de la figura 7, con sus tirantes.

- La tensión de trabajo del hormigón, durante la vida de servicio de la estructura, no excederá del 0,32 de su tensión de rotura, definida ésta como la media aritmética de los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre series de 4 probetas.

Se prevé, normalmente, que la puesta en carga de la estructura se realice a los 28 días de edad, pero este plazo puede reducirse a 2 ó 3 días si se aplica el curado al vapor. La pérdida de tensión a los 28 días se valora, generalmente, en un 24 %.

b

El valor máximo de la tensión de trabajo del hormigón no podrá exceder de 160 kg/cm^2 durante la vida de servicio de la estructura ni de 200 kg/cm^2 en la fase inicial. Tales valores pueden elevarse, respectivamente, a 185 y 220 kg/cm^2 , en el caso de elementos prefabricados.

Estas son las normas vigentes hoy en Italia para las estructuras de hormigón pretensado; análogas disposiciones rigen en otras naciones.

El nuevo concepto de los llamados "estados límites" ha sido planteado y elaborado por algunos científicos de renombre mundial, expertos en el tema.

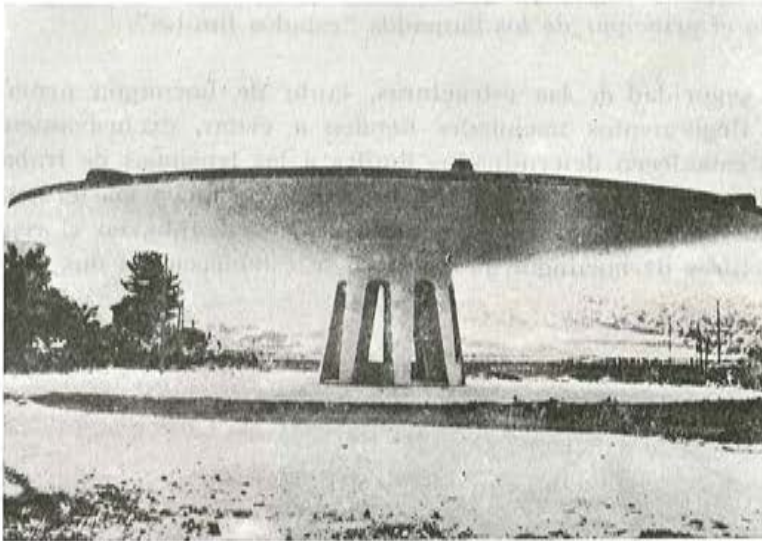


Fig. 9.—Mercado cubierto de Vergato (Bologna): Construido en 1955, su estructura está formada por una serie de vigas-ménsula, radiales, sobre planta circular, empotradas en los soportes centrales.

Hace cerca de dos meses, en enero de este año 1966, apareció en una acreditada revista técnica italiana (*L'Ingeniere*, órgano de la Associazione Nazionale de Ingegneri ed Architetti Italiani, A. N. I. A. I.) un artículo del Prof. Ing. Cestelli-Guidi, de la Universidad de Roma, en el que, basándose en las investigaciones del "Comité Européenne du Béton" y en los estudios del Prof. Levi, presidente de dicho Comité, explica estos nuevos métodos de cálculo aplicables a las estructuras de hormigón pretensado. Con ellos se logran estructuras de máximo rendimiento, tanto con relación al peso (y, por consiguiente, al coste) como al volumen. La limitación de volumen de los elementos destinados a trabajar a flexión (tales como los forjados nervados para pisos, las jácenas, etc.) tiene un particular interés en el caso de viviendas, porque facilita al Arquitecto su labor estético-decorativa.

Las nuevas tendencias son esencialmente dos: la primera (que es la principal) consiste en plantear el estudio de cada estructura con relación a su naturaleza, su forma y, sobre todo su *finalidad*; la segunda se orienta a dispensar al Ingeniero de la obligación de respetar un valor máximo para las sollicitaciones internas admisibles, valor que con frecuencia es determinado por el Legislador con demasiada prudencia.

La importancia de este nuevo concepto de los estados límites consiste en que, una vez determinados, por el método que Cestelli-Guidi llama semi-probabilístico, las máximas sollicitaciones, se calcula de un modo más racional el verdadero margen de seguridad de las estructuras y no con arreglo a un solo criterio (como, por ejemplo, el de evitar la rotura), sino teniendo presente el estado límite que mejor garantice la estructura con relación a su función específica.

Una comparación, trivial si se quiere, pero expresiva, servirá para aclarar ideas. Entre los resultados derivados de esta moderna orientación, y los obtenidos por los métodos clásicos existe la misma diferencia que entre un traje hecho a la medida por un experto sastre, y otro hecho en serie y comprado en una tienda.

Los estados límite más comunmente considerados son:

- estado-límite de rotura;
- estado-límite de fisuración del hormigón;
- estado-límite de pandeo, o inestabilidad elástica (puede presentarse en láminas delgadas, soportes esbeltos, etc.);
- estado-límite llamado "de descompresión", que se presenta cuando alguna sección del elemento deja de estar comprimida. Este estado tiene especial importancia, por las graves consecuencias que puede acarrear, en el caso de estructuras construidas a base de dovelas prefabricadas.

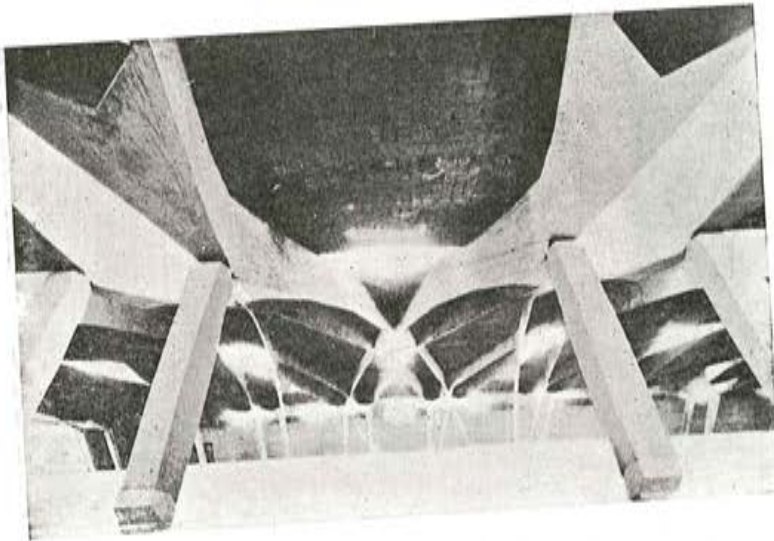


Fig. 10.—Nuevo pabellón para el Salón del Automóvil, en Turín: Proyecto de Morandi. Construido durante los años 1958-1959.

Por tanto, el Ingeniero deberá plantear sus cálculos teniendo en cuenta el estado límite que juzgue más importante dada la finalidad de la obra. Así, en la mayoría de los casos, será el estado-límite de rotura el que se considere (este es, por otra parte, el único cuya comprobación se exige en los reglamentos actuales). En cambio, cuando se trate de un depósito de agua, habrá que comprobar el estado límite de fisuración, y el de descompresión en elementos prefabricados, a base de dovelas, etc.

Conviene, aunque sea brevemente, fijar la atención sobre la tecnología de la construcción, y en especial sobre algunos aspectos de la misma, que, aunque poco interesantes en el caso de obras de hormigón armado ordinario, adquieren, sin embargo, grandísima importancia en el pretensado.

Los factores más importantes que deben tenerse en cuenta para la preparación de un buen hormigón son los siguientes:

- 1) cantidad de cemento;
- 2) granulometría de los áridos;
- 3) relación agua/cemento;
- 4) vibración;
- 5) adiciones.

Dejando aparte los dos primeros puntos que no requieren especial comentario, conviene considerar detenidamente el tercero.



Fig. 11.—Cúpula, de forma ovoidal, de la iglesia de los Santos Martín y Urbano, en Treviso, construida en 1961.

Con frecuencia, el técnico que dirige una obra debe intervenir para disminuir la cantidad de agua en la mezcla. En efecto, razones prácticas o de estética inducen a menudo a los obreros a excederse en la cantidad de agua vertida durante la fabricación del hormigón. Las primeras se refieren al hecho de que, cuanto menos seca sea la masa, más fácilmente se vuelca de los recipientes de transporte, se extiende con mayor facilidad y, sobre todo, se coloca mejor en los encofrados. Además (y este es el motivo de orden estético), si se aumenta la cantidad de agua se forma una "piel" superficial más tersa, que después de desencofrar, no presenta defectos ni coqueras, dando así la impresión, muchas veces errónea, de un trabajo hecho con perfección y a conciencia.

Por el contrario, el técnico que conoce bien la notable influencia de la relación agua/cemento en la resistencia del hormigón, prefiere utilizar mezclas secas y procura disminuir lo más posible dicha relación, recurriendo incluso, cuando lo juzga necesario, a los procedimientos que más adelante se indicarán al tratar de las adiciones.

Algunos Reglamentos prescriben la dosificación de agua que debe utilizarse para preparar el hormigón ordinario (en Italia es de 120 litros/m³); pero ya se comprende que esta norma

no debe aplicarse siempre. Debe tenerse en cuenta que ha sido redactada cuando aún no existían los cementos de que ahora se dispone, ni era necesario alcanzar las resistencias que ahora son prácticamente comunes pero entonces se consideraban como extraordinarias. Corresponde, por tanto, al técnico, basándose en su experiencia, regular la cantidad de agua en función sobre todo, del fin a que se destina la estructura, de sus dimensiones y de las cargas que deberá soportar. A este respecto conviene poner de relieve el cuidado con que los buenos contratistas vigilan la dosificación del agua, dirigiendo ellos mismos tan delicada operación.

En pocas palabras, puede decirse que cada litro de agua que se ahorra, proporciona indudablemente un incremento, grande o pequeño, pero siempre positivo, de la resistencia del hormigón.



Fig. 12.—Nuevo Palacio de Exposiciones, en Turín: Cada uno de los arcos que constituyen la cubierta funciona como funicular bajo su peso propio.

Con respecto a la vibración debe señalarse que, gracias a ella, ha sido grande el progreso alcanzado por la tecnología del hormigón. Ha desaparecido ya, casi por completo, la figura del obrero, que, hierro en mano, compactaba con desgana, por picado, el hormigón vertido en los encofrados. No hay tampoco motivo, sin embargo, para exaltar el uso del "vibrador eléctrico" porque desgraciadamente en este pobre mundo, cada medalla tiene su revés.

En efecto, mientras por una parte un buen vibrado permite al hormigón adaptarse bien a los diversos moldes, eliminando así el peligro de coqueas, por otra parte, es muy frecuente que esta especie de juguete, manejado por manos inexpertas, ocasione graves inconvenientes, provocando la disgregación de los componentes del hormigón a causa del diverso peso específico de los mismos, y dejando surcos o huecos en la masa cuando la acción del vibrador se prolonga más de lo suficiente y la mezcla comienza ya a fraguar.

El uso de adiciones, todavía poco frecuente en las construcciones ordinarias es ya casi normal en las estructuras de cierta importancia. Las más utilizadas son los fluidificantes, especialmente en el caso de estructuras laminares. Estas adiciones, como permiten reducir la proporción de agua de la mezcla, por las razones ya enunciadas contribuyen a aumentar la resistencia del hormigón. Estas son precisamente las razones que hacen aconsejable el empleo de fluidificantes.

A continuación, se hará un breve examen de las modernas técnicas de construcción.

La enorme difusión del uso del hormigón armado ordinario o pretensado, y sus numerosas aplicaciones en casi todos los campos de la construcción han impulsado, por razones tanto económicas como prácticas, el descubrimiento de nuevas técnicas entre las cuales merece especial mención la prefabricación.

No es posible, en esta ocasión, hacer un estudio de las diferentes técnicas de prefabricación, que se vienen aplicando a la construcción de viviendas pequeñas. Por otra parte, todos estos sistemas han tenido una amplia difusión en las diversas revistas técnicas especializadas. Por consiguiente, se tratará solamente de los intentos que, desde hace dos lustros, se vienen realizando en todas las naciones para la construcción de estructuras a base de elementos prefabricados que después se enlazan entre sí, mediante artificios más o menos acordes con las normas de buena práctica constructiva.

Nadie duda que la prefabricación ofrece numerosas y sensibles ventajas. Entre ellas cabe citar: la posibilidad de utilizar moldes perfectos, generalmente metálicos, que por tanto no se deforman con el uso y permiten obtener piezas exactas de forma y dimensiones; el poder construir las piezas sobre el propio terreno con toda comodidad y no en posiciones difíciles o incómodas como ocurre cuando se construyen en obra; la posibilidad de trasladar, aún a largas distancias, los elementos prefabricados; la facilidad de dar a estos elementos secciones todo lo esbeltas y complicadas que se desee, etc. Todos estos son, indudablemente, factores altamente positivos.

Pero estos mismos factores tienen también un aspecto negativo, al menos para algunos tipos de construcción, por ejemplo las viviendas. En efecto, dado el elevado coste de los moldes metálicos se tiende, como es lógico, a la normalización de secciones, lo que conduce, inevitablemente, a la fabricación en serie.

Mientras esta producción se utiliza, con notables ventajas por cierto, en las construcciones de tipo industrial, el hecho no tiene importancia pero cuando se intenta aplicarla a edificios de vivienda, impone normas de dimensionamiento demasiado estrictas para el arquitecto-proyectista cuya fantasía inventiva y decorativa queda coartada.

La prefabricación, indudablemente, encuentra a su más perfecta aplicación en el pretensado, ya que la característica principal de esta técnica consiste, precisamente, en que el conjunto de todos sus elementos está siempre comprimido, bajo cualquier condición de carga. En consecuencia, una estructura construida a base de piezas prefabricadas pretensadas, se encuentra en las condiciones estáticas ideales, sin que exista nunca el peligro de que puedan separarse las piezas unas de otras. (Es este el caso típico de algunos puentes cuyas fotografías aparecen intercaladas en este texto).

Conviene hacer ahora una alusión a una técnica, no nueva, pero que en estos últimos tiempos ha demostrado ser verdaderamente interesante. Se trata del "hierro cementado". Sus aplicaciones más importantes son dos: la primera es en la construcción de rascacielos, de la cual no se tratará ya que es demasiado conocida. La segunda, sin embargo, merece algún comentario, dado su particular interés.

Los Centros Históricos de ciudades antiguas, en particular los de Roma, constituyen por sus cualidades intrínsecas y ambientales un patrimonio de belleza y de interés para todo el mundo; son por tanto sagrados e inviolables. Sin embargo, casi siempre la restauración interna de estos edificios y en particular la de sus fachadas que constituyen, muy frecuentemente, lo mejor del conjunto, dada la vejez y ubicación de los edificios, resulta no sólo difícil, sino prácticamente imposible.

De ordinario no existe posibilidad de encontrar o habilitar un lugar para la preparación de los materiales y además es preciso realizar la obra en un plazo brevísimo. Dada la particular situación en que, con frecuencia, se encuentra la mampostería de estos edificios, especialmente la perimétrica, se recurre, para su reparación, al "hierro cementado" construyendo estructuras de acero, que se revisten posteriormente de hormigón el cual, a pesar de todo, y esto es lo más importante, no constituye un peso muerto de la estructura sino que, mediante anclajes de tipo especial, forma con ésta un todo único, en el cual cada uno de los componentes, hierro y hormigón, trabaja en condiciones ideales, el uno a tracción y el otro a compresión, creando de esta manera estructuras monolíticas, robustas y ligeras.

Para terminar, se hará alusión a dos técnicas muy usadas en la actualidad. La primera, se refiere a un procedimiento para acelerar el fraguado del hormigón.

Aun empleando cementos de endurecimiento rápido y de alta resistencia inicial, el período de fraguado normal del hormigón es siempre demasiado largo. Tales plazos llegan a ser realmente molestos en el caso de obras de dimensiones notables. Se ha hecho así necesaria la aplicación de métodos para acelerar el proceso de fraguado. Entre ellos se considera como uno de los más útiles y sencillos el siguiente: el conjunto de todas las piezas, lógicamente prefabricadas, se somete a un baño de vapor dentro de un recipiente de plástico. Tal sistema, fácilmente aplicable ya que no requiere complicados dispositivos, puede reducir el período de fraguado hasta cerca de 3 días, con todas las ventajas que este ahorro de tiempo supone.

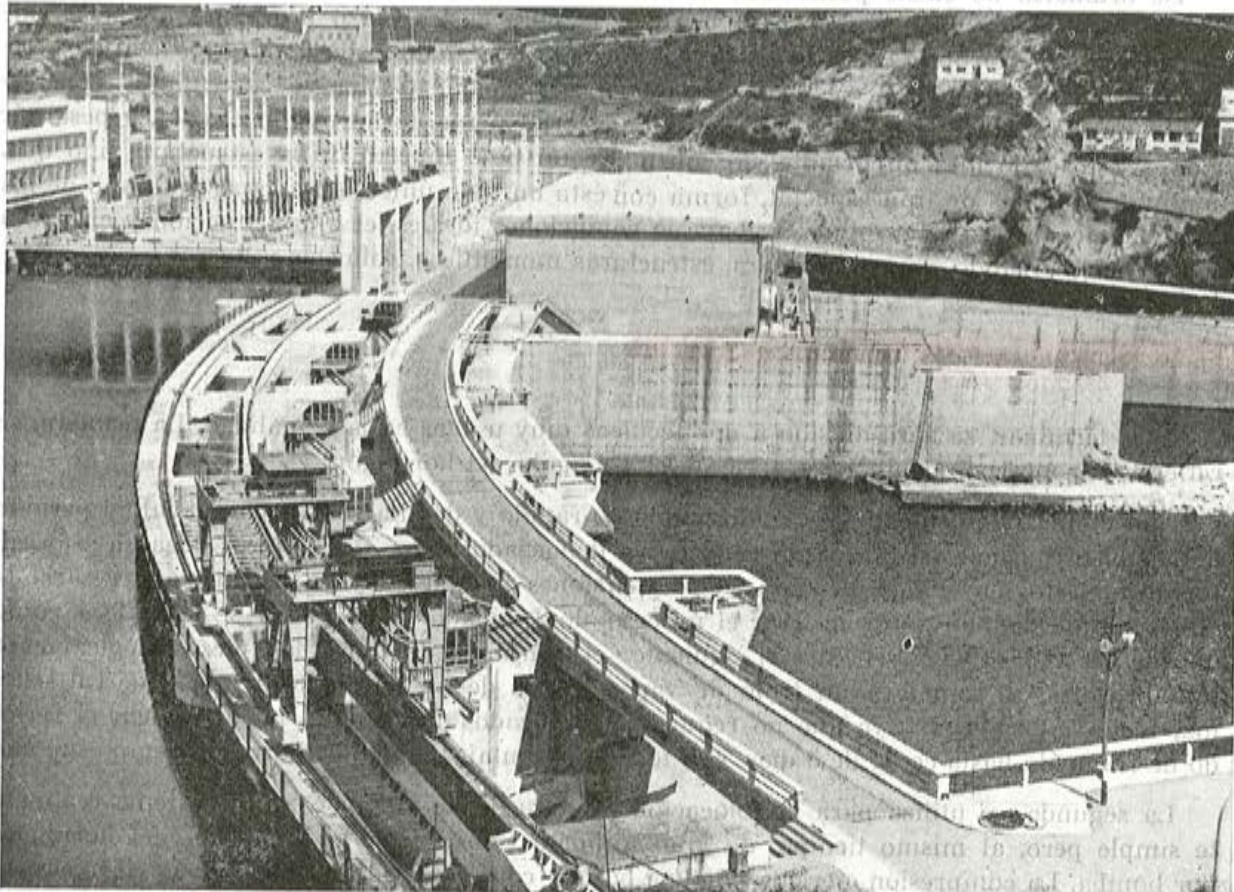
La segunda, se utiliza para la colocación en obra del hormigón y es un sistema realmente simple pero, al mismo tiempo, de gran utilidad. Consiste en la impulsión del hormigón por bomba. La compresión ejercida por una bomba común empuja el hormigón recién preparado haciéndolo pasar a través de un tubo flexible, del oportuno diámetro, hasta el lugar exacto de su colocación en obra. Hasta ahora este procedimiento no había dado buenos resultados ya que, para poder utilizarlo, era necesario adoptar una granulometría adecuada a base de áridos de pequeño tamaño y una elevada relación agua/cemento. En la actualidad, sin embargo, el problema se encuentra totalmente resuelto mediante el empleo de productos fluidificantes.

Al término de su conferencia y como muestra del desarrollo de la técnica del hormigón pretensado, en Italia, durante los últimos quince años, el Profesor Rebecchini proyectó fotografías de algunas de las más interesantes obras realizadas. La mayor parte de estas fotografías son las que aparecen intercaladas a lo largo del texto.

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.



DE HORMIGON PRETENSADO



Cubierta y coronación de la presa del Salto de Valle en Ormaiztegui
Constructor: Dragados y Construcciones, S. A.

STUP SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAÎTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 22 - TEL. '289797 - BILBAO

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

la música y el hormigón pretensado

TOSHIHIKO KIMURA. Tomado de: *The Japan Architect*, n.º 107, abril 1965

Cuando por primera vez se utiliza el hormigón pretensado en un proyecto arquitectónico se tropieza con una serie de problemas de cálculo, totalmente distintos de los que hasta entonces estaba uno acostumbrado a resolver. Al principio surgen diversas dificultades que nada tienen que ver con la técnica, y si se pensase sólo con la cabeza el proyectista sacaría la conclusión de que este método constructivo resulta realmente molesto y desagradable.

Sin embargo, después de haber estudiado y tanteado algunas soluciones se consigue, paulatinamente, la experiencia necesaria para poder intuir el éxito de un proyecto, enfocar adecuadamente su desarrollo y prever si las complicaciones que puedan surgir son o no superables.

¿Cuál es la causa del encanto, belleza y efectividad que pueden lograrse únicamente con el hormigón pretensado y no con ningún otro procedimiento constructivo? Después de profundas meditaciones, se llega a la conclusión de que la causa principal de este hecho indiscutible es la extraordinaria semejanza entre las obras de hormigón pretensado y la música.

Dentro de las bellas artes siempre se ha dicho que la arquitectura y la música son análogas porque ambas están íntimamente ligadas al espacio y al tiempo. Muchas veces se han establecido comparaciones entre la arquitectura y la música, pero nunca esta semejanza se ha manifestado de un modo tan evidente como en la actualidad, al generalizarse el empleo de las estructuras en hormigón pretensado.

¿Quién puede negar que la arquitectura de las grandes catedrales góticas tiene una fuerza abrumadora, comparable a una misa cantada, a un majestuoso concierto de órgano, o a la Novena Sinfonía de Beethoven? A veces se hace referencia a la música para discutir temas de arquitectura; y para definir los espacios arquitectónicos es frecuente recurrir a expresiones relacionadas con la tonadilla de una canción popular, con la música palaciega del Japón o con la música del teatro Nô.

La distribución modular de los huecos de fachada ensayada en el Monasterio de La Tourette, proyectado por Le Corbusier, ha sido comparada a los característicos sonidos sincopados de una composición de música electrónica. Y en un artículo publicado por la revista *Forum* se señalaba el contraste entre la arquitectura actual, que había perdido su ritmo, y el moderno Jazz totalmente rítmico.



Análogamente a lo que sucede con el poder de penetración de la música, que influye directamente sobre nuestros sentidos, los espacios arquitectónicos se enfrentan a nuestro ser y actúan indirectamente sobre nuestro espíritu; a distancia. En definitiva, como es obvio, la música es música y la arquitectura, arquitectura; sin embargo, es indudable que entre las composiciones musicales y las estructuras de hormigón pretensado hay grandes analogías.

Cuando se escucha un acorde, se da uno cuenta de su complicada naturaleza, de su coloración, su volumen, su vibración y matices. Desde un punto de vista musical, las distintas técnicas y teorías que proporcionan la posibilidad de dar la adecuada expresión cualitativa y cuantitativa a una partitura aparecen todas involucradas en este simple acorde.

Agrupando y combinando un elevado número de tales acordes, se consiguen los distintos ritmos, melodías y armonías. Nota a nota se pueden crear canciones que expresan alegría, pena o evocación.

En la música todo está registrado en notas; desde las tonalidades y calidades de volumen, pasando por el ritmo, y "tempo" que resulta de combinar dichas notas, hasta la armonía, orquestación y las instrucciones sobre cómo y cuándo deben actuar los distintos instrumentos. El significado teórico de estas notaciones está definido de un modo inequívoco y estricto; no obstante, se consiguen maravillosos matices, con las mismas composiciones, según la interpretación personal de los diferentes artistas que las ejecutan.

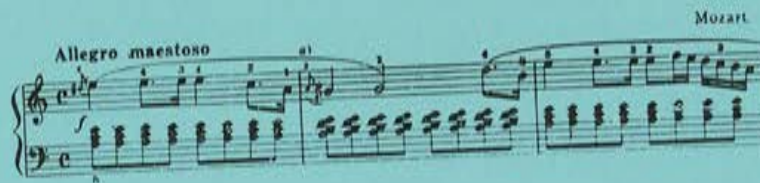
Cada elemento de la estructura, en las construcciones de hormigón pretensado, análogamente a lo que ocurría en el caso de los acordes, tiene un carácter propio, que depende de las características del material; de sus dimensiones, longitud, espesor y anchura; de su forma, y de la coloración y sombras de sus planos superficiales. Con estos elementos se puede también crear una armonía; expresar una melodía y un ritmo agrupando, alineando o apilando de distintas formas las diferentes unidades estructurales.

En realidad las piezas de hormigón pretensado, exigen una selección y un estudio de las juntas, secciones, calidades de los materiales utilizados en su fabricación, tipos de encofrado y pormenores de su unión con los demás materiales de la estructura, que hacen que esta técnica resulte más complicada que la de los simples acordes musicales. Más acertado sería comparar los elementos de hormigón pretensado con los compases de una composición musical.

Así como los sonidos se representan en el papel pautado, por medio de notas musicales, así también las diversas prescripciones cualitativas y cuantitativas relativas a los elementos de hormigón pretensado se reseñan en los planos del proyecto.

Un proyectista, igual que un compositor, combina estos elementos, medita su adecuada distribución, estudia su decoración y crea un ritmo general, un "tempo" y una melodía. Finalmente, expresa todo esto, en su conjunto, a la luz de su interpretación personal.

Los arquitectos tropiezan también con el problema de elegir una forma musical adecuada. ¿Deberá ser el edificio, una gran sinfonía, un concierto, una sonata, una balada o un



estudio? Este problema se refiere a la escala y tipo del edificio que se proyecta. Después se llega a la cuestión de decidir cuál ha de ser la sección tipo o característica. ¿Cuáles serán los instrumentos predominantes: los de cuerda, los de viento o los de percusión? ¿O será el conjunto de la orquesta el real protagonista de la composición musical? (En Arquitectura el problema se traduce en qué es lo que debe destacarse, la estructura o los materiales de cerramiento y acabado).

En el caso de una obra de grandes proporciones, habrá también que determinar cómo deben disponerse las circulaciones y la distribución general de las plantas. A continuación habrá que considerar el conjunto del tema musical, es decir, ¿qué movimiento debe elegirse como tema fundamental de la composición? Si se elige como primer movimiento una sonata, ¿cuál será el segundo, un "adagio" o un "andante"? ¿Se hará del tercer movimiento un tema principal dándole la forma de un "minuetto" o se aligerará la partitura transformándolo en un "scherzo"? ¿Habrá un cuarto movimiento? ¿Será cada movimiento (cada elemento de la estructura) una combinación de dos partes, un "rondeau", una sonata, una serie de variaciones, o una fantasía libre? Esta es una faceta importante en la composición musical, que exige profunda meditación, antes de adoptar una decisión definitiva.

En tanto se van estudiando los distintos temas (las motivaciones del tema principal), se determina también su forma, para saber cómo conjugar los distintos elementos que la componen.

Por último, después de decidida la composición en su conjunto se repasa el proyecto para considerar los pormenores de cada movimiento. Una vez concretado si la composición debe iniciarse con una escala mayor o con una plácida escala menor, y establecida ya la melodía principal, el tema sonará fuerte y claro en nuestros oídos. Al principio de la partitura el compositor indicará su idea sobre la composición, anotando si la obertura ha de ser "apasionata" o "con grazia". Todavía, antes de esto, debe marcarse el "tempo" de la composición; es decir, si será "allegro vivace", "andante cantabile", etc.

A veces es conveniente especificar también exactamente los compases por minuto (este concepto está relacionado con la forma en que un arquitecto determina la escala y la personalidad, de cada bloque y de cada edificio).

Después, con ingenio y fantasía, se desarrollarán libremente los motivos elegidos para el primer movimiento. Se repiten las formas originales de los dos primeros temas y se concluye con un acorde.

El ritmo de una composición se representa por símbolos, tales como 2/4, 4/4, 4/8 y 5/4. Se enriquece y aumenta la expresión de la música con fugas, variaciones y virtuosismos, de cada uno de los instrumentos y mediante modulaciones dentro de la propia melodía; otras veces se intercala un fresco acorde en la composición, introduciendo una frase amorosamente modulada y se varía el ritmo, sincopándolo.



De acuerdo con el compás elegido, se utilizan distintas combinaciones de notas minims, cuartas, octavas, etc.

Las pausas tienen una influencia fundamental, así como también el modo de enlazar las notas; según se trate de un "staccato" o un "ligado", variarán los tonos, vibraciones y sombras. Las resonancias y gorjeos añaden a los sonidos delicada expresividad.

Utilizando todos estos artificios musicales se consigue una partitura capaz de expresar una emoción y de impresionar los sentidos del hombre.

Comparando la música con la arquitectura en hormigón pretensado, se ve que el tema principal de un espacio arquitectónico independiente, viene definido mediante el enlace de elementos constructivos aislados (un soporte, un pavimento o un muro). Por medio de los elementos constructivos más adecuados se desarrolla el tema principal y el conjunto de todo ello crea la expresión exterior buscada, o hace resaltar los espacios arquitectónicos interiores. La ordenación de los paneles y vigas marcan el ritmo del edificio y el juego de superficies puede compararse, con las pausas musicales, con el enlace entre las sucesivas notas por "staccato" o "ligado". Los paneles no normalizados, como, por ejemplo, dos unidades divididas en tres, producen el mismo efecto que una serie de terceras o séptimas notas; las variaciones de las superficies tienen el encanto y atractivo de una modulación musical, y las convexidades y concavidades o los revestimientos de piedras, conchas, mosaicos, vidrios, etc., son como las resonancias y vibraciones de una composición.

El empleo de diversos procesos para la creación de elementos, las distintas reglas para combinar los materiales, los diferentes tipos de plantas y otros múltiples efectos, junto con la imaginación y el sentido estético del proyectista que expresa una idea, todo ello hace que, tanto la música clásica y ya perfecta como la joven y aún no perfecta arquitectura en hormigón pretensado, impresionen profundamente nuestro espíritu con sus analogías.

Cualesquiera que sean las condiciones musicales que un proyectista quiera imprimir a su obra, "con ánimo", "grave", "maestoso", "dulce", "semplice", "appassionato", "brillante", "capriccioso", "comodo", "tranquillo", podrá obtenerlas utilizando el hormigón pretensado. Este material le permitirá conseguir cualquier expresión emocional o cualquier colorido orquestal.

Las inquietudes del arquitecto al proyectar y las del compositor al componer son enteramente análogas.

Por todas estas razones resulta lógico suponer que el arquitecto ha de ser capaz de establecer, para las obras de hormigón pretensado, reglas y técnicas tan simples y amplias como las que regulan la composición musical.

El hormigón pretensado, con su variedad de elementos de distintos tipos, su posibilidad de combinaciones diferentes, su amplia gama de recursos emocionalmente expresivos, permite a un arquitecto, con sensibilidad artística, realizar proyectos que, en términos generales, sean tan expresivos como una composición musical.

Por otra parte, el detenido estudio de esta libertad de expresión y de esta posibilidad de alcanzar la belleza de lo perfecto, conduce a reconocer que todo este proceso creador se apoya sobre una amplia base técnica, social y económica.

Para conseguir que un proyecto llegue a materializarse en un edificio que responda exactamente a lo que el proyectista había ideado, será preciso estudiarlo primero con todo cuidado y dejarlo perfectamente definido, en todos sus detalles, en los correspondientes planos constructivos; de lo contrario, nunca se hará buena arquitectura.

Estos planos constructivos son algo así como la partitura de una composición musical y la construcción del edificio puede compararse a la ejecución de la citada composición.

Lo ideal sería que la técnica de los proyectos arquitectónicos a base de elementos de hormigón pretensado, progresase hasta el punto, que su realización en obra pudiera ser llevada a cabo sin dificultad. Pero aun cuando esto se consiga todavía será más deseable y necesaria la preparación y el perfeccionamiento de la tecnología y métodos particulares del proyectista, tal como sucede con la música clásica cuando al ejecutante se le concede cierta libertad de interpretación para variar una expresión emocional o cuando a un solista se le deja un margen de un cierto número de compases para que introduzca algún virtuosismo.

Aun cuando, en lo que precede, se ha utilizado la música "clásica" como base de comparación con la arquitectura en hormigón pretensado, quizás sea también posible encontrar una relación entre el estilo "Jazz Combo", por ejemplo, y ciertos proyectos, más populares, de obras de hormigón pretensado realizados en equipo.

Los componentes de la orquesta, en este caso, son como los distintos ingenieros y arquitectos que colaboran juntos en el proyecto. Este es un método de ejecutar (o de proyectar en el caso de la arquitectura), en el que todos los ejecutantes, basándose en el tema principal prefijado, por medio de intercalaciones o aportaciones individuales, consiguen un efecto espontáneo.

Si bien hoy por hoy, tal como se realizan los proyectos de arquitectura, no hay ocasión de utilizar estos métodos, sin embargo, cuando varíen las circunstancias y se presente una ocasión adecuada, se podrá comprobar que buenas y fértiles ideas resultan de este tipo de proyectos en colaboración. Ojalá este trabajo sirva al menos para iniciar este fecundo camino. Hay que reconocer que, lamentablemente, en la actualidad existe una ausencia total de colaboración, que son muy escasas las oportunidades que se ofrecen para llevar a efecto esta colaboración. Es de esperar que la Técnica del hormigón pretensado aplicada a la construcción sea capaz de mejorar esta situación.

LLEGÓ
UN
NUEVO
PRODUCTO



Efectivamente, con un nuevo símbolo llega un nuevo producto, el último aparecido en el mercado de la construcción: el **tor-50**, que **tetracero, s. a.** oferta como auténtica superación técnica.

tor-50, fabricado en España bajo patente austríaca, es un acero de alta resistencia -para el armado de estructuras de hormigón- retorcido y estirado en frío, con características y perfil especiales que le prestan **aún mayores** índices de adherencia y resistencia, suponiendo un **ahorro en peso del 52%** y una **economía del 32'5%**.

tor-50 presenta un **límite elástico de 5.000 Kg cm²** y una **tensión admisible de 2.500-3.000 Kg cm²** sirviéndose en **barras rectas** con diámetros que van desde **6 mm.** a **32 mm.** También pueden servirse en horquillas o madejas.

tor-50
tetracero s.a.

Solicite más amplia información, o plantee su problema concreto a nuestro Departamento Técnico - Sección. 14
TETRACERO, S.A. Ayala, 5 Tels. 2763702-03-04 MADRID-1



nota de la asociación española del hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

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

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

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

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

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 18, núm. 54, marzo 1966.

1. "Deformaciones por tracción en vigas de hormigón en masa", por G. B. WELCH.

Sinopsis: Se estudia el comportamiento de morteros y hormigones sometidos a deformación por tracción, midiéndose las deformaciones del borde extendido de probetas sometidas al ensayo normalizado de flexión. Las primeras fisuras aparecieron bajo deformaciones de tracción variables entre 41 y 158×10^{-6} , en hormigones ensayados a 28 días. La deformación máxima de tracción medida en el instante anterior a la rotura varía entre 75 y 240×10^{-6} . En la magnitud de estas deformaciones influyen diversos factores pero, en general, aumentan al aumentar la resistencia del hormigón.

2. "La deformación de los hormigones y microhormigones, en compresión y tracción, teniendo en cuenta, especialmente, el tamaño del árido", por B. P. HUGHES y G. P. CHAPMAN.

Sinopsis: Se describe la influencia de los distintos tipos y tamaños de los áridos en las características de la ley tensión-deformación de hormigones y microhormigones sometidos a compresión y a tracción. Mediante la aplicación de nuevas técnicas experimentales se demuestra que el empleo de áridos de gran tamaño y redondeados producen hormigones de menor resistencia máxima y, por consiguiente, de menor deformación.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 18, núm. 55, junio 1966.

3. "Problema de la distribución de tensiones en la cabeza de anclaje de una viga de hormigón con armadura postesa", por K. T. SUNDARA RAJA IYENGAR y C. V. YOGANANDA.

Sinopsis: Se exponen los resultados de un trabajo de investigación realizado en el departamento de ingeniería civil del *Institute of Science* de la India para determinar la distribución de tensiones en la cabeza de anclaje de una viga de hormigón con armadura postesa. Se deduce una

solución elástica tridimensional que satisface todas las ecuaciones y se comparan los resultados numéricos obtenidos, con los de otros investigadores.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 18, núm. 56, septiembre 1966.

4. "Influencia de la dosificación y método de ensayo en el valor del coeficiente de Poisson de morteros y hormigones", por M. ANSON y K. NEWMAN.

Sinopsis: Se estudian los resultados obtenidos en diversos ensayos y se deduce que el valor del coeficiente de Poisson depende del método de ensayo, de la dosificación y de las condiciones de humedad y temperatura de conservación de las probetas. Se proponen expresiones aproximadas para los coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos de diversos tipos de morteros y hormigones, en función de la dosificación y naturaleza de los materiales constituyentes.

5. "Comportamiento a flexión de las placas, en rotura", por D. L. PARKHILL.

Sinopsis: Se propone una solución para el cálculo de las placas cuadradas, simplemente apoyadas, sometidas a carga uniforme, basada en la hipótesis del comportamiento elasto-plástico del material de la placa. El procedimiento es de general aplicación en placas de formas distintas y sometidas a distintos tipos de carga.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 67, octubre-diciembre 1965.

6. "Palacio de Deportes en Hull", anónimo.

Sinopsis: Descripción de la obra.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 68, enero-marzo 1966.

7. "Dos puentes en hormigón pretensado", anónimo.

Sinopsis: Se describen las principales características y detalles constructivos de los puentes Oosterschelde y Bendorf.

8. "Pasarelas de hormigón", anónimo.

Sinopsis: Se describen diversas pasarelas de hormigón pretensado recientemente construidas en diferentes países.

9. "Cubierta para una fábrica de papel, resuelta con una estructura análoga a la de los puentes", anónimo.

Sinopsis: Se describe la estructura de una cubierta para una fábrica de papel, proyectada por Nervi, cuya característica fundamental consiste en haber sido resuelta como si se tratase de un puente.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 69, abril-junio 1966.

10. "Viaducto de Montanesi", anónimo.

Sinopsis: Se describe un viaducto de hormigón pretensado construido en la zona montañosa del norte de Italia para la autopista entre Génova y Serravalle. La longitud del viaducto es de 374 metros distribuidos en un tramo central de 58 m y seis tramos de 53 m. La anchura total del puente es de 10 metros.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*, 1965.

11. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 1641-1700.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*, 1965.

12. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 1701-1760.

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

Revista *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Suplemento al número 228, diciembre 1966.

13. "Puente de hormigón pretensado sobre el Escaut Oriental", por C. VAN LEEUWEN y J. SCHERMER.
Sinopsis: Se describen las principales características de este puente, de más de 5.000 m de longitud, constituido por vigas-cajón, en voladizo, así como los sistemas de pretensado utilizados. Se dan detalles sobre el proceso constructivo empleado.
14. "Horno solar de 1.000 kW del Centro Nacional de Investigación Científica en Odeillo-Font-Romeu", por H. VICARIOT, P. COURTOT y F. FONDEVILLE.
Sinopsis: Se describe el conjunto de las instalaciones de este nuevo centro de investigación: las características arquitectónicas del edificio principal y el proceso constructivo utilizado. Se trata de una estructura pretensada, de gran rigidez. Se comentan los nuevos criterios adoptados para el trazado de los cables de pretensado.

Publicaciones enviadas por el "Groupement Belge de la Précontrainte", de Bélgica

Revista *Publication A.B.E.M. Bulletin* núm. 28.

15. "El Puente de Gladesville, en Sydney", por P. JENSEN.
Sinopsis: Este puente está constituido por un arco empotrado, de 305 m de luz, compuesto por cuatro anillos. Su longitud total es de 580 m. En su construcción se ha aplicado el método de "juntas activas" ideado por Freyssinet. Durante la obra fue necesario vigilar cuidadosamente los movimientos transversales de las juntas, para evitar el pandeo de los anillos del arco.

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Institute", de Estados Unidos

Revista *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 11, núm. 5, octubre 1966.

16. "Informe sobre los ensayos de resistencia al fuego de forjados para pisos y cubiertas, constituidos por elementos de hormigón pretensado, con armaduras pretensas, de sección en TT y diferentes materiales aislantes". Underwriters' Laboratories.
Sinopsis: Se describen una serie de ensayos realizados sobre forjados constituidos por piezas prefabricadas de hormigón pretensado, recubiertas de diferentes materiales refractarios y se comentan los resultados obtenidos.
17. "Construcción de un puente sobre el río Columbia en Kinnaird (Canadá)", por W. C. MCKENZIE y ALEX JACK.
Sinopsis: Se describen las principales características del puente y los detalles constructivos de mayor interés.
18. "Comportamiento de los conectadores para esfuerzo cortante, bajo cargas estáticas y de fatiga", por K. W. NASSER.
Sinopsis: Se describe el ensayo de una viga de hormigón pretensado, a escala natural, con tablero hormigonado in situ, en la cual se colocaron conectadores de esfuerzo cortante, solamente en la mitad de la viga. Sometida la pieza a cargas estáticas crecientes y a cargas de fatiga, se estudió su comportamiento hasta rotura. Se resumen los resultados obtenidos en este ensayo.

19. "Cálculo de juntas en paneles prefabricados de hormigón, para muros", por R. J. SCHUTZ.
Sinopsis: Se estudia la impermeabilidad de las juntas, en estos tipos de muros, utilizando diferentes materiales de selladura para las mismas.

20. "Desarrollo de sistemas normalizados para la construcción de edificios a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado", por D. DEN HARTOG.

Sinopsis: Se estudian, comparativamente, los diversos procedimientos utilizados en diferentes países para la construcción de edificios a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Revista *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 11, núm. 6, diciembre 1966.

21. "Empalmes de soportes prefabricados de hormigón pretensado, con las placas de cimentación", por R. W. LAFRAUGH y D. D. MAGURA.

Sinopsis: Se describen una serie de ensayos para estudiar el comportamiento de los empalmes entre soportes prefabricados y sus correspondientes placas de cimentación. Se comentan y discuten los 23 ensayos realizados y se comparan los resultados teóricos con los obtenidos experimentalmente. Se hacen diversas sugerencias de aplicación práctica.

22. "Deformación lenta de los hormigones ligeros pretensados", por H. OMSTED.

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados sobre forjados constituidos por "lift slabs" de hormigón, con armaduras postesas, con el fin de determinar su acortamiento a causa de las deformaciones lentas. Estos ensayos se prolongaron durante un período de cerca de 4 años y los resultados obtenidos en los mismos confirman que la influencia de la deformación lenta, a lo largo del tiempo, es tanto menor cuanto más bajo es el esfuerzo de pretensado inicialmente introducido.

23. "Cubiertas circulares con estructura resistente radial", por E. C. MOLKE.

Sinopsis: Se hacen diversas consideraciones generales sobre el cálculo de placas cuadradas, redondas, etc. A continuación se estudia, detalladamente, el cálculo y la construcción de una cubierta circular, sobre estructura resistente radial, para el Instituto Técnico de Agricultura de Farmingdale, N. Y.

24. "Edificio comercial en Alberta, Canadá", por R. M. MORISON y E. F. KASZAS.

Sinopsis: Se describe la construcción de un edificio de 11 plantas, en Alberta, Canadá, que constituye un ejemplo destacado de la combinación de elementos prefabricados de hormigón pretensado y de hormigón construido in situ.

Revista *PCI tems*, vol. 12, núm. 10, octubre 1966.

25. "Construcción de edificios públicos a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado", anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 12, núm. 11, noviembre 1966.

26. "Detalles y secciones de empalmes de elementos prefabricados de hormigón pretensado", anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 12, núm. 12, diciembre 1966.

27. "Arquitectura religiosa a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado", anónimo.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Rusa del Hormigón Pretensado"

Revista *Hormigón y hormigón armado*, núm. 11, 1966.

28. "Teoría y práctica de las construcciones de hormigón, con armadura continua pretensada", por V. V. MIKHAILOV (en ruso).
29. "Aplicación de las armaduras continuas a la fabricación de elementos de hormigón pretensado, para edificios públicos y de viviendas", por F. G. SOKOLOV y J. A. LEYMAN (en ruso).
30. "Modificación de las características de los alambres de acero de alta resistencia en las armaduras continuas", por B. L. SKLIAR (en ruso).

Revista *Hormigón y hormigón armado*, núm. 12, 1966.

31. "Enseñanzas obtenidas en el cálculo, construcción y ensayo de vigas de 33 m de luz, de hormigón pretensado, para puentes", por E. G. TÉTÉROUK y otros (en ruso).
32. "Aparatos para la medida de la tensión introducida en las armaduras de pretensado, constituidas por alambres, barras o cables", por V. T. DIATCHENKO y P. J. DIATCHENKO (en ruso).
33. "Métodos para el cálculo de moldes resistentes para la fabricación de elementos de hormigón pretensado", por L. A. LIEBERMAN (en ruso).
34. "Método general para el cálculo en rotura de elementos de hormigón pretensado, teniendo en cuenta las deformaciones anelásticas de las zonas en compresión y tracción del hormigón", por A. P. JDANOV (en ruso).

Publicaciones enviadas por la "Verkoopassociatie Nederlands Cement", de Holanda

Revista *Cement*, núm. 11, 1966.

35. "Los hormigones ligeros pretensados", por la correspondiente Comisión de la FIP.
Sinopsis: Informe presentado al V Congreso Internacional de la FIP celebrado en París en junio de 1966.
36. "El puente ferroviario de Almelo", por W. DE STEUR.
Sinopsis: Para la construcción de un paso subterráneo se han utilizado 3 viaductos: un puente ferroviario, de doble vía, en hormigón pretensado, y dos viaductos de carretera, en hormigón armado. El puente ferroviario tiene una anchura media de 11 m y está constituido por una losa continua, oblicua, de dos tramos, de 80 cm de canto. La losa va armada longitudinalmente mediante cables de 55 \varnothing 6 mm del sistema BBRV. Se describe el proyecto y la ejecución.

Revista *Cement*, núm. 12, 1966.

37. "Hormigón parcialmente pretensado", por A. S. G. BRUGGELING.
Sinopsis: Se han celebrado en Bruselas unas reuniones de expertos para el estudio de los problemas relativos al hormigón parcialmente pretensado. Este tema es poco conocido en Holanda y, por ello, el autor estudia, detenidamente, los diversos problemas con él relacionados.

Revista *Cement*, vol. 1, 1967.

38. "Influencia del alargamiento previo del alambre estirado en frío, en la relajación de las armaduras de pretensado", por C. F. ETIENNE y F. VAN'T SPIJKE.
Sinopsis: Con el fin de obtener información sobre las pérdidas por relajación en las armaduras de pretensado sometidas inicialmente a un alargamiento previo, se han efectuado diversos ensa-

yos, en los cuales ha podido comprobarse que dicho alargamiento reduce las pérdidas ocasionadas por la relajación. En los alambres ensayados esta relación, a las 1.000 horas, alcanza un valor aproximado de 1 kg/cm². La segunda parte del artículo describe la influencia de la tensión inicial de alargamiento previo, en la relajación, para tensiones iniciales variables entre 102 y 136 kg/cm².

39. "Pilas "preflex", para puentes", por J. SPAARGAREN.

Sinopsis: Se exponen los principios fundamentales de las pilas "preflex" y se describen algunos ejemplos de aplicación práctica en la construcción de puentes.

Publicaciones enviadas por el Instituto del Hormigón Pretensado de Nueva Zelanda

Folleto *Segunda Conferencia del Instituto del Hormigón Pretensado en Wairakei (Nueva Zelanda)*", 30 septiembre-3 octubre 1966.

40. Informe sobre la segunda conferencia anual del Instituto del Hormigón Pretensado de Nueva Zelanda. En ella se estudiaron, especialmente, los tres temas siguientes: Proyecto de estructuras antisísmicas; especialización de la mano de obra utilizada en las construcciones de hormigón pretensado, y organización de las industrias de prefabricados de hormigón pretensado.

Publicaciones enviadas por la "Arab Road Association", de Egipto

Revista *Arab Roads*, septiembre 1966.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Alemana del Hormigón Pretensado"

Folleto *Recomendaciones del Comité Designado para el estudio de estructuras sometidas a la acción del mar* (en inglés), 1966.

41. Sinopsis: En este informe, publicado en forma de recomendaciones, se resumen los resultados de los estudios realizados por el Comité que se cita. Se incluyen 83 recomendaciones. Su objeto básico es facilitar la preparación de propuestas, normas, etc. para el proyecto, cálculo y ejecución de los diversos tipos de obras marítimas.

Publicaciones enviadas por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association", Japón

Revista *Prestressing*, vol. 8, núm. 4, octubre 1966.

42. "Procedimientos utilizados en Rusia para la prefabricación de elementos de hormigón pretensado", por S. MORITA (en japonés).

Sinopsis: Se comentan los principales procedimientos utilizados en Rusia para la prefabricación de elementos de hormigón pretensado estudiándose, especialmente, algunos sistemas automáticos para el tesado de las armaduras, que facilitan mucho esta operación, una de las más engorrosas y delicadas dentro del proceso de prefabricación.

43. "Rotura por impacto de piezas de hormigón ligero pretensado, sometidas a flexión", por S. KORIKE y otros (en japonés).

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados, durante la construcción del puente de Kanayama para estudiar los efectos del impacto sobre vigas de hormigón pretensado. Se comentan los resultados obtenidos en dichos ensayos.

44. "Estudio experimental de las deformaciones plásticas de las vigas en voladizo de hormigón pretensado", por G. NAKAJIMA y otros (en japonés).

Sinopsis: Descripción de los estudios experimentales realizados para determinar la influencia de las deformaciones plásticas en el comportamiento de las vigas de hormigón pretensado construidas en voladizo.

45. "Pavimento de hormigón pretensado en el distrito de Anegasaki", por A. UZAWA y otros (en japonés).

Sinopsis: Se describe la construcción de un pavimento de hormigón pretensado, para carretera, sobre un terreno muy poco resistente.

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 187.

Edificio del parlamento de la Baja Sajonia, en Hannóver, Alemania, por Dieter Oesterlen, Profesor Arquitecto.

Iglesia de Plüderhausen, Alemania, por Fritz Vogt, Dipl. Ing. Arquitecto BDA.

Piscina cubierta en Tauberstsberg Mainz, Alemania, por O. Apel y H. Beckert, Arquitectos, y G. Becker y F. Grebner, Ingenieros.

La nueva embajada alemana, en Madrid, por G. Schoebel Ungría, Dr. Arquitecto.

Fábrica de cemento Märker, Alemania, por Kurt Ackermann, Arquitecto BDA.

Puente de Almodóvar sobre el río Guadalquivir, cerca de Córdoba, por C. Fernández Casado, Dr. Ingeniero de Caminos.

Procedimiento para la supresión del empleo de cimbras en puentes de hormigón armado o sin armar, por Paul Dupont, Ingeniero.

Presa de Djatiluhur, Indonesia, por A. Coyne y J. Bellier, Ingenieros.

Proyecto y ejecución del nuevo tramo de la autopista Londres-Yorkshire, por O. Llamazares Gómez, Dr. Ingeniero de Caminos.

Informes de la Construcción. Núm. 188.

Documentación relativa a la calidad en la industria de la construcción, por J. Nadal Aixalá, Director del I. E. T. c. c.

Dos museos en México, por P. Ramírez Vázquez y R. Mijares A., Arquitectos.

Escuela femenina de enseñanza media, Munich, Alemania, por F. F. Haindl, Arquitecto BDA.

Dos bancos en Caracas, Venezuela, por T. José Sanabria, Arquitecto.

Hotel Luz Sevilla, España, por E. Población Knappe, Arquitecto.

Puente sobre el Oosterschelde, Holanda, por H. T. Hoving, A. C. Krijn y J. H. van Loenen.

El canal del Atazar I, por E. López de Berges y de los Santos, Ingeniero de Caminos.

Pasarela metálica sobre la C. N.-III, Madrid-Valencia, por R. Rodríguez Borlado Olavarrieta, Ingeniero de Caminos.

Materiales de Construcción. Ultimos Avances. Núm. 124.

Los límites de Atterberg y su significado en la industria cerámica y ladrillera, por P. Sembenelli, Dr. Ingeniero.

Transformación en la cocción, por E. Gippini, Lcdo. en Ciencias Químicas.

Corrosión de armaduras en los hormigones armados y pretensados. II parte, por J. Calleja, Doctor en Ciencias Químicas.

Conocimiento actual de los principios fundamentales de la retracción del hormigón, por S. Aroni, Prof. Adjunto, y P. K. Mehta, Prof. Ayudante.

Materiales de Construcción. Últimos Avances. Núm. 125.

Consideraciones sobre el cálculo de composición potencial de los conglomerantes hidráulicos, por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas.

Dosificación de crudos de cemento Portland mediante el módulo de cal, por J. M. Fernández París, Ingeniero Técnico Químico.

Determinación de cloro en hormigones por fluorescencia de Rayos X, por J. L. Sagrera, Lcdo. en Ciencias Químicas, y B. Bacle, Perito Químico.

Curado a diferentes temperaturas de mezclas de arena-cal-cenizas volantes, por M. Mateos, I. C., M. S., Ph. D.

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)		Últimos Avances en Materiales de Construcción (4 números)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Ptas.	\$	Ptas.	\$
Socio adherido (2)			125	2,50
Suscriptor	500	10,00	150	3,00
Número suelto	60	1,80	50	1,50
Número extraordinario	75	2,25	65	1,95
Número 137, extraordinario doble	150	4,50	—	—

(1) En los precios del extranjero se incluyen los costos de los envíos (por correo marítimo o terrestre), así como los gastos financieros y los debidos a licencias de exportación.

(2) Socio adherido del I.E.T.: Categoría preferente de suscriptor, que, mediante el pago de 700 pesetas ó 15 dólares anuales, tiene derecho a:

Recibir los diez números de la revista "Informes de la Construcción" y las ocho monografías que se publiquen durante el año.

Comprar los libros que edite el Instituto, con un descuento del 25 por 100, siempre que los pedidos se efectúen directamente a este Centro.

Precios especiales en las demás suscripciones y otros servicios del I.E.T.

Presentar comunicaciones al Instituto.

Preferencia en los actos, conferencias o cursillos que puedan efectuarse, con asistencia limitada.



**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**