

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

HORMIGON
Nº 110
y acero

Miembros protectores de la Asociación Técnica Española del Pretensado

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de "**Miembro Protector**", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de "**Miembro Protector**" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.—Eduardo Dato, 17. Madrid-10.

ALVI, S. A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—Marina Moreno, 31. Zaragoza.

CAMARA, S. A.—Paseo San Vicente, 4. Valladolid.

CAMINOS Y PUERTOS, S. A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.

CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. (CYASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S. A.—Grijalba, 9. Madrid-6.

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O. P.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.

COMPANIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Alameda de Osuna, 50. Madrid-22.

ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).—Apartado 553. La Coruña.

FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Balmes, 36. Barcelona-7.

FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.

HEREDIA Y MORENO, S. A.—Princesa, 3, plantas 8 y 9. Madrid-8.

HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S. A.—Archs, 10. Barcelona-2.

HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.

IBERING, S. A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.

INDUSTRIAS GALYCAS, S. A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.

INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.

INTECSA.—Avda. de América, 24. Madrid-2.

INTEMAC, S. A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.

JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41, 2.º izqda. Madrid-10.

LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.

MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.—Apartado 34. Benicarló (Castellón).

NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.—Paseo de Pereda, 32. Santander.

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

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

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.—General Perón, 20. Madrid-20.

S. A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.

S. A. E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona-8.

SICOP, S. A.—Princesa, 24. Madrid-8.

SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Velázquez, 150, 4.ª, Madrid-2.

TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.—Monturiol, 5. Santa María de Barbarrá (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del 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.

6
ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO



hormigón y **a**cero

n. 110

1.^{er} trimestre 1974

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO. — COSTILLARES — CHAMARTIN — MADRID - 33

Depósito Legal: M. 853 - 1958
Tipografía Artística - Madrid

S.A.E. BBR

Sistema para prefensar
hormigón

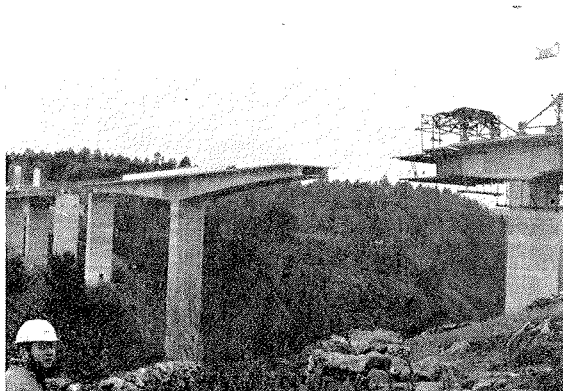


Juntas de dilatación
para puentes



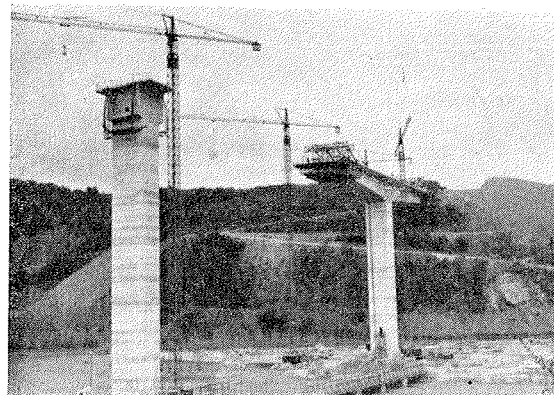
PUENTES EN CONSTRUCCION POR VOLADIZOS SUCEIVOS

Estado de las obras en febrero de 1974



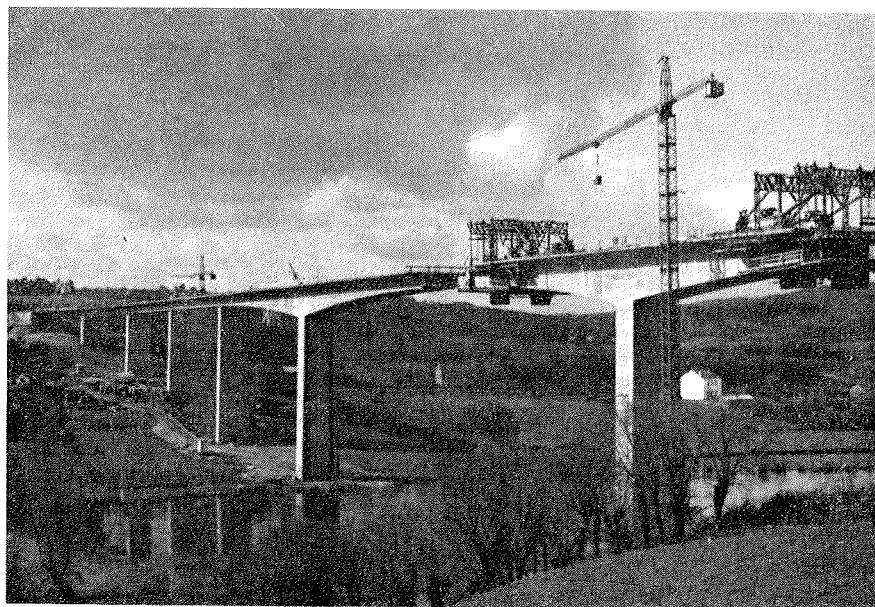
Viaducto sobre el río Deza, en Silleda (Pontevedra).
Luces: $3 \times 23 + 23,50 + 45,50 + 90 + 45,50 +$
 $+ 23,50 + 23$ m.

Construye: Constructora Internacional, S. A.
Ginés Navarro e Hijos, S. A.
Empresarios Agrupados.



Puente del Carril, en Toral de los Vados (León).
Luces: $45 + 54 + 3 \times 108 + 54 + 45$ m.
Construye: E.F.Y.C.S.A.

Puente sobre el río Miño, en
Lugo.
Luces: $36 + 3 \times 45 + 54 +$
 $+ 108 + 54 + 45 + 36$ m.
Construye: Entrecanales y Tá-
vora, S. A.



Oficinas:

Rosellón, 229, 1.º, 2.º-Tels. 227 46 49 / 227 88 24
BARCELONA - 8

Fábrica:

Polígono Industrial Barcelonés - Teléfs. 29 y 31
ABRERA (BARCELONA)

asociación técnica española del pretensado

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

Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

hormigón y acero n. 110

índice

Páginas

Resumen de las actividades de la A.T.E.P. durante el año 1973 9

Résumé des activités de l'A.T.E.P. au cours de 1973.

Summary of the activities of the A.T.E.P. during 1973.

R. Piñeiro.

Recomendaciones de actuación para mejorar la calidad de la construcción en España 25

Recommandations d'action pour améliorer la qualité de la construction en Espagne.

Operation recommendations to improve the building quality in Spain.

457-0-51 Los coeficientes de seguridad en teoría clásica y en teoría de estados límites 47

Les coefficients de sécurité en théorie classique et en théorie d'états limites.

Security factors in classical and limits states theories.

J. Calavera.

457-0-52 Evolución de las normas francesas para el cálculo del hormigón pretensado 63

La réglementation française du béton précontraint.

The French Standards Code of the prestressed concrete.

R. Lacroix.

457-2-17 Estudio sobre el hormigón armado y pretensado 73

Etude sur le béton armé et précontraint.

Survey on the reinforced and prestressed concrete.

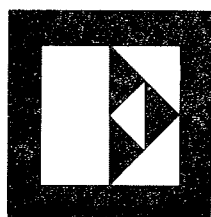
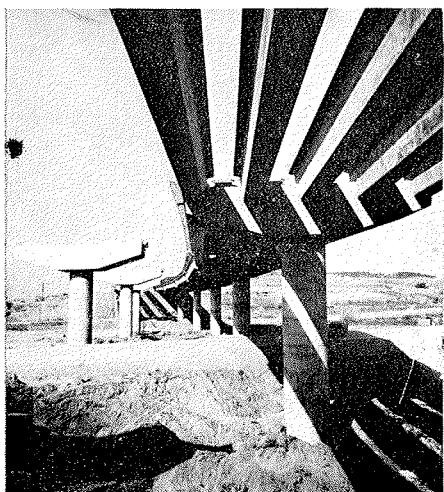
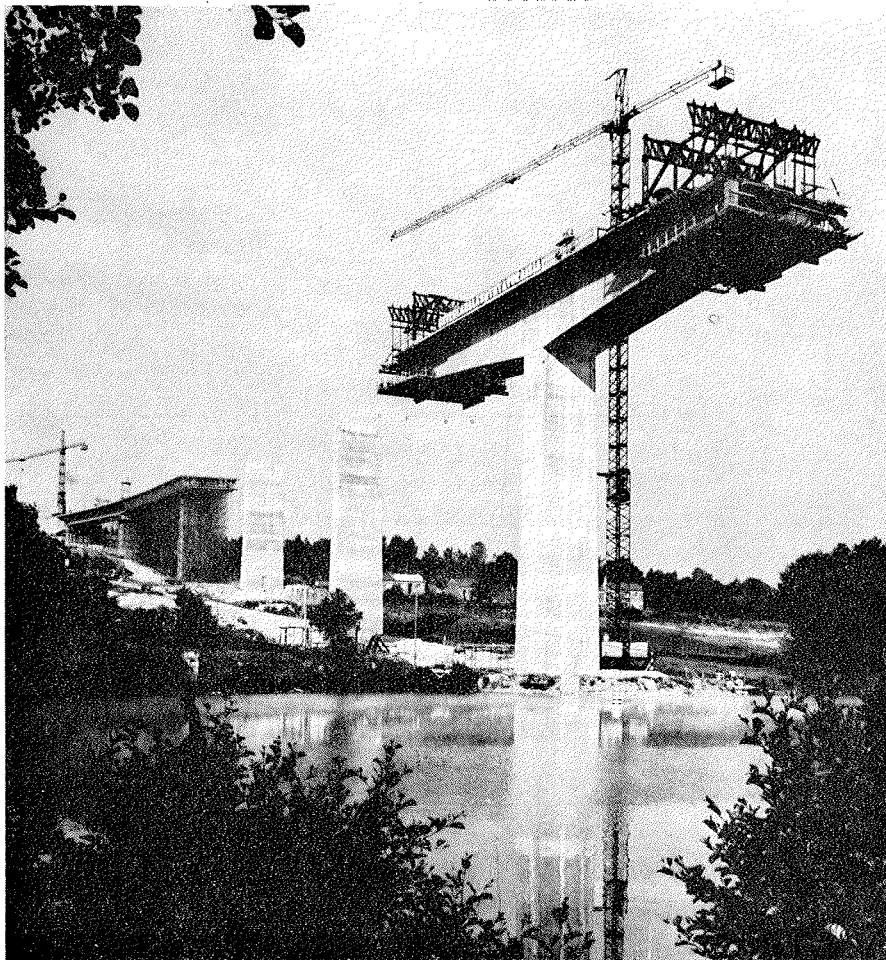
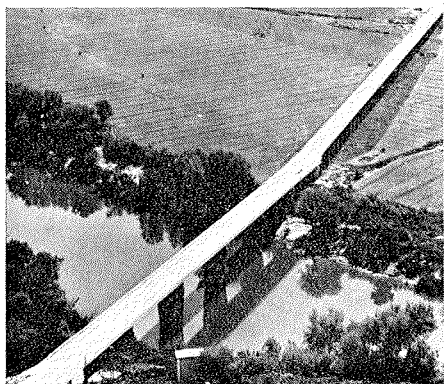
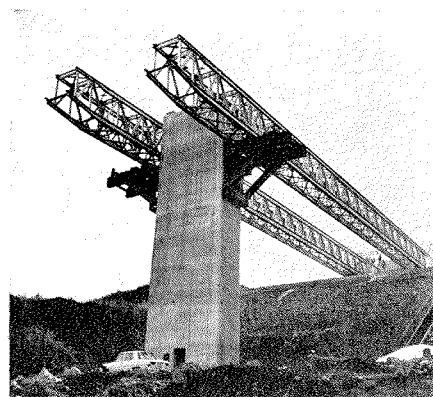
R. Baus y A. Brenneisen.

PORTADA: Las Torres de Colón. Arquitecto: A. Lamela. Ingeniero: C. Fernández Casado. Constructor: Huarte y Cía.

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

AROCA, Ricardo
BARREDO, Carlos
GUVILLO, Ramón
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
JODAR, Juan
MANTEROLA, Javier
MARTINEZ SANTONJA, Antonio
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael

PUENTES Y VIADUCTOS



CONSTRUYE:

ENTRECAÑALES Y TAVORA, SA

obras y proyectos

JUAN DE MENA, 8 - MADRID-14

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S. A. — Madrid.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. A. — Gerona.
ALBISA, S. A. — Algeciras (Málaga).
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
AZMA, S. A. — Madrid.
BAGANT. — Castellón.
BRYCSA, S. A. — Cornellá de Llobregat (Barcelona).
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION. — Barcelona.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S. A. — Barcelona.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIMACO, S. A. — Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. BIBLIOTECA. — Sta. Cruz Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.
Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S. L. — Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Madrid.
DIREC. GENERAL. FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINIST. DEL EJERCITO. — Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A. — Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTRUCTURAS CUMBRE, S. L. — Olesa de Montserrat (Barcelona).
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Sevilla.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. (FACOSA). — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.
FORJADOS DOL. — Esquivias (Toledo).

FORMO, S. A. — Barcelona.
 GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. MINISTERIO DE O. P. — Madrid.
 GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).
 HERRING. LEVANTE, S. A. — Valencia.
 HIDAQUE, S. A. — Granada.
 HORMYCER, S. L. — Madrid.
 HORSÁ, S. A. — Barcelona.
 HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
 IBERDUERO, S. A. — Bilbao.
 INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
 INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
 INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO. — Madrid.
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Almería.
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Salamanca.
 JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Valencia.
 3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.
 5.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
 JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES. — San Sebastián.
 JULIAN ARUMI, S. L. — Vich (Barcelona).
 JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
 LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
 LAING IBERICA, S. A. — Madrid.
 LIBRERIA RUBIÑOS. — Madrid.
 MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
 MATERIALES PRETENSADOS, S. A. MATENSA. — Madrid.
 MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
 MATUBO, S. A. — Madrid.
 OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
 V. PEIRO, S. A. — Valencia.
 PIEZAS MOLDEADAS, S. A. PIMOSA. — Barcelona.
 POSTELECTRICA, S. A. — Palencia.
 POSTENSA, S. A. — Bilbao.
 PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. PREASA. — Vitoria.
 PREFABRICADOS DE CEMENTO, S. A. PRECESA. — León.
 PREFABRICADOS DE HORMIGON, S. A. CUPRE-SAPRE. — Valladolid.
 PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).
 PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PREFABRICADOS STUB (MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A.). — Manresa (Barcelona).
 PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona.
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
 PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Pinto (Madrid).
 RENFE. — Madrid.
 RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
 S.A.E.M. — Valencia.
 SAINCE. — Madrid.
 SEAT. — Barcelona.
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
 SERVICIO MILITAS DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
 SIKA, S. A. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.

SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA GENERAL DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND. — Valencia.
 SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
 SOCIEDAD FRANCO - ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,
 Sociedad Anónima. — Erandio (Bilbao).
 SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA. — Madrid.
 SUICO, S. A. — Amposta (Tarragona).
 TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
 TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
 TEPISA. — Tarrasa (Barcelona).
 TOSAM, S. L. — Segovia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. TYPISA. — Madrid.
 UNION MADERERA CACERENA, S. L. — Cáceres.
 VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
 VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián.
 VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
 VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
 VIGUETAS BORONDO. — Madrid.
 VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
 VIGUETAS ROSADO, S. A. — Cáceres.

E X T R A N J E R O

B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).
 DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Río Piedras (Puerto Rico).
 ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).
 FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA. — Caracas (Venezuela).
 FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA. — Salta (R. Argentina).
 INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY. BIBLIOTE-
 CA. — Monterrey N.L. (México).
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIV. BIBLIOTECA Y PU-
 BLICACIONES. — La Plata (Buenos Aires) (República Argentina).
 NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION. — Londres (Inglaterra).
 UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA. — Santiago de los Caballeros (República
 Dominicana).
 UNIVERSIDAD DE CHILE (Departamento de Tecnologías). — Valparaíso (Chile).
 UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. BIBLIOTECA. — Mayaguez (Puerto Rico).

referencia bibliográfica

la editorial

Polyteknisk Forlag

cuya dirección postal es:

Anker Engelundsvej 1

2800 LYNGBY (Dinamarca)

nos comunica que acaba de publicar el libro *Structural Concrete*, en inglés, cuyo autor, el Profesor T. Brøndum Nielsen, es Miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P. y una de las primeras autoridades mundiales en los temas relacionados con las estructuras de hormigón.

Esta publicación ha sido utilizada como libro de texto en el "Curso Internacional sobre Estructuras de Hormigón" que, organizado por el C.E.B., en colaboración con la F.I.P., se celebró en el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, de Lisboa, en 1972.

En este libro se proponen métodos sencillos para el cálculo de las estructuras armadas y pretensadas, tanto isostáticas como hiperestáticas, teniendo en cuenta los efectos de las pérdidas de tensión, instantáneas y diferidas, originadas por las deformaciones elásticas, la retracción y fluencia del hormigón y la relajación del acero. Se considera también el caso de las piezas parcialmente pretensadas, provistas de armaduras pasivas y activas.

Se estudian los diferentes estados límites de servicio y de rotura, incluyendo la rotura por fatiga y, en general, los métodos propuestos se ajustan a lo indicado en las Recomendaciones Internacionales F.I.P.-C.E.B.

No se tratan, en cambio, los problemas relacionados con el esfuerzo cortante, la torsión y el pandeo, de los cuales se ocupaban otros textos utilizados en el Curso citado.

Este libro, de 136 páginas, con numerosas figuras, tablas y ábacos, puede adquirirse al precio de 57,50 coronas danesas. Los pedidos correspondientes deben dirigirse a la casa editora anteriormente citada.

resumen de actividades de la asociación técnica española del pretensado durante el año 1973

R. PIÑEIRO

Vocal Secretario de la ATEP

... Y entramos en 1974. Bien —pensarán algunos—, pues un año más. Efectivamente, así es. Un año más —lo cual ya supone bastante—; pero un año muy especial para los que desde el 13 de junio de 1949, fecha en que se fundó, permanecen inscritos en la Asociación prestándole su asistencia, su calor humano, su incondicional colaboración.

No resulta difícil comprender cuál es el motivo de que el año que ahora se inicia deba considerarse como algo especial. Sencillamente ocurre que el 13 de junio de 1974, la Asociación cumple sus primeros veinticinco años de vida, sus BODAS DE PLATA. Y estaréis todos de acuerdo en que esto es algo que no se da todos los días; que un XXV Aniversario tiene siempre su importancia, tanta que hasta se le ha dado una designación especial.

Y esto es así en todos los casos, a nuestro modesto entender, su valor se acrecienta cuando, como en la A.T.E.P ocurre, quien lo celebra es una Asociación de carácter estrictamente científico, ajena por completo a todo interés de índole comercial, que no persigue ningún fin lucrativo y cuyo objetivo primordial consiste en fomentar los progresos de todo orden referentes a una técnica constructiva, en este caso concreto la del pretensado.

¿Será muy arriesgado aventurar alguna hipótesis en la cual puedan fundamentarse las causas originarias de esta notable longevidad? Creemos que no; y vamos a intentarlo.

Para nosotros, los únicos motores capaces de impulsar tanto la creación como el desarrollo de cualquier tipo de comunidad son dos: los ideales y los intereses materiales. Tolerantes, por principio, con las ideas ajenas, admitimos que la primacía entre ambas causas puede ser discutida. No obstante, nuestro particular criterio es que sólo los ideales son capaces de mantener viva y en constante y regular evolución, a una colectividad, por tiempo indefinido, siempre y cuando tales ideales posean las cualidades mínimas precisas para que sean aceptados y compartidos por la mayoría. Posiblemente los intereses materiales constituyen un motor más potente, con mayor capacidad de aceleración instantánea, que permita marchar más rápidamente; pero a la larga su rendimiento es menor, su duración más limitada, y en su funcionamiento son frecuentes las averías que, en ocasiones, exigen laboriosas y costosas reparaciones.

La Asociación carece de intereses materiales. Los que la fundaron, los que a ella se fueron afiliando a lo largo de los años, los que la forman, nunca han podido hacerlo buscando un lucro material. Siempre han sido personas (físicas o jurídicas, eso es lo de me-

nos) que encariñadas con una idea, amantes de una técnica joven y como tal vigorosa y pujante, han sentido la necesidad de agruparse para tratar juntas de su tema favorito, compartir sus inquietudes y problemas, estudiar soluciones adecuadas a los mismos, difundir sus conocimientos, intercambiar ideas, opiniones y experiencias, atraer nuevos adeptos a su causa, aumentar el número de los interesados en el pretensado; en definitiva, ir ampliando límites, ensanchando los campos de aplicación y perfeccionando la técnica, su técnica.

Y como la idea era noble, los objetivos claros y atrayentes y las directrices desde un principio marcadas para su consecución, además de ser las idóneas, han estado siempre netamente definidas, la Asociación paso a paso, de un modo si queréis lento, pero seguro, ha ido avanzando y desarrollándose, cubriendo etapas, superando escollos y logrando éxitos, hasta convertirse en un cuerpo con fuerte vitalidad propia que, gracias a la total y desinteresada colaboración que en todo momento le prestan sus Miembros, llega a sus veinticinco años en plena forma y con el ánimo dispuesto a continuar su ininterrumpida y ascendente marcha durante muchas veces veinticinco años más, aunque nosotros no podamos ya comprobarlo.

Como ya se ha indicado, esto no es más que nuestro criterio personal, una mera hipótesis. Pero, puesto que las conclusiones que de la misma se deducen, coinciden con lo que en la realidad ocurre, no parece que pueda calificarse de absurda o descabellada.

De cualquier forma, el hecho es que no debemos pasar por alto esta efemérides. Y por ello, el día 12 de junio próximo (puesto que el 13 es festivo) celebraremos un Acto especial, sobre cuya programación se está ya trabajando, y que más adelante comentaremos.

* * *

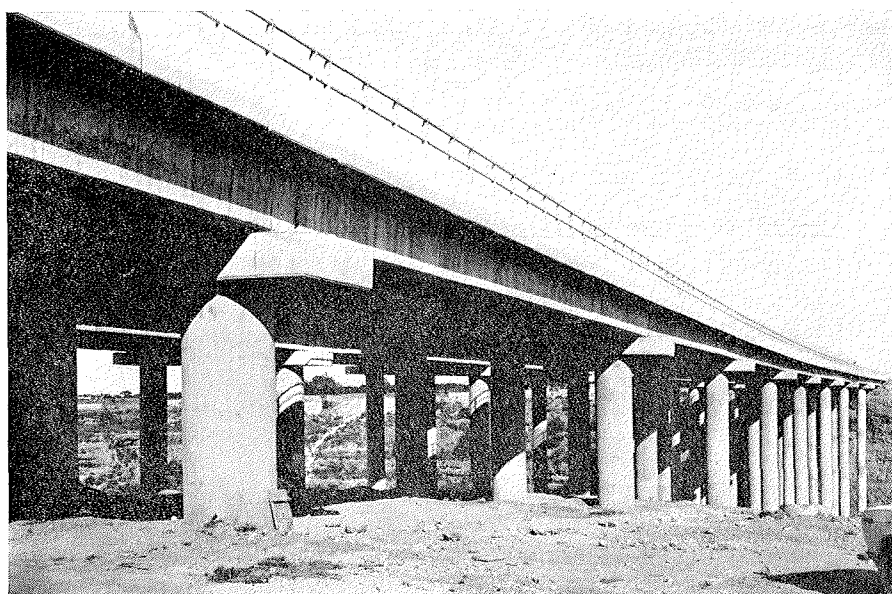
Como siempre, iniciamos este número 110 de nuestra revista **HORMIGÓN Y ACERO**, correspondiente al primer trimestre de 1974, con una reseña de las principales actividades desarrolladas por la A.T.E.P. durante el pasado año y unos breves comentarios sobre los trabajos en curso y los proyectos pendientes de realización. Como siempre también, en la enumeración de lo que se ha hecho o se está haciendo, no encontramos dificultades. Lo que resulta más difícil y, sobre todo, más arriesgado, es prever el futuro. No obstante, en nuestro caso las cosas se simplifican bastante.

Los años transcurridos nos dan ya la experiencia suficiente para poder valorar lo que realmente significa el tan conocido y repetido dicho de "año nuevo, vida nueva". En nuestro fuero interno, aunque muchas veces, por no pararnos a pensar en ello no nos demos cuenta, todos estamos convencidos de que por pasar del 31 de diciembre al 1 de enero, nada cambia en nosotros; seguimos siendo los mismos. Quizá, por tratarse de una fecha muy señalada haya quien la aproveche para hacer un balance de su comportamiento durante el año que acaba y, como resultado del mismo, adopte firmes propósitos de enmendar su conducta para eliminar los yerros y orientar su futura actuación por la vía que estime que más directamente puede llevarle al éxito.

Permitidnos que dudemos de la eficacia de este procedimiento, que incluso nos atreveríamos a calificar de pueril. En primer lugar, este propósito de enmienda, siempre encomiable, creemos que no debe limitarse a una fecha determinada, por muy señalada que sea, sino que debemos adoptarlo como Norte constante de nuestra actuación. "De sabios es rectificar", se dice; y estamos de acuerdo. Pero no una vez al año; todos los días.

Por otra parte, el examen anual en un día tan significado se presta a muchos olvidos y a un optimismo exagerado en la valoración de las verdaderas posibilidades. Con un año de plazo por delante para rectificaciones de rumbo y nuevas realizaciones, quien

Viaducto prefabricado.
Autopista
Tarragona-Valencia.



más y quien menos se encuentra capacitado para vencer todos los obstáculos con que indefectiblemente habrá de tropezar al intentar poner en práctica sus ambiciosos proyectos.

De acuerdo con estos pensamientos ya comprenderéis que, en nuestras previsiones para el año que comienza, no vamos a tratar de incluir grandes planes de actuación. Nos contentaremos con la simple enumeración de una serie de actividades, ya perfectamente definidas y meditadas que, salvo imponderables, y perfectamente percatados de nuestras limitaciones, estamos convencidos que habremos de poder llevar a feliz término. Por eso decíamos antes que, en nuestro caso, las cosas se simplificaban bastante.

De ninguna manera quiere esto decir (y nada lamentaríamos más que el que alguien así pudiese interpretarlo), que nuestras aspiraciones nacen ya mutiladas, con taras congénitas. Por el contrario, estas aspiraciones han sido y lo seguirán siendo siempre, ilimitadas. Y así, como hasta ahora ha venido ocurriendo, a lo largo del año iremos aprovechando todas las oportunidades que se nos presenten para ampliar cuanto sea posible nuestro campo de actuación. Pero sin compromisos previos que, si luego no se pueden cumplir, sirvan sólo para crear situaciones incómodas y desagradables. Puesto que, evidentemente, nadie se enfada si le dan más de lo ofrecido, pero sí cuando lo que recibe es menos de lo que se le prometió, prescindamos de la euforia facilona y eliminemos todo aquello que pueda ser origen de disgustos. Nada de triunfalismos. Y si, transcurridos los doce meses del año, la realidad nos demuestra que lo conseguido supera a lo previsto, todos nos congratularemos de ello y nos sentiremos muy felices.

* * *

Y ahora, antes de iniciar la enumeración cronológica de las principales actividades de la A.T.E.P. durante 1973, dedicaremos un comentario especial a algunos de los acontecimientos más importantes.

Entre ellos debemos destacar, en primer lugar, la renovación de cuatro de los nueve Vocales que integran la Junta de Gobierno de la Asociación. Con arreglo a lo dispuesto en el Artículo 12 de los Estatutos, y transcurridos ya tres años desde la votación anterior, era preciso convocar nuevas elecciones para cubrir las vacantes producidas por los Vocales que reglamentariamente debían cesar. Como resultado de las mismas, en sustitu-

ción de las señores Benito, Calavera, Del Pozo y Terradas, que cesaban, fueron elegidos los que a continuación se indican:

- D. Ramón del Cuvillo Jiménez.
- D. Francisco Esteban Rodríguez Sedano.
- D. Francisco Javier Jiménez Atienza.
- D. Manuel de la Torre y Rousseau.

El escrutinio de los 1.224 votos recibidos, se realizó en un acto público celebrado en los locales del Instituto Eduardo Torroja, el día 3 de mayo pasado; y los nuevos Vocales tomaron posesión de sus cargos en la reunión de la Junta de Gobierno del 29 de mayo.

La reconocida competencia y el elevado espíritu de colaboración tantas veces demostrado, a lo largo de los años, por los nuevos Vocales, constituyen una garantía de que su actuación en la Junta habrá de resultar eficaz, y de que serán capaces de aportar nuevas e interesantes ideas que contribuirán al progreso y desarrollo de la Asociación y, en definitiva, de la técnica del pretensado, objetivo fundamental y todos nuestros afanes.

Por otra parte, y de acuerdo con lo previsto en el párrafo A) del Artículo 6.º de los Estatutos, han sido designados Miembros de Honor de la A.T.E.P. los señores Benito, Calavera, Del Pozo y Terradas, por la magnífica labor que han venido desarrollando durante los años de su actuación como Vocales de la Junta de Gobierno, y en reconocimiento a los servicios prestados a la Asociación.

Otro hecho destacado dentro de las realizaciones del pasado año, ha sido la publicación de los dos primeros "Manuales de la A.T.E.P.", de la serie que se tiene previsto editar para el estudio de los diferentes problemas que se presentan durante la ejecución de las estructuras pretensadas.

En el "Resumen de actividades" correspondiente al año 1972, publicado en el número 106 de HORMIGÓN Y ACERO, se exponían las importantes razones que habían inducido a la Asociación a iniciar esta labor. No vamos a repetirnos. Destacaremos, únicamente, que lo que entonces era un proyecto en vías de realización, ha cristalizado ya en dos publicaciones. La primera se titula "Recomendaciones para la ejecución y el control del tesado de las armaduras postesas", y abreviadamente se designa "H.P.2-73". En la segunda, la "H.P.3-73", aparecen las "Recomendaciones para la ejecución y control de la inyección".

En la redacción de estos Manuales, de carácter eminentemente práctico, han intervenido varios Miembros de la A.T.E.P., especializados en los temas en estudio, quienes con total desinterés y su mejor voluntad han dedicado muchas horas de trabajo, restándolas de sus habituales ocupaciones, a la realización de esta labor, con la cual estimamos que se presta un valioso servicio a cuantos desarrollan sus actividades en los diferentes campos de la técnica del pretensado y se contribuye eficazmente al perfeccionamiento y desarrollo de esta técnica. En la Introducción de cada Manual se relacionan los nombres de todos los que han intervenido en su redacción. Su repetición aquí estimamos que resultaría muy prolija y por ello la omitimos. Sin embargo, creemos un deber de justicia dejar pública y expresa constancia de nuestro más sincero agradecimiento a todos ellos.

Como es lógico, estos dos primeros volúmenes publicados constituyen sólo el principio de una labor que será continuada, siempre y cuando sigamos como hasta ahora contando con vuestra imprescindible colaboración. Estamos seguros de que no habrá de faltarlos y que podremos llegar a ver finalizada la serie que ya hemos iniciado.

Comentario especial merecen también, a nuestro juicio, dos acuerdos recientemente adoptados por la Junta de Gobierno, recogiendo las sugerencias de varios de los Miembros de la Asociación.

En diversas ocasiones, se habían recibido propuestas de que se expidiesen unos Títulos o Diplomas acreditativos de figurar inscritos en la A.T.E.P. Accediendo a este deseo se ha remitido a cada uno de los Miembros, un documento en el que se hace constar su calidad de Asociado y la categoría en que está encuadrado, reconociéndole todos los derechos que como tal le corresponden, entre ellos el de ser considerado como Miembro de la Federación Internacional del Pretensado. Confiamos en que, cuando el presente número de HORMICÓN Y ACERO sea distribuido, todos habréis recibido ya vuestro título. Si por error o extravío a alguno no le ha llegado, desde aquí le rogamos que lo comuniqué a la Secretaría para enviárselo rápidamente.

El otro acuerdo se refiere a la creación de la "Medalla de la A.T.E.P.". Numerosas Asociaciones, tanto nacionales como internacionales, entre ellas la F.I.P, vienen otorgando periódicamente unas distinciones a sus afiliados que reúnen determinados méritos especiales. Con un criterio análogo se ha instituido esta "Medalla", de carácter honorífico, con la cual serán premiadas aquellas personas que se hayan distinguido por su singular aportación al desarrollo del pretensado en España, en cualquiera de sus aspectos. Para la concesión de estas "Medallas" se nombrará, en cada caso, una Comisión especial integrada por representantes de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P., del Instituto Eduardo Torroja, de diferentes Colegios profesionales y de una Escuela Técnica Superior. Su actuación estará regulada por un Reglamento que ha sido ya redactado, y cuyo texto se incluyó en el número 109 de HORMICÓN Y ACERO, para general conocimiento.

Las primeras "Medallas" se impondrán en la Sesión extraordinaria conmemorativa del XXV Aniversario de la Asociación; posteriormente, se concederá una por año y serán entregadas coincidiendo con las Asambleas Técnicas Nacionales que cada tres años se vienen celebrando. Todos los Miembros de la A.T.E.P. podrán proponer sus candidatos.

Según consta en la 2.^a Disposición Transitoria del Reglamento citado, la Junta de Gobierno de la Asociación adoptó, por unanimidad, el acuerdo de que la primera "Medalla" sea concedida, a título póstumo, a su fundador, el insigne e inolvidable Maestro, don Eduardo Torroja. Estamos convencidos de que esta decisión merecerá el asentimiento de todos vosotros.

Y con esto terminamos ya los comentarios especiales y empezamos la reseña de lo que podríamos denominar actividades normales de la Asociación durante 1973, siguiendo el mismo orden que en años anteriores.

1. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ASOCIACION

A lo largo de 1973 hemos tenido la satisfacción de poder desarrollar un programa de reuniones públicas realmente interesantes, a cargo de eminentes personalidades, tanto nacionales como extranjeras, que han tratado temas de la máxima actualidad relacionados con la técnica del pretensado en sus dos aspectos fundamentales: teoría y práctica.

Lamentamos sinceramente que todos estos actos no hayamos podido celebrarlos más que en Madrid; pero debido a una serie de circunstancias que no es ahora el momento adecuado para comentarlas, así ha tenido que ser, muy a pesar nuestro.

En repetidas ocasiones hemos expuesto nuestro firme propósito de repetir estas reuniones en diversas capitales. Este criterio lo seguimos manteniendo, porque estimamos que es justo y conveniente. Lo que ocurre es que, por desgracia, no siempre se consigue

todo lo que uno desea. Y esto es lo que nos ha pasado en 1973. Confiamos en que, en el año que ahora comienza, tendremos más suerte.

Las conferencias celebradas han sido las siguientes:

14 de marzo.

Míster Arthur R. Anderson, B.S. en ingeniería civil por la Universidad de Washington y M.S. y Sc.D. por el M.I.T., ex Presidente del American Concrete Institute y del Prestressed Concrete Institute, pronunció en inglés una conferencia, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, sobre el tema "Desarrollos técnicos en la prefabricación de elementos de hormigón pretensado en la zona NO. del Pacífico, en Estados Unidos". Esta conferencia, con traducción simultánea e ilustrada con numerosas diapositivas, estuvo dedicada a la descripción de varias importantes obras recientemente construidas, en la costa occidental de Estados Unidos, a base de elementos prefabricados y pretensados de grandes dimensiones.

Debe desiacarse que, tanto este acto como el que a continuación se menciona, en el que intervino el ingeniero R. Morandi, fueron organizados gracias a la generosa colaboración de la Empresa Caminos y Puertos, S. A., a la que desde aquí expresamos de nuevo nuestro sincero agradecimiento.



Mr. Anderson.



Prof. Morandi.

22 de marzo.

El Profesor Ingeniero de la Universidad de Roma, R. Morandi, disertó, en Costillares, sobre el tema "Construcción de puentes de hormigón pretensado de gran luz con tirantes homogeneizados". La conferencia, pronunciada en italiano con traducción simultánea, e ilustrada con diapositivas, había despertado una gran expectación; y el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, donde se celebró, resultó insuficiente para acomodar a todos los interesados en escuchar al Profesor Morandi. Al término de su intervención fue calurosamente felicitado. En el número 109 de HORMIGÓN Y ACERO, se ha publicado la versión española del texto íntegro de esta interesante conferencia.



Sr. Torroja.



Sr. Aparicio.

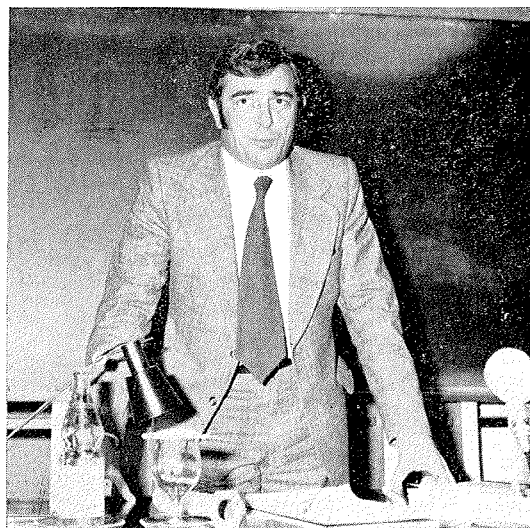
29 de mayo.

En el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja pronunció una conferencia don José A. Torroja sobre el proyecto y construcción del "Puente del Generalísimo" sobre el río Llobregat. Este puente, construido por voladizos sucesivos, tiene un tramo central de 125 metros, que es el más largo construido hasta la fecha en hormigón pretensado, en España. Las obras se iniciaron en abril de 1972 y terminaron en diciembre del mismo año, lo que constituye un "record". La amena disertación del señor Torroja, durante la cual se proyectaron numerosas diapositivas, fue muy aplaudida por los numerosos asistentes.

30 de octubre.

En este día, y también en el Instituto, el ingeniero señor Aparicio pronunció una conferencia sobre el "Viaducto de Chonta" en la autopista Bilbao-Behobia. La originalidad del sistema constructivo utilizado en esta obra y la claridad y sencillez de la exposición

Sr. Lacroix.



del señor Aparicio, contribuyeron fundamentalmente al éxito de esta reunión que fue seguida con el máximo interés por los numerosísimos asistentes, los cuales aplaudieron con entusiasmo al conferenciante, al término de su brillante intervención.

En el número 109 de Hormigón y Acero, correspondiente al último trimestre del 73, se reproduce el texto íntegro de esta conferencia.

29 de noviembre.

Especialmente invitado por la A.T.E.P. se trasladó a Madrid para dar una conferencia en el Instituto, sobre el tema "Evolución de las Normas francesas para el cálculo del hormigón pretensado", el ingeniero francés R. Lacroix, futuro Vicepresidente General de la F.I.P. El texto íntegro, en español, de esta interesante intervención, se publica en este mismo número de nuestra Revista.

Aprovechando esta visita del señor Lacroix, el día siguiente se celebró con él un coloquio restringido al que asistieron los miembros del Grupo de trabajo encargado de redactar la Instrucción española para estructuras pretensadas, y varios expertos especialmente interesados en el tema, para la discusión de un cierto número de puntos concretos de la nueva Norma francesa. El coloquio, que duró más de dos horas, fue muy animado y cuantos en él participaron quedaron plenamente satisfechos.

2. PUBLICACIONES

A continuación, y siguiendo la costumbre establecida se reproducen los índices de los números de "Hormigón y Acero" correspondientes al año 1973. Pero antes queremos hacer unos breves comentarios.

Para poder incluir, como estaba previsto, los textos de las diversas comunicaciones presentadas a la VII Asamblea Técnica Nacional celebrada por la A.T.E.P., en Sevilla, en noviembre de 1972, se decidió preparar un número extraordinario que sustituyese a los correspondientes a dos trimestres consecutivos. Confiando en las promesas de los autores, se pensó que estos números podrían ser los del segundo y tercer trimestre. Pero el retraso con que nos fueron entregados algunos de los originales y el excesivo volumen de la publicación (más de 430 páginas) dieron lugar a que dicho número extraordinario no pudiese ser distribuido hasta los primeros días de noviembre, con lo que se perdió el ritmo normal de salida de la Revista. Y esto es algo que nos molesta aunque, como en este caso ocurre, se deba a circunstancias realmente excepcionales ajenas a nuestra voluntad. Por ello, haremos todo lo posible para recuperar rápidamente la normalidad. Si la imprenta no nos falla, el número 109, último de 1973, se distribuirá en enero del 74 y el 110, correspondiente al primer trimestre del año que ahora se inicia, antes de que finalice marzo; con lo cual quedaremos ya de nuevo otra vez al día, en lo que a la publicación de la Revista se refiere.

Queremos también llamar la atención sobre el elevado número de artículos originales que se incluyen en "Hormigón y Acero". Las campañas en este sentido realizadas han dado su fruto y cada día es mayor el número de colaboraciones recibidas para su publicación en nuestra Revista. ¡Ojalá cunda el ejemplo! Lo ideal sería que sólo aparecieran traducciones de aquellos artículos que, por su excepcional interés, mereciesen ser dados a conocer a nuestros lectores, en su versión española, a juicio del Comité de redacción de "Hormigón y Acero", que es lo que normalmente se viene haciendo en los últimos números.

La relación de los artículos publicados a lo largo del año, con indicación de sus autores, es la siguiente.

Número 106. Primer trimestre de 1973.

- “Resumen de actividades de la A.T.E.P. durante el año 1972”, por R. Piñeiro.
- “Contribución al establecimiento de unas recomendaciones sobre alambres para armaduras postesas”, por M. Raspall.
- “Cálculo simplificado de las acciones ovalizantes en las tuberías de hormigón pretensado colocadas en zanjas”, por G. Turazza.
- “Influencia del procedimiento de destesado sobre las tensiones en las zonas de anclaje y sobre la longitud de transmisión, en elementos de hormigón pretensado con armaduras pretesas”, por D. Krishnamurthy.
- “Ensayos sobre un tipo especial de unión viga-losa para puentes o viaductos de hormigón pretensado”, por E. Materra.
- “Notas de la F.I.P., números 41, 42 y 43”.
- “Nota de la A.T.E.P. Intercambio de Publicaciones”. Referencias bibliográficas de los artículos de mayor interés incluidos en las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de Intercambio de Publicaciones organizado por la F.I.P.

Número extraordinario 107-108. Segundo y tercer trimestre de 1973.

- “Informe general sobre la VII Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.”, por R. Piñeiro.
- “Saludo del Presidente de la F.I.P.”, por G. F. Janssonius.
- “La cúpula del Palau Blau-Grana”, por F. del Pozo.
- “Informe general sobre el tema I: Control del tesado mediante armaduras postesas”, por J. A. Torroja.
- “Ensayos con tendones BBRV de gran capacidad para centrales nucleares”, por M. Raspall.
- “Informe general sobre el tema II: Ejecución y control de la inyección”, por R. del Cuvillo.
- “Análisis del comportamiento de unas vigas pretensadas afectadas por la helada”, por L. Muñoz Campos.
- “Resolución práctica de la inyección en un caso particular”, por E. del Río.

Tema III: Forjados.

- “Optimización de forjados pretensados”, por A. Verde.
- “Sello de conformidad CIETAN”, por R. Piñeiro.
- “Problemas constructivos”. por F. Cassinello.
- “Ensayos sobre el comportamiento de los forjados de semiviguetas de hormigón pretensado en momentos negativos”, por J. Lahuerta, J. Irujo y V. Glaría.
- “Soluciones del forjado Rubiera Stalton”, por G. Lozano.
- “Forjados pretensados con armaduras postesas no adherentes”, por E. Blanco.
- “Influencia de la cerámica en el fraguado del hormigón”, por A. Puerta.
- “La utilización de forjados prefabricados y pretensados, de gran luz, en Suecia”, por K. G. Bernander.

Tema IV: Realizaciones, I parte. Puentes.

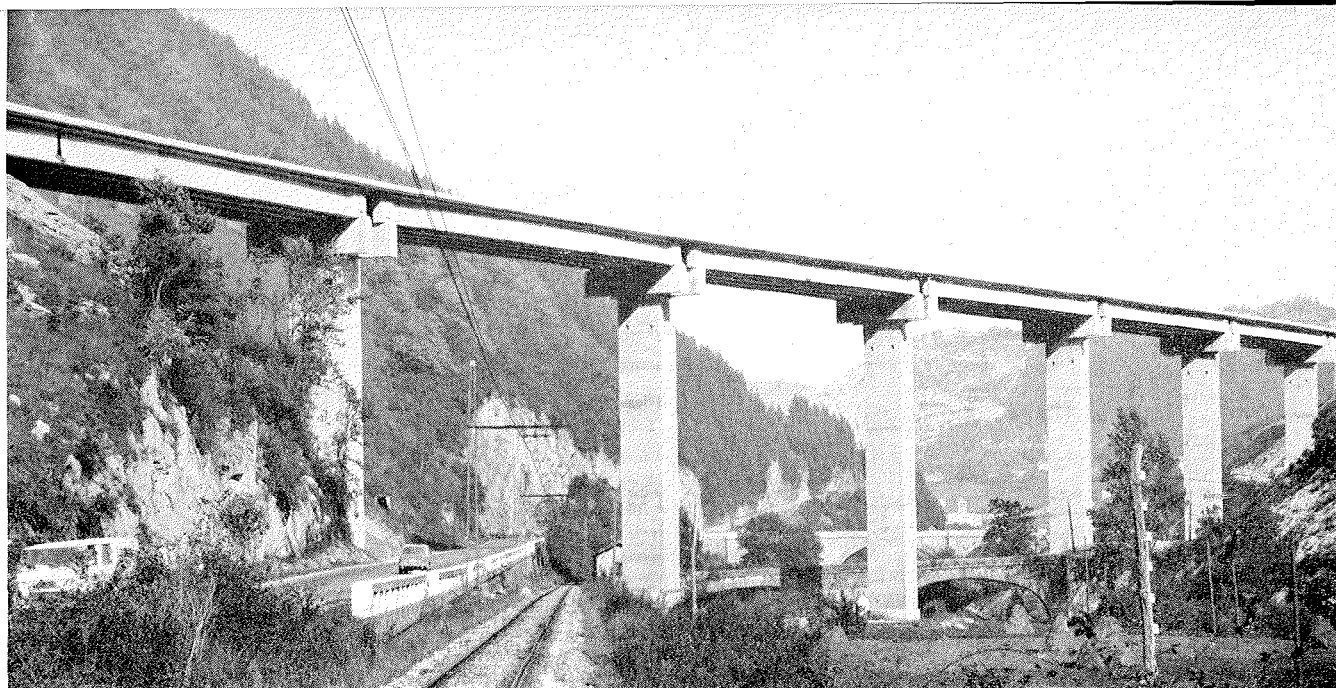
- “Informe general sobre el tema IV: Realizaciones. Primera parte. Puentes”, por Carlos Fernández Casado.
- “Puentes de la autopista Bilbao-Behobia”, por J. Herrera.
- “Ultimos elementos de Procedimientos Barredo, S. A., y algunas realizaciones con ellos”, por C. Barredo.
- “Los puentes de Andarax y Molins de Rey”, por J. A. Torroja.
- “Pasos Urbanos”, por A. Caparrós.
- “El viaducto Eduardo Casavilca”, por L. Muñoz Campos.
- “Pasos elevados y viaductos”, por J. A. López Jamar.
- “Tesado integral de tendones con el nuevo sistema Stronghold”, por J. B. Ripoll.
- “Realizaciones Preflex en obras públicas”, por C. Alvarez.
- “Algunas realizaciones”, por J. Manterola.
- “Diversas realizaciones”, por L. Fernández Troyano.

Tema IV: Realizaciones, II parte. Otras estructuras.

- “Cubiertas con vigas en V pretensadas”, por A. Puerta.
- “Cubierta del pabellón municipal de deportes, en La Coruña”, por J. A. López Jamar.
- “Casos singulares de utilización del pretensado en edificación y obras públicas”, por R. Amat.
- “Las torres de Colón y la Iglesia de Torre Ciudad”, por C. Fernández Casado.
- “Prefabricación in situ de vigas pretensadas para la cubierta de la nueva factoría Michelin”, por F. del Campo.
- “Realizaciones Preflex en edificios” por C. Alvarez.
- “Ultimas realizaciones de Procedimientos Barredo, S. A.”, por C. Barredo.
- “Aplicación de los elementos huecos prefabricados en edificación y obras públicas”, por V. Peiró.
- “Sesión de clausura. Palabras del Presidente de la A.T.E.P., señor Cassinello”.
- “Algunas ideas sobre la posibilidad de construir presas con superestructura prefabricada”, por N. Elías.
- “Notas de la F.I.P., número 44”.
- “Nota de la A.T.E.P. Intercambio de Publicaciones”. Referencias bibliográficas de los artículos de mayor interés incluidos en las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de Intercambio de Publicaciones organizado por la F.I.P.

Número 109. Cuarto trimestre de 1973.

- “Puentes rectos y curvos sobre apoyos puntuales”, por J. Manterola.
- “Viaducto de Chonta, en la autopista Bilbao-Behobia”, por G. Aparicio.
- “Construcción de puentes de hormigón pretensado, de gran luz, con tirantes homogeneizados”, por R. Morandi.
- “Notas de la F.I.P., números 45 y 46”.
- “Nota de la A.T.E.P. Intercambio de Publicaciones”. Referencias bibliográficas de los artículos de mayor interés incluidos en las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de Intercambio de Publicaciones organizado por la F.I.P.



Viaducto Subiberri. Autopista Bilbao-Behobia.

Como ya se ha indicado anteriormente, además de la Revista "Hormigón y Acero" se han publicado los dos primeros Manuales de la A.T.E.P., de la Serie que se desea redactar para la regulación de las diferentes operaciones que constituyen el proceso de ejecución de las obras pretensadas.

Por otra parte, se ha continuado trabajando en la preparación del segundo tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", que se quiere presentar al Congreso de la F.I.P. que habrá de celebrarse, en Nueva York, en mayo de 1974.

3. DISTRIBUCION DE LIBROS

Como en años anteriores, se ha continuado la distribución entre nuestros Asociados de los libros que, editados por la F.I.P, nos son ofrecidos para su venta a precios especiales. Durante el año que se comenta, se han entregado:

- 132 ejemplares del libro en inglés "Yield-line formulae for slabs", cuyo autor es K. W. Johansen.
- 115 ejemplares del "Code of Practice for the Structural Concrete CP110".
- 112 ejemplares del "Handbook on the Unified Code for Structural Concrete CP110".
- 165 ejemplares del libro "Design and Construction of Foundations".
- 129 ejemplares de la Publicación Especial número 26 del American Concrete Institute, titulada "II Simposio Internacional sobre Proyectos de Puentes de Hormigón (en inglés).
- 75 ejemplares de los "Proceedings del Simposio sobre Estructuras Marítimas".
- 68 ejemplares de los "Proceedings del Simposio sobre Estructuras en Zonas Sísmicas".
- 22 ejemplares de la versión en inglés de los Informes Generales del Simposio sobre Estructuras en Zonas Sísmicas que acabamos de mencionar.
- 68 ejemplares de la versión en francés de los citados Informes Generales.

Como se ve, esta actividad sigue aumentando, y cada vez tiene mayor aceptación entre los Asociados, lo cual es lógico si se tiene en cuenta que les permite adquirir los libros que les interesa, en pesetas, con mayor comodidad, y a un precio más reducido que el normal. Tiene el inconveniente de que los trámites son largos, pues desde que pasamos la oferta hasta que se distribuyen los libros, suelen transcurrir de cuatro a seis meses entre unas gestiones y otras; pero aun así las ventajas compensan. Por todo ello, se continuará con esta labor y, si fuese posible, se incrementará en el futuro.

4. OTRAS ACTIVIDADES

Se ha seguido colaborando con el Grupo de trabajo encargado de redactar el borrador de la Instrucción española para el cálculo y la ejecución de las estructuras de hormigón pretensado. A finales de año, el borrador, ya casi completo se pasó a la Comisión Permanente del Hormigón para estudio y discusión. También se continuó la colaboración con UNESID en la redacción de las UNE para armaduras de pretensado. Se terminó la UNE 36095 para alambres, la UNE 36096 de torzales y se trabaja en la preparación de la UNE 36098 para cordones.

La A.T.E.P. sigue representada en la Comisión y el Comité encargado de la gestión y puesta en marcha del Sello de Conformidad CIETAN para viguetas pretensadas. Por los encartes aparecidos en nuestra Revista, habréis podido comprobar que en el año que termina se han concedido ya los primeros Sellos. Se confía en que, transcurridos los plazos iniciales de puesta a punto de las fábricas, a lo largo de 1974 aumentará el número de Sellos otorgados y se podrá disponer en el mercado nacional de la suficiente cantidad de viguetas, con las necesarias garantías de calidad acreditadas por el Sello CIETAN.

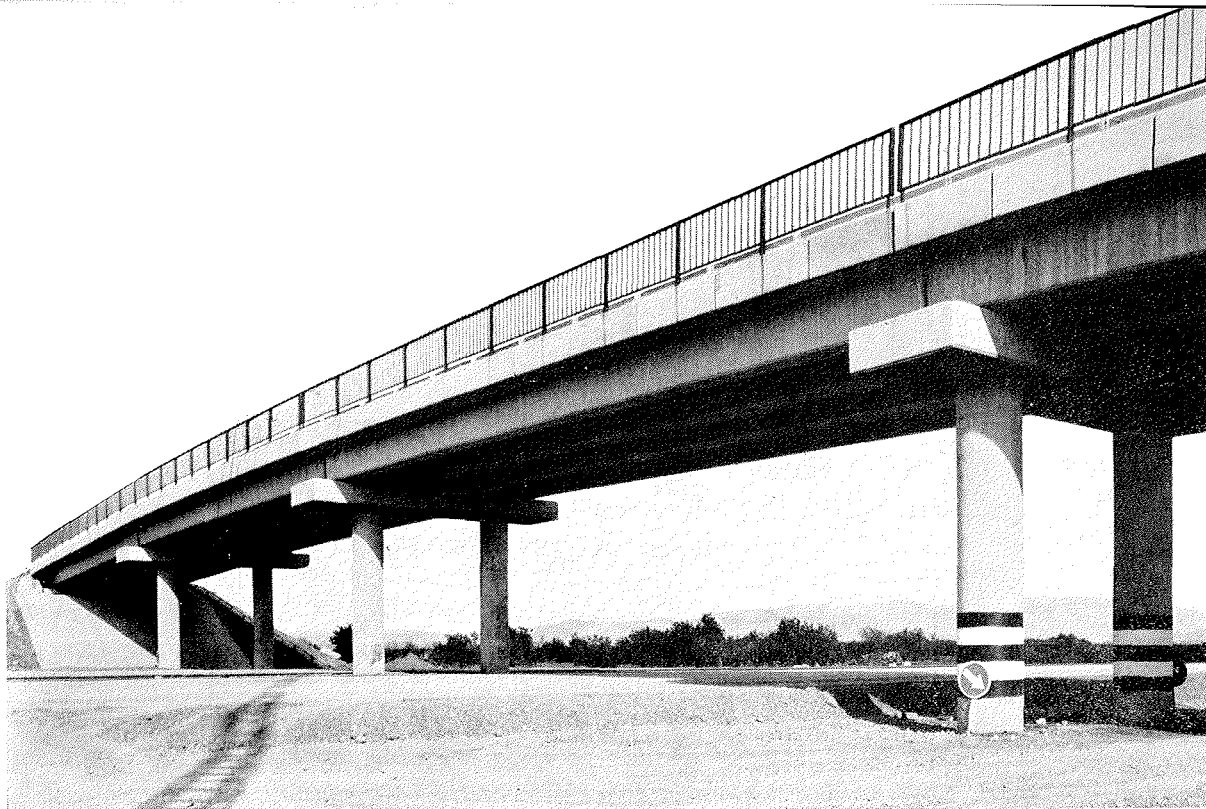
En relación con este mismo tema, durante el mes de abril último se celebró un cursillo intensivo sobre organización del control de calidad que deben llevar las fábricas acogidas al Sello. Se denominó CIFER-VI por considerarlo continuación de los otros Cursos CIFER desarrollados en años anteriores y sobre los cuales ya se hizo, en su día, el oportuno comentario.

En el plano internacional y, especialmente en lo que se refiere a nuestras relaciones con la F.I.P., las actividades de nuestra Asociación son cada día más intensas y fecundas. Durante 1973 diversos Miembros de la A.T.E.P. han participado en las siguientes reuniones:

- Comité Ejecutivo de la F.I.P., en Zurich (Suiza).
- Consejo Administrativo de la F.I.P., en Glasgow (Escocia).
- VI Conferencia sobre "Hormigón Pretensado", convocada por el Consejo Nacional de Ingeniería Técnica, en Costanza (Rumania).
- Simposio sobre "Prefabricación", organizado conjuntamente por la "Scientific Society for Transport", de Hungría, y la F.I.P., en Budapest (Hungría).
- "Jornadas de la F.I.P.", correspondientes al año 1973, en Glasgow (Escocia).

Por otra parte, han celebrado reuniones las siguientes Comisiones Técnicas de la Federación Internacional del Pretensado:

- Práctica constructiva, en Zurich (Suiza).
- Prefabricación, en Bruselas (Bélgica).
- Aceros para pretensado, en Budapest (Hungría).
- Estructuras en zonas sísmicas, en Roma (Italia).



Paso superior. Autopista Tarragona-Valencia.

En las mismas han participado los Miembros de nuestra Asociación que forman parte de dichas Comisiones en representación del Grupo nacional español. Además, y previa consulta con los fabricantes, se ha cumplimentado el cuestionario de una encuesta realizada por la Comisión de prefabricación, con carácter internacional, para conocer diversos datos relacionados con los tipos de viaductos, más frecuentemente utilizados en los diferentes países, contruidos a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Debe señalarse así mismo que, a petición del Presidente de la F.I.P., se ha preparado la versión española de un diccionario multilingüe, en el que se recogen más de 1.600 términos directamente relacionados con la técnica del pretensado. Se tiene previsto que la edición de este diccionario esté terminada con tiempo suficiente para poderlo presentar en el VII Congreso Internacional de la F.I.P. que habrá de celebrarse, en Nueva York, en mayo del 74.

En relación con este Congreso, durante 1973 se han realizado también varios trabajos. Por un lado, se ha continuado la recopilación de datos relativos a las distintas obras de hormigón pretensado recientemente contruidas en España, con el fin de incluirlas en el II Tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", que se piensa presentar en Nueva York. Terminada esta recopilación, se ha iniciado la clasificación de las distintas estructuras y su descripción, así como el montaje del texto original para su envío a imprenta. Para todo ello se vienen celebrando una serie de reuniones, en las que colaboran, asidua y eficazmente, un numeroso grupo de Asociados interesados en la preparación de este libro, que habrá de servir para dar a conocer, tanto en España como en el extranjero, todo lo que en nuestro país se ha conseguido, durante los cuatro últimos años, en los diferentes campos de la técnica del pretensado. La importancia de esta labor nos parece indiscutible. Y así piensan también cuantos nos ayudan a llevarla a buen término, no sólo participando en la preparación de originales, sino aportando su ayuda económica, sin la cual nada podríamos hacer, puesto que el presupuesto de esta publicación desborda por completo las posibilidades económicas de la A.T.E.P. Muchas han sido ya las contribuciones recibidas; pero todavía falta bastante para cubrir los

gastos previstos. No obstante, las gestiones que en este sentido se siguen realizando parece que darán sus frutos, y de acuerdo con las promesas que se nos han hecho, confiamos en que finalmente lograremos recaudar la cantidad que aún nos falta para poder llevar al Congreso de Nueva York este II Tomo en el que con tanta ilusión se está trabajando.

Por otro lado, se han distribuido diversas circulares trasladando a todos los Miembros de la A.T.E.P. cuantas noticias hemos ido recibiendo, a lo largo del año, en relación con el Congreso. Esperamos que, por tanto, en estos momentos estaréis ya todos perfectamente informados sobre el particular.

Son ya muchos los que nos han comunicado su deseo de participar en esta reunión. Por ello, y después de diversas gestiones, se ha conseguido organizar un viaje colectivo, en vuelo regular de Iberia, que supone una notable ventaja económica. No vamos a insistir ahora sobre el tema puesto que todos conocéis ya los detalles. Si, por cualquier causa, alguno no ha recibido todavía la correspondiente información, le rogamos que, cuanto antes, la solicite de la Secretaría de la A.T.E.P.

Nos satisface saber que la delegación española que asistirá al Congreso ha de ser francamente importante. Sin duda, el programa preparado ofrece un notable interés, en todos los aspectos, y las condiciones económicas resultan razonables. Pero es que, además, en este caso concurre una circunstancia especial que conviene resaltar. Según las noticias recibidas, las delegaciones de los países americanos de habla hispana que piensan estar presentes en Nueva York, son también muy numerosas y, por consiguiente, se va a presentar una ocasión única de poder cambiar impresiones y establecer contactos con técnicos interesados en el pretensado, que hablan nuestro mismo idioma y con los que, en general, no resulta fácil comunicarse. Creemos que esto constituye un ali-ciente más.

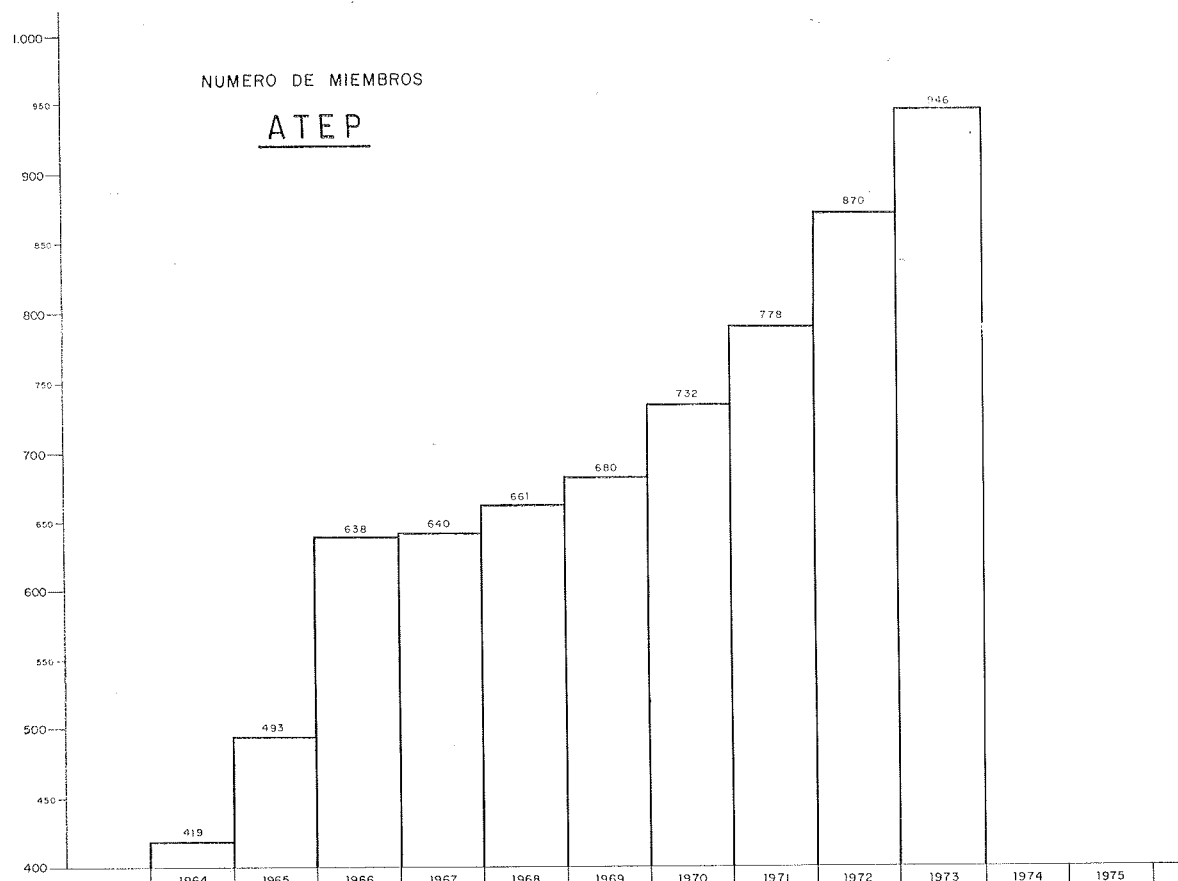
Las ponencias que los delegados españoles han de presentar en las sesiones dedicadas a la descripción de los distintos tipos de estructuras de hormigón pretensado últimamente construidas, están ya prácticamente terminadas. Dado el gran volumen de obras pretensadas que en la actualidad existe en España, resultaba difícil acertar en la selección de las que habrían de incluirse en dichas ponencias, sobre todo teniendo en cuenta el poco tiempo asignado a cada delegado para presentar su comunicación. No obstante, creemos que las obras finalmente elegidas son las más representativas del desarrollo logrado en nuestro país, durante los últimos años, por la técnica del pretensado, lo que nos permite confiar en el éxito de estas comunicaciones.

* * *

No queremos alargar más estos comentarios. Como en diversas ocasiones hemos indicado, no se trata de hacer una enumeración exhaustiva de las actividades desarrolladas por la Asociación durante el año, sino simplemente de reseñar de modo resumido aquellos hechos que consideramos más destacados por su incidencia en la marcha de la A.T.E.P. Nuestra única intención es la de realizar un escueto balance de actuaciones que permita comprobar hasta qué punto se van cumpliendo los objetivos señalados en los Estatutos y si en nuestro cotidiano caminar avanzamos o retrocedemos. Si este balance es positivo, como es lógico, nos satisface. Y nos satisface porque, partiendo de la base de que la labor de la Asociación es el exponente de la colaboración que sus Miembros le aportan, todo logro alcanzado significa que esta colaboración se ha producido. Y como, por otra parte, cuando alguien está dispuesto a colaborar en alguna organización es porque considera que la actuación de ésta merece su conformidad y que los fines perseguidos son los adecuados, el hecho de que la A.T.E.P. pueda presentar un balance satisfactorio de actividades significa, indirectamente, que sigue contando con la confianza

de sus Miembros y que éstos aprueban el rumbo que en su marcha mantiene la Asociación.

Otro índice evidente de cómo se va afianzando y extendiendo nuestra organización viene dado por el incremento del número de sus Miembros a lo largo de los años. En el gráfico que a continuación se incluye se representa esta favorable evolución, desde 1964 hasta la fecha.



Durante este período el número de Asociados ha aumentado a más del doble, pasando de 419 a 946. Pero quizá resulte aún más significativo el espectacular avance en el número de Miembros Protectores que, como todos sabéis, son aquellos que voluntariamente se inscriben en esta categoría y con su especial aportación económica prestan una valiosísima ayuda al desarrollo de las actividades que la Asociación tiene encomendadas. Como fácilmente se puede comprobar por las relaciones que en las contraportadas de la Revista "Hormigón y Acero" se incluyen, se terminó el año 72 con 21 Miembros Protectores. En el momento de escribir este resumen son ya 32. Estos datos son realmente alentadores.

En cuanto al año que ahora comienza, vamos a resaltar unos cuantos detalles. En primer lugar, al recibir este número de "Hormigón y Acero" os habréis dado cuenta que se ha cambiado el formato. Por exigencias de tipificación de las publicaciones, ha sido preciso ajustarlo al tamaño normalizado DIN-A4. Es posible que, de momento, esto os origine algún trastorno. Pero se trata de una disposición de rango superior que ha habido que aceptar y, en definitiva, la variación no es importante. Como contrapartida, la Revista pasa a tener el mismo tamaño que otras publicadas en diversos países europeos en los cuales, desde hace tiempo, han adoptado este mismo formato que cada día se va generalizando más.

De los acontecimientos previstos para 1974 hay dos que destacan por su importancia y a los cuales hemos de dedicar una especial atención. Los dos han sido ya mencionados. Son el VII Congreso Internacional de la F.I.P. y el XXV Aniversario de la fundación de nuestra Asociación del pretensado. En la preparación de ambos se está ya trabajando.

El programa del Congreso todos lo conocéis. En estos momentos se están concretando los últimos detalles de la organización del viaje colectivo, procurando conseguir las mayores ventajas y facilidades para los que en él participen. Los datos reunidos permiten augurar una amplia participación española; y todos confiamos en que, como los anteriores, este Congreso será un éxito y una nueva ocasión para tomar contacto con la técnica extranjera, adquirir una visión general de cuanto en el mundo se está haciendo en el campo del pretensado, conocer los últimos progresos logrados por esta técnica en sus diversos aspectos, saber lo que se prevé para su futuro inmediato y tener un punto de referencia que nos permita fijar exactamente nuestra posición con respecto a la de los demás países. Estamos convencidos de que las conclusiones que de esta comparación se obtengan, habrán de resultarnos francamente favorables; lo que constituirá un acicate más para perseverar en nuestra cotidiana labor con renovadas ilusiones y nuevos bríos.

Por lo que respecta al XXV Aniversario, que celebraremos el 12 de junio próximo, todavía no tenemos totalmente definido el programa de actos. Podemos, sí, adelantarnos algunos datos.

Con el objeto de facilitar su asistencia al mayor número posible de Miembros, y teniendo en cuenta que todos estamos cada día más ocupados y, como consecuencia, el tiempo disponible es muy limitado, se van a concentrar todos los actos en una sola tarde. Se celebrará una solemne Sesión en la que intervendrán eminentes personalidades de la técnica del pretensado; se otorgará e impondrán las primeras Medallas de la A.T.E.P. y se quiere organizar un coloquio sobre las actividades presentes y futuras de la Asociación. Se está estudiando la posibilidad de organizar algún acto social para la clausura. A medida que se vayan concretando detalles, se difundirá la oportuna información.

Nos gustaría ver reunidos ese día a una gran mayoría de los Miembros de la A.T.E.P. Por eso, desde aquí os pedimos que, ya desde ahora, anotéis en vuestras agendas, para el 12 de junio "Commemoración de las Bodas de Plata de la Asociación". Así no adquiriréis ningún nuevo compromiso para esa fecha y estaréis libres para ofrecernos vuestra colaboración asistiendo a esta Sesión que, con el calor humano de vuestra presencia, se convertirá en una grata e íntima reunión de carácter familiar, que es lo que todos deseamos.

A parte de esto, continuaremos con nuestras actividades habituales. Seguiremos redactando, contando con vuestro apoyo, nuevos Manuales relativos a las diferentes fases del proceso de ejecución del pretensado. En los próximos que están previstos se estudiarán dos temas importantes: el de los anclajes y el de colocación de armaduras. La labor que en este campo queda por realizar es todavía muy amplia; pero poco a poco se irá completando. Esperamos vuestra aportación de artículos originales para la Revista. Esperamos vuestro ofrecimiento para pronunciar conferencias dentro de nuestro programa anual de reuniones públicas. Esperamos una nutrida representación española en el Congreso de Nueva York. Deseamos recibir vuestras sugerencias sobre cualquier actividad que juzguéis conveniente que se inicie. Confiamos en que no faltaréis a nuestra cita del 12 de junio. Confiamos, como siempre, en vuestra valiosa ayuda y colaboración para poder continuar, todos juntos, trabajando y luchando por el logro de los objetivos que nos hemos marcado.

¿Esperamos mucho? ¿Deseamos mucho? ¿Confiamos demasiado? ¿Son exageradas nuestras aspiraciones? Estamos convencidos de que no.

I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento

ANDECE

Agrupación Nacional de
Derivados del Cemento

Secretaría del Sello - Costillares (Chamartín) - Madrid-33 - Apartado 19002 - Tlf. 202 04 40

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS



Sellos en vigor a enero de 1974

Cietan VP-1 — DOMO-SAINCE, S.A. — Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid).

Cietan VP-2 — AGUSTI, S.A. — Fábrica de Bañolas (Gerona).

Cietan VP-3 — AGUSTI, S.A. — Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona).

Cietan VP-4 — ENAGA, S.A. — Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid).

(ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva trimestralmente

ENERO 1974

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja; y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaborados por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

En el escrito de solicitud deberá acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, A.T.D.C., Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos.

¿Quién controla el CIETAN?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

Las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGÓN, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGÓN, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

recomendaciones de actuación para mejorar la calidad de la construcción en España

NOTA DE LA REDACCION DE "HORMIGON Y ACERO"

En los momentos actuales es indudable que exista una verdadera e intensa preocupación por todos los problemas relacionados con la calidad en general y, muy especialmente, con la calidad en la construcción. Y esta preocupación, que se palpa en todos los ambientes, tanto entre los Organismos oficiales como entre los técnicos e incluso entre los usuarios, ha promovido la realización de una serie de trabajos, estudios, reuniones, conferencias, etc., encaminados a la necesaria mentalización de cuantos intervienen en el campo de la construcción y a ir desbrozando los caminos que conducen al establecimiento de la oportuna legislación que regule las medidas que deben adoptarse para mejorar, garantizar y controlar la calidad de las construcciones en España.

Siguiendo esta línea, el Comité de Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad acaba de publicar un opúsculo en el que se recogen las conclusiones de muchas horas de meditación, discusiones y trabajo, altruistamente dedicadas por el mencionado Comité, para establecer las líneas de actuación que estima más adecuada para lograr esa tan deseada mejora de la calidad en la Construcción.

La innegable actualidad del tema y el interés de las ideas expuestas en el citado opúsculo, nos han inducido a solicitar a la Asociación Española para el Control de la Calidad, su autorización para reproducirlo íntegramente en nuestra Revista. Nuestra solicitud ha sido amablemente atendida, por tanto, después de dejar pública constancia de nuestro agradecimiento, nos complace poder ofrecer a nuestros lectores, a continuación, el texto de la publicación indicada.

* * *

PROLOGO

El presente trabajo contiene un conjunto de soluciones y recomendaciones de actuación en relación con los problemas del Control de Calidad de la Construcción en España. Estos problemas fueron estudiados en otro trabajo titulado "Análisis de la Situación Actual del Control de Calidad de la Construcción en España", que fue también redactado por el Comité y publicado en 1971.

La redacción ha sido llevada a cabo por un Grupo de Trabajo reducido, en el seno del propio Comité, pero el documento fue sometido, en distintos grados de desarrollo, tanto al Comité en pleno como a varias sesiones de Mesa Redonda, a las que asistieron representantes de muy diversos sectores relacionados con la Construcción (Administración, Colegios Profesionales, Projectistas, Directores de Obra, Organizaciones de Control, Fabricantes de Materiales, Constructores, etc.), a los que queremos expresar aquí nuestro agradecimiento por su eficaz y prolongada colaboración.

Tanto en las reuniones de Mesa Redonda como en las del propio Comité se puso de manifiesto una coincidencia fundamental en los objetivos, si bien no en los caminos concretos para alcanzarlos. En este sentido, el documento adjunto expresa la opinión dominante entre las personas que han intervenido en su redacción, como siempre procedente de todos los variados sectores implicados, pero no debe entenderse que el texto refleje un estado de opinión unánime. Esto es lógico, pues por un lado los problemas analizados son complejos, y muchas veces admiten actuaciones diversas tendentes a una misma solución. Por otro, el tratamiento unitario que se ha dado a toda la Construcción, sin distinción entre sus distintas ramas, obligaba a no entrar en matices particulares, poco importantes en un estudio de directrices básicas como el presente.

Madrid, junio de 1973

JOSÉ CALAVERA RUIZ
Presidente del Comité

INTRODUCCION

Con el presente trabajo se intenta completar el "Libro Blanco" sobre "Análisis de la Situación Actual del Control de Calidad de la Construcción en España" (*), en que se apuntaban los hechos habituales más notables que vienen produciéndose en detrimento de la calidad en la construcción.

En consecuencia, en este documento, que pretende aportar sugerencias cuya aplicación podría paliar o solucionar los problemas planteados en la actualidad, se sigue el esquema del Libro Blanco, subrayándose los aspectos en que parece más necesario incidir aun cuando ello suponga modificar lo que en la actualidad está establecido por la costumbre.

El texto se refiere indistintamente a Obras Públicas, Edificación, Obras Industriales y Urbanismo, y en él no se han tenido en cuenta en absoluto intereses de uno u otro grupo de profesionales o entidades, limitándose este trabajo a recomendar que en todo momento haya siempre un responsable para cada cosa, y que éste aporte las debidas garantías para hacer frente a su responsabilidad.

1. EN RELACION CON EL PAIS EN GENERAL

Dado que una política de calidad debe ir acompañada de alicientes que la hagan más atractiva, se hace necesario crear los estímulos adecuados, tanto para las empresas como para los profesionales que intervienen en la construcción.

En gran medida cabe atribuir la falta de calidad a que ésta no se exige, y no se exi-

(*) Publicado por el Comité de Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad. Madrid, 1971.

ge la calidad porque los usuarios o consumidores no están mentalizados en este sentido. Se sugiere por consiguiente la realización de una campaña general de promoción de la calidad, bien estudiada, al nivel necesario y con los medios adecuados, que debería complementarse con información especializada sobre laboratorios existentes, productos que tienen Marca de calidad o Sello de Conformidad con Norma, Documento de Idoneidad Técnica, etc.

Muchas ideas válidas podrían encontrarse en las campañas "cero defectos" y actuaciones análogas desarrolladas ya en otras industrias. Esto debería combinarse con la política de información más amplia posible, intentando hacer de la calidad un objetivo generalizado para todo el país en un momento de su desarrollo económico y político en que este tipo de tareas colectivas es especialmente oportuno.

Se pretende con esto seguir una mentalización general encaminada a la calidad y evitar la resignación habitual en los usuarios, ayudando a establecer una relación "nivel de calidad-precio", facilitando cauces para denunciar ante los Organismos correspondientes los defectos que pueden observarse y adoptando las medidas oportunas para que estas denuncias sean eficazmente atendidas y corregidos los defectos denunciados.

El aumento de la productividad (incremento de la producción sin incrementos paralelos en el coste de la misma) es el objetivo principal de los países empeñados en un proceso de desarrollo. La mejor solución encontrada hasta ahora estriba en el Control de Calidad, cuyos principales objetivos son:

- Garantizar la calidad.
- Reducir los costes.

El Control de Calidad, en efecto, no sólo no debe introducir un coste adicional al de producción, sino que, por el contrario, debe producir una disminución del mismo como consecuencia de la mejora de diseños y métodos de fabricación, de la selección de equipos y de la disminución de fallos y rechazos.

2. EN RELACION CON LOS PROYECTOS

En el orden de acciones a emprender para un incremento de la calidad en la construcción, el tema del Proyecto es primordial en cuanto a importancia. Por un lado, la calidad del propio Proyecto es decisiva, pero además es en dicho documento donde ha de incluirse un conjunto de especificaciones que definan la calidad de la obra a realizar y la forma de comprobarla durante la ejecución.

Se considera de la mayor importancia que, por quien corresponda, se defina si el Proyecto constituye documento público o privado y si su carácter es informativo o implica responsabilidad como servicio profesional.

Un punto esencial para el desarrollo de una labor fecunda en favor de la calidad es el de la actualización de los "mínimos" a percibir por los profesionales, de acuerdo con las tarifas oficiales de los Colegios. En efecto, una de las causas que contribuyen a la frecuente baja calidad de las obras, es precisamente que los honorarios establecidos no retribuyen adecuadamente la redacción de proyectos suficientemente desarrollados y detallados. Parece, por consiguiente necesario, proceder a una revisión urgente de los honorarios profesionales establecidos.

El encargo del Proyecto se debería formalizar mediante contrato por el que se adquiriesen los siguientes compromisos:

- El Proyectista se compromete a expresar documentalmente las soluciones adecuadas, dentro de unos plazos previstos, de acuerdo con un determinado programa

de necesidades aprobado por la Propiedad, ajustando las soluciones a unas posibilidades económicas conocidas, y de forma que su expresión pueda ser fácilmente interpretada y sirva para la ejecución de la obra.

- La Propiedad, por su parte, debe comprometerse a no hacer del trabajo del Proyectista otro uso que el previsto en el contrato.

La comprobación de que el trabajo del Proyectista se ajusta en todo a lo establecido en el contrato debe atribuirse al correspondiente Colegio Profesional, si bien en determinados proyectos para obras de la Administración esta comprobación correspondería a las Oficinas de Supervisión de Proyectos.

2.1. Fases del proyecto.

Convendrá reglamentar claramente, a través de los correspondientes Colegios Profesionales, las distintas fases de desarrollo del Proyecto, especificando los porcentajes del total de honorarios correspondientes a cada una de ellas.

Cabe, en general, distinguir las siguientes fases:

a) Fase 1: Anteproyecto. Es en realidad un estudio previo, realizado sobre la base del Programa de Necesidades propuesto por el Promotor, y tiene como finalidad esencial proporcionar a éste una información general y aproximada sobre el planteamiento y sobre el presupuesto.

b) Fase 2: Proyecto de Tramitación. Contiene la definición general, estética y funcional de la obra y debería proporcionar a la Propiedad y a las Autoridades que han de aprobarlo, una información suficiente sobre disposiciones, rasantes, volúmenes, alturas, aspecto, distribución, calidades, etc. Este nivel de Proyecto debe ser suficiente para la obtención de todas las licencias y permisos, y su grado de definición debe ser tal que, permitiendo una perfecta comprensión de las soluciones viables elegidas, no pueda utilizarse en cambio para ejecutar en ningún aspecto la obra.

Las autorizaciones que sobre este documento diesen los Organismos correspondientes deberían ser vinculantes durante un plazo suficiente para el desarrollo definitivo del Proyecto y la ejecución de la obra, a fin de evitar gastos y trabajos inútiles para la Propiedad y para el Proyectista, que producirían si el Proyecto, desarrollado en forma completa, no consiguiese las autorizaciones necesarias.

Con todas las salvedades derivadas de la indeterminación de los precios, que normalmente están sujetos a fluctuaciones totalmente ajenas al Proyectista, un Proyecto, en esta fase debería ser capaz de suministrar a la Propiedad información orientativa sobre el coste de la construcción con un error que sería deseable no sobrepasase ± 15 por 100.

c) Fase 3: Proyecto de Ejecución: Debe añadir a la fase anterior únicamente determinaciones tales que, además de la perfecta comprensión de las soluciones, permitan la ejecución de la obra incluso bajo la dirección de otro técnico. El Proyecto de Ejecución debe proporcionar a la Propiedad información muy aproximada de las mediciones con un error que, en los casos habituales, no debería rebasar el 5 por 100, permitiendo obtener ofertas de construcción claras y homogéneas.

En general, la documentación de un Proyecto completo desarrollado en todas sus fases debe contener la información siguiente:

- a) Memoria:
 - Descripción.
 - Programa de necesidades seguido.
 - Condicionantes ecológicos y urbanísticos.

- Ambientación.
- Normas adoptadas.
- Información topográfica.
- Información geotécnica.
- Cálculo de Estructuras Resistentes.
- Cálculo de Instalaciones.
- Condiciones de uso y conservación.

b) Planos.

- Planos completos, acotados, y con detalles suficientes para que a partir de ellos puedan realizarse, sin necesidad de posteriores aclaraciones y consultas, los croquis y despieces de obra.

c) Pliego de Condiciones.

- Disposiciones generales.
- Disposiciones especiales para la obra.
- Especificaciones técnicas de los materiales.
- Especificaciones técnicas de la ejecución.
- Especificación técnica del Control de Calidad.
- Formas de medición y abono.
- Disposiciones legales y económicas.

d) Presupuesto.

- Mediciones.
- Cuadros de precios.
- Presupuestos parciales.
- Presupuesto general.

e) Plan de obra.

- Proceso de ejecución.
- Estudio de tiempos.
- Estudio de necesidades.

En casos justificados por las características de la obra, la información reseñada podría ser más restringida, siempre que, como mínimo se cumplan las exigencias que en este sentido señale el Colegio Profesional correspondiente.

2.2. Colaboraciones interprofesionales.

La diversificación de tecnologías y la necesidad de una creciente especialización en las mismas, van imponiendo las colaboraciones interprofesionales como solución ampliamente adoptada en la mayoría de los países.

Actualmente parece observarse en España un clima más propicio para el desarrollo de estas colaboraciones, debido en parte a que una mayor comunicación técnica con otros países está poniendo en evidencia lo anticuado de nuestro sistema, que debe revisarse a fin de que no permita que algunos miembros de todos los cuerpos profesionales se amparen en exclusividades y protecciones, mediante las cuales podrían asegurar un número de clientes que seguramente su capacidad de servicio técnico no podría garantizarles.

El desarrollo de las necesarias colaboraciones interprofesionales se ve también frenado, en parte, por los reducidos honorarios que independientemente pueden percibir los distintos especialistas colaboradores, y por la generalización de la ayuda que, en muchos casos, prestan constructores o fabricantes en el cálculo de estructuras o instalaciones, sin asumir abiertamente responsabilidad sobre las mismas.

Entendiendo que las colaboraciones no deben prescribirse obligatoriamente, se estima que bastaría conseguir que no se impidan, ya que a corto o medio plazo, los proyectos realizados por equipos de especialistas deben competir ventajosamente con los realizados por un profesional que intente abarcar todas las especialidades.

En este sentido debería abordarse, por parte de los Colegios Profesionales, un estudio conjunto sobre las competencias correspondientes (que en la actualidad no están claramente definidas), y reglamentarse las posibles colaboraciones, definiendo claramente las funciones y responsabilidades de los distintos profesionales que colaboren con el Proyectista como CONSULTORES o como ASESORES. Asimismo, sería conveniente definir claramente la responsabilidad de quienes emitan INFORMES o DICTAMENES.

Parece muy importante subrayar que, dada la complejidad cada vez mayor de las tecnologías de la construcción, va haciéndose necesaria, con frecuencia, la colaboración de Constructores o Fabricantes con el Proyectista para resolver determinados aspectos del proyecto en estudio. En estos casos, el Constructor o Fabricante deberían tener designada persona responsable del Proyecto o parte del Proyecto correspondiente.

2.3. La definición de calidades en el proyecto.

Es el Proyecto, y especialmente en su Pliego de Condiciones, donde la calidad de los materiales y de la ejecución deben quedar claramente definidas, ya que constituye la base fundamental del contrato entre Propietario y Constructor. Desgraciadamente, en un porcentaje considerable de proyectos, el Pliego de Condiciones es un conjunto de especificaciones incompletas, vagas, inconexas y, con frecuencia, contradictorias. La escasez de Normalización básica, y el desfase y frecuentes contradicciones en la existente en nuestro País, dificulta la redacción de Pliegos de Condiciones, pero también la dificulta el no tener en cuenta que la redacción de este documento exige experiencia, buen juicio y amplios conocimientos profesionales, y que de ninguna forma puede considerarse como un tema secundario dentro del Proyecto.

El Pliego de Condiciones, además de incluir la definición de calidades de materiales y ejecución, debería incluir un Plan de Control de Calidad donde quedarán claramente fijados los criterios de muestreo, la definición de lotes, los criterios de aceptación y rechazo, y las penalizaciones económicas o de otro tipo que deban aplicarse en aquellos casos en que las calidades alcanzadas, aun no cumpliendo lo contratado, pudieran ser aceptables para el Propietario.

2.4. Las desviaciones del presupuesto.

Siendo uno de los objetivos del Proyecto informar a la Propiedad, con precisión razonable, del coste previsible de la obra, el Proyectista debe ser consciente de los perjuicios que pueden producir al Propietario si, por negligencia u otra causa, comete error grave al dar esta información.

Dicha información la recibe el Propietario en dos etapas: La primera al recibir el Presupuesto de Proyecto; la segunda al realizar la adjudicación de la construcción. Una diferencia importante entre ambas sólo sería admisible si fuese debida a diferencias considerables de tiempo entre la realización del Proyecto y la recepción de ofertas, o a un cambio apreciable de niveles de costes.

Pero si se produce un error apreciable entre el presupuesto de adjudicación y el coste real, que no sea debida a revisiones de precios previamente pactadas, a cambios en la construcción introducidos por la Propiedad, a errores de su Director de Obra, o a otra causa perfectamente justificada, el Proyectista habría incumplido gravemente sus obliga-

ciones para con su cliente. En este último caso, las diferencias suelen derivarse precisamente de un desarrollo deficiente del Proyecto, que acarrea una definición incompleta de la obra y de sus cualidades, cuya consecuencia son mediciones incompletas o erróneas, y, por tanto, presupuestos falsos, habitualmente inferiores a los reales.

Debe hacerse también una consideración especial para aquellos casos en que el error en el Presupuesto es introducido intencionadamente por la Propiedad con la aquiescencia del Proyectista. Esto puede producirse bien al consignar en el Proyecto precios inferiores a los reales, con objeto de disminuir aquellos impuestos referidos al coste de la construcción, bien exagerando los precios en aquellos casos en que el Presupuesto de Proyecto ha de servir de base a la obtención de créditos para la construcción.

Según los casos pueden producirse las consecuencias siguientes:

- Apertura de una vía peligrosa, pues al carecerse, en las sucesivas etapas de la construcción, de una referencia clara, pueden atribuirse posibles errores a la diferencia pactada entre el coste real y el falseado.
- Rebaja encubierta de honorarios profesionales con el consiguiente perjuicio a los Colegios Profesionales, que dejan de percibir la parte correspondiente de los honorarios de sus Colegiados.
- Ocultación a los Organismos recaudadores de impuestos.
- Engaño a las Entidades que otorgan los créditos.

Una fuente tradicional de inexactitudes en el Presupuesto es la costumbre, todavía muy extendida, de realizar los proyectos sin un estudio topográfico y geotécnico del terreno. La ausencia del primero puede conducir a errores importantes en los costes de movimientos de tierras, y la del segundo puede llevar, bien a obras inseguras, bien a criterios de cimentación excesivamente seguros, adoptados por el Proyectista en ausencia de información geotécnica, y que conducen a un sobre coste de cimentación generalmente muy superior al coste de la información geotécnica. Por otro lado, la ausencia de la información geotécnica conduce, con frecuencia, a que las profundidades de cimentación sean mayores que las previstas en proyecto, con errores importantes respecto al coste previsto.

Igualmente importante es el estudio previo de las características estructurales de las fincas colindantes, a fin de tener previstas las posibles perturbaciones que podrían originar en ellas la ejecución de la obra. Los gastos correspondientes a este estudio deberían constar expresamente en el Proyecto para información previa de la Propiedad.

Para evitar la situación expuesta cabe recurrir a las siguientes medidas:

- Responsabilizar a los Colegios Profesionales de los errores de bulto.
- Informar claramente a la Propiedad de su derecho a responsabilizar al Proyectista de las desviaciones de mediciones que le sean atribuibles y de los cauces para ejercer ese derecho.
- Procurar que los impuestos que graven la construcción se expresen en función de superficies o volúmenes para cada categoría de construcción y no únicamente en función de su coste.
- Procurar que las Entidades que otorguen créditos a la construcción hagan revisión seria de los proyectos, en especial en lo que se refiere a Mediciones y Presupuesto.

2.5. El control de la calidad en los proyectos.

Aparte del autocontrol sistemático, que el propio Proyectista debe ejercer, existen dos actuaciones que hacen posible mantener la calidad de los proyectos por encima de los niveles mínimos admisibles.

La primera es la supervisión de tipo general que los Colegios Profesionales hacen al proceder al visado, comprobando que los proyectos contienen todos los documentos recomendados y negando rotundamente el visado si, siendo necesario para el Proyecto de que se trate, se ha omitido alguno de ellos. En este sentido debería establecerse claramente la responsabilidad de los Colegios Profesionales que otorgan los visados en caso de incumplimiento de estos requisitos mínimos.

Otra forma de asegurar la calidad del Proyecto es el control de detalle del mismo, que puede ser realizado por las Oficinas de Supervisión de Proyectos, en el caso de los realizados por o para la Administración, o bien por profesionales (distintos del Proyectista) o por Organizaciones de Control especializadas en este trabajo. Las personas u Organizaciones dedicadas al control de proyectos deberían asumir la responsabilidad legal que les corresponda.

Finalmente, cabe señalar la necesidad de que las actividades relacionadas con Proyecto y Dirección estén claramente desligadas de la Construcción como requisito imprescindible para la defensa de los intereses de la Propiedad.

3. EN RELACION CON LAS DIRECCIONES EN OBRA

Debe advertirse que, partiendo de un Proyecto con suficiente calidad, las actuaciones podrían quedar reducidas a clarificar las obligaciones y responsabilidades de la Dirección de Obra y aumentar la frecuencia de las inspecciones.

También conviene señalar que es deseable evitar que se atribuyan a distintos técnicos la Dirección y el Proyecto, ya que en muchos casos éste debe completarse a lo largo de la ejecución de la obra. En cualquier caso cabe señalar también que el Proyectista que no dirige obras tendrá grandes dificultades para actualizar su formación.

3.1. Clases de Dirección.

Es conveniente subrayar que se mantienen importantes diferencias de concepto en cuanto a la Dirección de Obra, según se trate de Edificación o de Obras Públicas.

Por otra parte, debe señalarse que la existencia obligatoria de un Titulado Superior y otro de Grado Medio (especialmente en obras de Edificación) con honorarios independientes abonados directamente a ambos profesionales, es un sistema poco frecuente fuera de nuestro país. Una solución más usual suele ser la de un responsable único, que aporta su equipo de colaboradores, pero sin que se establezca relación contractual directa entre éstos y la Propiedad.

Sin embargo, dada su base legal, es evidente que hay que operar a partir del sistema establecido; pero, en cualquier caso, será necesario clarificar:

- En qué medida el Técnico de Grado Superior tiene responsabilidad sobre todas las actuaciones que constituyen la Dirección; y en cuáles el de Grado Medio tiene la misma responsabilidad, pero reducida por ser personal subordinado.
- Aclarar si, por el contrario, existen zonas de responsabilidad común y zonas de responsabilidad independiente.
- Definir claramente los aspectos de autoridad, delegada o independiente, que las anteriores responsabilidades entrañan.

La actual legislación sobre atribuciones, en especial para los Técnicos de Grado Medio, no es suficientemente clara y debería concretarse por la Administración, porque en otro caso habrá de ser concretada en cada caso particular por los Tribunales. El criterio,

no general, pero sí compartido por grupos numerosos, de que los aspectos de control de calidad sean de responsabilidad exclusiva de los Técnicos de Grado Medio (acompañada de la autoridad exclusiva en este campo), adolece de varios defectos de planteamiento, entre los cuales deben destacarse los siguientes:

- En gran medida la calidad se define en el Proyecto, en el cual la legislación actual no permite, salvo excepciones, actuar al Técnico de Grado Medio.
- En los actuales planes de estudio de los Técnicos de Grado Medio faltan de forma completa, o se desarrollan a nivel muy sucinto, los estudios de algunos materiales, técnicas y procesos que, de acuerdo con este criterio, correspondería desarrollar al Técnico de Grado Medio.
- No parece lógico que se pretenda eximir de responsabilidad a los Técnicos Superiores (y correlativamente de autoridad) en el tema de la calidad que es, por un lado, de los más importantes en su actuación profesional, y por otro, de los que exige más conocimientos y experiencia, especialmente para tomar decisiones en los casos límite o dudosos.

3.2. La adjudicación de la construcción.

La Dirección de Obras debe adjudicarse por la Propiedad normalmente antes de proceder a adjudicar la construcción, ya que se considera prerrogativa esencial de la Dirección la posibilidad de vetar la adjudicación a una determinada Empresa Constructora que considere inadecuada. Asimismo, la Dirección debe poder vetar plazos de ejecución cuyo cumplimiento originaría razonablemente detrimento de la calidad. En este sentido los Colegios Profesionales deben prestar a sus miembros el más amplio respaldo y establecer una normativa a la que éstos puedan acogerse para defender sus criterios frente a posibles exigencias de la Propiedad o de la Empresa Constructora.

3.3. Grados de intensidad en la Dirección

Se entiende que el control realizado por la Dirección de Obra es un control de recepción, distinto del control de producción que debe llevar a cabo el Constructor.

Por otra parte, debe recordarse que la actividad de la Dirección puede entenderse solamente en el sentido de una labor de actuación general. Frecuentemente, sin embargo, se producen dos situaciones extremas:

- Técnicos que prestan una reducidísima atención al desarrollo de la obra, visitándola de forma esporádica.
- Propietarios que entienden que los honorarios que pagan a la Dirección les dan derecho a exigir una permanencia casi continua de la Dirección en la obra.

Resulta evidente que ambas posiciones son erróneas y que los honorarios que la Propiedad abona son excesivos para la primera y escasos para la segunda. En este sentido debería definirse con claridad el significado y la responsabilidad de la Dirección, y el derecho de la Propiedad a obtener de ella una labor que permita desarrollar la construcción de acuerdo con el Proyecto, controlar su plazo y su coste, y garantizar su calidad.

A diferentes tipos de construcciones corresponden, lógicamente, diferentes grados de intensidad en la Dirección de Obra cuya adecuada retribución debe ser estudiada. Los Colegios Profesionales, sin excepción, deberían actuar en este aspecto, marcando además directrices más concretas que las actuales, vigilando el escrupuloso uso de los Libros de Ordenes y Asistencias (que deberían ser visados al final de la obra) exigiendo el visado complementario de cualquier modificación de Proyecto realizada durante la Dirección, y obligando a sus colegiados a realizar personalmente las Certificaciones, e impidiendo que la redacción real de las Mediciones sea realizada por el Constructor.

3.4. La responsabilidad de la calidad por parte de la Dirección.

Los defectos de calidad apreciables por inspección visual, que pueden presentarse en una construcción, admiten una clasificación previa en dos grupos:

- a) Defectos que, de no haber estado presente la Dirección en el momento de la ejecución, ya no son detectables en inspecciones posteriores.
- b) Aquellos que pueden ser apreciables en inspecciones posteriores.

Respecto a los primeros, la responsabilidad de la Dirección debe entenderse exclusivamente en el sentido de que debe dar instrucciones concretas para la ejecución y realizar la inspección en sus visitas periódicas. Constituye, en definitiva, una inspección por muestreo estadístico (inspección de recepción), que entraña responsabilidad sobre los fallos generalizados, pero a la que nunca se le puede exigir responsabilidad en un fallo aislado.

En relación con los segundos, sí es total la responsabilidad de la Dirección, puesto que siempre tiene la posibilidad de evitarlos o corregirlos.

4. EN RELACION CON LAS EMPRESAS CONSTRUCTORAS

Se supone que el deseo de obtener beneficios exagerados es lo que induce, casi siempre, al Constructor a actuar con excesiva despreocupación en cuanto a la calidad de la construcción.

Sin embargo, debe señalarse que, ante el hecho de que la calidad buena y la mediocre se certifican y abonan habitualmente a los mismos precios, muchos Constructores se han visto forzados a rebajar conscientemente sus niveles de calidad para poder ofertar precios competitivos.

4.1. Clasificación y calificación de los Constructores.

Completando la labor realizada ya por la Administración y ampliando la que está en vías de realización, que se considera insuficiente, debe procederse a una clasificación de los Constructores (y de los Subcontratistas e Instaladores), indicando para qué tipo de actividades (Obras de tierra, Estructura, Albañilería, Puentes, etc.), está calificada cada Empresa. Es también necesario establecer una calificación por categorías de acuerdo con sus medios de personal, maquinaria, realizaciones precedentes, etc.

El Organismo que otorgase y vigilase estas clasificaciones y calificaciones debería estar constituido por representantes de todos los sectores interesados (Administración, Sindicatos, Colegios Profesionales, Laboratorios y Organizaciones de Control, Constructores, Aseguradores, Usuarios, etc.), y tener posibilidades de ir recibiendo, en forma continuada, toda la información necesaria para el desarrollo de su misión.

4.2. Calificación del personal.

Sería conveniente que estuviese claramente establecida la responsabilidad que puede corresponder al Operador por la ejecución defectuosa de una unidad de obra, ya que, algunas veces, la falta de calidad puede atribuirse a desgana o hasta mala fe en la realización del trabajo.

No obstante, lo que realmente constituye uno de los grandes problemas que deben solucionarse para que pueda alcanzarse una calidad razonable en Construcción, es nuestro bajo nivel de calificación de la mano de obra. A este bajo nivel contribuyen:

- La frecuente situación de temporalidad en que gran parte de los obreros suelen encontrarse.
- El hábito de forzar el ritmo de construcción mediante la contratación de destajos.

La situación actual podría mejorar notablemente mediante la acción coordinada de Administración, Sindicatos y Empresas, creando los incentivos adecuados y generalizando e intensificando rápidamente y al mayor nivel posible la formación profesional. En este sentido sería muy conveniente la existencia de alguna disposición legal por la que la Empresa quedara obligada a dedicar una parte de su presupuesto a la formación de su personal, que adquiriría, además, por esta acción, una mayor dignidad humana. Los Organismos Oficiales, por su parte, deberían prestar el máximo apoyo y colaboración a esta labor.

4.3. Las formas de petición de ofertas y de adjudicación.

Supuesto un Proyecto completo y detallado, con calidades a realizar bien definidas, es un punto de vital importancia que la petición de ofertas se realice de forma que las que se obtengan sean homogéneas, a fin de que pueda seleccionarse la que sea realmente mejor y no la que haya sido presentada con más habilidad. La Norma UNE 20.042, que en cualquier caso debe revisarse y actualizarse en los puntos que lo precisen, puede proporcionar criterios concretos en este campo.

En este sentido no debe desdeñarse la posibilidad de que en la petición de ofertas, los Cuadros de Precios se entreguen en blanco para que sean rellenados por el Constructor. Otro tanto cabría hacer en relación con el Plan de Obra.

En algunos casos será deseable y necesario que la adjudicación de la construcción sea previa, incluso, a la iniciación del Proyecto, por requerirse la colaboración del Constructor en la redacción del mismo. Estos casos deben haber quedado previstos en la clasificación y calificación de Empresas Constructoras, señalándose expresamente las circunstancias o especialidades en que puedan darse.

4.4. Empresa constructora y técnico del Constructor.

Parece imprescindible legislar adecuadamente para que, al establecer la clasificación y calificación de Empresas Constructoras, se tengan en cuenta sus posibilidades de disponer del personal técnico necesario, en número y en titulación, para garantizar el cumplimiento de sus responsabilidades de acuerdo con el número y volumen de las obras que aspiren a realizar. Cada obra debería tener un técnico asignado por parte del Constructor, con mayor o menor dedicación según el tipo e importancia de la obra, pero con responsabilidad penal claramente establecida, además de la que pueda corresponder al Constructor como Empresa.

Debe hacerse una expresa advertencia sobre la falsa imagen que el número de técnicos de una Empresa puede producir. En todo lo que aquí se dice se supone que el personal técnico, cuya necesidad se señala, está dedicado a trabajos técnicos, y en la medida en que eso sea cierto, su trabajo conducirá a una buena construcción. En bastantes casos, sin embargo, una gran parte del tiempo y de la capacidad de esos técnicos están dedicados a labores administrativas, discusiones de precios, etc.

La responsabilidad de la Dirección de Obra, que en algunos casos puede considerarse reducida en razón de su no continua permanencia en obra, no puede atenuarse en cambio en los casos del Constructor, Técnico de la Empresa Constructora, Encargado, Capataces, etc., que por su presencia permanente en la obra, son responsables de una inspección continua de las operaciones de construcción, lo que constituye un control

mucho más intenso y extenso que el que puede hacer la Dirección. El control del Constructor es, en definitiva, un control de fabricación de tipo distinto del de recepción que la Dirección realiza en representación de la Propiedad. En efecto, mientras que el control de la Dirección, al operar por muestreo estadístico no puede ser responsable más que de fallos relativamente generales o sistemáticos, el del Constructor, por su carácter continuado y permanente, debería tener responsabilidad sobre todos los defectos, salvo aquellos que constituyan accidentes puramente fortuitos, o sean atribuibles a errores de Proyectos o de Dirección.

4.5. La financiación de la Construcción.

Especialmente en ciertos sectores se ha desarrollado el hábito de pedir al Constructor unas facilidades de pago anormalmente grandes.

Esto ha motivado el que, en definitiva, el Constructor se transforme, en esos casos, en banquero de sus clientes, lo que encierra varios riesgos para la calidad de la obra:

- En muchos casos, en el momento de la adjudicación, se selecciona una oferta de baja calidad, pero con grandes facilidades de pago, frente a otras de mejor calidad, pero que no financian la obra en forma tan dilatada.
- En otros, especialmente en pisos para venta, es corriente que el futuro propietario no tenga posibilidad de seleccionar por calidad, sino por condiciones de pago, renunciando, bajo la presión de las circunstancias económicas, a su derecho a una calidad razonable.

En el primer caso la Propiedad debería estimar los altos intereses que realmente va a pagar por ese préstamo aparentemente razonable. En el segundo, la actuación adecuada es conceder los créditos oficiales a los compradores o usuarios, y no a los Promotores.

5. EN RELACION CON LOS FABRICANTES DE MATERIALES

Dado el sistema de contratación más aceptado actualmente en nuestro País, cuando el Constructor se ve forzado a concurrir a una obra con un porcentaje importante de baja, al saber que en la tercera parte de los costes totales (que corresponde a la mano de obra) no puede repercutir esta baja, la aplica íntegramente sobre los dos tercios restantes. Esto ocasiona que el porcentaje de baja en la contratación incida, notablemente aumentado, en el precio de los materiales o instalaciones, con la consiguiente repercusión en la calidad de los mismos.

Este problema podría solucionarse si en el Pliego de Condiciones del Proyecto quedasen perfectamente definidas las calidades de los materiales y, al mismo tiempo, se arbitrasen medidas para responsabilizar fuertemente a los Fabricantes sobre la calidad de sus productos, y se estableciesen la obligación de que todos los materiales o elementos que se suministren fueran acompañados de la correspondiente garantía, en que se especifique la responsabilidad del Fabricante, y su obligación de reponer a su costa las partidas defectuosas, o de compensar económicamente a la Propiedad si existiese acuerdo previo en este sentido.

Es evidente que si se intenta responsabilizar a la Dirección de Obra y al Constructor de la calidad de todos los materiales, sin excepción, esto conducirá a una intensidad de ensayos absolutamente imposible de realizar, y claramente antieconómica para el conjunto de la Construcción.

Aunque una respuesta a este problema es la de pretender establecer Marcas Generales de Calidad, la experiencia ha demostrado que, en definitiva, lo que funciona eficaz-

mente es la calidad de la marca con preferencia sobre la Marca de Calidad. La propia denominación de Marca de Calidad puede inducir a error al comprador que cree recibir un producto garantizado, cuando es claramente imposible concebir un Organismo capaz de garantizar todos los productos que intervienen en cualquier sector. De hecho los reglamentos de cualquier Marca de este tipo contienen, casi siempre, cláusulas que desligan al Organismo que la concede de cualquier responsabilidad por la calidad de un producto concreto.

Como alternativa más realista se propone centrarse en:

- Los Documentos de Idoneidad Técnica, que hoy tienen carácter internacional, y que garantizan las formas de empleo técnicamente comprobadas para los materiales no tradicionales, los cuales quedan además claramente definidos.
- Para materiales o elementos tradicionales las Marcas de Conformidad con Normas, o Sellos de Conformidad, que pueden solicitar voluntariamente los Fabricantes que reúnan los requisitos indispensables en cuanto a idoneidad de sus instalaciones, equipos y personal, y se sometan a una serie de inspecciones periódicas. El Sello, aunque no constituya una garantía individualizada de cada unidad producida, conduce, de hecho, a una clasificación de Fabricantes.

El camino adecuado es, pues, el de estimular el desarrollo de estos Sellos, otorgados y controlados por Organismos en los que estén representados todos los sectores interesados, incluso los propios Fabricantes. La existencia generalizada de tales Sellos posibilitaría grandemente el no tener que llegar a una intensidad excesiva en el Control mediante ensayos de los materiales.

6. EN RELACION CON LOS PROPIETARIOS

Cabe también hacer una distinción entre las obras de Edificación y todas las demás. En efecto, en Edificación el propietario es el usuario, pero éste no interviene, en general, en el proceso de la construcción.

Debería fomentarse enérgicamente la información a los propietarios y usuarios acerca de los derechos que tienen a recibir la calidad adecuada y convenida en sus contratos de servicios con los Técnicos Constructores. Esta información debería ser completada con indicaciones precisas de los cauces reglamentarios para denunciar cualquier perjuicio que se les produzca.

Por otro lado, esta información debería extenderse también a la necesidad de que la Propiedad, si desea un buen servicio, no fuerce los plazos de Proyecto y plantee con difanidad la petición y estudio de ofertas, así como su contrato de construcción.

La Administración, considerada como Propiedad, tampoco debería exigir a sus Técnicos la realización de Proyectos sin información ni tiempo suficientes, ya que ello es el primer paso para introducir confusión en el plazo, en la calidad y en el coste.

La suma de tiempos de estudio y realización es, en la práctica, casi siempre constante para un tipo de obra, y acortar el primero por debajo de lo necesario conduce a alargar el segundo más allá de lo conveniente.

7. EN RELACION CON LOS PROMOTORES

Este aspecto requiere muy cuidadosa consideración, pues el papel del Promotor ha de ser cada vez más intenso con vistas al futuro.

El Promotor, habitualmente, actúa durante la Construcción como Propietario (que en muchos casos no existe aun en ese momento), pero no es luego usuario de la construcción. Por consiguiente su interés en la calidad de la construcción ha de estar motivado, básicamente, por una legislación adecuada que le responsabilice ante el comprador, y por el prestigio empresarial que le proporcione el trabajar con buena calidad.

Las posibilidades de presión que en ciertos casos tiene el Promotor sobre los Técnicos y sobre los Constructores, y el carácter de poca sujeción que el mercado de la Construcción (en especial en viviendas) tiene a la ley de oferta y demanda, hace que deba extremarse la vigilancia de la Administración sobre este sector, con el fin de estimular a los que cumplen correctamente su función, y de sancionar a los que no la cumplen.

Muy importante parece señalar los problemas que se derivan de la presencia, cada vez más intensa en el campo de la construcción, de la figura Promotor-Constructor. En muchos países esta figura está expresamente excluida en previsión de los abusos que, de la concentración de atribuciones que implica, pueden derivarse. En efecto, el Promotor-Constructor puede realizar sobre el Proyectista y sobre la Dirección de Obra, por motivaciones exclusivamente económicas, presiones de considerable importancia a las que difícilmente puede resistirse el profesional.

Sin embargo, el caso del Promotor-Constructor, e incluso Promotor-Proyectista-Constructor va tomando cada vez más auge en España y posiblemente reporte más ventajas que inconvenientes. De hecho esta figura es la normal en casi todas las industrias. Es, en cualquier caso, un tema delicado que requiere cuidadoso y amplio estudio del que debería derivarse rápidamente la legislación más adecuada.

8. EN RELACION CON LOS ASEGURADORES

Una de las actuaciones más eficaces (y que por sí sola daría satisfacción a casi todas las otras acciones recomendadas) es la obligatoriedad del establecimiento de pólizas de seguros que cubran a la Propiedad de cualquier riesgo de mala calidad derivada del Proyecto, de la Dirección, de la calidad de los materiales, y de la ejecución. Esta solución ha sido adoptada ya en otros países con resultados excelentes, y ello es lógico, pues al centrar el problema en manos de las Compañías de Seguros, éstas, para poder asegurar la calidad de las obras, han dispuesto un conjunto de medidas, simples pero eficaces, para hacer que dicha calidad resulte asegurable dentro de un nivel de riesgo razonable.

Las Compañías de Seguros podrían extender, al finalizar la obra, algún tipo de certificado de calidad de obra terminada, garantizándola de acuerdo con lo establecido en la correspondiente póliza.

Básicamente, las pólizas de este tipo suelen cubrir la parte fundamental de la construcción durante diez años, y la obra menuda durante dos años, exigiendo las Compañías como requisito básico para el establecimiento de la póliza, una supervisión del Proyecto para poder evaluar la calidad adoptada para la obra, y un posterior control de la obra.

Siendo de temer que el establecimiento de esta clase de pólizas se vea retrasado por la oposición de los profesionales a que sus Proyectos sean revisados por las Compañías, hay quien propone como solución marginal, que quizá pudiera ser apreciada por ciertos sectores, que esas pólizas sean extendidas más o menos indirectamente por el Estado, en cuyo caso, y desde un punto de vista teórico, podría omitirse la supervisión del Proyecto, sustituyéndola por una bienintencionada legislación que obligue a los Proyectistas a hacer bien sus Proyectos.

Sin embargo, si realmente las pólizas cubren los riesgos indicados (y en otro caso poco interés tienen), es de prever que los resultados económicos lleguen a ser tan desastrosos para el Estado, que éste acabe exigiendo la supervisión del Proyecto, igual que las Compañías privadas.

Este tema debería ser estudiado con el mayor interés y altura, pues ésta es probablemente, a nivel práctico, la más potente y simple de todas las actuaciones posibles. No puede caber la menor duda de la efectividad que, en pro de la calidad en la construcción, podría conseguirse si la Administración marcara directrices en el sentido de establecer, como para los automóviles, un seguro mínimo obligatorio y otro complementario de carácter voluntario.

9. EN RELACION CON LOS LABORATORIOS Y ORGANIZACIONES DE CONTROL

Los Laboratorios constituyen una posibilidad (a veces la única) de colaboración en el control de obra que realiza la Dirección.

Dado que el número de Laboratorios y Organizaciones de Control existentes en España es todavía escaso, aún resulta posible plantear su funcionamiento de forma correcta, ya que la importancia de su función en relación con la calidad en la Construcción es primordial.

9.1. Organizaciones oficiales y privadas.

Los Organismos Oficiales de Control que operan en la actualidad han sido creados, fundamentalmente, para el servicio de la propia Administración, o bien para fines de investigación o docencia. Aunque, sin duda, estos Organismos podrán prestar su eficaz colaboración en la solución de los problemas planteados, resulta evidente el papel fundamental que deberán desempeñar los Laboratorios y Organizaciones de Control de carácter privado.

Resulta, en efecto, lógico por todos los conceptos que, así como las actividades relacionadas con Proyecto o Dirección de obras privadas se encomiendan habitualmente a personas o equipos privados, las actividades relacionadas con el Control deben ser asumidas, en la mayor parte de los casos, por Organizaciones especializadas de carácter privado.

Entre las muchas razones que aconsejan impulsar y fomentar el establecimiento y desarrollo de empresas privadas dedicadas a la actividad de Control, cabe destacar:

- La necesidad de cubrir un amplio campo de actuación que las Organizaciones Oficiales no podrían atender con la necesaria agilidad.
- La necesidad de que pueda ofrecerse, no sólo los escuetos resultados de los ensayos, sino además una asistencia técnica en la interpretación y uso de la información suministrada.
- La necesidad de que las Organizaciones de Control contraigan plenas responsabilidades profesionales, cosa que difícilmente pueden hacer en caso de tener carácter oficial.

9.2. Supervisión de los Laboratorios y Organizaciones de Control.

Donde es, en cambio, esencial la actuación oficial, es en la creación de los cauces adecuados para que las Organizaciones de Control, algunas ya existentes en nuestro País,

se desarrollen y constituyan con los medios de equipo y personal suficientes para realizar eficazmente su trabajo. En este sentido sería conveniente la existencia de Laboratorios Oficiales que sirviesen de contraste para los Laboratorios y Organizaciones Privadas.

También es necesario que estas Organizaciones Privadas sean homologadas por la Administración, mediante un Organismo adecuado en el que estén representadas todas las partes interesadas, incluso las propias Organizaciones Privadas. Este Organismo debería supervisar periódicamente a dichas Organizaciones, comprobando su correcto funcionamiento.

Atención especial debe prestarse al caso en que los Laboratorios Oficiales, en determinados campos de actuación, compitan con los privados, pues en ese caso las tarifas de los Oficiales deben ser reales, es decir, capaces de hacer razonablemente rentable el trabajo realizado.

Es forzoso reconocer, sin embargo, que en la actual situación, no se crearán Organizaciones Privadas mientras no exista suficiente actividad de Control, la cual, fundamentalmente, ha de ser consecuencia de la legislación que se establezca sobre el tema. A su vez será comprometido legislar mientras no existan suficientes Laboratorios y Organizaciones de Control, con lo cual se entra en un círculo vicioso. Este sólo puede romperse mediante una actuación meditada y coordinada de la Administración, con la colaboración de las entidades privadas, y con una legislación de aplicación progresiva de acuerdo con un plan ajustado a previsiones muy estudiadas. La Administración debería desempeñar un papel de estímulo y colaboración, disponiendo los medios donde no existiesen los de la iniciativa privada.

En aquellos campos de concurrencia entre iniciativas oficial y privadas, ambas deberían estar sometidas a los mismos requisitos y supervisiones de la calidad de su trabajo por el mismo Organismo homologador. En cualquier caso, los Laboratorios y Organizaciones de Control, y su personal concretamente relacionado con cada obra, deberían contraer responsabilidad legal por su trabajo.

9.3. Funcionamiento y relaciones de las Organizaciones de Control.

Existen dos posibilidades según las distintas actuaciones anteriormente recomendadas:

a) Actuación dependiente de la Dirección de Obra. En este caso la Organización actúa por encargo de la Propiedad, coordinando su trabajo con la Dirección, a la que, en cualquier caso, debe prestar su colaboración en todo lo que se refiere a ensayo de materiales, ya que esta actividad, por el equipo material que requiere, excede claramente de las posibilidades, obligaciones y honorarios de la Dirección de Obra.

Por lo que se refiere al control de la ejecución en un nivel que no requiera técnicas ajenas ni especiales, éste queda incluido en las actividades de la Dirección. Pero siempre que este nivel se intensifique, sobre todo en los casos de inspección muy intensa o incluso permanente, debe constituir una actividad claramente ajena a las obligaciones y honorarios de Dirección y, en este caso, ser desempeñada por la Organización de Control, por encargo de la Propiedad y en colaboración con la Dirección.

b) Actuación dependiente de las Compañías de Seguros (o eventualmente de la Propiedad). En estos casos, la Organización de Control sería directamente responsable ante la Compañía de Seguros o la Propiedad aun cuando actuase, por supuesto, coordinadamente con la Dirección de Obra.

La elección de una u otra de estas soluciones ha de depender fundamentalmente de los resultados que se persigan. La alternativa *a)* tiene, desde un plano teórico, grandes posibilidades de funcionamiento eficaz, y si lo fuese resultaría suficiente como garantía para las Compañías de Seguros. El que llegue a serlo dependerá, en gran medida, de que una legislación adecuada y la suficiente autoridad frente a sus Clientes de los Proyectistas y Directores de Obra permita aplicarla. Si esto no ocurriese así, es evidente que se acabará en la solución *b)*.

9.4. Realización del Control.

Un caso especialmente importante es la realización del Control de Materiales, entendiéndose éste en sentido amplio, es decir, incluyendo los equipos y componentes de instalaciones. Por lo dicho anteriormente se comprende la imposibilidad práctica de ensayar intensamente todos los materiales que se emplean en una obra.

Partiendo de la base de que todos los materiales o elementos deben contar con la debida garantía de su Fabricante, que se responsabilizaría, en la parte que le correspondiera, de su calidad, un criterio práctico para simplificar el Control puede ser el siguiente:

a) Para materiales o elementos relacionados con la seguridad, de los que, como más importantes, cabe señalar:

- Aridos.
- Cemento.
- Agua.
- Hormigón.
- Armaduras.
- Perfiles metálicos.
- Piezas prefabricadas.
- Electrodo.
- Elementos o instalaciones que puedan ocasionar accidentes.

Estos materiales y elementos deberían controlarse siempre. Sin embargo, en aquellos que sean susceptibles de tener Sellos de Conformidad (prácticamente sólo el cemento, las armaduras, perfiles metálicos, piezas prefabricadas, electrodos y algunos elementos o instalaciones) puede adoptarse el sistema de reducir la intensidad de muestreo, o bien emplear estimadores de calidad que, al suponer una uniformidad de producto, benefician a los Fabricantes en posesión de estos Sellos. Cualquier fallo comprobado en un material con dicho distintivo debería ser comunicado al Organismo que lo concede.

En ningún caso puede omitirse el Control de estos materiales, puesto que la Dirección tiene responsabilidad legal clara sobre los accidentes que pudieran ocurrir por mala calidad de los mismos. Esta responsabilidad debería ser, al menos, compartida y a nivel más grave, por el Fabricante y el Constructor.

b) Para materiales o elementos no incluidos en el caso anterior, pero cuya sustitución en caso de mal comportamiento sea difícil o muy costosa, el Control se realizaría a nivel reducido si no poseen Sello de Conformidad, haciéndose sólo ensayos esporádicos si lo poseen.

c) Los materiales no incluidos en los casos anteriores no se controlarían si estuviesen en posesión del Sello, y se controlarían a nivel de ensayos esporádicos en caso contrario.

Las actividades de control realizadas en cada obra deberían reflejarse en un conjunto de documentos que quedase archivado para que, en caso de cualquier litigio o accidente, pudiese ser consultado.

9.5. Abono de los gastos de Control.

Del control de producción que realiza la Empresa Constructora se beneficia ésta y, por tanto, los gastos que de dicho control se deriven deberían imputársele. Por el contrario del control de recepción que lleva a cabo la Dirección de Obra se beneficia la Propiedad que debe, por consiguiente, atender a los gastos correspondientes. Según los casos, tanto el Constructor como la Propiedad (que delega en la Dirección de Obra en este caso) pueden requerir la colaboración de Organizaciones o Laboratorios ajenos.

Es importante, en relación con la calidad, el que se especifique y abone correctamente el Control. En este sentido, conviene recordar lo que dice el Manual de Inspección de Hormigón del American Concrete Institute: "El Ingeniero o Arquitecto deberían evitar la común pero indeseable costumbre de abonar su coste (del Control) a través del Constructor. Un servicio imparcial es difícil bajo tales circunstancias y el coste, que es de todas formas pagado por el propietario en cualquier caso, resulta aumentado por el margen de beneficio del Constructor".

Si el Proyectista y la Dirección tienen la necesaria autoridad moral ante su cliente, serán capaces de aclarar cualquier duda de éste motivada por la frecuente confusión entre Dirección y Control, y podrán consignar en el presupuesto, con completa claridad, la partida correspondiente a gastos de Control, para que ésta sea abonada directamente por la Propiedad.

10. EN RELACION CON LA ADMINISTRACION

La Administración no puede cargar sobre sí la responsabilidad de ejercer un Control de Calidad universal y de forma directa. Pero su papel será, en cambio, decisivo en la creación de la legislación y el clima adecuados para que sea razonablemente fácil hacer buena calidad y muy difícil y arriesgado hacerla mala.

En este sentido, un primer paso es el de llevar a cabo un rápido desarrollo de nuestra Normalización básica en estrecho contacto con Proyectistas, Directores, Laboratorios, Constructores, Fabricantes, etc.

Un segundo paso, sin solución de continuidad con el primero, sería el de legislar con claridad y paulatinamente sobre todos los temas relacionados con la calidad en la Construcción.

En cuanto a la enseñanza en relación con las relativamente modernas técnicas de Control de Calidad, parece aconsejable:

- a) Introducir las en los planes ordinarios de estudios de las Escuelas Técnicas.
- b) Organizar cursos de reciclaje para post-graduados.

Considerándose necesario que el pleno ejercicio profesional sea precedido de un período durante el cual el nuevo Titulado adquiriera suficiente experiencia, los Colegios Profesionales deberían tener el derecho y la obligación de sancionar la plena capacidad profesional de sus colegiados.

CONCLUSIONES

En los apartados anteriores hemos detallado un conjunto muy amplio de actuaciones encaminadas a solucionar los problemas planteados en España en relación con el Control de Calidad de la Construcción.

Sería gravemente pernicioso no aceptar, con la necesaria humildad, que nuestra situación en este tema está por debajo del nivel correcto, y que ello supone un sobrecoste más o menos encubierto en nuestras construcciones, en forma de costes iniciales excesivos y, más frecuentemente, en forma de altos costes de sustitución, reparación y mantenimiento, que el País no puede ni debe permitirse.

Del análisis realizado, se desprende que las actuaciones son múltiples y abarcan sectores muy amplios. Sin embargo, y como una última recomendación especialmente dirigida a quienes deban actuar directamente sobre los problemas analizados, parece conveniente puntualizar lo siguiente:

a) En el fondo de la mayoría de los problemas de baja calidad está la ignorancia o el desmedido afán de lucro. En el primer caso los sistemas de actuación adecuados han de ser la divulgación y la formación, especialmente la formación profesional, sin la cual nunca tendremos calidad.

Cuando el origen del problema está en el afán de lucro, debe considerarse que se ha de luchar contra el egoísmo de personas y entidades y el camino ha de ser la legislación. En este caso el legislador habrá de extremar su cuidado en obtener una información objetiva sobre la que basar una legislación que, sin lesionar justos intereses de personas o entidades, no esté tampoco condicionada por otros intereses inadecuados.

b) Es evidente que las actuaciones apuntadas requieren una íntima conexión en su desarrollo y que este desarrollo ha de ser gradual, ya que una precipitación en la adopción de medidas pudiera ser contraproducente por resultar difícilmente cumplibles. Pero debe estarse también en guardia contra las preocupaciones puramente teóricas y el dejar siempre para luego las actuaciones concretas. Prudencia en la planificación no quiere decir que ésta no se aborde inmediatamente, con una programación adecuada en el tiempo.

c) Muchas de las actuaciones apuntadas no requieren inversión alguna, ya que son simples medidas clarificadoras de actuaciones y responsabilidades. Algunas otras requerirán inversiones por parte de la Administración, que evidentemente han de resultar altamente rentables. La evidencia de esta rentabilidad resultaría aún mayor si pudiéramos valorar, de una manera adecuada, cuáles son y van a ser la durabilidad de nuestras construcciones y sus gastos de reparación y mantenimiento.

A N E X O

INTERPRETACION DE LAS DENOMINACIONES EMPLEADAS

Esta lista provisional de definiciones tiene como único objeto explicar el sentido en que se han empleado en el texto los diversos términos. No sólo no se pretende que estas definiciones sean válidas a otros efectos, sino que se subraya que unas definiciones precisas llevarían involucrados aspectos legales, responsabilidad, etc., que requieren estudios profundos y matizados, muchos de los cuales están llevándose a cabo por diversas Corporaciones.

Asesor: Técnico titulado cuyos servicios profesionales son requeridos por el Proyectista, el Director o el Consultor, para que emita Informe o Dictamen sobre un tema concreto, sin que le corresponda la toma de decisión.

Capataz: El que gobierna y vigila a cierto número de operarios.

Colaboraciones interprofesionales: Las que resultan de trabajar varios técnicos de distintas especialidades sobre un mismo asunto y bajo la dirección de uno de ellos, que se considera Director de Equipo.

Constructor: Persona física o jurídica encargada por la Propiedad, o en su representación por el Promotor, de realizar la construcción de la Obra o de parte de ella, de acuerdo con el Proyecto y las Ordenes del Director. Equivale a Empresa Constructora.

Consultor: Técnico titulado cuya colaboración profesional es requerida por el Proyectista o por el Director, para que, bajo sus directrices generales, se encargue de una parte del Proyecto o Dirección y la realice con completa autonomía y responsabilidad.

Control de ejecución: El relativo a las partes de obra que se ejecutan en la misma.

Control de materiales: El relativo a materiales o elementos que intervienen en la ejecución. Normalmente requerirá ensayos.

Control de producción: El que debe llevar el Constructor para tener razonable seguridad de la calidad de los elementos o partes de obra aplicados en la misma. Es un control típico de toda la actividad industrial.

Control de recepción: El que debe irse realizando para aceptar o rechazar los materiales, elementos, partes de la obra o totalidad de la misma, constituyendo un control típico de la Propiedad.

Defecto: Carencia o falta de las cualidades propias y naturales de una cosa. Dependiendo de su importancia se decidirá si podrá originar el rechazo automático si se trata de defectos críticos. Si el defecto no es tan importante como para producir rechazo debe poderse aceptar sin perjuicio de la sanción económica previamente convenida.

Dictamen: Opinión o juicio emitido por un Técnico titulado, cuya responsabilidad queda implicada, a petición de la Propiedad, el Proyectista, el Director de Obra o el Constructor.

Dirección de obra: Figura que en edificación engloba al Director de Obra y al Técnico de Grado Medio encargado del control, de acuerdo con la legislación actual. En otro tipo de obras, la Dirección se asume por un equipo a las órdenes del Director de Obra.

Director de obra: Técnico titulado encargado por el Propietario, o en su representación por el Promotor, para que, con las colaboraciones que estime necesarias, dirija la Construcción.

Documento de idoneidad técnica: Documento con carácter internacional, que en España otorga el IETec, en el que se dictamina la idoneidad de materiales o procedimientos no tradicionales.

Encargado: Persona física que tiene a su cargo una obra o parte de ella en representación del Constructor.

Fabricante: Persona física o jurídica que fabrica y comercializa un producto.

Fases del proyecto: Grados de desarrollo que el proyecto va adquiriendo a medida que se hace necesario introducir especificaciones más precisas.

Garantía: Acción y efecto de afianzar lo estipulado mediante la determinación previa de las responsabilidades y, en su caso, de las penalizaciones en que puede incurrirse. Debe tener un cierto período de vigencia.

Informe: Exposición de un Técnico titulado manifestando, con carácter particular, su opinión sobre un tema sin que ello implique para él responsabilidad alguna.

Inspección: Examen que, periódicamente o no, se realiza sobre las distintas partes que se van ejecutando en la obra.

Laboratorio: Entidad que cuenta con el utillaje y medios para realizar ensayos.

Marca de calidad: Garantía respaldada por un Organismo capacitado que responde de la calidad de todos y cada uno de los productos que se benefician de ella.

"Mínimos": Honorarios mínimos establecidos en las tarifas de los Colegios Profesionales.

Promotor: Persona física o jurídica que, por encargo de la Propiedad, coordina y gestiona todos los aspectos de la Construcción, excepto los puramente técnicos.

Propiedad: Persona física o jurídica que costea la Construcción, aunque finalizada ésta pueda venderla a otras personas.

Proyectista: Técnico titulado encargado por la Propiedad, o en su representación por el Promotor, para que, con las colaboraciones que estime necesarias, realice el Proyecto.

Proyecto: Documento en el que se refleja la concepción de una obra.

Sello de conformidad: Garantía que un Organismo capacitado establece de que los productos amparados por dicho Sello han sido elaborados de acuerdo con la Norma correspondiente, y son objeto de un Control de Calidad continuo en su producción, supervisado periódicamente por el citado Organismo.

Subcontratista: Persona física o jurídica encargada por el Constructor de realizar alguna parte de la Construcción, pero que es, exclusivamente, responsable ante el Constructor sin ningún vínculo con la Propiedad o el Promotor. Entre los Subcontratistas debe incluirse a los Poceros, Instaladores, Pintores, etc.

Técnico del Constructor: Técnico titulado, designado por el Constructor, que es el responsable de sus actuaciones técnicas y el encargado de mantener las relaciones con el Director de Obra. Equivalente a Director Facultativo.

últimas publicaciones de la asociación técnica española del pretensado

- ***RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION Y EL CONTROL DEL TESADO DE LAS ARMADURAS POSTESAS. H.P. 2-73***
- ***RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION Y EL CONTROL DE LA INYECCION. H.P. 3-73***

Atendiendo la petición formulada por un numeroso grupo de sus Miembros, la A.T.E.P. ha emprendido la labor de redactar una serie de "Manuales" o "Normas de buena práctica", relativos a las diversas operaciones que constituyen el proceso normal de ejecución de las obras pretensadas.

Los dos primeros manuales de la serie constan, respectivamente, de 40 y 32 páginas, formato 16 x 23 cm, y pueden adquirirse al precio de 100 pesetas ejemplar (70 pesetas para los Miembros de la A.T.E.P.) dirigiéndose a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado o a la Sección de Distribución del Instituto Eduardo Torroja.

La dirección de ambas es:

INSTITUTO EDUARDO TORROJA

Apartado 19.002

Costillares-Chamartín

MADRID-16



HEVA LA CIUDAD DEL ACERO

La Ciudad del Acero es una importante denominación para la nueva fábrica de S. A. ECHEVARRIA, instalada en Basauri, como complemento necesario de las ya existentes en Recalde y Santa Agueda.

Pero la Ciudad del Acero es más que un concepto físico.

Es una realidad de experiencia, de investigación, de tecnología, de calidad controlada.

Y una realidad de servicio en toda España, con Delegaciones asistidas por Almacenes propios, dotadas de instalaciones de Tratamientos Térmicos y Servicios de Asistencia Técnica.

SOLICITE EL CATALOGO DE PUBLICACIONES HEVA.

PROGRAMA DE FABRICACION

Perfiles laminados y forjados
Barras calibradas y rectificadas
Fleje de mármol y granito
Perfil para regletas de oruga
Piezas forjadas y mecanizadas
Piezas estampadas
Cilindros para la laminación en frío

Cuchillas de acero rápido
Imanes fundidos y cerámicos (de ferritas)
Alambres de aceros especiales
Flejes laminados en frío de aceros especiales y pletinas
Piezas moldeadas de aceros especiales
Lingoteras
Lingote de moltería y cok

RED DE VENTAS, S. A. ECHEVARRIA

DELEGACION ZONA NORTE - ACEROS HEVA - ALAMEDA DE UROLIJO, 4 - BILBAO-8
ALMACEN ZONA NORTE - ACEROS HEVA - FABRICA BASAURI - SAN MIGUEL DE BASAURI - VIZCAYA
ALMACEN ZONA ALAVESA - ACEROS HEVA - BADAYA, 10 - VITORIA
DISTRIBUIDOR ZONA ARMERA - LA IRONSTEEL, S. R. C. - SAN JUAN, 19 - EIBAR
DISTRIBUIDOR ZONA ASTURIANA - SUMINISTROS MENTREYA - MARQUES DE SAN ESTEBAN, 54 - GIJON
DELEGACION TOLOSA - ACEROS HEVA - CARRETERA MADRID-IRUN KM. 444 - IRURA - TOLOSA
DELEGACION ZONA ARAGON - ACEROS HEVA - AVENIDA FRANCISCO CABALLERO, 31 - ZARAGOZA
DELEGACION ZONA CATALUNA - ACEROS HEVA - BOLIVIA, 227 - BARCELONA-5
ALMACEN REDISTRIBUIDOR BALEARES - LA INDUSTRIAL Y AGRICOLA SOCIAS Y ROSELLO - CALLE HEROES DE MANACOR, 33-35 - PALMA DE MALLORCA
DELEGACION ZONA NOROESTE - ACEROS HEVA - CARRETERA DE BENS (LA MOURA) - LA CORUÑA
ALMACEN REDISTRIBUIDOR PONTEVEDRA - TORRES Y SAEZ, S. R. C. - AVENIDA MADRID, 5/N - VIGO
DELEGACION ZONA CASTILLA LA VIEJA - ACEROS HEVA - CARRETERA DE MADRID, KM. 188 - VALLADOLID
DELEGACION ZONA CENTRO - ACEROS HEVA - ANTONIO LOPEZ, 245 - MADRID-28
DELEGACION ZONA LEVANTE - ACEROS HEVA - CARRERA DE MALILLA, 79 - VALENCIA-13
ALMACEN REDISTRIBUIDOR - VIGACEROS, S. A. - SAN ANDRES, 9 - MURCIA
DELEGACION ZONA SUR - ACEROS HEVA - AVENIDA SANTA CLARA DE CUBA, 5/N - (POLIGONO INDUSTRIAL - CARRETERA AMARILLA) - SEVILLA



SOCIEDAD ANONIMA
ECHEVARRIA
BILBAO



ALAMBRES DE ACERO HEVA PARA HORMIGON POSTENSADO



Las estructuras postesas de hormigón con alambre de acero Heva «STABILIZED», proporcionan una mayor seguridad en los climas cálidos y en las aplicaciones específicas para Centrales Nucleares, por su menor relajación, combinada con una mayor resistencia a la tracción a elevadas temperaturas.

Consúltenos.

**FABRICADOS BAJO EL COMPROMISO QUE RIGE EN
HEVA, LA CIUDAD DEL ACERO:**

**Contrastada la calidad,
nuestro lema es el servicio.**

ACEROS
HEVA

SOCIEDAD ANONIMA
ECHEVARRIA
BILBAO



los coeficientes de seguridad en teoría clásica y en teoría de estados límites

J. CALAVERA

Dr. Ingeniero de Caminos

DIRECTOR DE INTEMAC

1. INTRODUCCION

Recientemente se ha establecido en España, con carácter obligatorio, el cálculo de estructuras de hormigón armado mediante el método de estados límites. Como es sabido, este método introduce tres coeficientes de seguridad: γ_c , γ_s , γ_f , que afectan, respectivamente, a la resistencia característica del hormigón, al límite elástico del acero y a los valores característicos de las acciones (*). El cálculo se plantea a partir de la hipótesis de que una sección determinada alcance su agotamiento, cuando, simultáneamente, las resistencias del hormigón y del acero se reduzcan a sus valores de cálculo:

$$\left(f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad , \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)$$

y las acciones aumenten, en general, hasta sus valores ponderados $F_d = \gamma_f \cdot F_k$.

Planteado el cálculo sobre estas condiciones, pudiera parecer, y sería erróneo, que se pierde de vista el concepto de seguridad "real".

Debe destacarse que el concepto de seguridad "real" no es verificable en la práctica. Aun quedándonos en el restringido campo de la seguridad de una sección (un concepto de reducido interés práctico) y aun suponiendo que dispusiéramos de métodos experimentales para medir las características físicas de los materiales que empleamos, de mayor precisión que los actuales, basta contemplar el conjunto materiales-ejecución de una estructura, para comprender que las resistencias del hormigón y del acero, las dimensiones de una sección, el área y posición de una barra de acero, etc., son variables aleatorias, susceptibles de ser estimadas con un nivel de confianza, tanto mayor cuanto mayor sea el grado de control ejercido en la construcción, pero de imposible contemplación como valores deterministas.

Aún más fácil es, quizá el admitir el carácter de variable aleatoria que presentan la mayoría de las acciones (pesos propios, sobrecargas de uso, acciones sísmicas y de viento, etc.).

Si del campo de seguridad de una sección pasamos al de seguridad de una estructura, en especial en el caso de estructuras hiperestáticas, el problema se complica mucho

(*) Los coeficientes mencionados corresponden a los γ_b , γ_a , γ_s de la Instrucción EH.68. De aquí en adelante se emplea la Notación del C.E.B. (Copenhague, 1970), adoptada también para la nueva Instrucción EH.73.

más. Las radicales simplificaciones introducidas para la determinación de los esfuerzos, sumadas a las consideraciones anteriores, acentúan el carácter incognoscible de la seguridad "real" y lo erróneo de cualquier planteamiento determinista.

Un tratamiento probabilista de los problemas de seguridad está todavía muy lejos de nuestro alcance. Faltan muchos años de recogida de datos y de investigación para que se puedan alcanzar resultados prácticos por ese camino. Por el momento es clara la necesidad de adoptar simplificaciones, y eso es lo que mediante tratamientos semiprobabilistas han hecho las Recomendaciones CEB-FIP y la nueva Instrucción Española.

Es forzoso reconocer una cierta tendencia innata hacia los métodos deterministas, probablemente porque poseen una engañosa simplicidad; pero es también obligado el reconocer que la adopción del camino probabilista, aun haciéndonos sentir muy atrás, nos permitirá avanzar. El adoptar métodos deterministas sería renunciar a analizar los problemas porque resultan complicados.

Esa falsa sensación de pérdida de la noción de seguridad sería, por otra parte, explicable en aquellos países (Estados Unidos, Austria, etc.) que han pasado por una etapa de cálculo en estado límite de secciones, simultaneándolo con un tratamiento determinista de la seguridad. Es extraña en cambio en países como España, que han pasado directamente de la teoría de dimensionamiento en tensiones admisibles a la de estados límites con tratamiento semiprobabilista de la seguridad. La razón es que de todas las teorías de dimensionamiento ninguna proporciona menos información sobre la seguridad que la teoría clásica del dimensionamiento en tensiones admisibles, aunque sobre esto circulen muchas ideas confusas.

En lo que sigue se hace un estudio de los niveles de seguridad con ambas teorías (clásica y semiprobabilista de estados límites). Renunciando al estudio de la seguridad "real" por las razones expuestas, se introduce el concepto de "seguridad nominal", entendiendo por tal la relación entre la sollicitación de agotamiento de una sección, construida con materiales y dimensiones que tengan exactamente los valores especificados (nominales) y la sollicitación de esa sección en las condiciones nominales de servicio.

2. COEFICIENTE DE SEGURIDAD NOMINAL EN TEORIA DE ESTADOS LIMITES

2.1. Flexión simple.

Adoptando como bloque de compresiones el de la figura (*), las ecuaciones de equilibrio, en valores de cálculo, son (fig. 1):

$$0,85 f_{cd} b y = A_s f_{sd} \quad [1]$$

$$M_d = A_s f_{sd} \left(d - \frac{y}{2} \right) \quad [2]$$

de donde:

$$M_d = \gamma_f M = U_s d \left(1 - 0,59 \frac{U_s}{U_c} \right) \quad [3]$$

o bien:

$$\mu_d = \gamma_f \mu = \omega (1 - 0,59 \omega) \quad [4]$$

(*) El diagrama adoptado proporciona resultados coincidentes con los obtenidos con la parábola-rectángulo, con errores máximos del orden del 1 por 100.

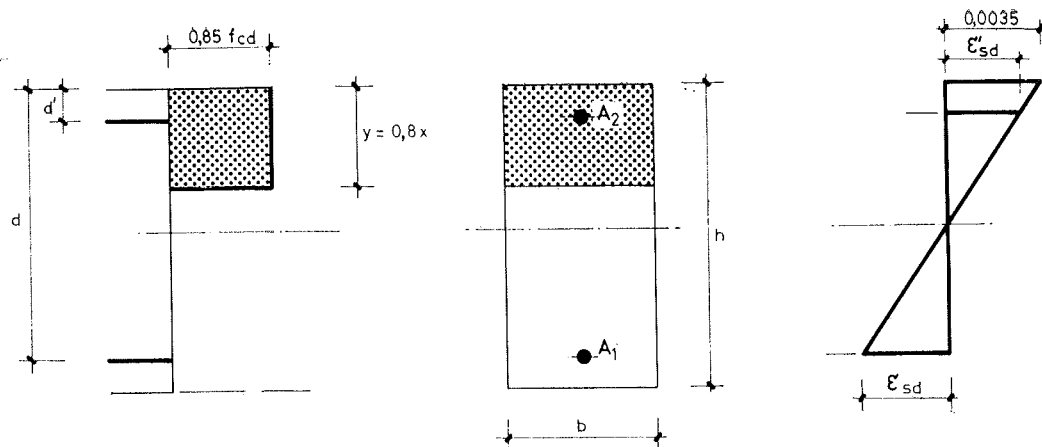


Figura 1.

fórmula válida para:

$$\varepsilon_{sd} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad [5]$$

Siendo:

$$\varepsilon_{sd} = 0,0035 \frac{d-x}{x} \quad [6]$$

$$y = 0,8x \quad [7]$$

resulta:

$$\left(\frac{y}{d} \right)_{\text{lim}} = \frac{0,8}{1 + \frac{1}{0,0035} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad [8]$$

y, por tanto:

$$\omega_{\text{lim}} = \frac{0,68}{1 + \frac{1}{0,0035} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad [9]$$

a partir de esta cuantía es necesario introducir armadura de compresión, y la ecuación [4] se transforma en:

$$\mu_d = \gamma_f \mu = \omega_{\text{lim}} (1 - 0,59 \omega_{\text{lim}}) + (\omega - \omega_{\text{lim}}) \frac{d-d'}{d} \quad [10]$$

Los valores nominales de servicio resultan, por tanto, de [4] y [10].

Sin armadura de compresión:

$$\mu = \frac{\omega}{\gamma_f} (1 - 0,59 \omega) \quad [11]$$

Con armadura de compresión:

$$\mu = \frac{\omega_{lim}}{\gamma_f} (1 - 0,59 \omega_{lim}) + \frac{1}{\gamma_f} (\omega - \omega_{lim}) \frac{d - d'}{d} \quad [12]$$

Los valores nominales de las sollicitaciones que produce el estado límite (momento de agotamiento nominal), se obtienen por el mismo procedimiento, operando con los valores característicos de las resistencias en lugar de operar con sus valores de cálculo.

Para secciones sin armadura de compresión:

$$M_{un} = A_s f_{yk} \left[d - \frac{A_s f_{yk}}{1,7 f_{ck} b} \right] \quad [13]$$

que puede expresarse en valores de cálculo:

$$\mu_{un} = \gamma_s \omega \left[1 - 0,59 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \omega \right] \quad [14]$$

Si se ha empleado armadura de compresión:

$$\mu_{un} = \gamma_s \omega_{lim} \left[1 - 0,59 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \omega_{lim} \right] + \gamma_s [\omega - \omega_{lim}] \frac{d - d'}{d} \quad [15]$$

y el coeficiente de seguridad nominal C_{sn} , resulta:

$$C_{sn} = \frac{\mu_{un}}{\mu} \quad [16]$$

siendo, por tanto:

Para secciones sin armadura de compresión:

$$C_{sn} = \gamma_f \gamma_s \frac{1 - 0,59 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \omega}{1 - 0,59 \omega} \quad [17]$$

Para secciones con armadura de compresión:

$$C_{sn} = \gamma_f \gamma_s \frac{\omega_{lim} \left(1 - 0,59 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \omega_{lim} \right) + (\omega - \omega_{lim}) \frac{d - d'}{d}}{\omega_{lim} (1 - 0,59 \omega_{lim}) + (\omega - \omega_{lim}) \frac{d - d'}{d}} \quad [18]$$

El examen de las fórmulas [17] y [18] muestra que $C_{sn} \geq \gamma_f \gamma_s$ para cualquier cuantía siempre que $\frac{\gamma_s}{\gamma_c} \leq 1$, lo que ocurre con los valores habitualmente adoptados.

La creencia intuitiva de que el coeficiente de seguridad en flexión simple es igual al producto $\gamma_f \gamma_s$, no es estrictamente cierta, aunque es muy aproximada para cuantías muy bajas o muy altas. En sentido estricto sólo es cierta para el caso de tracción pura, siempre que se respete la condición de cuantía mínima y aun eso solamente cuando se emplee

acero con escalón de fluencia prolongado, pues en otro caso se producen hiperresistencias apreciables.

En la figura 2 se representa, para el caso habitual $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_c = 1,5$, la variación de $\frac{C_{sn}}{\gamma_f}$ en función de la cuantía mecánica ω . En la figura 3 se detallan los valores de C_{sn} para acero 42 y cinco valores habituales de γ_f .

Se aprecia que el coeficiente de seguridad es máximo para secciones con cuantía límite. Para la zona de cuantías bajas, la experimentación demuestra que los valores obtenidos en ensayos conducen a coeficientes de seguridad ligeramente superiores a los indicados en la figura. Este problema de hiperresistencia de secciones con débil cuantía es conocido desde hace tiempo y, en general, está muy ligado al estado de adherencia armadura-hormigón en los estados de posfisuración y prerrotura (*).

2.2. Compresión centrada.

En este caso la fórmula correspondiente en valores de cálculo es (**):

$$N_d = \gamma_f N = 0,85 \times 0,9 A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad [19]$$

y, por tanto:

$$N = \frac{1}{\gamma_f} (0,765 A_c f_{cd} + A_s f_{yd}) \quad [20]$$

o bien:

$$\frac{N}{A_c f_{cd}} = \nu = \frac{1}{\gamma_f} (0,765 + \omega) \quad [21]$$

El valor del esfuerzo axial nominal de agotamiento viene dado por:

$$N_{un} = 0,85 \times 0,9 A_c f_{ck} + A_s f_{yk} \quad [22]$$

que puede expresarse:

$$N_{un} = 0,765 A_c \gamma_c f_{cd} + A_s \gamma_s f_{yd} \quad [23]$$

o bien:

$$\nu_{un} = 0,765 \gamma_c + \gamma_s \omega \quad [24]$$

y:

$$C_{sn} = \frac{\nu_{un}}{\nu} = \frac{\gamma_f (0,765 \gamma_c + \gamma_s \omega)}{0,765 + \omega} \quad [25]$$

En la figura 4 se representa, para $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$, la variación de $\frac{C_{sn}}{\gamma_f}$, y en la figura 5 la de C_{sn} para diversos valores de γ_f .

El coeficiente C_{sn} es siempre inferior a $\gamma_f \cdot \gamma_c$ y tanto más próximo a ese valor cuanto más baja es la cuantía.

(*) Personalmente, con aceros lisos hemos obtenido roturas en flexión simple, con ensayos de dos horas de duración, con valores $C_{sn} = 1,69$. Las vigas habían sido proyectadas con $\gamma_f = 1,5$, $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_s = 1,1$

(**) El coeficiente 0,9 obedece a la suposición de hormigonado vertical de la pieza.

TEORIA DE ESTADOS LIMITES
VARIACION DE LA SEGURIDAD NOMINAL EN FLEXION SIMPLE

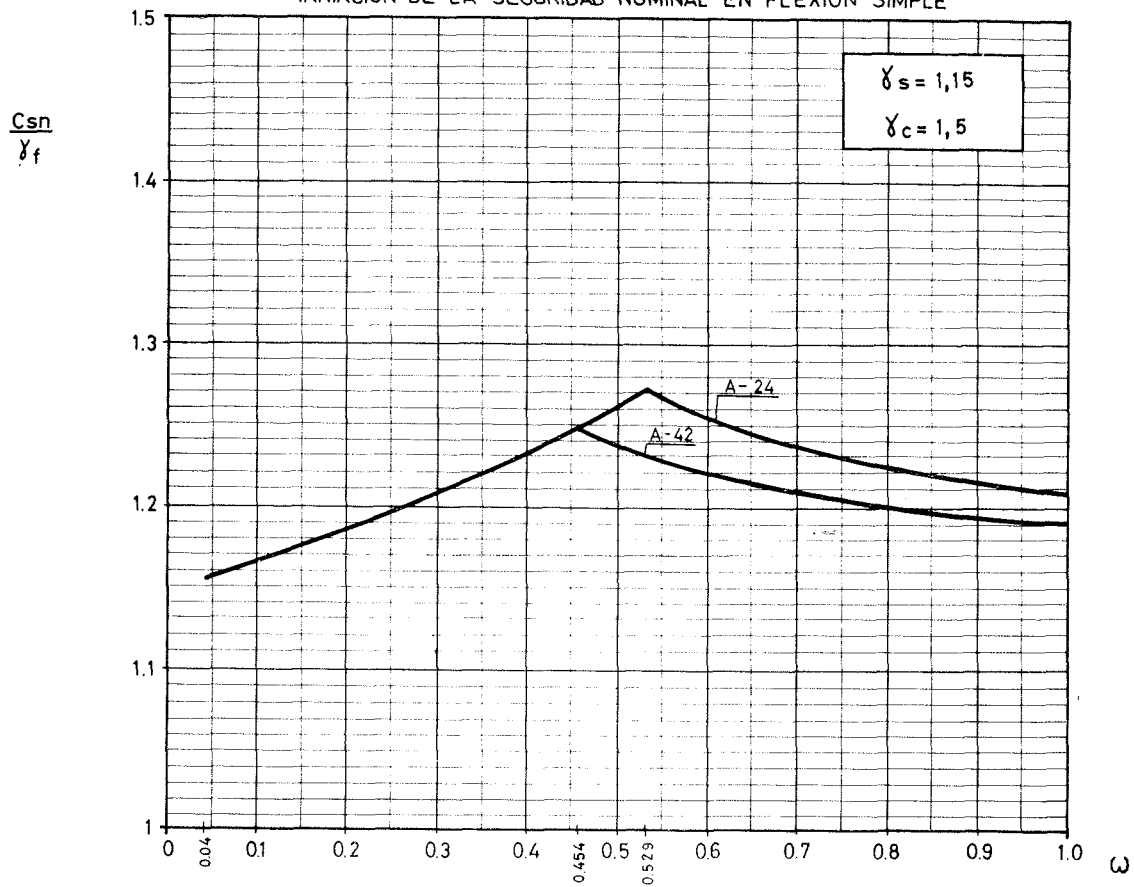


Figura 2.

TEORIA DE ESTADOS LIMITES
VARIACION DE LA SEGURIDAD NOMINAL EN FLEXION SIMPLE

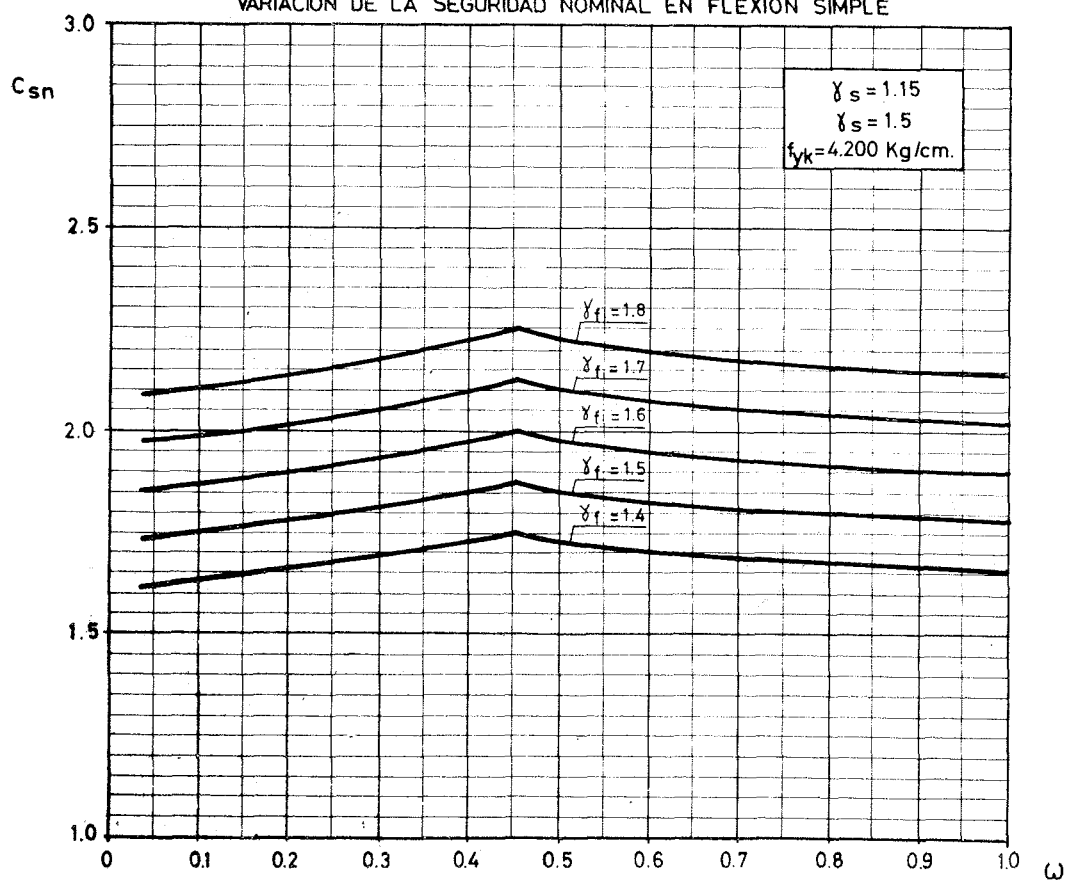


Figura 3.

TEORIA DE ESTADOS LIMITES
VARIACION DE LA SEGURIDAD NOMINAL EN COMPRESION CENTRADA

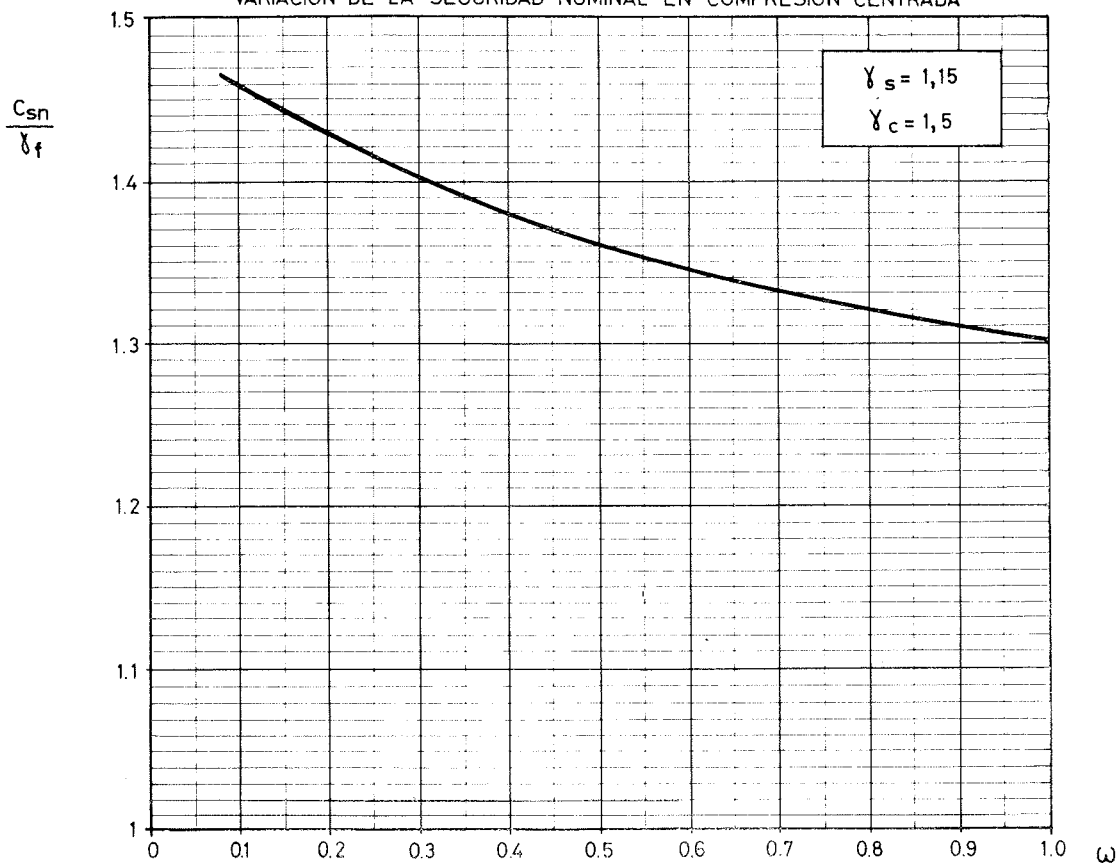


Figura 4.

TEORIA DE ESTADOS LIMITES
VARIACION DE LA SEGURIDAD NOMINAL EN COMPRESION CENTRADA

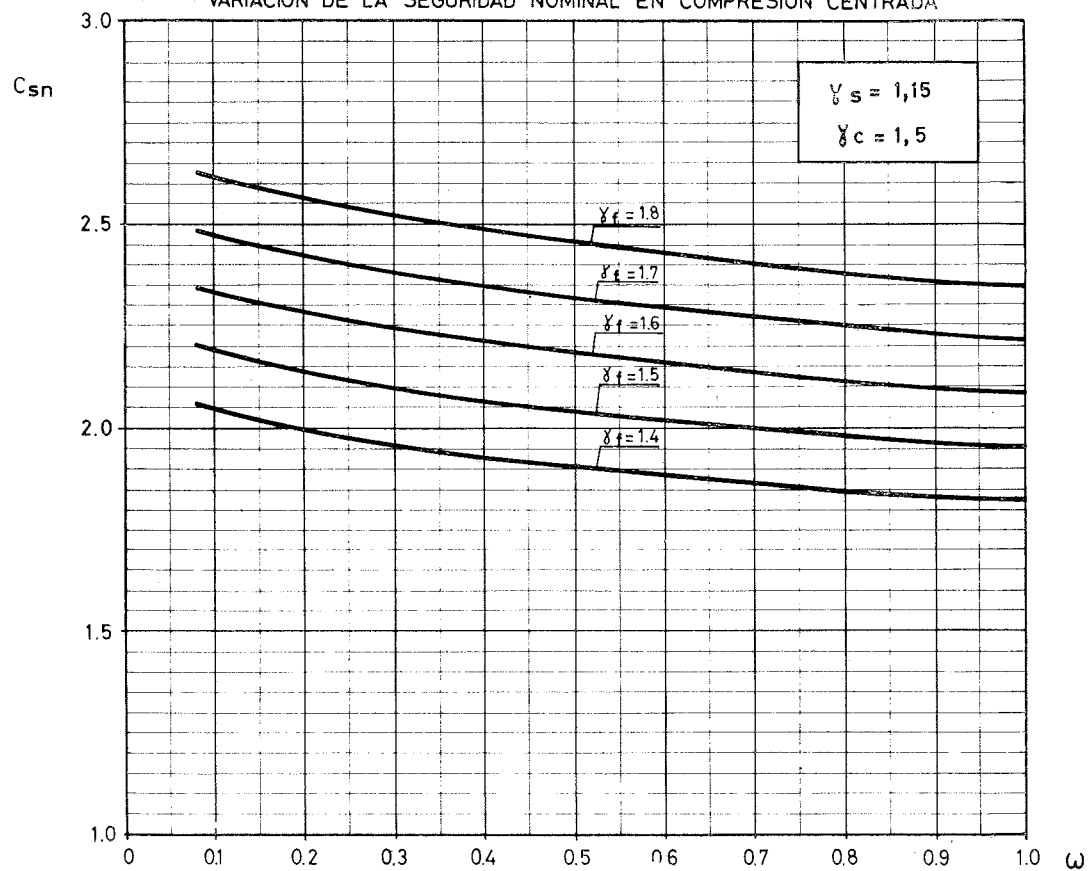


Figura 5.

3. COEFICIENTE DE SEGURIDAD NOMINAL CON EL METODO DE LAS TENSIONES ADMISIBLES

3.1. Flexión simple.

Se adopta el método de tensiones admisibles con $n = 15$.

En lo que sigue, σ_c y σ_s son las tensiones de trabajo del hormigón y del acero, y αf_{ck} , βf_{yk} las tensiones máximas admisibles para estos materiales. Las fórmulas básicas para el momento de servicio nominal son (*):

Si no hay armadura de compresión:

$$\frac{M}{f_{cd} b d^2} = \mu = \frac{15 \sigma_c \left(\frac{\beta f_{yk}}{\sigma_c} + 10 \right)}{2 f_{cd} \left(\frac{\beta f_{yk}}{\sigma_c} + 15 \right)^2} \quad [26]$$

siendo σ_c obtenido de:

$$\frac{A \cdot f_{yd}}{b d f_{cd}} = \omega = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \frac{15}{2 \frac{\beta f_{yk}}{\sigma_c} \left(15 + \frac{\beta f_{yk}}{\sigma_c} \right)} \quad [27]$$

Si hay armadura de compresión:

$$\frac{M}{f_{cd} b d^2} = \mu = \frac{7,5 \alpha \gamma_c \left(\frac{\beta \gamma_s f_{yd}}{\alpha \gamma_c f_{cd}} + 10 \right)}{\left(\frac{\beta \gamma_s f_{yd}}{\alpha \gamma_c f_{cd}} + 15 \right)^2} + \left[\beta \gamma_s \omega - \frac{7,5 \alpha \gamma_c}{15 + \frac{\beta \gamma_s f_{yd}}{\alpha \gamma_c f_{cd}}} \right] \frac{d - d'}{d} \quad [28]$$

El cálculo de los momentos nominales de agotamiento, para secciones que han sido proyectadas con el criterio de tensiones admisibles, presenta alguna mayor complejidad.

Si no existe armadura de compresión, la [14] sigue siendo válida.

Si existe armadura de compresión, pueden ocurrir diferentes casos, según que dicha armadura se agote o no. Siendo ϵ'_{sk} el acortamiento de la armadura comprimida, en el agotamiento, y suponiendo $\frac{d - d'}{d} = 0,91$, se cumple:

$$\frac{0,0035}{x_k} = \frac{\epsilon'_{sk}}{x - 0,09 d} \quad (**) \quad [29]$$

y la condición:

$$\epsilon'_{sk} \geq \frac{f_{yk}}{E_s} \quad \text{con} \quad y_k = 0,8 x_k$$

(*) En general, en teoría clásica las tensiones admisibles no se fijaban respecto a la resistencia característica, sino a la media o a valores próximos a este último. Esta diferencia tiene, sin embargo, muy poca importancia en flexión simple.

(**) Se emplea el subíndice k para indicar que se refieren a valores derivados del planteamiento del equilibrio de la sección en valores característicos y no en valores de cálculo.

conduce a:

$$\frac{y_k}{d} \geq \frac{252}{3.500 - 10^6 \frac{f_{yk}}{E_s}} \quad [30]$$

El equilibrio del bloque comprimido corresponde a:

$$0,85 b y_k f_{ck} = \gamma_s (U_{s1} - U_{s2}) \quad [31]$$

y de [30] y [31] resulta:

$$\omega_1 - \omega_2 \geq \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \frac{0,85 \times 252}{3.500 - 10^6 \frac{f_{yk}}{E_s}} = K \quad [32]$$

que es la condición para que en el agotamiento de la sección esté agotada la armadura comprimida.

Si $\omega_1 - \omega_2 \geq K$, el momento nominal de agotamiento viene dado por:

$$\mu_{un} = \gamma_s \omega_2 \frac{d - d'}{d} + \gamma_s (\omega_1 - \omega_2) \left[1 - 0,59 \frac{\gamma_s}{\gamma_c} (\omega_1 - \omega_2) \right] \quad [33]$$

Si $\omega_1 - \omega_2 < K$, la armadura comprimida no alcanza su límite elástico en el agotamiento de la sección, y el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio es:

$$0,85 f_{ck} b y_k + A_2 \sigma_{s2} = A_1 f_{yk} \quad [34]$$

$$0,85 f_{ck} b y_k \left[d - \frac{y_k}{2} \right] + A_2 \sigma_{s2} (d - d') = M_{un} \quad [35]$$

$$\frac{x_k}{0,0035} = \frac{x_k - d'}{\epsilon'_{sk}} \quad [36]$$

donde σ_{s2} es la tensión de la armadura comprimida en el agotamiento y $\epsilon'_{sk} = \frac{f_{yk}}{E_s}$ su acortamiento.

Llamando $\lambda = \frac{\sigma_{s2}}{f_{yk}}$, de [34] se obtiene:

$$\frac{y_k}{d} = \frac{\gamma_s}{0,85 \gamma_c} [\omega_1 - \lambda \omega_2] \quad [37]$$

de [36] con $y_k = 0,8 x_k$:

$$\lambda = \frac{7.350}{f_{yk}} \left[1 - \frac{d'}{1,25 y_k} \right] \quad [38]$$

y de [35]:

$$\mu_{un} = 0,85 \gamma_c \frac{y_k}{d} \left[1 - 0,5 \frac{y_k}{d} \right] + \lambda \gamma_s \frac{d - d'}{d} \omega_2 \quad [39]$$

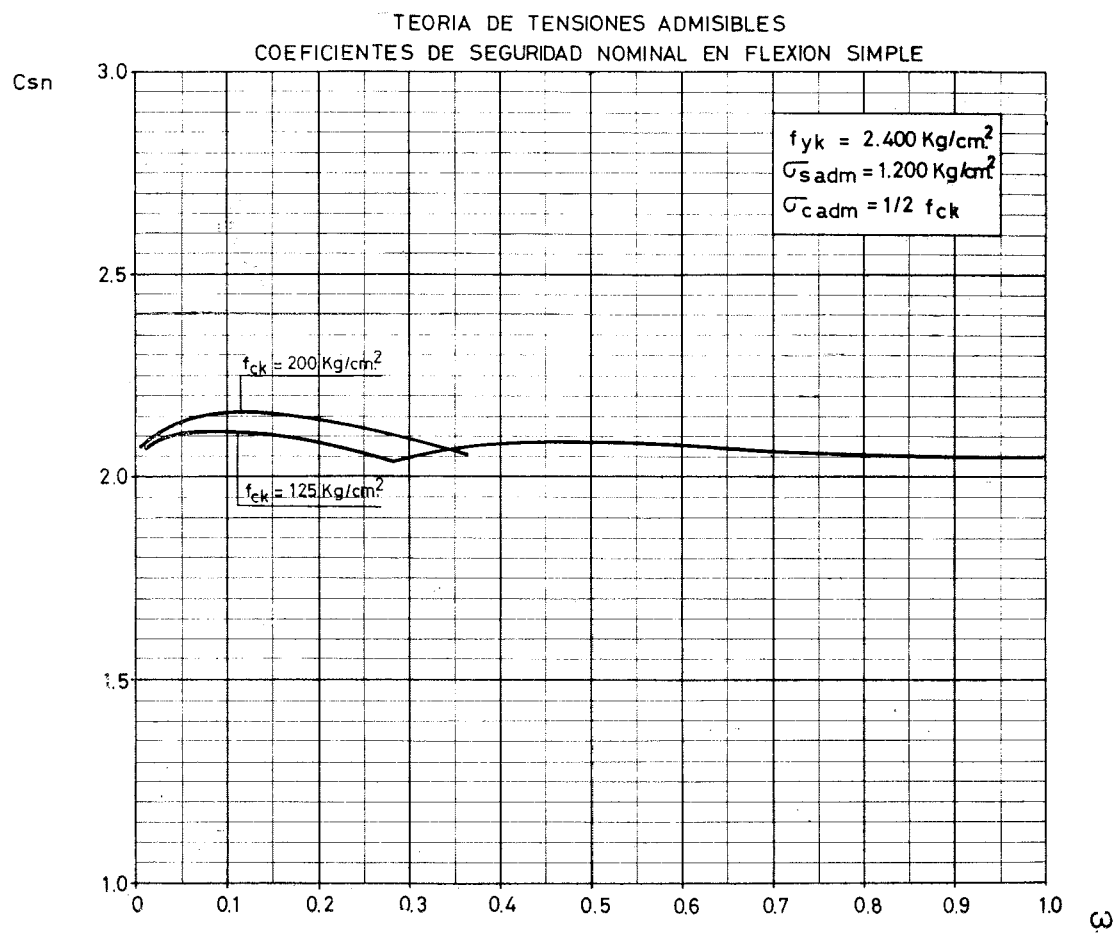


Figura 6.

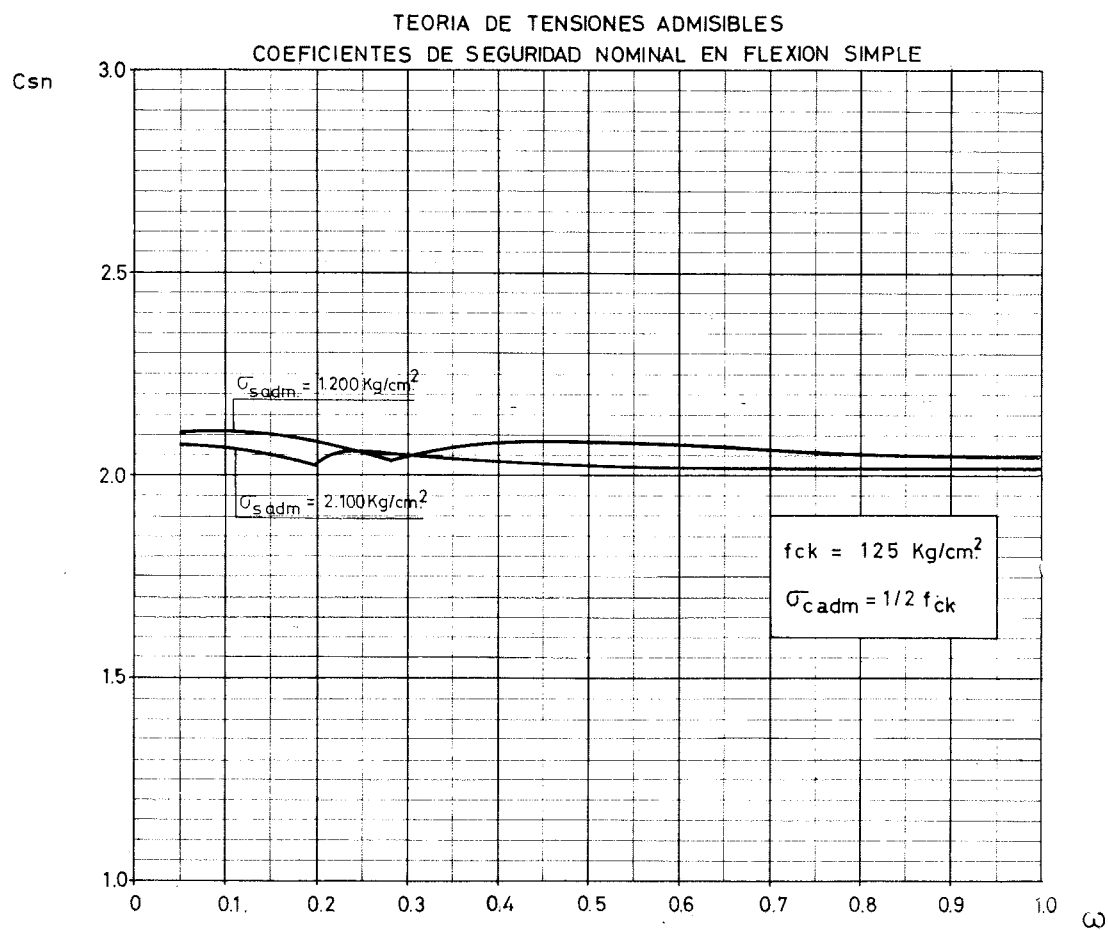


Figura 7.

Resolviendo el sistema [37], [38], [39] se calcula μ_{un} , y, por tanto:

$$C_{sn} = \frac{\mu_{un}}{\mu}$$

El examen de las fórmulas [27] y [28] muestra que C_{sn} no sólo es función de ω (como en la teoría de estados límites), sino también directamente de la relación $\frac{f_{yk}}{f_{ck}}$.

La figura 6 muestra la variación de C_{sn} en función de ω para el caso de empleo de acero ordinario ($f_{yk} = 2.400 \text{ kg/cm}^2$) y $\sigma_{c \text{ adm}} = \frac{1}{2} f_{ck}$ para valores de f_{ck} de 125 y 200 kg/cm^2 .

En la figura 7 se representa la variación de C_{sn} para $f_{ck} = 125 \text{ kg/cm}^2$, y $\sigma_{c \text{ adm}} = \frac{1}{2} f_{ck}$, según se empleen aceros con tensión admisible de 1.200 y 2.100 kg/cm^2 .

La figura 8 resume para el caso de acero de 4.200 kg/cm^2 de límite elástico y hormigón de 200 kg/cm^2 de resistencia característica, las variaciones del coeficiente de seguridad nominal, según las tensiones admisibles adoptadas para el acero y el hormigón.

3.2. Compresión centrada.

La fórmula que proporciona el esfuerzo axial de servicio es:

$$N = A_c \left(1 + 15 \frac{A_s}{A_c} \right) \frac{f_{ck}}{3} (*) \quad [40]$$

o bien:

$$N = A_c \left(1 + 15 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \omega \right) \frac{\gamma_c}{3} \cdot f_{cd} \quad [41]$$

y:

$$\frac{N}{A_c f_{cd}} = \nu = \frac{\gamma_c}{3} \left(1 + 15 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \omega \right) \quad [42]$$

El esfuerzo axial de agotamiento viene dado por [23], y resulta:

$$C_{sn} = \frac{\nu_u}{\nu} = \frac{0,765 \gamma_c + \gamma_s \omega}{\frac{\gamma_c}{3} \left(1 + 15 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \omega \right)} \quad [43]$$

o sea:

$$C_{sn} = \frac{2,295 + 3 \omega \frac{\gamma_s}{\gamma_c}}{1 + 15 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \omega} \quad [44]$$

(*) La tensión admisible para el hormigón en compresión centrada oscilaba, según las distintas Normas, entre 0,28 y 0,33 de la resistencia del hormigón a veintiocho días, medida en probeta cilíndrica. Se ha adoptado, en lo que sigue, el valor superior, es decir, 0,33 referido a la resistencia característica, para tener en cuenta lo dicho en la nota de la página 54.

TEORIA DE TENSIONES ADMISIBLES
COEFICIENTES DE SEGURIDAD NOMINAL EN FLEXION SIMPLE

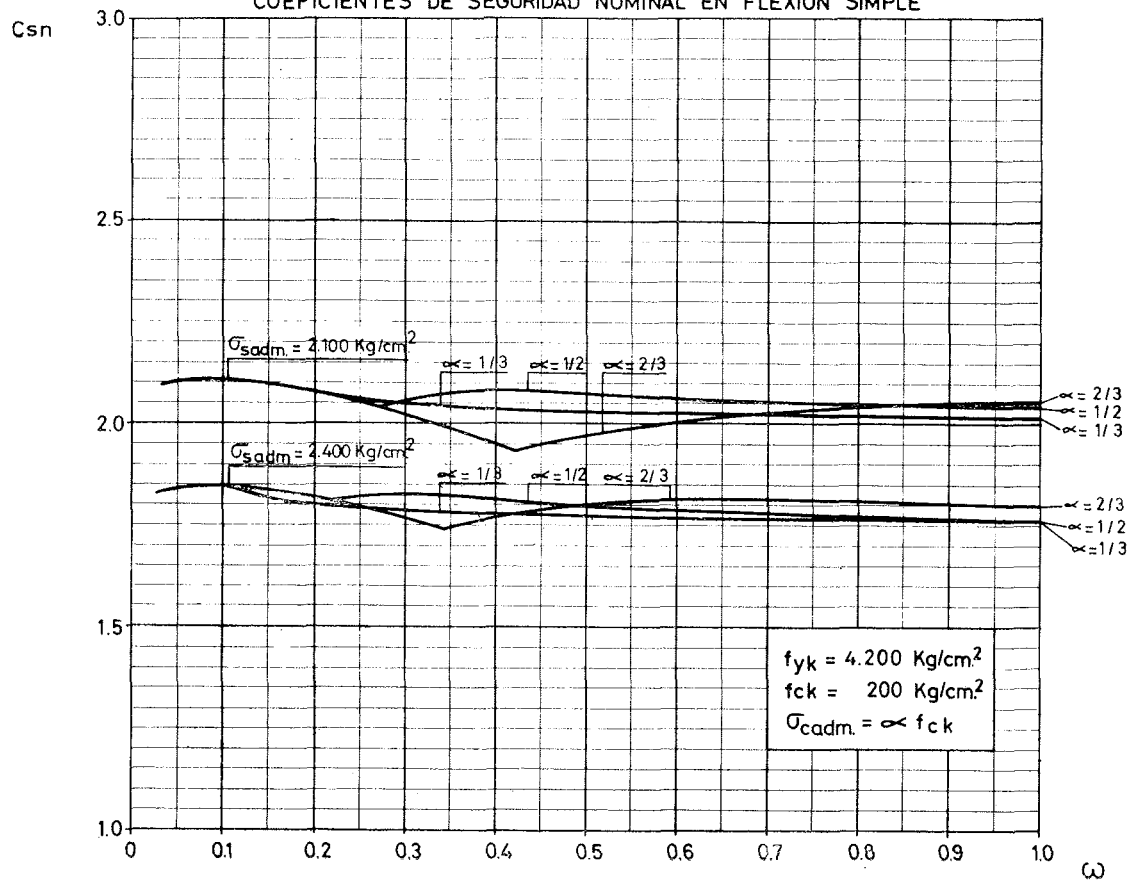


Figura 8.

TEORIA DE TENSIONES ADMISIBLES
COEFICIENTES DE SEGURIDAD NOMINAL EN COMPRESION CENTRADA

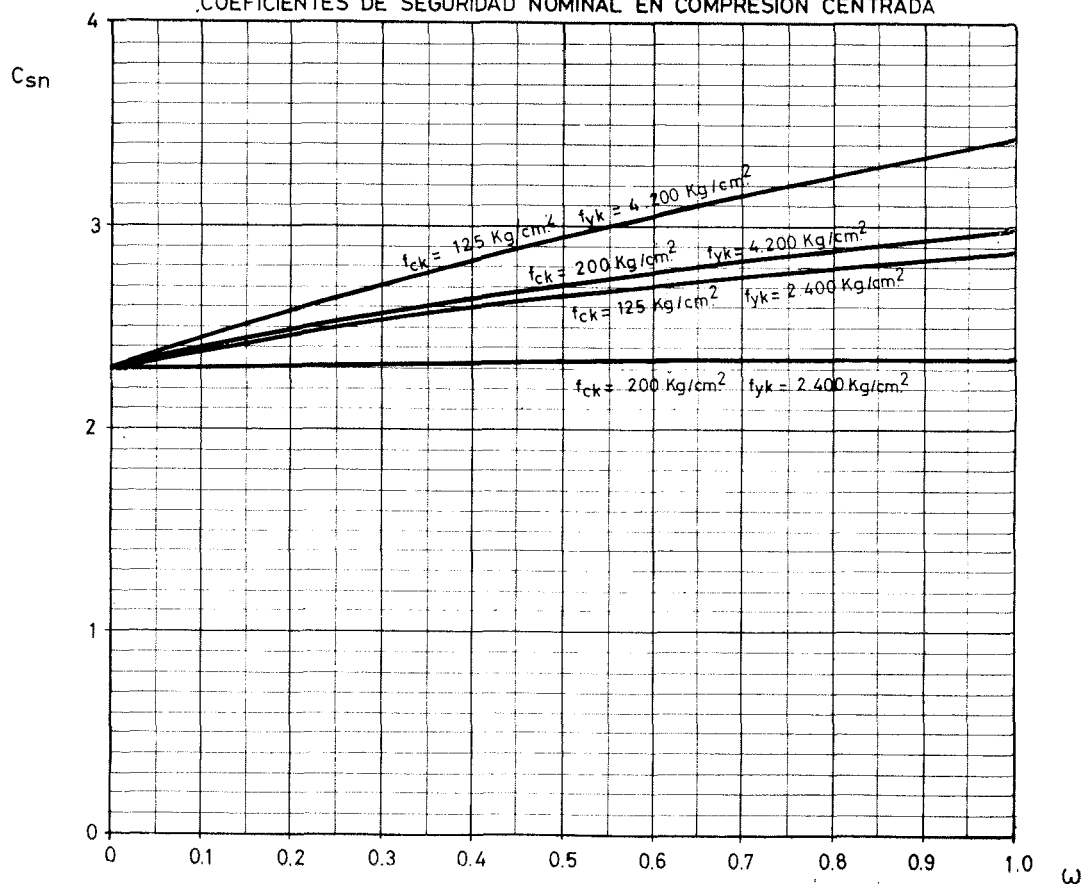


Figura 9.

En la figura 9 se ha representado la variación de C_{sn} en función de ω para algunas calidades de hormigón y acero.

4. COMPARACION DE AMBOS METODOS

4.1. Flexión simple.

En la figura 10 se han resumido las variaciones de C_{sn} en función de ω por ambos métodos para el caso de $f_{ck} = 200 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{yk} = 4.200 \text{ kg/cm}^2$, pudiendo establecer las conclusiones siguientes, en las que se supone siempre $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$ para el método de estados límites:

a) En la zona de secciones sin armadura de compresión, si en teoría de tensiones admisibles se emplea como tensión del acero la mitad de su límite elástico, para alcanzar la misma seguridad en teoría de estados límites es necesario utilizar un coeficiente de mayoración de acciones γ_f del orden de 1,8.

Si se emplea una tensión admisible del acero del orden del 60 por 100 de su límite elástico, para alcanzar la misma seguridad con la teoría de estados límites debería emplearse $\gamma_f = 1,6$.

b) En el caso de empleo de armaduras de compresión la seguridad con la teoría de tensiones admisibles y tensión del acero igual a la mitad de su límite elástico, es análoga a la que se consigue en la teoría de estados límites con $\gamma_f = 1,7$.

Si la tensión admisible del acero es igual al 60 por 100 de su límite elástico, en estados límites habría que emplear $\gamma_f \approx 1,5$ para tener la misma seguridad.

4.2. Compresión centrada.

En la figura 11 se resumen las variaciones de C_{sn} en función de ω para ambos métodos, pudiendo establecerse las conclusiones siguientes:

a) En la teoría de tensiones admisibles el coeficiente de seguridad crece con la cuantía, salvo para relaciones $\frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ muy altas. En la teoría de estados límites la seguridad es siempre decreciente con la cuantía.

b) Para cuantías bajas o medias (caso habitual), para tener con la teoría de estados límites la misma seguridad que con la de tensiones admisibles, sería necesario emplear valores de γ_f del orden de 1,8. Para estar en las mismas condiciones en el caso de cuantías altas y relaciones bajas de f_{cd}/f_{yd} los valores de γ_f deberían ser muy superiores a los habituales.

5. CONCLUSIONES

Del análisis realizado se deduce que con los coeficientes habitualmente empleados la teoría de estados límites conduce a coeficientes de seguridad nominal apreciablemente inferiores a los que se derivan del uso de la teoría clásica de las tensiones admisibles.

Esto es natural, pues, la nueva teoría corresponde a un estado más avanzado de conocimientos. Por otra parte, todos los métodos del C.E.B. presuponen un control cuidadoso de los materiales y de la ejecución.

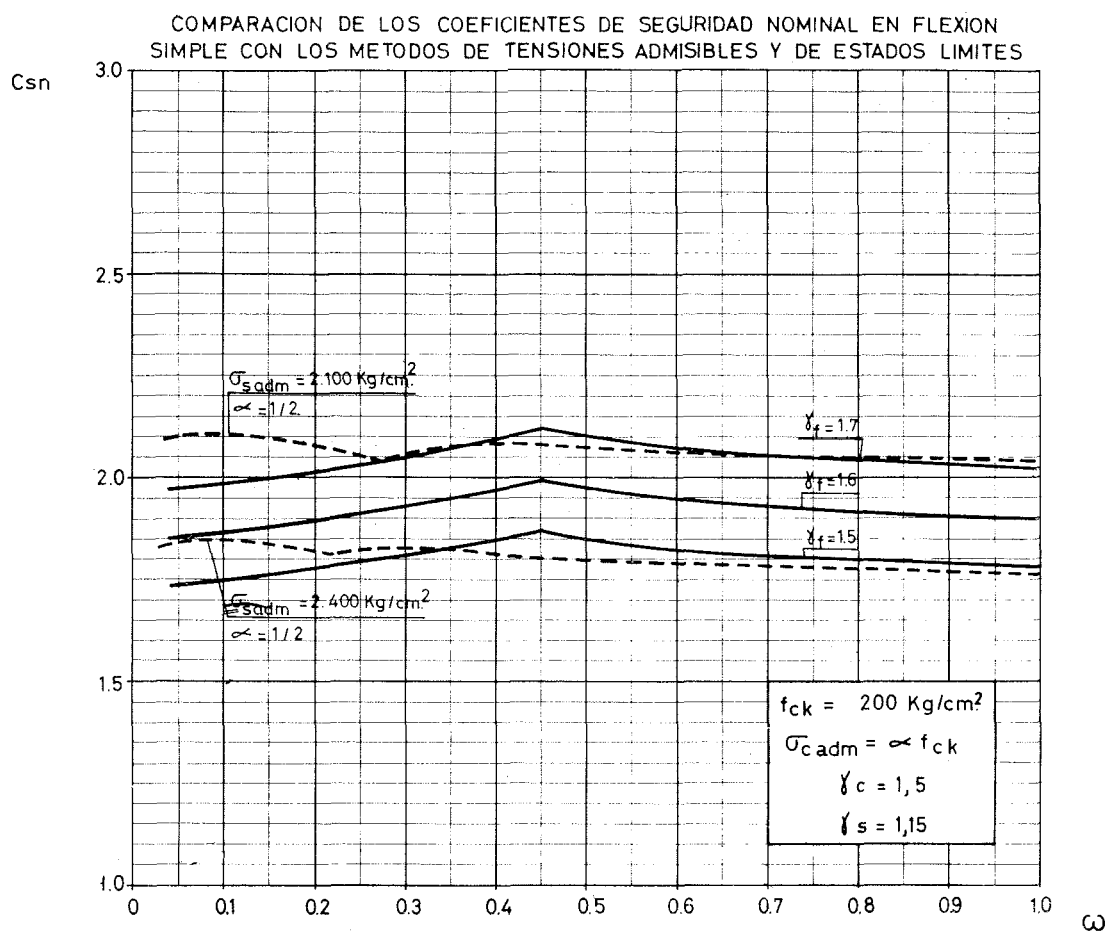


Figura 10.

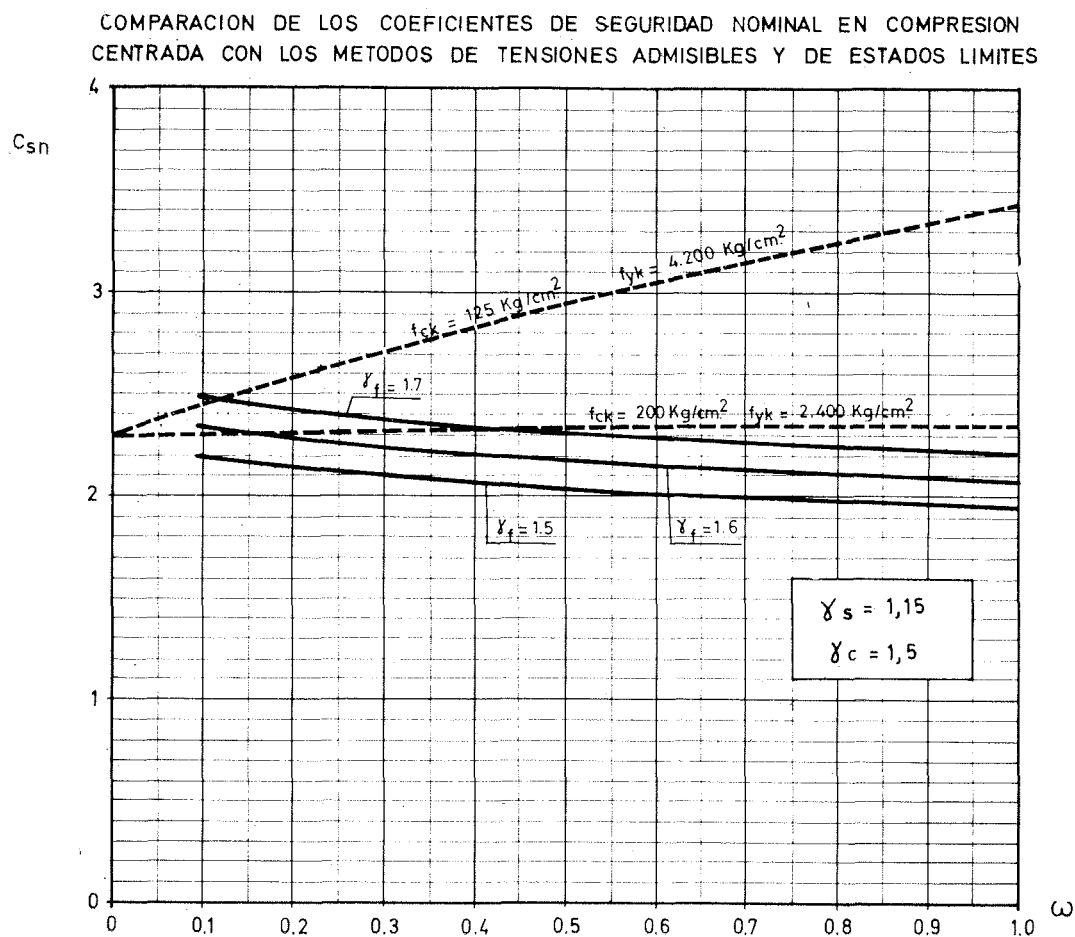


Figura 11.

En el estudio realizado se ha supuesto siempre un coeficiente de seguridad para el acero $\gamma_s = 1,15$. Durante los últimos años ha sido relativamente frecuente en España emplear $\gamma_s = 1,10$ con $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_f = 1,5$. El examen de los gráficos anteriores demuestra que en ese caso los niveles de seguridad son muy estrictos. El empleo de dichos coeficientes está reservado, tanto por el C.E.B. como por la EH-68 para estructuras muy cuidadosamente calculadas y escrupulosamente controladas. La orientación adoptada por la nueva versión (EH-73) de la Instrucción Española de ligar los valores de γ_c , γ_s , γ_f al grado de precisión de los cálculos y a los niveles adoptados para el control de materiales y ejecución parece un sistema adecuado para mantener el problema de seguridad dentro de márgenes razonables.

El sistema de reducir los coeficientes γ_c , γ_s , γ_f a medida que aumenta el control de cálculos, materiales y ejecución no debe inducir a la creencia de que en ese tipo de obras se reduce la seguridad. El carácter aleatorio de las variables en juego, tal como destacamos al principio de este trabajo, permite establecer que, en los casos de obras muy cuidadas, esa reducción no rebaja la seguridad.

Finalmente, los valores del coeficiente de seguridad que se obtienen en teoría de estados límites, resultan incompatibles con las exigencias de algunas Normas Oficiales para elementos estructurales particulares, como por ejemplo los forjados (*). Esto es natural, puesto que esas exigencias particulares estaban basadas en la experiencia recogida con la teoría clásica. Es urgente una revisión de esos Reglamentos para evitar sus graves desacuerdos con la Instrucción de Hormigón Armado.

(*) J. A. Fernández Ordóñez señaló ya anomalías gravísimas en el caso de los postes para líneas eléctricas. Véase HORMIGÓN Y ACERO, núm. 104, 1972.

PREFABRICACION



M A D R I D MONTE ESQUINZA, 30

TELEF. 4 19 24 12/16

CADE

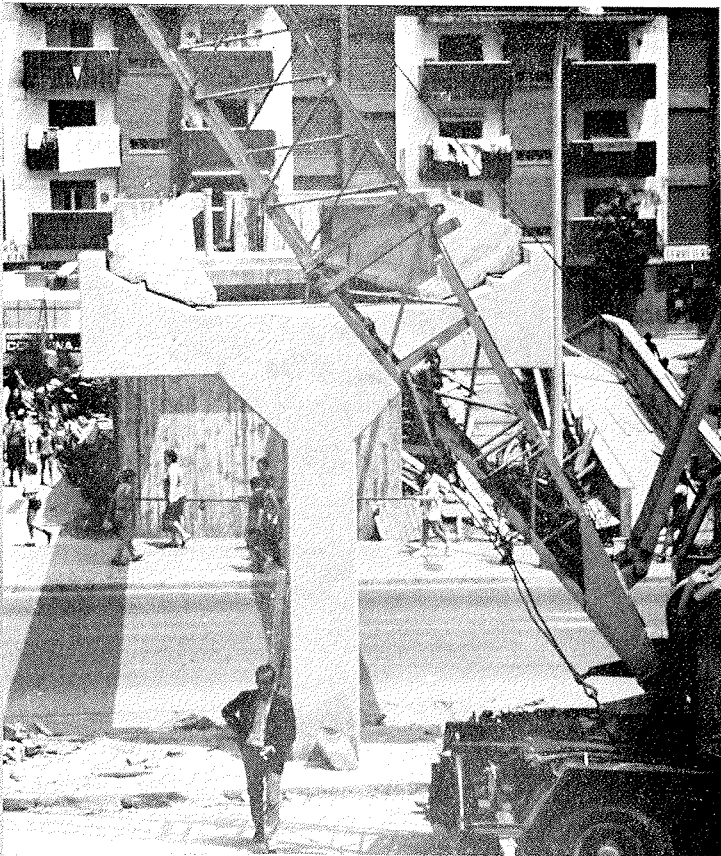
BARCELONA GERONA, 2

TELEF. 2 25 30 02/2 25 94 38

PIMOSA

S E V I L L A Avda. de la BORBOLLA, 13-15 TELEF. 23 61 17

PRESUM



PASARELA PREFABRICADA
BARCELONA



evolución de las normas francesas para el cálculo del hormigón pretensado

R. LACROIX

Ingeniero Profesor de Hormigón Armado y Hormigón Pretensado en la Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

(Texto de la conferencia que, organizada por la Asociación Técnica Española del Pretensado, pronunció el 29 de noviembre de 1973, en los locales del Instituto Eduardo Torroja, de Madrid).

I. GENERALIDADES

Durante los años que siguieron a la Segunda Guerra Mundial, el esfuerzo realizado por Francia para reconstruir las obras destruidas en el curso del citado conflicto bélico se tradujo en un importante desarrollo de la técnica del pretensado, que exigió fijar en un texto oficial un cierto número de reglas de obligado cumplimiento. Este fue el objeto de las "Instrucciones provisionales relativas al empleo del hormigón pretensado", de 1953.

Este primer reglamento, elaborado por una comisión formada en el seno del Ministerio de Obras Públicas, presentaba varias particularidades:

- No limitaba la tensión inicial en las armaduras de pretensado, manteniendo con ello la tradición establecida por Freyssinet.
- Prohibía cualquier tensión de tracción en las vigas flectadas, estableciendo que el hormigón pretensado debía resistir en todos sus puntos, en perfecto estado de integridad, sin roturas ni fisuras.
- En realidad, sólo se preveía su aplicación a los tramos de puentes isostáticos de hormigón pretensado con armaduras postesas; y las normas establecidas para este tipo de obras resultaban difícilmente generalizables a las demás estructuras.

Posteriormente, otra Instrucción provisional, del 12 de agosto de 1965, introdujo algunas precisiones y modificaciones de detalle a las anteriormente citadas, pero sin llegar a variar su espíritu.

Por otra parte, desde el principio de los años 60, la Asociación Científica del Pretensado de Francia, Asociación privada que agrupaba en su seno a los ingenieros, tanto de la Administración como del sector privado, se ocupó a su vez de redactar prescripciones, que se publicaron en 1964. Como procedían de una Asociación de carácter privado, no podían tener rango de obligatoriedad y, por ello, se titularon "Recomendaciones de la A.S.P. para el cálculo y la ejecución de estructuras pretensadas".

Las Recomendaciones de la A.S.P. presentaban tres principales novedades con respecto al reglamento de Ponts et Chaussées:

- Distinguían tres clases de comprobación, admitiendo un mayor o menor grado de tracción, fijado por el Director de obra, en función de la naturaleza de la estructura y de la agresividad del ambiente circundante.

- Introducían reglas particulares para los elementos pretensados mediante armaduras pretesas.
- Daban reglas precisas para la comprobación de la seguridad a rotura, teniendo en cuenta el diagrama tensión-deformación real de los materiales.

La redacción de estas Recomendaciones, de hecho, se efectuó simultáneamente con la de las Recomendaciones FIP-CEB, cuya primera edición se publicó con ocasión del Congreso de la F.I.P. celebrado en París en 1966. El espíritu de éstas era ligeramente diferente, ya que no habían sido concebidas para constituir por sí mismas un reglamento, sino simplemente para servir de base a la elaboración de los distintos reglamentos nacionales. Sin embargo, este texto, que cubre a la vez el campo del hormigón armado y del hormigón pretensado, obedece al mismo principio, es decir, que toma también como base la teoría semiprobabilista de la seguridad.

En Francia, en 1967, se adoptó la decisión de redactar un nuevo reglamento fundado en esta teoría; y se formó una nueva comisión encargada de preparar el texto correspondiente.

Con dicho motivo, se presentó a los ingenieros franceses la ocasión de intentar una homogeneización de las prescripciones generales relativas a la seguridad, de tal modo que las estructuras de hormigón armado, hormigón pretensado o metálicas quedasen sometidas a condiciones comparables. Este estudio se concretó en diciembre de 1971 con la aparición de un texto general titulado "Directrices comunes relativas al cálculo de estructuras", texto aplicable a las obras de cualquier naturaleza.

El objeto principal del nuevo reglamento es exponer los principios y métodos de cálculo en los estados límites, y fijar, a reserva en su caso de algunas adaptaciones particulares a cada tipo de obra, los valores de los coeficientes γ relativos a las solicitaciones y a los materiales. Define las acciones permanentes, cíclicas, intermitentes y accidentales, así como las solicitaciones; y precisa, por otra parte, las comprobaciones que deben realizarse con relación a los estados límites últimos y a los estados límites de utilización.

Respecto a las Recomendaciones FIP-CEB, la principal originalidad de este texto consiste en la sistemática descomposición del coeficiente γ relativo a las solicitaciones. Una solicitación de cálculo se expresará en la siguiente forma:

$$\gamma_{s3} [S(\gamma_{Q_{L1}} \cdot Q_{L1}) + S(\gamma_{Q_{L2}} \cdot Q_{L2}) + \sum_i S(\gamma_{Q_{ci}} \cdot Q_{ci})]$$

En esta expresión, Q_{L1} y Q_{L2} representan las acciones de larga duración cuyo efecto es, respectivamente, desfavorable y favorable; y Q_{ci} las acciones de corta duración.

El coeficiente γ_{s3} tiene el mismo significado que en las Recomendaciones FIP-CEB.

Los valores de estos coeficientes difieren según la naturaleza de las cargas aplicadas, y según las combinaciones consideradas.

Para las combinaciones fundamentales los valores numéricos son:

$$\gamma_{s3} = 1,2.$$

$$\gamma_{Q_{L1}} = 1,1.$$

$$\gamma_{Q_{L2}} = 0,9.$$

$$\gamma_{Q_c} = 1,4 \text{ cuando } Q_c \text{ representa las cargas aplicadas durante la ejecución.}$$

1,33 cuando Q_c representa las cargas no excepcionales de los puentes para carretera.

1,25 cuando Q_c representa las cargas en los forjados de edificación, o la acción, sobre los puentes ferroviarios, de la temperatura, las acciones climáticas, etc.

1,1 para ciertas cargas de carácter particular.

Se observa que el coeficiente γ_{qc} correspondiente a las cargas que actúan en los puentes para carretera es superior al que se aplica a las cargas actuantes en las demás obras, y especialmente en los puentes ferroviarios, por ejemplo. Esta aparente anomalía es consecuencia de una modificación introducida en la definición de las cargas de cálculo de los puentes para carretera.

II. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Por lo que respecta al hormigón, la resistencia a compresión a la edad de veintiocho días, σ'_{28} , se define como el valor que tendría una probabilidad de 90 por 100, por lo menos, de ser alcanzado o sobrepasado, en el caso en que la resistencia se determinase a partir de una serie de ensayos realizados sobre un número muy elevado de probetas.

Se ha adoptado esta definición para tener en cuenta la incertidumbre inherente a la media aritmética y la desviación cuadrática media, cuando estos valores se calculan a partir de un número de ensayos demasiado pequeño.

Como se sabe, en la tan conocida fórmula:

$$R'_k = R'_m - K \cdot s'$$

K es un coeficiente que depende a la vez del riesgo admitido de que no se alcance el valor de R'_k y del número de probetas. Para un riesgo del 10 por 100, la variación de K en función del número de ensayos viene representada por la curva que en la figura 1 se reproduce.

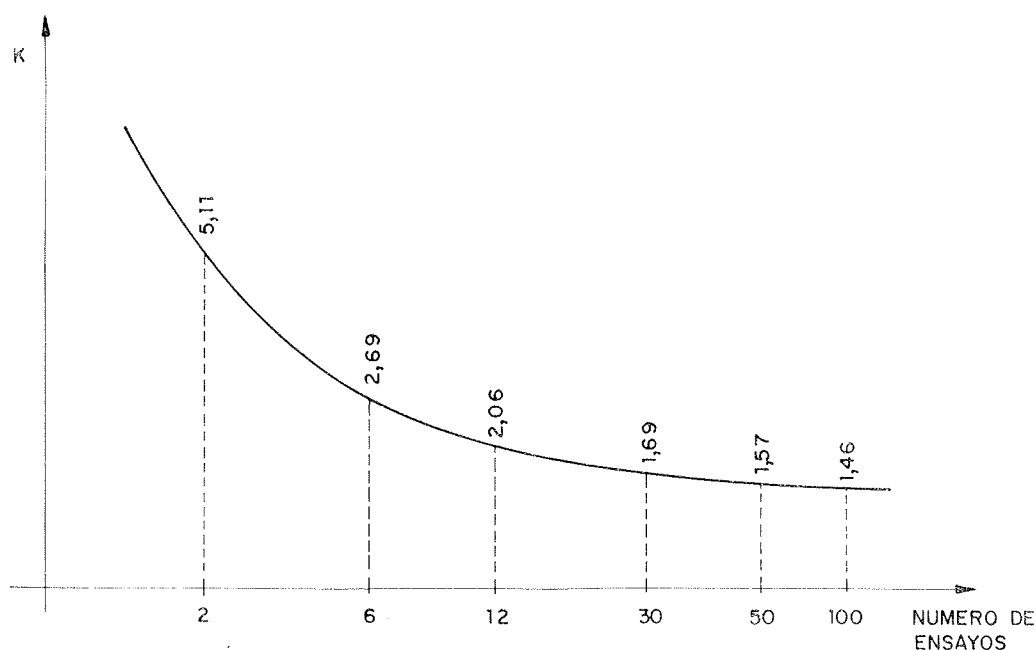


Fig. 1

Esta curva, determinada por M. Peltier, fue incluida en una comunicación presentada al Congreso de la F.I.P. celebrado en Praga en 1970.

En la práctica, el valor de $K = 1,64$ adoptado en las Recomendaciones FIP-CEB podrá mantenerse a condición de que el número de ensayos sea suficientemente elevado.

Para los aceros de pretensado, una regla análoga a la indicada para el hormigón conduce a un coeficiente $K = 1,8$. Debe hacerse notar, por otra parte, que este coeficien-

te es desconocido por el usuario, ya que el acero viene directamente definido por los valores de R_g y T_g .

III. ACCION DEL PRETENSADO

Como en las Recomendaciones de la F.I.P., el pretensado se define mediante dos valores característicos extremos:

$$\sigma_{p1} = 1,02 \sigma_{p0} - 0,80 \Delta \sigma_{pj}(x)$$

$$\sigma_{p2} = 0,98 \sigma_{p0} - 1,20 \Delta \sigma_{pj}(x)$$

con los mismos márgenes de incertidumbre respecto al propio valor del pretensado y a las pérdidas.

Por el contrario, con respecto a la relajación se ha introducido un cambio, ya que se dice que vendrá dada por el mayor de los dos valores siguientes:

$$\begin{aligned} & \frac{2,4 \rho_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi}(x) - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{pi}(x) \\ \text{y:} & \frac{\rho_{3000} + 2,5}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi}(x) - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{pi}(x) \end{aligned}$$

En estas fórmulas, ρ_{1000} y ρ_{3000} representan, respectivamente, los porcentajes de relajación a mil y a tres mil horas de una probeta sometida a una tracción igual al 70 por 100 de su resistencia real a rotura. El segundo término de la fórmula introduce una función lineal de la tensión, de forma que la relajación resulta nula para un valor igual a $0,55 R_g$.

Por lo que respecta al conjunto de las pérdidas diferidas, se tienen en cuenta la concomitancia de la retracción, la fluencia y la relajación, mediante la fórmula:

$$\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \Delta \sigma_p - \frac{\Delta \sigma_p (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_{pi}(x) - 0,55 R_g}$$

para:

$$\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} < \sigma_{pi} - 0,55 R_g$$

y:

$$\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl}$$

en el caso contrario.

En estas expresiones, $\Delta \sigma_r$ y $\Delta \sigma_{fl}$ representan, respectivamente, las pérdidas de tensión originadas en el acero por la retracción y la fluencia; y $\Delta \sigma_p$ la pérdida final de tensión que experimentaría la armadura si actuase sola, a longitud constante.

Para la práctica, la aplicación de esta fórmula resulta bastante laboriosa y conduce a cálculos numéricos complicados; pero permite afinar mucho más la determinación del estado real de tensiones.

IV. COMPROBACION DE LAS SECCIONES SOMETIDAS A FLEXION, EN EL ESTADO LIMITE DE UTILIZACION

En la definición de las clases de comprobación intervienen los conceptos de *sección de recubrimiento* y *zona de recubrimiento*. Se denomina *sección de recubrimiento* a la parte de la sección que rodea a las armaduras de pretensado que atraviesan la sección; y *zona de recubrimiento* a la parte que envuelve al conjunto de las armaduras de pretensado, cualquiera que sea su dirección (fig. 2).

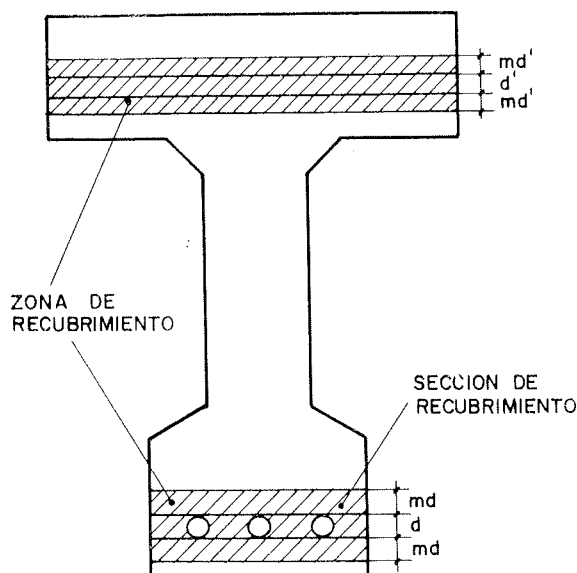


Fig. 2

La clase I se identifica con el *estado límite de descompresión* del hormigón, definido por una tensión nula en el mismo. De hecho, las comprobaciones en clase I no se aplican más que a un número muy reducido de obras, tales como los depósitos, por ejemplo.

La clase II se define refiriéndola a un *estado límite de formación de fisuras*, caracterizado por una tensión de tracción en el hormigón igual a su resistencia característica en tracción.

En la práctica se distinguen dos subclases:

II_a, para la cual σ_f no debe excederse en ningún punto de la sección.

II_b, para la cual la limitación de σ_f se aplica únicamente a la *sección de recubrimiento*; definiéndose otros límites menos severos para las partes situadas fuera de dicha sección de recubrimiento.

La clase III corresponde a las obras pretensadas en las cuales se admite la fisuración, pero limitando la abertura de fisuras.

Se comprueba, además, que bajo las cargas permanentes más una fracción χ de las cargas variables, no se sobrepasa el estado límite de descompresión. Esta regla puede llegar a ser bastante severa; tanto como el coeficiente χ difiera de cero.

También existe diferencia, en relación con las Recomendaciones FIP-CEB, en lo que se refiere al modo de definir los estados límites de abertura de fisuras: mientras que la FIP-CEB limita la tensión de las armaduras, el reglamento francés limita la tensión de tracción del hormigón, limitando la tracción de las armaduras ordinarias y la sobretensión de las armaduras de pretensado.

V. COMPROBACION DE LAS SECCIONES SOMETIDAS A FLEXION, EN EL ESTADO LIMITE ULTIMO

El método de comprobación es muy parecido al del CEB. Se toman como base la deformación máxima del hormigón, limitada al 2 por 1.000 o al 3,5 por 1.000, según se trate de compresión simple o de flexión, y la deformación máxima del acero, limitada al 10 por 1.000.

La tensión en el hormigón se limita a:

$$\frac{0,85 \sigma_j}{k_b \cdot \gamma_b}$$

adoptando para γ_b el valor habitual, es decir, 1,5, y siendo k_b un coeficiente función de la duración de aplicación de la carga. Sus valores son:

$k_b = 1$ para una duración probable de aplicación superior a veinticuatro horas.

$k_b = 0,9$ para una duración comprendida entre una y veinticuatro horas.

$k_b = 0,8$ para una duración inferior a una hora.

El diagrama tensión-deformación del hormigón es el clásico de la "parábola-rectángulo". La aproximación de adoptar un diagrama rectangular se admite cuando la rotura se produce por agotamiento del acero.

VI. REDISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LOS SISTEMAS HIPERESTATICOS

El artículo 26 del nuevo reglamento introduce tímidamente la noción de redistribución, indicando que el CPS (Cuaderno de Prescripciones Especiales) puede, exclusivamente en el caso de solicitaciones de flexión, autorizar que se tengan en cuenta estas redistribuciones, bien fijando para ellas valores globales, o bien, a falta de resultados experimentales, admitiendo que se calcule la estructura por métodos teóricos que impliquen la adopción de un modelo anelástico y no lineal.

Debe subrayarse que esta concesión lleva consigo la obligación de comprobar la compatibilidad de flechas en el estado límite último.

Del mismo modo, puede utilizarse la teoría de la adaptación para los estados límites de utilización, siempre que se respeten ciertas limitaciones respecto a las tensiones de tracción.

En realidad, la apertura que representa el citado artículo 26 tiene todavía muy poca influencia, teniendo en cuenta las limitaciones que la acompañan.

VII. COMPROBACION A ESFUERZO CORTANTE

1. Comprobación del hormigón del alma con respecto al estado límite de utilización.

Las tensiones: cortante, τ ; normal paralela al eje de la viga, σ'_x ; y vertical, σ'_y , deben cumplir la siguiente condición, derivada de la elipse de Chalos-Beteille:

$$\tau^2 \leq (0,25)^2 \left(1 + \frac{\sigma'_x + \sigma'_y}{\sigma'_j} \right)^2 \left(\frac{\sigma'_j}{\gamma_b} - \sigma'_x - \sigma'_y \right) (k \sigma'_j + \sigma'_x + \sigma'_y) + \sigma'_x \cdot \sigma'_y$$

El coeficiente k que aparece en esta fórmula varía desde 0 hasta 2,5 a medida que se va pasando de la clase I a la III_b, la menos desfavorable.

2. Comprobación de las armaduras de alma en el estado límite último.

La distinción entre las zonas A, B, C, respectivamente, no fisuradas, fisuradas en el alma, y fisuradas en el talón, a que se hace referencia en las Recomendaciones FIP-CEB, no se recoge en el reglamento francés, y con el objeto de evitar una complicación excesiva, los redactores de dicho reglamento han buscado una fórmula única.

En el caso de armaduras transversales normales a la fibra media, su sección mínima viene dada por la expresión:

$$\frac{A_t \cdot \sigma_c}{b_0 \cdot t} + \frac{\Delta F_t}{b_0 \cdot t'} + \sigma'_y \geq \tau \cdot t_g \beta - 0,15 \sqrt{\sigma'_j}$$

en la cual:

β = Angulo de las eventuales fisuras con la fibra media de la viga:

$$t_g \beta = \frac{2 \tau}{\sigma'_x - \sigma'_y}$$

A_t = Sección de las armaduras transversales, cuyo límite elástico es σ_c .

t = Separación entre dichas armaduras transversales.

ΔF_t = Sobretensión de las armaduras de pretensado transversales.

Por otra parte, σ'_j debe expresarse en MPa (Megapascuales) (*).

Se exige una cuantía mínima de armaduras de alma en todas las zonas de la viga; viene dada por la condición de que la magnitud:

$$\sigma'_y + \frac{A_t}{b_0 \cdot t} \sigma_c \cdot \sin \alpha$$

sea al menos igual al menor de los dos valores siguientes:

$$\frac{1}{2} \tau$$

1 MPa.

(*) El MPa es idéntico al N/mm². Equivale a 10,2 Kg/cm².

3. Comprobación del hormigón del alma en el estado límite último.

Se expresa por la condición:

$$\frac{\tau \cdot \operatorname{sen} \alpha + \sigma'_y \cdot \cos \alpha}{\operatorname{sen} \beta \cdot \operatorname{sen} (\alpha + \beta)} \leq \frac{\sigma'_j}{2,5}$$

la cual se reduce a:

$$\frac{2 \tau}{\operatorname{sen} 2 \beta} \leq \frac{\sigma'_j}{2,5}$$

en el caso de armaduras transversales perpendiculares a la fibra media.

VIII. REGLAS PARTICULARES RELATIVAS A CIERTOS ELEMENTOS

Se dedica un capítulo, bastante detallado, al estudio de las zonas extremas de las piezas. Ello se justifica porque, realmente, en estas zonas se producen con bastante frecuencia incidentes que se pueden evitar fácilmente adoptando algunas precauciones muy simples. Por tanto, el objeto fundamental de las prescripciones que se incluyen es llamar la atención de los proyectistas sobre ciertos zunchados o ciertas disposiciones constructivas que deben cumplirse.

En este capítulo se trata también, de un modo suficientemente completo, del pretensado mediante armaduras adherentes. Fundamentalmente, se introduce el concepto de longitud de transmisión del pretensado, que se expresa:

$$l_e = \sqrt{(\gamma_1 \cdot l_{sn})^2 + h_p^2}$$

siendo:

l_{sn} = Longitud de anclaje por adherencia.

γ_1 = Coeficiente que se toma igual a 1,2 ó 0,6, según que este valor sea favorable o no para el efecto considerado.

h_p = Distancia del baricentro de las armaduras de pretensado a la fibra extrema más alejada.

En otro capítulo se estudian las losas. En él se trata con particular detalle, desarrollándose un trabajo original, el caso de los puentes-loza, en relación con los cuales se introducen nuevos criterios que tienden a definir mejor el funcionamiento mecánico de estas estructuras.

En cuanto a las disposiciones constructivas, son muy semejantes a las incluidas en las Recomendaciones FIP-CEB; sin embargo se dan diversos detalles sobre las condiciones que deben cumplir las vainas cuando se disponen en paquetes, ya que, según ha podido comprobarse, esta práctica conduce, con cierta frecuencia, a defectos en la calidad del hormigón.

Por último, se dedican varios anejos a detallar determinados métodos de cálculo; y en otros se dan los valores numéricos de la fluencia y de la retracción, siguiendo las mismas leyes que las Recomendaciones FIP-CEB.

IX. APLICACION DEL NUEVO REGLAMENTO

Teniendo en cuenta su novedad y también su complejidad, el nuevo reglamento no sustituirá inmediatamente al antiguo, sino que, durante un período de prueba del orden de dos a tres años, será utilizado exclusivamente para algunas obras, previo expreso acuerdo de los correspondientes organismos oficiales; y sólo ciertas oficinas de proyectos, que han participado en la elaboración del reglamento, estarán autorizadas a utilizarlo durante esta primera etapa.

Este plazo se aprovechará para proceder a la necesaria formación de los ingenieros, iniciándoles en los nuevos criterios y nuevos métodos de cálculo. Con tal objeto, se han organizado en Francia varios Cursos de especialización que duran, normalmente, una semana; y para el año 1974 se tiene previsto la celebración de otra serie de Cursos análogos.

El período de prueba permitirá también hacer un estudio comparativo del dimensionamiento de una misma estructura realizado con el antiguo y con el nuevo reglamento. Ya se han efectuado numerosas comparaciones con estructuras de diferentes tipos. Estas comparaciones han demostrado, en particular con respecto a los puentes, que las cantidades de materiales exigidas eran análogas en ambos casos, siempre que los cálculos con arreglo al nuevo reglamento se hagan en clase II, en lugar de no admitiendo tensiones de tracción, como antes se hacía. Esta diferencia se debe, esencialmente, a la introducción de la pareja de valores límites P_1 y P_2 para la fuerza de pretensado.

En resumen, cabe confiar en que la aplicación del nuevo reglamento permitirá cubrir un campo de aplicación mucho más amplio que el antiguo, y sobre todo, para consumos iguales, acrecentar la seguridad gracias a una mayor homogeneidad.

Por otra parte, la próxima aparición de este reglamento constituye solamente una primera etapa, ya que en la actualidad se están preparando otros dos textos: el primero consiste en una revisión de las normas vigentes para el cálculo del hormigón armado, con el objeto de que resulten coherentes con las del hormigón pretensado. El segundo se refiere a la ejecución de las construcciones. En contra de lo que a primera vista pudiera pensarse, este texto no es, ni mucho menos, de inferior importancia que los anteriores. En efecto, el análisis de un cierto número de incidentes, fisuraciones o amenazas de ruina que han ocupado la atención de los ingenieros durante los últimos años, demuestran que la causa que los ha originado, en la mayoría de los casos, ha sido una ejecución defectuosa y no un error de concepción o de cálculo.

Traducido por:

R. PIÑEIRO

TUBOS

BORONDO

_____ S. A. _____

FORJADOS AUTORRESISTENTES Y SEMIRRESISTENTES

SISTEMAS PATENTADOS

VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO

FORJADOS

AJUSTADOS A LAS ESPECIFICACIONES
DE LA

NORMA M. V. 101-1.962

"ACCIONES EN LA EDIFICACION"

AUTORIZACIONES DE USO

Núm. 061-66

Núm. 540-67

Núm. 932-69

— PARA ESTUDIOS DE FORJADOS

— CARGADEROS

— CONSULTAS, ETC

**A SU DISPOSICION NUESTRO
GABINETE TECNICO DE
HORMIGON PRETENSADO**



ESTUDIOS CENTRALES DE TV.E., EN PRADO DEL REY (MADRID), CON FORJADO TIPO "BORONDO"

OFICINAS: AVDA. DE LA ALBUFERA, 134 - TELS. 478 81 00 - MADRID-18

FABRICA: CTRA. VICALVARO A VALLECAS, s./n. - TELS. 203 00 17-203 13 50 - VALLECAS-PUEBLO

estudio sobre el hormigón armado y pretensado (*)

R. BAUS

Prof. de la Universidad de Lieja

A. BRENNEISEN

Jefe de Trabajos de la Universidad de Lieja

SINOPSIS

Se hace un estudio del comportamiento bajo carga de los elementos total o parcialmente pretensados. Después de definir los parámetros que intervienen en los diferentes estados de sollicitación, se discuten las condiciones lógicas y económicas que permiten definir los límites entre las diferentes clases de pretensado.

A continuación se proponen métodos de cálculo basados en un análisis detallado de los distintos tipos de rotura, bajo carga estática y por fatiga.

I. INTRODUCCION

El pretensado parcial cubre el campo intermedio entre el hormigón totalmente pretensado correspondiente a la clase I de comprobación y el hormigón armado correspondiente a la clase IV.

Este campo intermedio se reparte entre dos clases de comprobación; la clase II, en la cual se desea evitar la fisuración bajo las cargas de servicio, y la clase III, en la cual se admite y limita la fisuración bajo dichas cargas de servicio. En general, estas dos clases de comprobación exigen la presencia de armaduras activas pretensadas, A_p , y armaduras pasivas no pretensadas A_a , que son las normales del hormigón armado.

La frontera entre las clases I y II queda definida de forma precisa por el estado de descompresión: una estructura se encuentra en clase II o en clase I según se admitan o no tensiones de tracción en el estado de servicio.

La frontera entre las clases III y IV queda definida igualmente de forma precisa por la introducción del pretensado: una estructura que trabaje en estado de fisuración en las condiciones de servicio, estará en clase III o en clase IV, según se encuentre o no pretensada.

Por el contrario, la frontera entre las clases II y III de pretensado parcial está basada, en principio, en un fenómeno tan aleatorio como la aparición de fisuras en condiciones de servicio. Por ello esta frontera sólo puede definirse de un modo convencional y

(*) *Nota editorial.*—El original en francés de este interesante trabajo ha sido publicado en la revista *Mémoires C.E.R.E.S.* (Nouvelle Série), núm. 40, junio 1972. Queremos dejar constancia de nuestro sincero agradecimiento a los autores, por su amabilidad al otorgarnos su autorización para incluir en HORMIGÓN Y ACERO esta versión española del mismo.

está sujeta a interpretaciones diversas que modifican su posición y hacen difícil el análisis de la clase III independientemente del de la clase II.

Desde el punto de vista de la evolución de los conceptos, el IV Congreso de la FIP celebrado en Roma y Nápoles en 1962, constituye el hito fundamental. En efecto, antes de este Congreso, el hormigón pretensado y el hormigón armado eran considerados, en general, como dos técnicas completamente diferentes, cada una de las cuales constituía un tema de investigaciones, estudios, realizaciones y reglamentos independientes. Por otra parte, el pretensado parcial estaba considerado como una técnica de interés secundario, objeto solamente de estudios y realizaciones aisladas y que, con carácter excepcional, a veces se introducía tímidamente en algunas instrucciones nacionales.

En el IV Congreso de la FIP se subrayó la necesidad de un estudio sistemático del pretensado parcial y se encaró por primera vez la posibilidad de establecer una perfecta continuidad entre el hormigón pretensado y el hormigón armado; tema éste que se concretaría mediante las recomendaciones de la FIP y del CEB.

Otra etapa importante en relación con este tema lo constituyó la presentación, en el V Congreso de la FIP celebrado en París en 1966, de las "Recomendaciones prácticas para el cálculo y la ejecución de las estructuras de hormigón pretensado", en las cuales se daba una primera definición de las clases II y III de pretensado parcial.

La evolución de las ideas e investigaciones condujeron finalmente al proyecto de las "Recomendaciones internacionales para el cálculo y la ejecución de las estructuras de hormigón", presentado en Praga en el VI Congreso de la FIP en 1970.

Pasaremos brevemente revista a algunos aspectos de esta evolución.

1962. IV Congreso de la FIP. Creación del Comité Mixto FIP-CEB.

Una encuesta internacional, realizada dentro del programa de trabajos encomendado al Centro Científico y Técnico de la Construcción de Bélgica, sirvió de punto de partida a estos efectos (*). Sin entrar en detalles, que aparecen ampliamente reflejados en los informes publicados sobre dicha encuesta, se observa que antes de 1962 existían ya dos tendencias netamente diferenciadas con respecto al concepto del pretensado parcial.

De acuerdo con la primera tendencia, se admitía para el cálculo de las estructuras pretensadas, débiles tensiones de tracción en servicio; las estructuras se calificaban entonces, generalmente, como "parcialmente pretensadas" y correspondían aproximadamente a las que en la actualidad se comprueban en clase II.

De acuerdo con la segunda tendencia, se admitía la fisuración en servicio de las estructuras en las que intervenía el pretensado; se decía entonces que tales estructuras tenían un "pretensado limitado" y las mismas correspondían, aproximadamente, a las que ahora se comprueban en clase III.

Entre los primeros investigadores que se preocuparon de estas cuestiones, hemos de citar a Emperger, quien, desde 1939, preconizó la utilización de una solución intermedia entre el hormigón armado y el hormigón pretensado, combinando en un mismo elemento armaduras pretensadas de alta calidad y armaduras de hormigón armado de acero semi-duro. Citemos igualmente a M. Abeles, el cual, basándose en un estudio sobre la influencia de la fisuración sobre la corrosión, propuso en 1941 tesar armaduras de alta calidad a tensiones inferiores a las correspondientes al pretensado total, con el fin de obtener bajo las cargas de servicio tensiones de tracción en el hormigón y fisuras de abertura limitada.

(*) Encuesta sobre el pretensado parcial. Centro Científico y Técnico de la Construcción, 1964. *Annales des Travaux Publics de Belgique*, núm. 2, 1966.

Por lo que respecta a las Instrucciones nacionales, en las que se trataba del pretensado parcial, se pueden citar, entre otras, la DIN 4227 de 1953, las Normas polacas de 1957, las finlandesas de 1958, las Recomendaciones austríacas y las Normas italianas de 1960, así como las Instrucciones soviéticas.

Desde esta época existen diversas realizaciones en pretensado parcial y en pretensado limitado, especialmente en Alemania, Bélgica, Gran Bretaña, Francia, Hungría, Italia y Rusia.

1966. V Congreso de la FIP. Recomendaciones prácticas FIP-CEB.

La definición de las diferentes clases se basaba en las deformaciones longitudinales.

El estado límite de alargamiento del hormigón, correspondiente a M_f , se determinaba teniendo en cuenta una plastificación real o aparente del hormigón, con un alargamiento máximo definido experimentalmente y admitiendo la hipótesis de conservación de las secciones planas y la ausencia de deslizamiento entre las armaduras y el hormigón.

El estado límite de fisuración, correspondiente a $M_{w \text{ lfm}}$, se caracterizaba por una deformación de las armaduras $\varepsilon_{aw \text{ lfm}}$, obtenida para una abertura máxima de fisuras W_{lfm} , elegida en función de las condiciones ambientales; este estado límite es idéntico al definido para el hormigón armado clásico.

Las diferentes condiciones relativas a las clases II y III aparecen resumidas en la parte superior del cuadro de la figura 1:

1. En clase II, bajo el efecto de las cargas permanentes más una fracción χ de las sobrecargas y otras acciones ($M_g + \chi M_q$), no se admite ningún alargamiento de las fibras extremas del hormigón más allá del estado límite de descompresión (M_d).

Bajo el efecto de las cargas permanentes y otras acciones ($M_s = M_g + M_q$), excepto las variaciones y gradientes de temperatura, debe respetarse el estado límite de alargamiento del hormigón (M_f).

La sección mínima de armaduras adherentes dispuestas en la zona de tracciones debe ser tal que el momento resistido por dichas armaduras sea al menos igual al momento resistido por el hormigón sólo, calculado para $\sigma_b = 20 \text{ kg/cm}^2$.

Esta clase puede utilizarse, entre otros casos, para puentes de carretera y otras estructuras sometidas a solicitaciones o combinaciones de solicitaciones que tengan una pequeña probabilidad de producirse.

2. En clase III, bajo el efecto de las cargas permanentes y otras acciones ($M_s = M_g + M_q$), excepto para las variaciones y gradientes de temperatura, la abertura de fisuras y el alargamiento de las armaduras de pretensado deben estar limitados. Además, se recomienda que bajo las cargas permanentes no se sobrepase el estado límite de alargamiento (M_f).

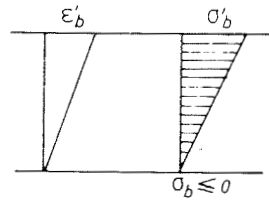
Esta clase no puede utilizarse en el caso de solicitaciones que originen fenómenos de fatiga, ni en ambientes corrosivos.

En clase III, el efecto de las sobrecargas móviles es más peligroso que el de las fijas. También, el coeficiente γ_s de mayoración de las sobrecargas variables en el tiempo, se multiplica por un coeficiente γ_c superior a la unidad; coeficiente que además debe mayorarse cuando las sobrecargas puedan ejercer efectos dinámicos.

CLASE II

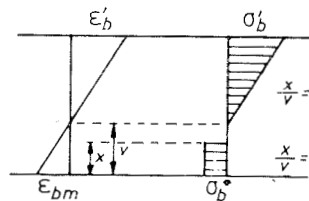
CLASE III

Recomendaciones
FIP-CEB
de 1966



$$M_g + \chi M_q \leq M_d$$

$$\epsilon_b \leq 0$$



$$M_s = M_g + M_q \leq M_f$$

$$\epsilon_b \leq \epsilon_{bm} = C \cdot \epsilon_b \text{ elást}$$

$$\epsilon_b \text{ elást} = \frac{\sigma_{bk}}{21000 \sqrt{\sigma_{bk}}} \quad \sigma_b^* = \frac{\sigma_{bk}}{\gamma_b} = \frac{\sigma_{bk}}{1,2}$$

$$C = 2,5 = \text{ARMADURAS DE ALTA ADHERENCIA}$$

$$C = 2,0 = \text{ARMADURAS LISAS}$$

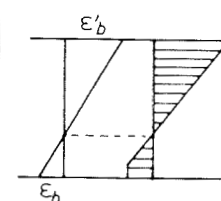
$A_{a \min}$ ADHERENTE EN LA ZONA DE TRACCIONES

$M_f \text{ resist ARMADURAS} \geq M \text{ HORMIGON SOLO CON } \sigma_b = 20 \text{ kg/cm}^2$

$$A_a \sigma_a^* z \geq \frac{I}{v} 20 \rightarrow A_a \geq \frac{20}{\sigma_a^*} \cdot \frac{I}{vz}$$

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ak}}{\gamma_a} = \frac{\sigma_{ak}}{1,15} \quad \sigma_{ak} \geq 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$\frac{x}{v} = 0,75$ PLACAS, VIGAS
SIN TALÓN Y
RECTANGULARES
OTROS CASOS:



$$M_g \leq M_f \text{ (RECOMENDADO)}$$

ϵ_b LIMITADA BAJO M_g $\epsilon_{aw} \leq \epsilon_{aw \text{ limite}}$ Y $\epsilon_p \leq \epsilon_{p \text{ limite}}$

$$W = \Delta l (\epsilon_{aw} - \epsilon_b) \leq W \text{ limite} = 0,1 \text{ mm}$$

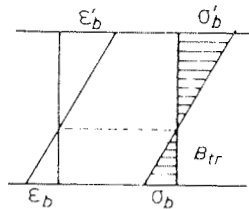
$$= 0,2 \text{ mm}$$

$$= 0,3 \text{ mm}$$

$$\gamma_s = 1,4 \rightarrow \gamma_s \gamma_c$$

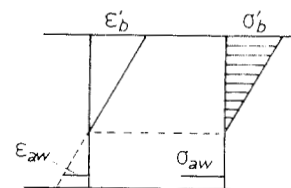
$\gamma_c = 1,15$ + MAYORACION POR EFECTOS DINAMICOS

Proyecto de
recomendaciones
FIP-CEB
de 1970



$$M_s = M_g + M_q \leq M_f$$

$$\sigma_b \leq 30 \text{ kg/cm}^2$$



$$M_s = M_g + M_q \leq M_{wII}$$

$$\sigma_{aw} \leq \sigma_{aw II} = 4 \text{ kg/mm}^2$$

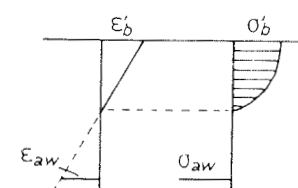
$m = \frac{E_a}{E_b} = 5$ FISURACION BAJO SOBRECARGAS
DE CORTA DURACION

$= 15$ FISURACION BAJO CARGAS O
SOBRECARGAS DE LARGA
DURACION

$A_{a \min}$ ADHERENTE EN LA ZONA
DE TRACCIONES

RESISTENCIA DE $A_a \geq$ RESISTENCIA DE B_{tr}

$$\omega_{tr} = \frac{A_a}{B_{tr}} \geq \frac{\sigma_{bk}}{\sigma_{ak}} \text{ ó } \omega_{tr} \geq 0,5 \%$$



$$M_s = M_g + M_q \leq M_{w \text{ lim}}$$

CARGAS NO
REPETIDAS

CARGAS REPETIDAS $W = 10^{-2} \sigma_{aw} < W_{lim}$

$$W = 10^{-2} (\sigma_{aw} - 4) < W_{lim}$$

$$W_{lim} = 0,1 \text{ mm}$$

$$= 0,2 \text{ mm}$$

$$= 0,3 \text{ mm}$$

UNIDADES: kg et mm

$A_{a \min}$ ADHERENTE EN LA ZONA DE TRACCIONES

RESISTENCIA DE $A_a \geq$ RESISTENCIA DE B_{tr}

$$\omega_{tr} = \frac{A_a}{B_{tr}} \geq \frac{\sigma_{bk}}{\sigma_{ak}}$$

Figura 1.

1970. VI Congreso de la FIP. Proyecto de Recomendaciones FIP.-CEB.

La evolución de las ideas con el tiempo ha conducido, finalmente, a definir las clases de comprobación en función del grado de protección requerido frente a los efectos de la fisuración. La elección de las clases de comprobación depende, entre otros factores, de la duración prevista para la vida de la estructura, de las condiciones de explotación, del ambiente, de los tipos de sollicitación, de la sensibilidad a la corrosión y de las condiciones de protección de las armaduras.

La clase de comprobación puede no ser la misma para todos los elementos de una misma estructura, ni para todas las zonas de un mismo elemento.

Según las exigencias que se hayan impuesto con respecto a la fisuración, los diferentes estados límites que habrá que considerar serán los siguientes:

- Estado límite de abertura de fisuras ($M_{w\lim}$), cuando se admite la fisuración. Corresponde a una probabilidad, fijada *a priori*, de que las aberturas características de fisuras excedan de los valores límites W_{\lim} iguales a 0,1, 0,2 ó 0,3 mm.
- Estado límite de formación de fisuras (M_f), cuando normalmente no se admite la fisuración. Corresponde a una pequeña probabilidad, fijada *a priori*, de que se produzcan fisuras.
- Estado límite de descompresión (M_d), cuando las condiciones imponen una gran seguridad frente a la fisuración o a la no abertura de fisuras, para valores de carga superiores a un cierto límite ($M_g + \chi M_f$). Corresponde a una probabilidad despreciable de formación de fisuras.

Para las comprobaciones en los estados límites de fisuración, se adopta como estado inicial "el estado neutro de referencia", para el cual se anulan convencionalmente las tensiones normales en cualquier punto de la sección de hormigón en estudio.

No hay que considerar los estados límites de fisuración frente a las sollicitaciones de carácter excepcional tales como vientos de fuerte intensidad, sismos, ondas de choques, etc.

Las diferentes condiciones que hay que tener en cuenta para las clases II y III se resumen en la parte inferior del cuadro de la figura 1:

1. En clase II, el estado límite de formación de fisuras (M_f), calculado a partir de $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$, no debe alcanzarse. Además, el aumento de tensiones en las armaduras, con relación al estado neutro, calculado en sección fisurada, se limita a 4 kg/mm^2 , lo que viene a ser igual a comprobar el estado límite de abertura de fisuras con $W_{\lim} = W_{II}$.

Se adopta además una cuantía mínima de armadura adherente proporcional al área de hormigón sometida a tracción.

2. En clase III, el estado límite de aberturas de fisuras ($M_{w\lim}$) es el único que se considera. Se adopta igualmente una cuantía mínima de armaduras adherentes ω_{tr} , para las cuales no se recomienda utilizar barras lisas.

Los capítulos siguientes tratan, sucesivamente:

- Del comportamiento conjunto de las piezas comprobadas en clase III.
- De la resistencia a rotura bajo cargas estáticas.
- De la resistencia a fatiga.

II. COMPORTAMIENTO DE UNA PIEZA COMPROBADA EN CLASE III

La comprobación de los estados límites de abertura de fisuras es de importancia fundamental en clase III, lo mismo que ocurre, por otra parte, en hormigón armado. Desde este punto de vista, el comportamiento de una pieza comprobada en clase III puede representarse de un modo esquemático por el de una pieza de hormigón armado, cuya abertura de fisuras W_a , bajo el efecto del momento de servicio M_s , se reduce a W_{ap} al actuar el momento M_p , originado por el pretensado, de sentido inverso al de M_s (figura 2-a).

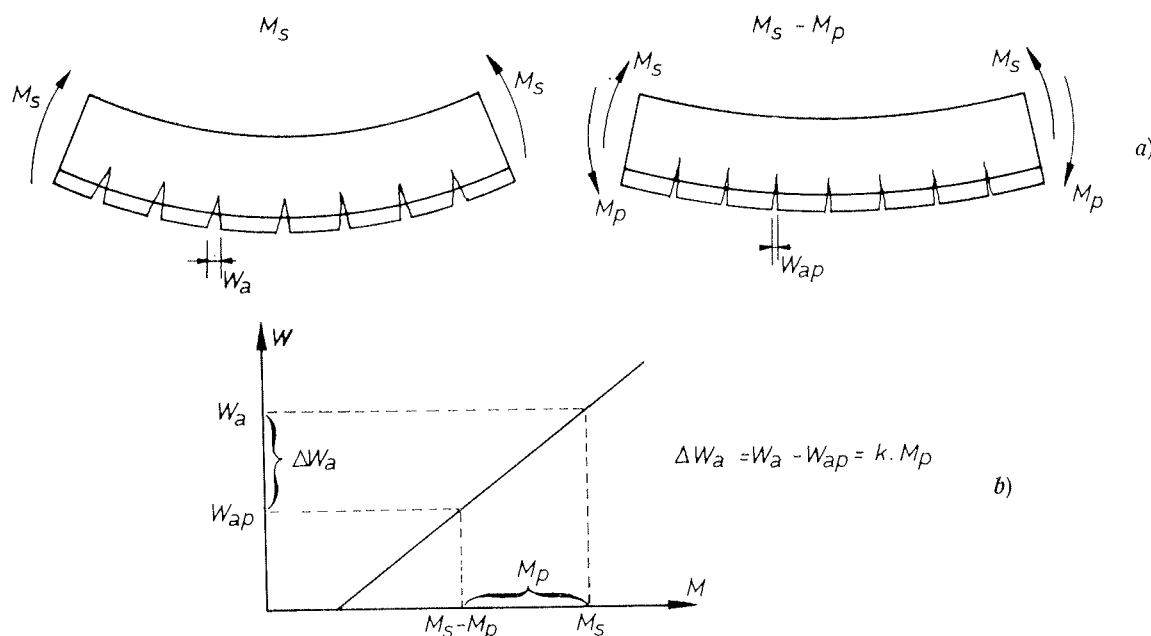


Figura 2.

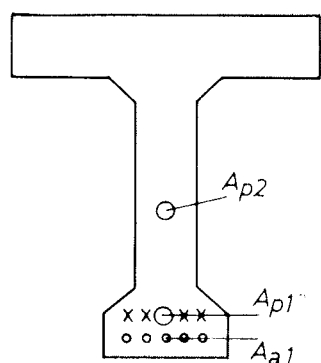
En la pieza de hormigón armado la abertura de fisuras W_a depende de la armadura adherente A_{a1} , mientras que en la viga armada y pretensada la abertura W_{ap} viene regulada, tanto por la armadura adherente A_{a1} como por el valor del momento M_p .

La evolución de W en función de M , representada en la figura 2-b, corresponde a la hipótesis de una reducción de la abertura de fisuras proporcional a M_p .

El momento M_p puede introducirse en la pieza:

- Mediante una deformación impuesta por flexión simple; la única armadura de la pieza es A_{a1} y la influencia de M_p en la fisuración corresponde al esquema de la figura 2-b.
- Mediante una deformación impuesta por flexión compuesta, la única armadura de la pieza es A_{a1} ; además de la influencia de M_p , es preciso tener en cuenta la reducción de W_a debida al esfuerzo normal N .
- Mediante el auxilio de una armadura de pretensado A_p , la armadura de la pieza está entonces constituida por A_{a1} y A_p ; además de la influencia de M_p habrá que tener en cuenta la reducción de W_a debida, respectivamente, al esfuerzo normal $N = F_p$, a la presencia en la pieza de la armadura suplementaria A_p y a las variaciones de F_p y M_p con las deformaciones.

La armadura A_{a1} condiciona el fenómeno de fisuración gracias a su adherencia con el hormigón. Ocurre lo mismo con la armadura A_p , la cual, además de servir para introducir el pretensado, interviene en la fisuración en proporción a su adherencia.



ARMADURA NO PRETENSADA: A_{a1} ADHERENTE

ARMADURA PRETENSADA: A_{p1} ADHERENTE

ARMADURA PRETENSADA: A_{p2} NO ADHERENTE

$A_a = A_{a1} + A_{p1}$ = ACCION, POR ADHERENCIA, SOBRE LA FISURACION

$A_p = A_{p1} + A_{p2}$ = ACCION, POR PRETENSADO, SOBRE LA FISURACION

A_{p1} ACCIÓN, POR ADHERENCIA Y POR PRETENSADO

CASO N°	$A_a = A_{a1} + A_{p1}$		$A_p = A_{p1} + A_{p2}$	
1	A_{a1}	0	0	0
2	A_{a1}	0	0	A_{p2}
3	A_{a1}	A_{p1}	A_{p1}	0
4	A_{a1}	A_{p1}	A_{p1}	A_{p2}
5	0	A_{p1}	A_{p1}	A_{p2}
6	0	A_{p1}	A_{p1}	0
7	0	0	0	A_{p2}

Figura 3.

Las armaduras de pretensado pueden presentar, según su tipo y sus condiciones de puesta en obra, una fuerte adherencia (es decir, comparable a la de las armaduras del hormigón armado), una adherencia media, o una adherencia prácticamente nula.

Para reproducir las diferentes situaciones que pueden presentarse en la práctica, se puede descomponer esquemáticamente la armadura A_p en una parte adherente A_{p1} y otra no adherente A_{p2} , dispuestas en el caso más general a diferentes niveles. La parte

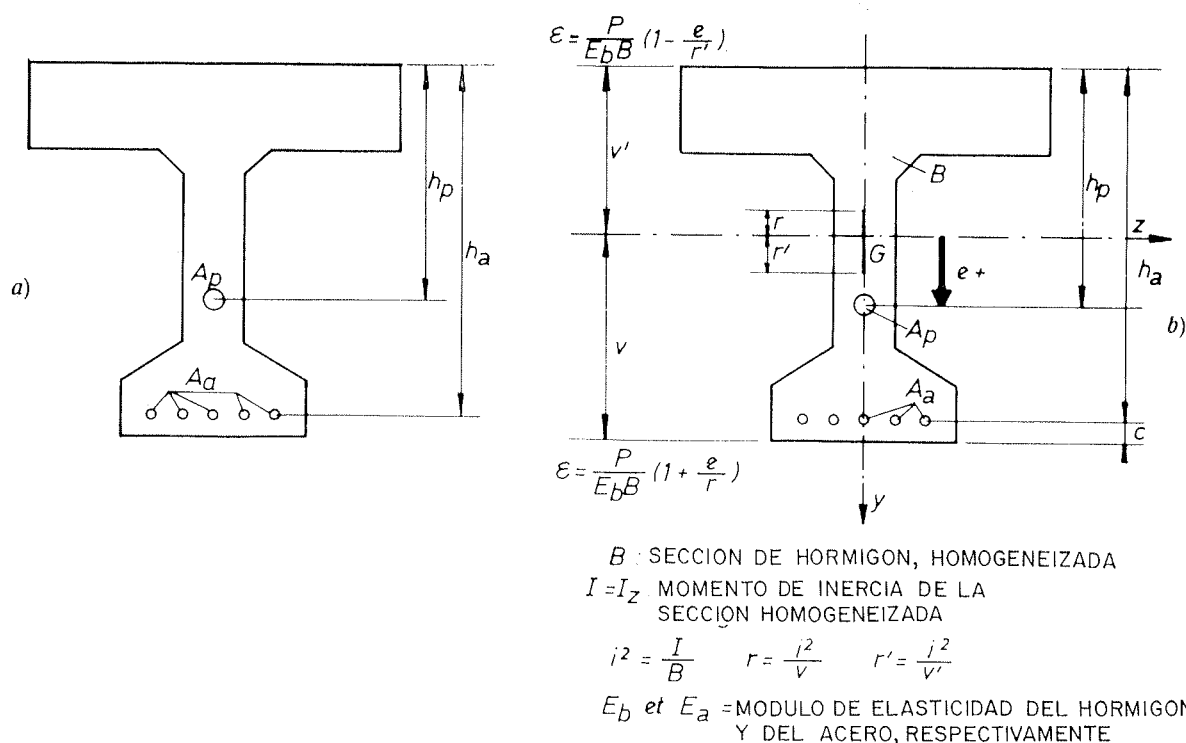


Figura 4.

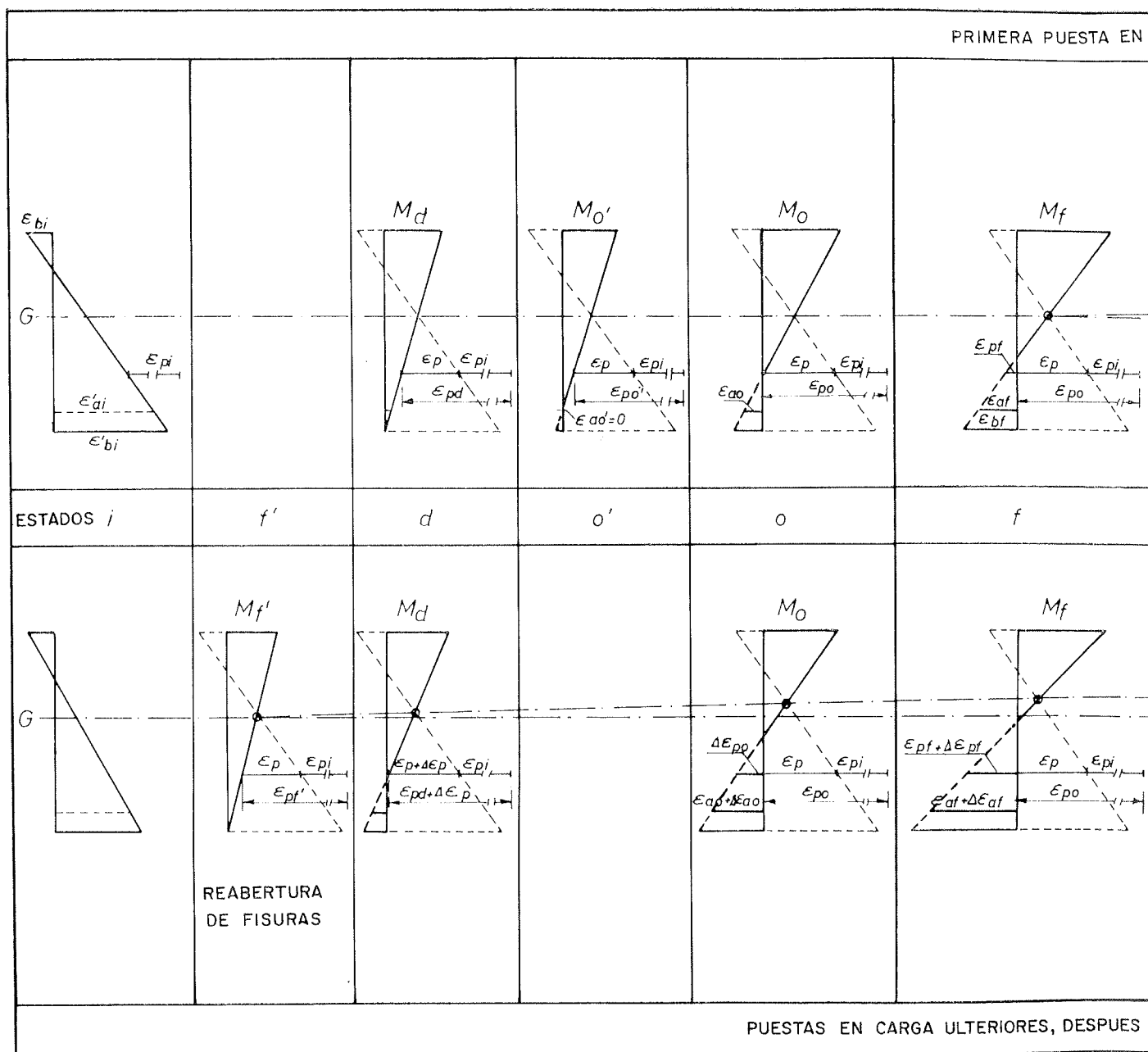
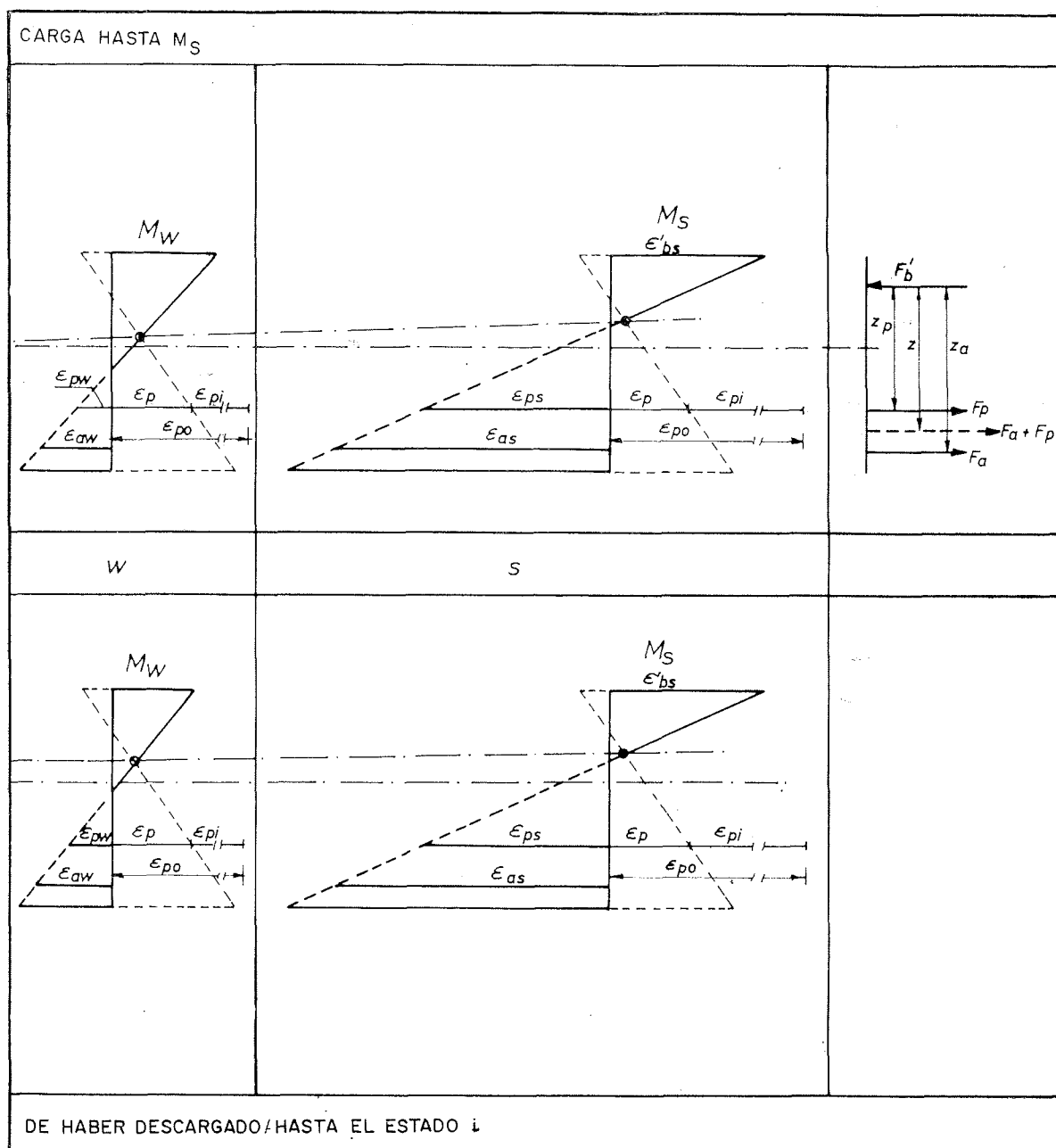


Figura 5.

adherente A_{p1} desempeña, respecto a la fisuración el mismo papel que A_{a1} , aparte de servir para, junto con A_{p2} , introducir F_p y M_p .

Si los momentos producidos por las cargas aplicadas son positivos, es decir, ponen en tracción las fibras inferiores, las armaduras adherentes se disponen en la zona inferior de las distintas secciones, al mismo nivel o por debajo de las armaduras no adherentes. Todos los esquemas expuestos a continuación corresponden al caso de momentos positivos.

La disposición de las armaduras A_{a1} , A_{p1} y A_{p2} en la sección transversal recta de una pieza, se indican en la figura 3. La sección total de armadura que actúa por adherencia sobre el fenómeno de la fisuración es igual a $A_a = A_{a1} + A_{p1}$; mientras que la sección total de armadura que actúa por pretensado es igual a $A_p = A_{p1} + A_{p2}$. Como se ve, la sección A_{p1} actúa a la vez por adherencia y por pretensado sobre la fisuración.



Las disposiciones prácticas corresponden a los siete casos de combinación de armaduras representados en la figura 3. El caso 1 es el del hormigón armado, mientras que el caso 7, que sólo puede presentarse en clase I, debe evitarse.

Los casos 2 a 6 pueden dar lugar a aplicaciones más o menos usuales en clase III; los casos 2 a 4 se refieren a aquéllos en que actúan simultáneamente armaduras de hormigón armado y armaduras pretensadas, mientras que los casos 5 y 6, en los que no existen armaduras de hormigón armado, se refieren al pretensado por adherencia y al pretensado mediante barras no adheridas.

Para evitar el tratar particularmente cada caso y por razones de claridad de presentación, el único esquema básico que será considerado con detalle es el de la figura 4-a, en el cual las armaduras A_a y A_p están dispuestas a dos niveles distintos ($h_a > h_p$) o al mismo nivel ($h_a = h_p$). Se admite, además, que, salvo indicación en contrario, en el es-

tudio que a continuación se expone, el esquema básico es el correspondiente al caso 2, para el cual $A_a = A_{a1}$ y $A_p = A_{p2}$.

En la figura 4-b se indica la notación fundamental utilizada relativa a las características de las secciones transversales rectas estudiadas.

Antes de la fisuración, las características que se consideran son las de las secciones homogeneizadas, teniendo en cuenta A_a y A_p . Si se admite que las características homogeneizadas con y sin A_p son prácticamente las mismas, la fuerza de pretensado que hay que considerar en los cálculos permanece igual a su valor inicial.

Después de la fisuración, las características de la sección homogeneizada vienen definidas por la zona comprimida del hormigón y por las armaduras A_a y A_p . La fuerza en la armadura A_p se calcula a partir de su alargamiento total; mientras que los esfuerzos en la armadura A_a y en el hormigón se valoran con relación al estado neutro de referencia.

Con el fin de precisar las condiciones de funcionamiento de una pieza en clase III, resulta útil seguir la evolución de su comportamiento en los diferentes estados de puesta en carga (fig. 5).

En el cuadro 1 se indican los sucesivos estados que se presentan durante la primera puesta en carga.

CUADRO 1

i	Estado inicial, bajo pretensado sólo, teniendo en cuenta las pérdidas.	$P_i = A_p E_a \varepsilon_{pi}$
d	Estado de descompresión.	$M_d = P_i (e + r)$
O'	Estado de descompresión al nivel de la armadura A_a .	$M_{O'} = P_i \left(e + \frac{i^2}{e + h_a - h_p} \right)$
O	Estado de descompresión al nivel de la armadura A_p .	$M_O = P_i \left(e + \frac{i^2}{e} \right)$
f	Estado de fisuración o de formación de fisuras.	$M_f = P_i (e + r) + E_b \varepsilon_{bf} \frac{I}{V}$
W	Estado correspondiente a una abertura W de fisuras.	$M_W = F_p z_p + F_a z_a = (F_p + F_a) z$ con $F_p = P_i + \Delta P = A_p E_a (\varepsilon_{po} + \varepsilon_{pw})$ y $F_a = A_a E_a \varepsilon_{aw}$
s	Estado de servicio.	$M_s = F_p z_p + F_a z_a$ con $F_p = A_p E_a (\varepsilon_{po} + \varepsilon_{ps})$ y $F_a = A_a E_a \varepsilon_{as}$

Después de haber alcanzado el estado de servicio, se descarga la pieza, volviéndola a llevar a su estado inicial. Durante la descarga se observa en general, bajo M_d , una abertura residual de fisuras. Esta abertura residual se debe, entre otras causas, a

la irregularidad de las superficies de hormigón en los bordes de las fisuras y a la resistencia que oponen las armaduras A_a al cierre de las fisuras.

La abertura residual se anula para un momento M_f , inferior a M_d .

En la figura 5 se representan los estados que se van encontrando sucesivamente durante las ulteriores puestas en carga, en correspondencia con los estados análogos encontrados durante la primera puesta en carga.

El estado f' es el de reabertura de fisuras: $M_{f'} < M_d$.

Antes de alcanzar el estado f , las deformaciones correspondientes a los diferentes estados de la primera puesta en carga, han experimentado aumentos $\Delta \epsilon$ debidos a la fisuración.

Así, bajo M_f , se tiene:

$$\begin{aligned} M_f &= F_p z_p + F_a z_a \\ \text{con } F_p &= P_i + \Delta P = A_p E_a (\epsilon_{po} + \epsilon_{pf} + \Delta \epsilon_{pf}) \\ \text{y } F_a &= A_a E_a (\epsilon_{af} + \Delta \epsilon_{af}) \end{aligned}$$

Más allá del estado f , las deformaciones son las mismas que durante la primera puesta en carga, prescindiendo de las deformaciones diferidas y no elásticas.

En clase III, como en hormigón armado, el estado de servicio está situado en régimen fisurado; el estado W , cuyo esquema se reproduce en la figura 6, presenta por consiguiente una importancia especial, obteniéndose la limitación de la abertura de fisuras por la condición $M_s < M_w$.

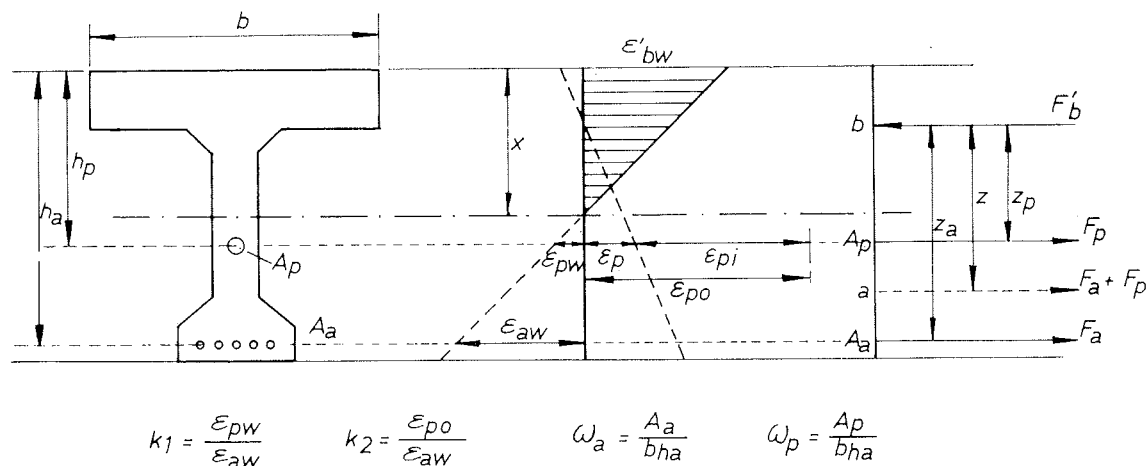


Figura 6.

La ecuación de equilibrio de momentos con relación a "b" resulta:

$$M_w = F_p z_p + F_a z_a (F_p + F_a) z \quad (1)$$

Si se supone introducido todo el efecto de adherencia correspondiente a la armadura A_a , la abertura de fisuras se define, como en hormigón armado, a partir de su alargamiento medio ϵ_{aw} y del alargamiento medio ϵ_{bw} del hormigón al mismo nivel:

$$W = \Delta l (\epsilon_{aw} - \epsilon_{bw}) \quad (2)$$

y despreciando ϵ_{bw} , se tiene:

$$W = \Delta l \cdot \epsilon_{aw}$$

La separación Δl entre fisuras depende de las características adherentes, de su distribución, de los recubrimientos, de las armaduras transversales, etc. No se considera objeto del presente estudio explicitar Δl . En el razonamiento que a continuación se expone se supondrá constante e igual a 20 cm.

Por otra parte, la actual propuesta de las Recomendaciones FIP-CEB corresponde a este valor:

$$\left. \begin{array}{ll} W = 10^{-2} (\sigma_{aw} - 4) & \text{sin carga repetida} \\ W = 10^{-2} \sigma_{aw} & \text{con cargas repetidas} \end{array} \right\} \text{(unidades: kg y mm)}$$

En la figura 7 se representa la evolución de W en función de σ_{aw} y de ϵ_{aw} .

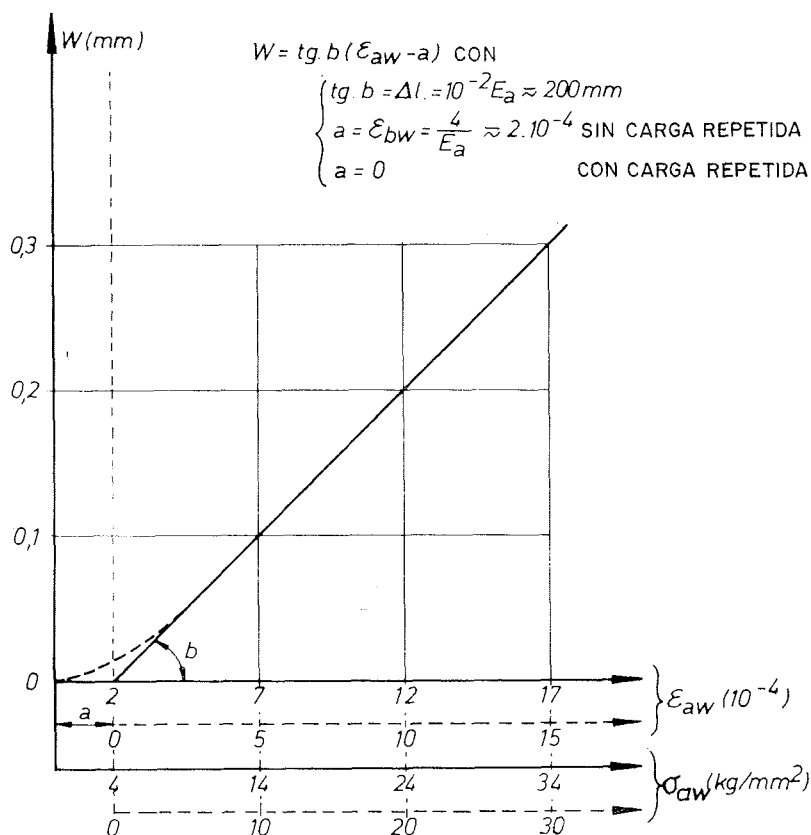


Figura 7.

A partir de (1) y (2) se pueden obtener las dos expresiones siguientes de ϵ_{aw} :

$$\rightarrow M_w = [A_p E_a (\epsilon_{po} + \epsilon_{pw}) + A_a E_a \epsilon_{aw}] z = [\omega_p (k_1 + k_2) + \omega_a] z b h_a E_a \epsilon_{aw}$$

de donde:

$$\epsilon_{aw} = \frac{M_w}{E_a b h_a z [\omega_p (k_1 + k_2) + \omega_a]}$$

$$\rightarrow \epsilon_{aw} = \frac{W}{\Delta l} + \epsilon_{bw}$$

Igualando estas dos expresiones de ϵ_{aw} , se obtiene una relación entre M_w y W . Si se impone la condición de que, en servicio, se verifique $M_s \leq M_w$, será necesario que las

cuantías de las armaduras ω_p y ω_a satisfagan la condición siguiente, válida únicamente en régimen fisurado:

$$\omega_p (k_1 + k_2) + \omega_a \geq \frac{M_s}{E_a b h_a z \left(\frac{W}{\Delta l} + \varepsilon_{bw} \right)} \quad (3)$$

con:

$$k_1 + k_2 = \frac{\varepsilon_{po} + \varepsilon_{pw}}{\varepsilon_{aw}} = \frac{\varepsilon_{po} + \varepsilon_{pw}}{\frac{W}{\Delta l} + \varepsilon_{bw}}$$

Para conseguir que bajo M_s las aberturas de fisuras sean iguales o inferiores a W , se pueden combinar libremente ω_p y ω_a ; $k_1 + k_2$ representa la eficacia, desde este punto de vista, de ω_p en relación con ω_a .

Para un valor dado de Δl y de ε_{bw} , $k_1 + k_2$ depende de W y del alargamiento total de la armadura A_p . El cuadro 2 da los valores normales y extremos de $k_1 + k_2$ que pueden presentarse en la práctica para $W = 0, 0,1, 0,2$ y $0,3$ mm, respectivamente:

CUADRO 2

W (mm)	$k_1 + k_2$	
	Valores extremos	Valores normales
0	13 a 33	23
0,1	6 a 14	10
0,2	3 a 8	5
0,3	2 a 5	3,5

A la vista de los valores numéricos de $k_1 + k_2$ es posible darse cuenta de hasta qué punto es importante, por lo que respecta a la abertura de fisuras, la eficacia de las armaduras pretensadas en relación con la de las armaduras de hormigón armado, sobre todo para pequeños valores de W .

Para aclarar aún más este extremo se puede transformar el segundo miembro de la expresión 3, reemplazando en él M_s por su valor deducido de la ecuación de equilibrio de momentos con relación a "a" (fig. 6):

$$M_s = K \frac{1}{2} b \varepsilon'_{bw} \times E_b z = K \frac{1}{2} b h_a \sigma'_{bw} \frac{\varepsilon'_{bw}}{\varepsilon_{aw} + \varepsilon''_{bw}} z$$

$$\omega_p (k_1 + k_2) + \omega_a = \frac{K \varepsilon'_{bw} + \sigma'_{bk}}{\left(\frac{W}{\Delta l} + \varepsilon_{bw} + \varepsilon'_{bw} \right) E_a \left(\frac{W}{\Delta l} + \varepsilon_{bw} \right)} \quad (3')$$

El segundo miembro de (3') depende de la forma de la sección, de las características del hormigón y de la separación y aberturas de las fisuras. Adoptando para Δl y ε_{bw} los valores 200 mm y 2×10^{-4} propuestos en las Recomendaciones FIP-CEB, y para K un valor adaptado a las secciones de formas corrientes, la expresión (3') permite determinar la evolución de $\omega_p(k_1 + k_2) + \omega_a$ en función de W para diversas calidades de hormigón.

Las curvas de la figura 8 indican esta evolución, respectivamente, para $\sigma'_{bk} = 300, 400$ y 500 kg/cm^2 y para los valores normales de $k_1 + k_2$ dados en el cuadro 2.

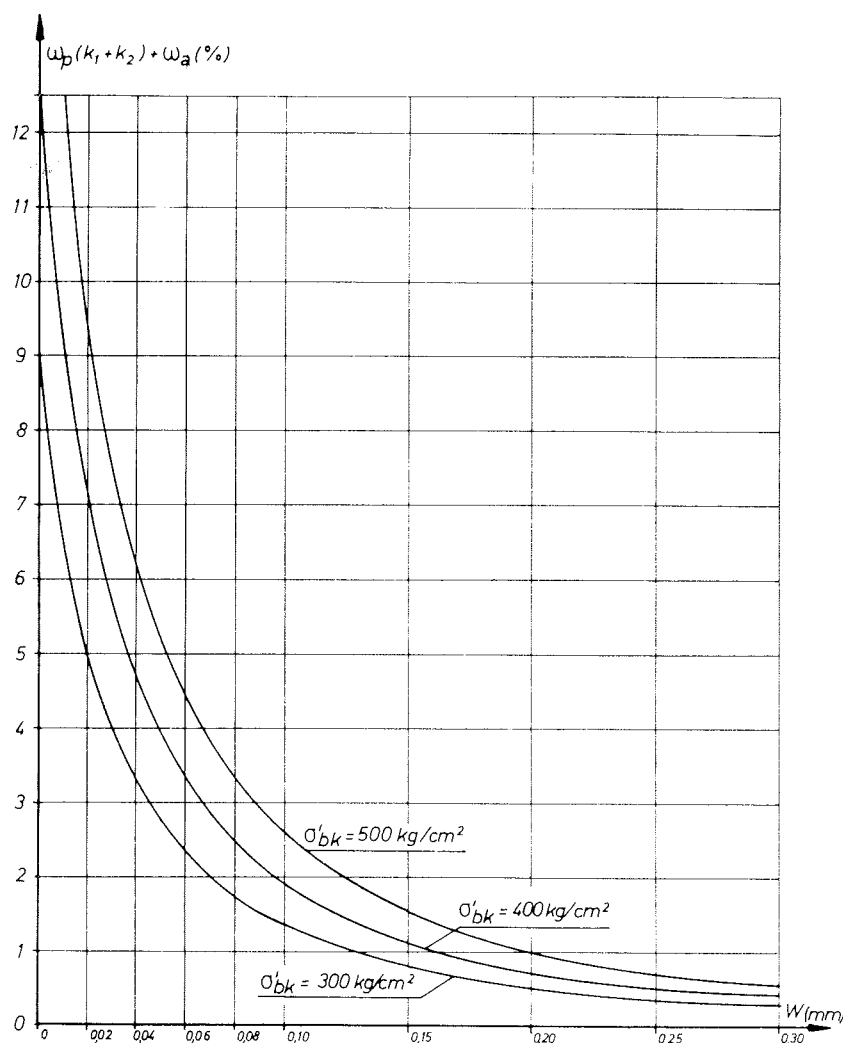


Figura 8.

Las curvas de la figura 9 dan, para $\sigma'_{bk} = 400 \text{ kg/cm}^2$, la evolución de $\omega_{ap} = \omega_p + \omega_a$ en función de W , para diversos valores de la relación ω_p/ω_a ; el caso $\omega_p/\omega_a = 0$ corresponde a la solución "hormigón armado", mientras que el caso $\omega_p/\omega_a = \infty$ corresponde al hormigón "totalmente pretensado".

Este último caso, para el cual $A_a = 0$, es puramente teórico, puesto que la armadura adherente debe ser suficiente para conseguir la separación Δl entre fisuras. Volviendo al esquema general, corresponde en efecto al pretensado por adherencia, con $A_{a1} = 0$, $A_p = A_{p1}$ y $A_a = A_{p1}$. Según este mismo esquema, el caso $\omega_p/\omega_a = 0$ corresponde a $A_a = A_{a1}$; mientras que el caso $\omega_p/\omega_a = 1$ corresponde a $A_{a1} = A_{p2}$.

Una solución en clase III conduce siempre a valores de ω_p menores que en las clases I y II, en las cuales no se admite la fisuración, y a valores de ω_a menores que en hormigón armado, debido a la presencia de ω_p .

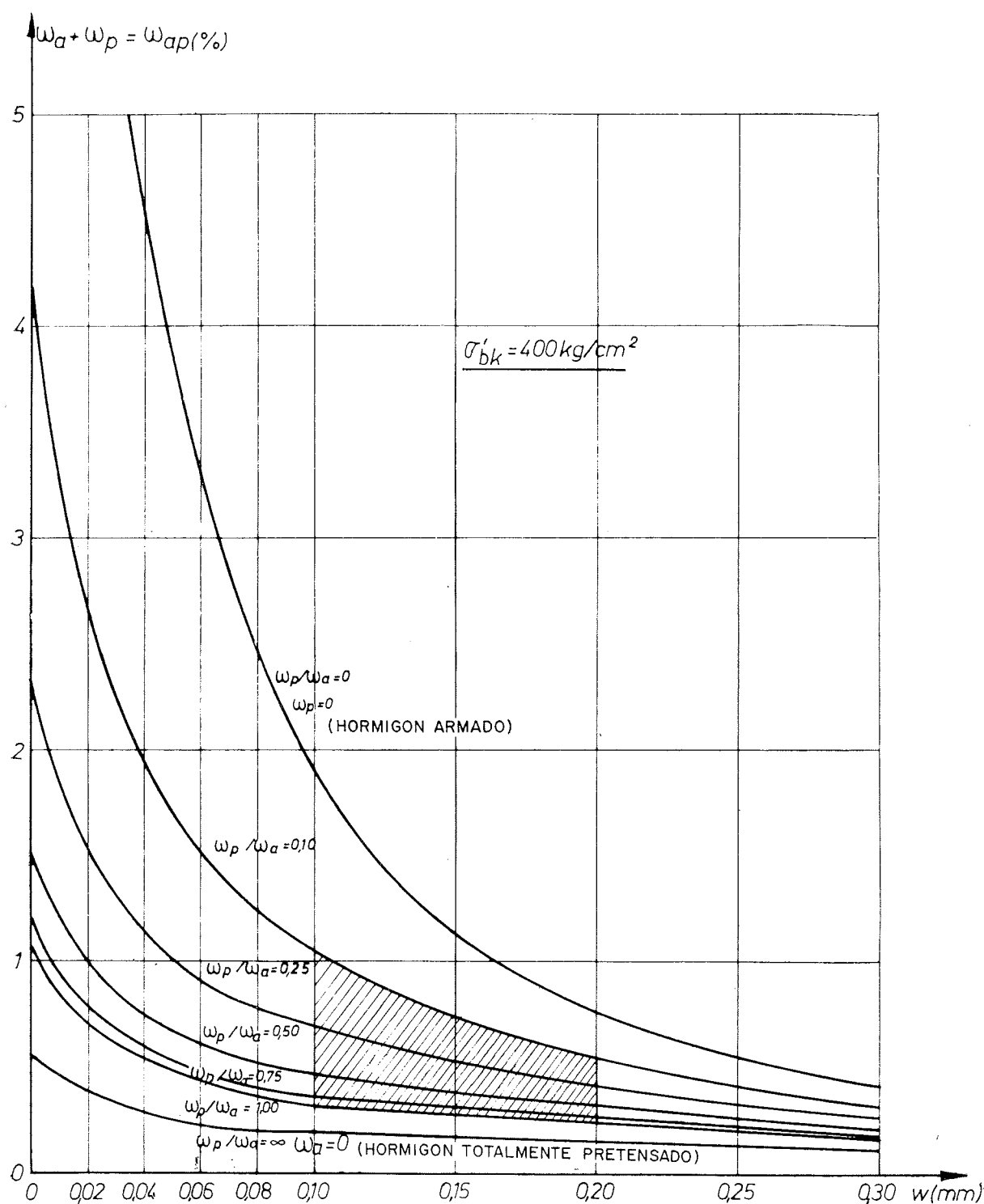


Figura 9.

Se puede admitir que las condiciones normales de la clase III corresponden a la zona rayada de la figura 9, comprendida entre las verticales que pasan por las abscisas $W = 0,1$ y $0,2$ mm y las curvas $\omega_p / \omega_a = 1$ y $0,1$.

Desde el punto de vista de las cantidades de armaduras que hay que utilizar, se comprueba observando las curvas de las figuras 8 y 9, que interesa más limitar W con A_p que con A_a , siendo la ventaja tanto mayor cuanto menor es W .

La cuantía total de armadura necesaria, $\omega_a + \omega_p$, disminuye con ω_a y alcanza un mínimo para $\omega_a = 0$ en el pretensado por adherencia, a reserva de las variaciones que pueda ocasionar la comprobación de las condiciones de seguridad.

La fuerza de pretensado varía como ω_p . Para un valor dado de W , P_i varía en sentido inverso de ω_a y es máximo para $\omega_a = 0$; para una cuantía ω_a dada, P_i aumenta según la forma de las curvas de las figuras 8 y 9, a medida que disminuye W .

A título comparativo, se puede razonar siguiendo el esquema de la figura 2, y a partir de una viga de hormigón armado que, bajo M_s , presenta una abertura de fisuras igual, por ejemplo, a 0,3 mm. Si se quiere disminuir esta abertura y reducirla a 0,1 mm es necesario aumentar la armadura de partida en la relación de 1 a 4 si se adopta la solución "hormigón armado"; mientras que bastará con duplicarla si se pasa a clase III, disponiendo una armadura suplementaria pretensada. Si lo que se pretende es cerrar las fisuras, la solución "hormigón armado" exige un aumento de armadura de 1 a 17; mientras que este aumento pasa a ser de 1 a 4 en el caso de estar en clase III.

Con respecto a la limitación de la abertura de fisuras en clase III, interesa referirse al comportamiento del hormigón armado por ser mejor conocido.

Para una pieza armada y pretensada, la expresión de W deducida de las ecuaciones (1) y (2) viene dada por:

$$W_{(AP)} = [M_{W(Ap)} - A_p E_a (\epsilon_{po} + \epsilon_{pw}) z - A_a E_a \epsilon_{bw} z] \frac{\Delta l}{A_a E_a z} \quad (4)$$

Esta expresión es de la forma $W = (M - \alpha) \operatorname{tg} \beta$. Aparece representada en la figura 10.

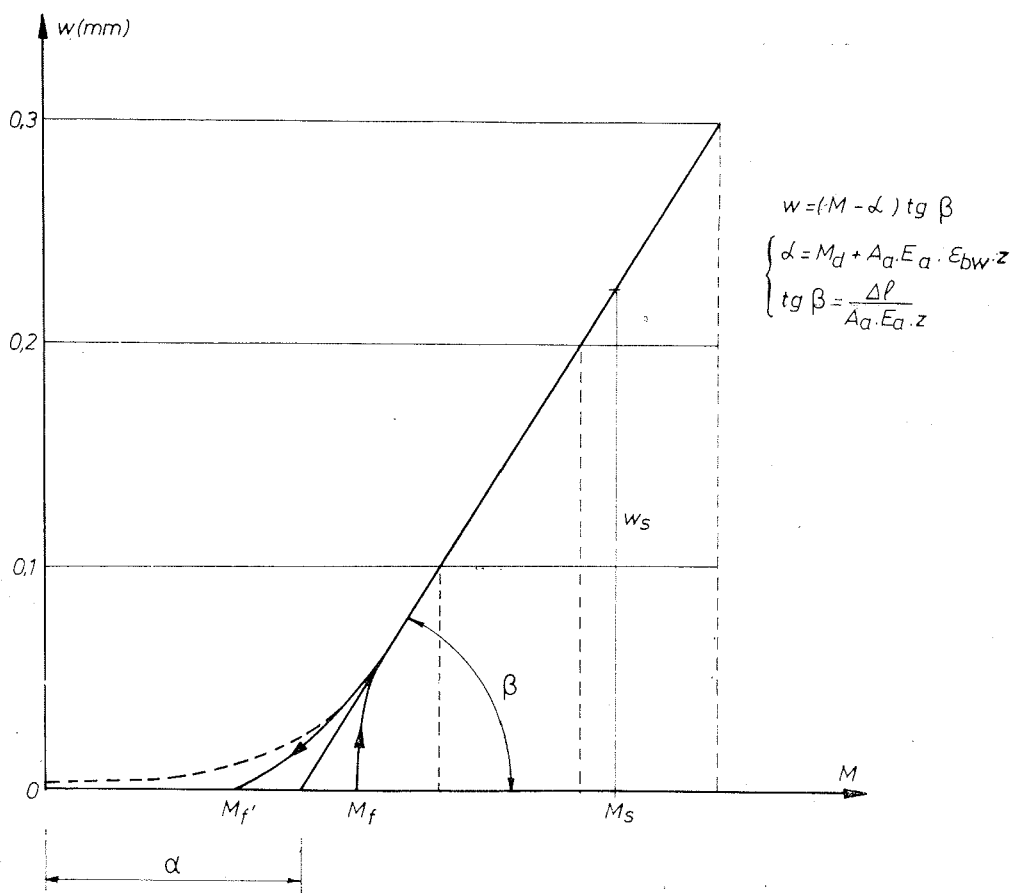


Figura 10.

El segundo término del segundo miembro puede escribirse:

$$(A_p \sigma_{p0} + A_p \sigma_{pW}) z = (P_i + \Delta P) z$$

En la mayoría de los casos corrientes, los valores numéricos de $(P_i + \Delta P) z$ son casi iguales a los de $P_i (e + r)$, que es el momento de descompresión M_d . Por tanto, la expresión (4) puede escribirse:

$$W_{(AP)} = [M_{W(Ap)} - M_d - A_a E_a \varepsilon_{bW} z] \frac{\Delta l}{A_a E_a z} \quad (4')$$

Si, como viga de hormigón armado de referencia, se adopta una viga de las mismas dimensiones fabricada con el mismo hormigón y que tenga la misma armadura adherente A_a , se obtiene para ella una abertura de fisuras $W_{(A)} = W_{(AP)}$, bajo un momento $M_{W(A)} = E_a A_a \varepsilon_{aW} z$.

La expresión (2) válida para la viga de referencia da:

$$W_{(A)} = W_{(AP)} = \Delta l (\varepsilon_{aW} - \varepsilon_{bW}) = [M_{W(A)} - A_a E_a \varepsilon_{bW} z] \cdot \frac{\Delta l}{A_a E_a z} \quad (5)$$

De (4') y (5) se deduce lo que se denomina "esquema simple de adición":

$$M_{W(Ap)} = M_d + M_{W(A)} \quad (6)$$

El interés de este esquema, que presenta una buena concordancia con los resultados experimentales, reside en que permite referir todas las condiciones tecnológicas relativas a la disposición de armaduras y a la adherencia, a las válidas en hormigón armado.

Volviendo al caso general, con $A_a = A_{a1} + A_{p1}$ y $A_p = A_{p1} + A_{p2}$, se puede mantener el esquema simple de adición; pero la viga de referencia en hormigón armado debe tener una armadura igual a $A_{a1} + A_{p1}$ y valorarse ε_{aW} , al nivel del centro de gravedad correspondiente.

$M_{W(A)}$ se calcula a partir del conjunto de la armadura adherente $A_{a1} + A_{p1}$.

M_d se calcula a partir del conjunto de la armadura de pretensado $A_{p1} + A_{p2}$.

Se desprecia así el efecto de A_{p2} sobre la fisuración, una vez sobrepasado el estado de descompresión; pero, en general, el error que así se produce es mínimo.

En el caso de pretensado por adherencia se tiene $A_a = A_{p1}$ y $A_p = A_{p1}$; la viga de referencia presenta entonces la misma armadura que la viga pretensada.

La evolución de W en función de M , representada en la figura 10, corresponde al esquema de adición haciendo:

$$\alpha = M_d + A_a E_a \varepsilon_{bW} z \quad \text{y} \quad \text{tg } \beta = \frac{\Delta l}{A_a E_a z}.$$

En efecto, durante la primera puesta en carga, la fisuración no se produce hasta que $M_f > M_d$; la evolución lineal de W solamente es válida para momentos más elevados. Durante la descarga, las fisuras no se cierran más que bajo $M_f' < M_f$. El momento M_f' , para el cual las fisuras se cierran, corresponde al momento que produce la reapertura de fisuras durante las ulteriores puestas en carga.

En la figura 11 se muestra, a título de ejemplo, la evolución de W obtenida en el curso de unos ensayos realizados sobre cinco vigas, que tenían prácticamente la misma resistencia a rotura y el mismo momento de servicio M_s .

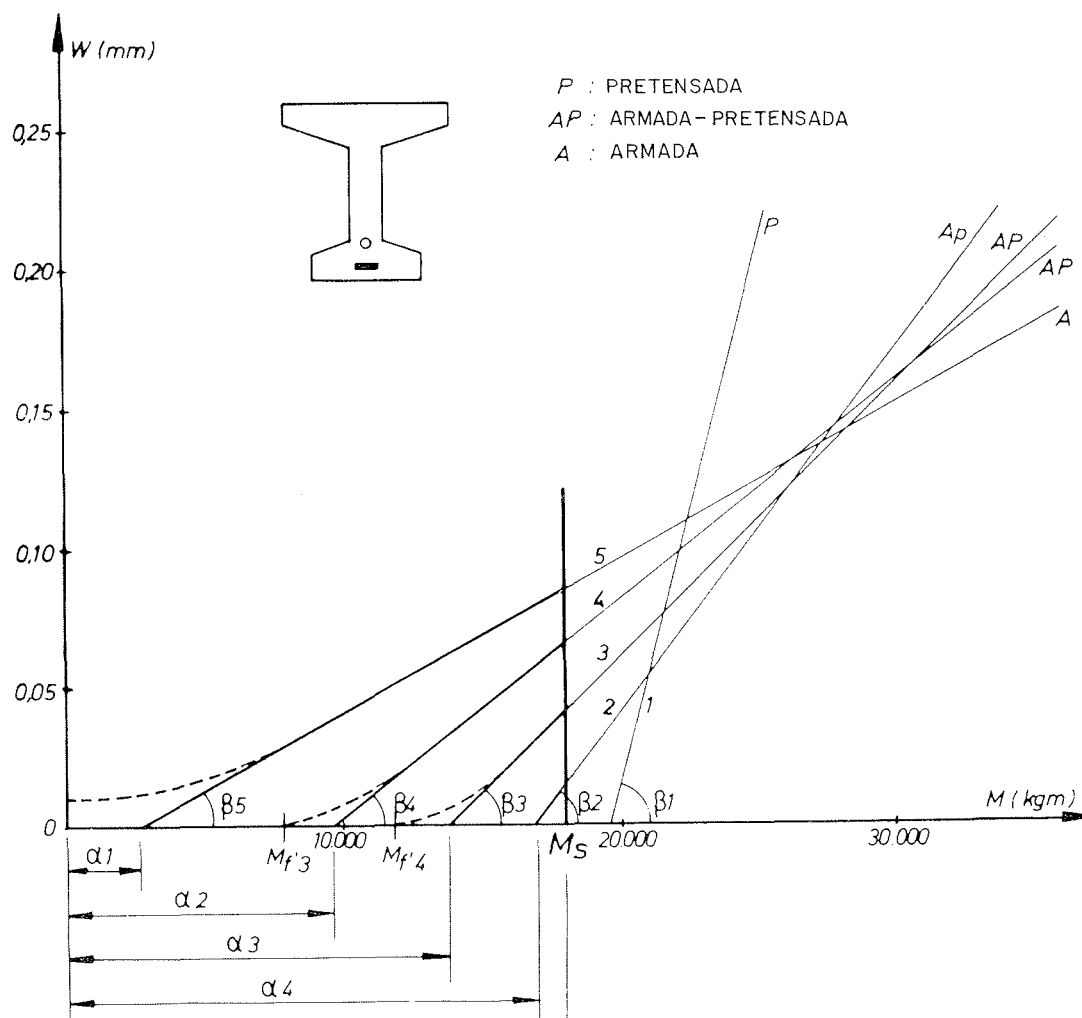


Fig. 11.—Abertura máxima de fisuras en vigas con talón. Resultados experimentales.

Las armaduras A_a decrecen progresivamente, mientras que las armaduras A_p aumentan cuando se pasa sucesivamente de la viga 5 a la 1.

El diagrama de la figura 11 pone de manifiesto el aumento progresivo de la abscisa en el origen α , en función de A_p y de M_d , y el aumento del ángulo β , en función de la disminución de A_a .

Comparando las diferentes evoluciones de W en las cinco vigas hasta alcanzar el momento de servicio M_s , se comprueba que:

- En la viga 1 se sobrepasa M_s , sin que aparezcan fisuras. Por consiguiente, corresponde a la clase I de comprobación.
- La viga 2 permanece prácticamente sin fisuras hasta alcanzar M_s , y corresponde, por tanto, a la clase II.
- Las vigas 3 y 4 presentan una zona importante en régimen no fisurado, y otra zona importante en régimen fisurado. Estas vigas corresponden a la clase III.
- La viga 5, que no es pretensada, está en régimen fisurado casi desde el principio. Corresponde a la clase IV.

Por consiguiente, el funcionamiento de una pieza comprobada en clase I y en clase II se caracteriza por un solo régimen no fisurado; el de una pieza comprobada en clase III por dos regímenes de importancia comparable: uno, fisurado, y otro, no fisurado; y, por último, el funcionamiento en clase IV corresponde a un solo régimen fisurado.

Los principales estados propios de cada una de las cuatro clases de comprobación aparecen representados en la figura 12, correspondiente a la enésima puesta en carga. Las armaduras de las vigas consideradas siguen una evolución lógica, caracterizada por una disminución progresiva de A_b y un aumento de A_a , a medida que se va pasando de la clase I a la IV.

Para comprobar que el funcionamiento de una pieza dada se sitúa en una clase determinada, se compara su momento de servicio M_s , respectivamente con: M_d , para la clase I; M_f y M_{wII} , para la clase II; y M_{wlim} para las clases III y IV. Se obtiene así el conjunto de condiciones relativas a P_i y a A_a , recogidas en el cuadro 3 y deducidas teniendo en cuenta la expresión (4').

CUADRO 3

Clase I	$M_s \leq M_d$	$P_i \geq \frac{M_s}{e + r} \quad (a)$ $A_{a \min} = \text{armaduras de construcción}$
Clase II	$M_s \leq M_f$	$P_i \geq \frac{M_s - E_b \varepsilon_{bf} I/v}{e + r} \quad (b)$
	$M_s \leq M_{wII}$	$P_i \geq \frac{M_s - A_a E_a z \left(\frac{W_{II}}{\Delta l} + \varepsilon_{bw} \right)}{e + r} = \frac{M_s - A_a E_a z \varepsilon_{awII}}{e + r} \quad (c)$
		$A_a \geq \frac{M_s - M_d}{E_a z \left(\frac{W_{II}}{\Delta l} + \varepsilon_{bw} \right)} = \frac{M_s - M_d}{E_a z \varepsilon_{awII}} \quad (d)$
Clase III	$M_s \leq M_{wlim}$	$P_i \geq \frac{M_s - A_a E_a z \left(\frac{W_{lim}}{\Delta l} + \varepsilon_{bw} \right)}{e + r} = \frac{M_s - A_a E_a z \varepsilon_{awlim}}{e + r} \quad (e)$
		$A_a \geq \frac{M_s - M_d}{E_a z \left(\frac{W_{lim}}{\Delta l} + \varepsilon_{bw} \right)} = \frac{M_s - M_d}{E_a z \varepsilon_{awlim}} \quad (f)$
Clase IV	$M_s \leq M_{wlim}$	$P_i = 0$ $A_a \geq \frac{M_s}{E_a z \left(\frac{W_{lim}}{\Delta l} + \varepsilon_{bw} \right)} = \frac{M_s}{E_a z \varepsilon_{awlim}} \quad (g)$

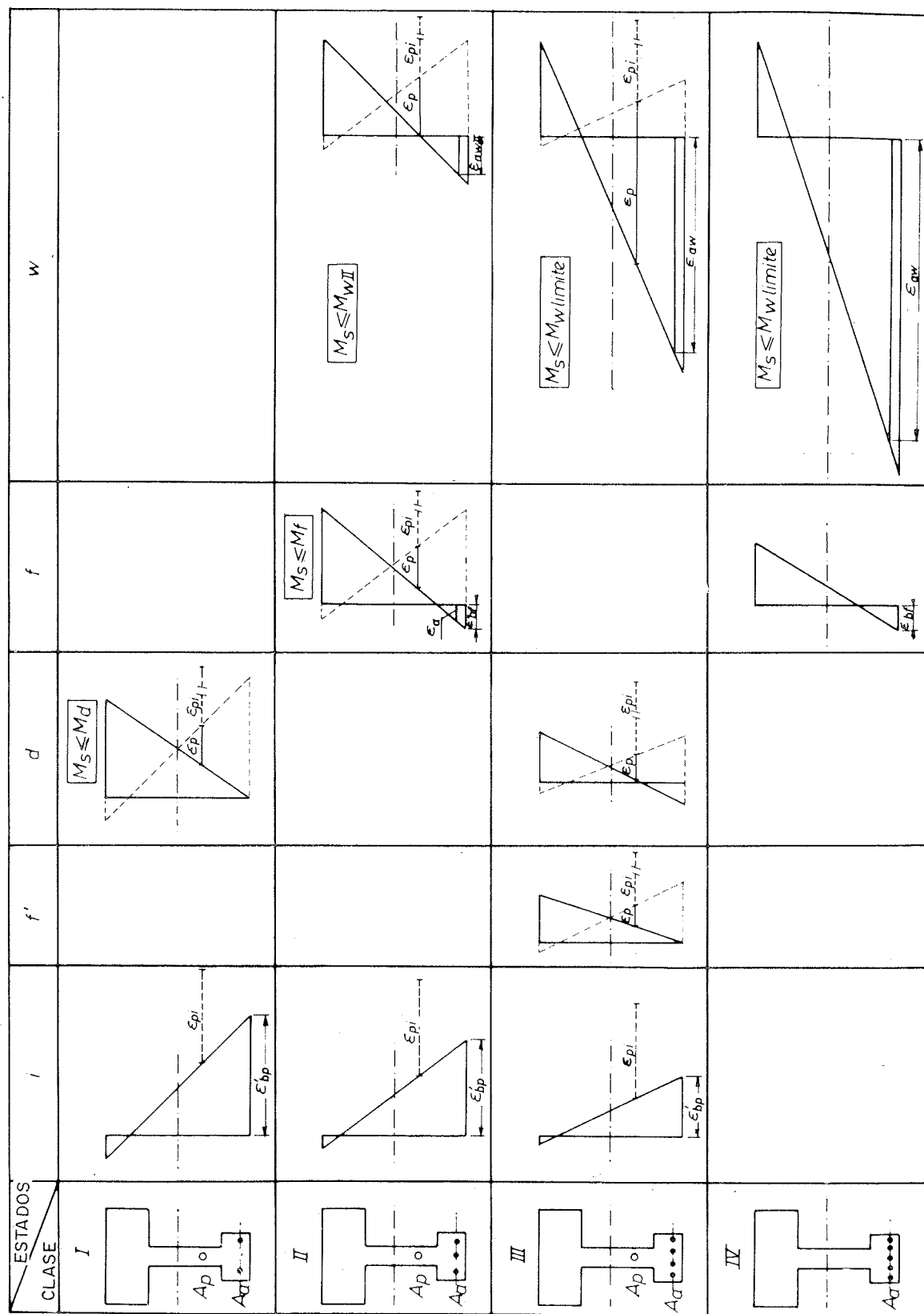


Figura 12.

El diagrama de la figura 13 muestra, de forma esquemática, la evolución de las deformaciones de cuatro vigas de la misma rigidez en régimen elástico y también en régimen fisurado y que tienen el mismo momento de rotura e igual momento de servicio. Estas cuatro vigas sólo se diferencian en el valor de P_i , del cual depende la posición del punto de acuerdo entre los regímenes elástico y fisurado. La posición de este punto con relación a M_s determina la clase que corresponde a cada una de las diferentes vigas.

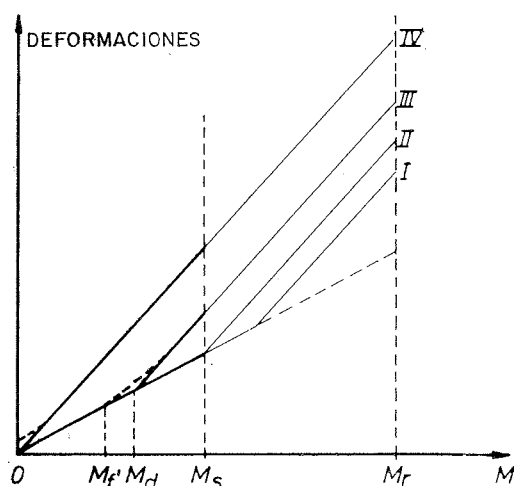


Figura 13.

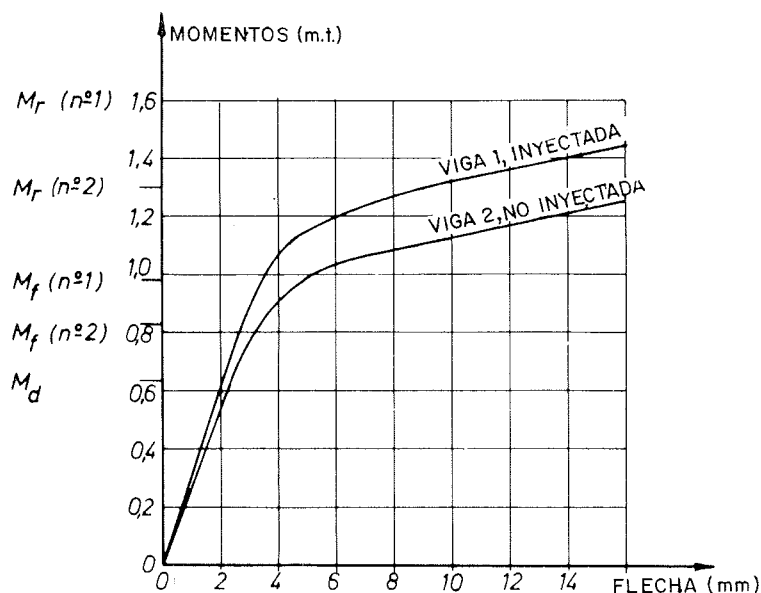


Figura 14.

En la clase III, como por otra parte también en las clases I y II, la posición de este punto viene dada por el momento M_d de descompresión. En efecto, las fisuras que aparecen bajo M_s no se cierran más que bajo M_f' , de tal forma, que el esquema simple de funcionamiento en los dos regímenes aparece perturbado por una zona curva, de acuerdo que se puede determinar a partir de M_f' , pero que, normalmente, suele despreciarse.

La figura 13 pone también en evidencia la posibilidad de reducir las deformaciones, y especialmente las flechas, con sólo aumentar el pretensado.

Los resultados de los ensayos demuestran, por otra parte, que el esquema simple de adición dado en (6) para las aberturas de fisuras conduce igualmente a una concordancia satisfactoria para las flechas:

$$M_{f \text{ (AP)}} = M_d + M_{f \text{ (A)}} \quad (7)$$

Conviene señalar que, desde el punto de vista de las deformaciones, la adherencia de las armaduras desempeña un papel importante en clase III. Además de su acción directa sobre la fisuración, la adherencia interviene de forma indirecta sobre las deformaciones y sobre la resistencia a rotura, debido a las modificaciones que experimenta la distribución de tensiones como consecuencia de los deslizamientos relativos, más o menos importantes, de las armaduras y del hormigón.

La figura 14 muestra la influencia de la adherencia sobre las flechas mediante la comparación del comportamiento de dos vigas idénticas, con o sin inyección de los conductos de alojamiento de los cables.

Las diferencias de flechas son particularmente importantes en régimen fisurado, es decir, en clase III.

Los principales parámetros que caracterizan el funcionamiento en clase III son, como lo demuestran las figuras 11, 12 y 13, P_i , M_d , M_w y M_f' , así como las rigideces en régimen elástico y fisurado, cuya determinación no presenta especiales dificultades:

- El momento M_d define el punto de encuentro de las rectas que caracterizan el régimen elástico y el fisurado; condiciona de forma directa el comportamiento conjunto, y su valor depende de P_i , puesto que:

$$M_d = P_i (e + r)$$

- La limitación de la abertura de fisuras a W_{lim} está basada en M_w a través de la condición $M_s \leq M_{w,lim}$; la determinación de M_w hace intervenir M_d , como lo demuestra la expresión (6).
- El momento M_f' de reapertura de fisuras puede servir de base a una limitación del momento $M_g + \chi M_q$, originado por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas, si se desea que las fisuras no se abran más que bajo la acción de las sobrecargas importantes y poco frecuentes; si, por el contrario, no se prevé esta limitación, se puede hacer $M_g \leq M_f'$.

La determinación de $M_f' < M_d$ hace intervenir la fuerza de pretensado P_i y las diferentes pérdidas: instantáneas, diferidas y locales. Estas pérdidas influyen igualmente en M_w , al modificar M_d .

No se estima necesario insistir sobre las pérdidas clásicas relativas al pretensado total. Sin embargo, se considera importante destacar ciertos aspectos característicos en la clase III:

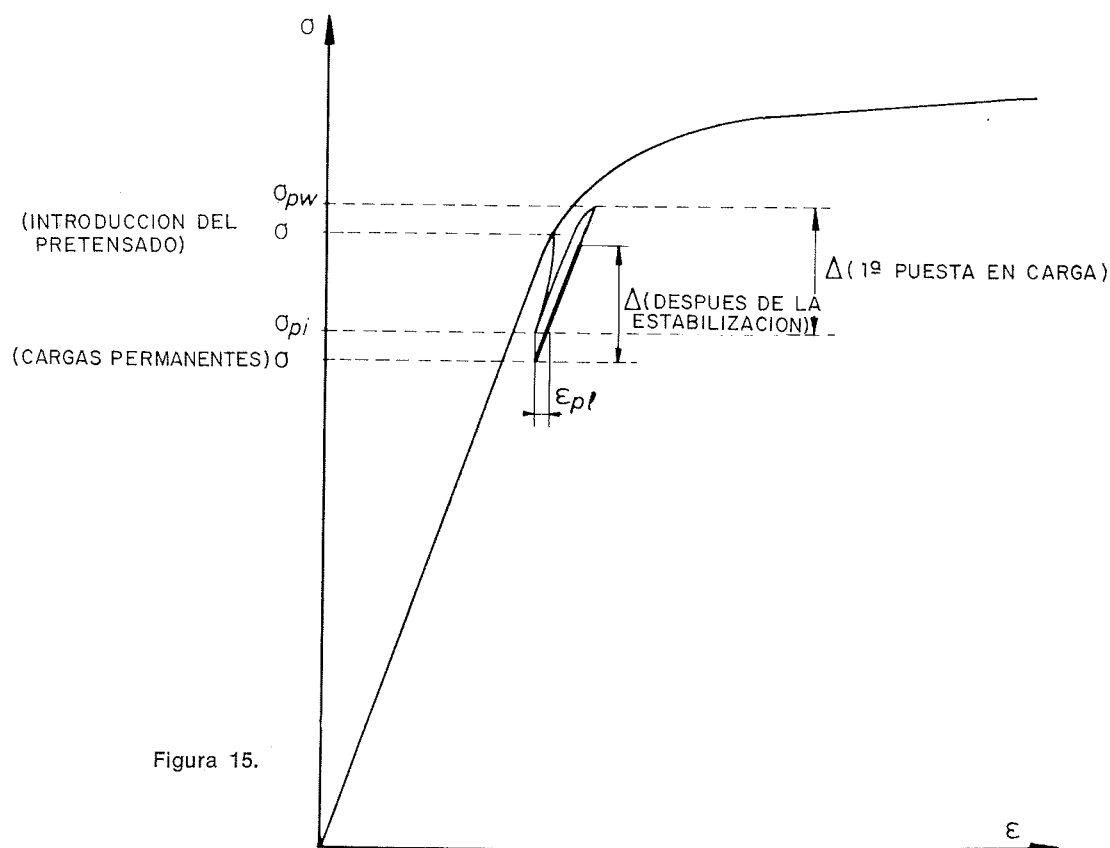


Figura 15.

- Por lo que respecta a las pérdidas instantáneas, la figura 15 demuestra la posibilidad de obtener pérdidas ϵ_{pl} más o menos importantes, según los valores de σ_{pi} y de σ_{pw} . Es preciso tener en cuenta estas pérdidas, pero, sin embargo, no parece indicado limitar, como lo hacen las actuales Recomendaciones, σ_{pw} al 110 por 100 de σ_{pi} , es decir, al 66 por 100 de σ_{pk} . Esta limitación, válida en clase I y en clase II, no es aplicable a la clase III, ya que supone una reducción exagerada; parece más lógico adaptar σ_{pw} a los valores de σ_{aw} y admitir un límite superior para σ_{pw} , comprendido entre el 75 y el 85 por 100 de σ_{pk} , según los tipos de aceros.
- En lo relativo a las pérdidas diferidas, que producen, entre otros efectos, aumentos en las aberturas de fisuras y en las flechas, la presencia de las armaduras A_a reduce la fluencia del hormigón. Ciertos estudios demuestran, sin embargo, que se pueden observar en clase III pérdidas globales superiores a las calculadas de acuerdo con las reglas clásicas.
- Además de las anteriores intervienen también las pérdidas locales, que pueden conducir a valores de M_f comprendidos entre el 80 y el 100 por 100 de M_d . Estas pérdidas son debidas:
 - al rozamiento de las armaduras A_a con el hormigón y a los deslizamientos diferidos bajo M_s ;
 - a la fluencia de estas armaduras y a la dilatación transversal que en ellas se produce en el momento de la descarga;
 - a la imposibilidad de que vuelvan a ajustarse perfectamente los dos labios de una misma fisura;
 - a la fluencia del hormigón comprimido;
 - al rozamiento y a los deslizamientos diferidos de A_p .

La clase III presenta una frontera común con el hormigón armado y otra con la clase II. Resulta importante precisar estas fronteras y estudiar los elementos que permiten orientar la elección de las soluciones óptimas en las diferentes clases.

Límite entre la clase III y la clase IV.

Estas dos clases tienen en común la condición de limitación de la abertura W de las fisuras en servicio, en función del uso a que van destinadas las piezas.

Para una pieza y una sollicitación de servicio dadas, esta limitación puede obtenerse mediante diferentes combinaciones adecuadas de A_a , de A_p y de $P_i = A_p E_a \epsilon_{pi}$, en relación con las cuales el proyectista dispone de una total libertad de elección.

La solución adoptada se sitúa en clase III si P_i es mayor que 0 y en clase IV si $P_i = 0$. Esta última condición marca el límite entre las clases III y IV: $P_{i\text{ III, IV}} = 0$.

La elección de la solución que debe adoptarse puede basarse en las diversas causas siguientes:

- La importancia de las cuantías de armaduras A_a y A_p , cuya eficacia relativa en función de W ya ha sido anteriormente discutida (figs. 8 y 9).
- El aspecto económico del conjunto en el cual intervienen, además de las secciones de armaduras, el coste de su puesta en obra, así como las secciones de hormigón, su formas y sus dimensiones.

- Las condiciones de comportamiento bajo las cargas de servicio que pueden imponer, por ejemplo:
- que se cierren las fisuras bajo una determinada fracción de las sobrecargas. Esta condición puede cumplirse en clase III, pero no en clase IV;
- una severa limitación de las flechas y del espacio disponible. La intervención del pretensado permite reducir las flechas sin aumentar las dimensiones de la pieza (fig. 12).

Límite entre la clase III y la clase II.

El límite $P_{i\text{ III, II}}$ es más difícil de precisar que el límite entre las clases III y IV, el cual, como se ha indicado, queda definido por $P_{i\text{ III, IV}} = 0$.

Puede fijarse:

- Bien basándose en el estado de aparición de fisuras, considerando el comportamiento sucesivo en las clases I, II y III. El límite viene dado entonces, a partir de la clase II, por: $P_{i\text{ II min.}}$
- Bien basándose en el cierre de fisuras ($W_{II} = 0$) o en la limitación de su abertura a un valor reducido ($W_{II} \neq 0$), considerando un aumento progresivo de P_i que permite pasar, sucesivamente, del comportamiento en la clase IV al comportamiento en las clases III, II y I, según el esquema de la figura 2. El límite dado entonces, a partir de la clase III, por el $P_{i\text{ III max.}}$, correspondiente a W_{II} .

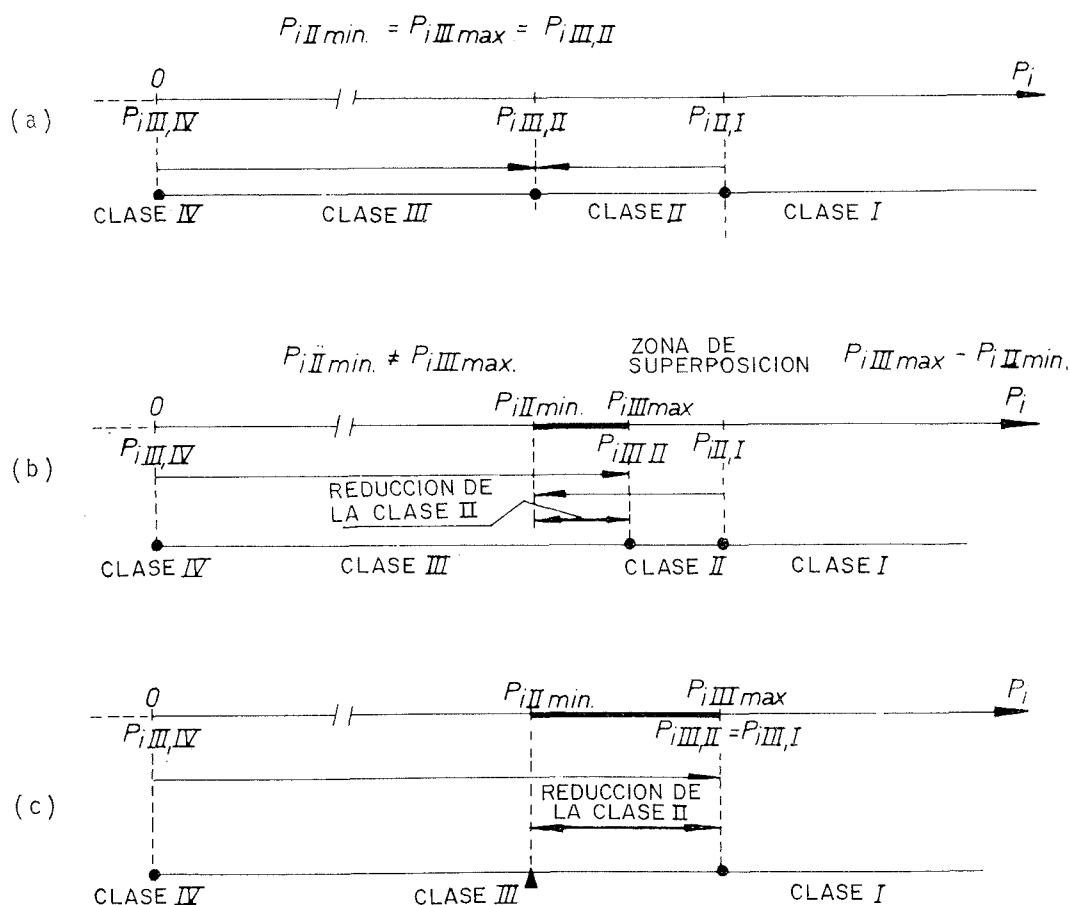


Figura 16.

Si los dos límites son iguales se tendrá: $P_{i \text{ III, II}} = P_{i \text{ II mín}} = P_{i \text{ III máx}}$ (fig. 16-a).

Si los dos límites son diferentes, $P_{i \text{ III, II}}$ está representado por una zona común en la que se superponen las dos clases y cuya magnitud es igual a $P_{i \text{ III máx}} - P_{i \text{ II mín}}$. Como quiera que las condiciones de comportamiento son más exigentes en clase II, en la práctica real $P_{i \text{ III, II}}$ se corresponde con el límite superior de la zona de superposición y el campo de la clase II resulta reducido en una magnitud igual a la de dicha zona de superposición (fig. 16-b). Se ve, por tanto, que jugando con estos dos límites, la extensión de la zona común de superposición puede llegar a ser tal que desaparezca la clase II y que existe una frontera común $P_{i \text{ III, I}}$ entre las clases III y I (fig. 16-c). Es preciso, por consiguiente, realizar con atención la elección de las condiciones que fijan $P_{i \text{ II mín}}$ y $P_{i \text{ III máx}}$,

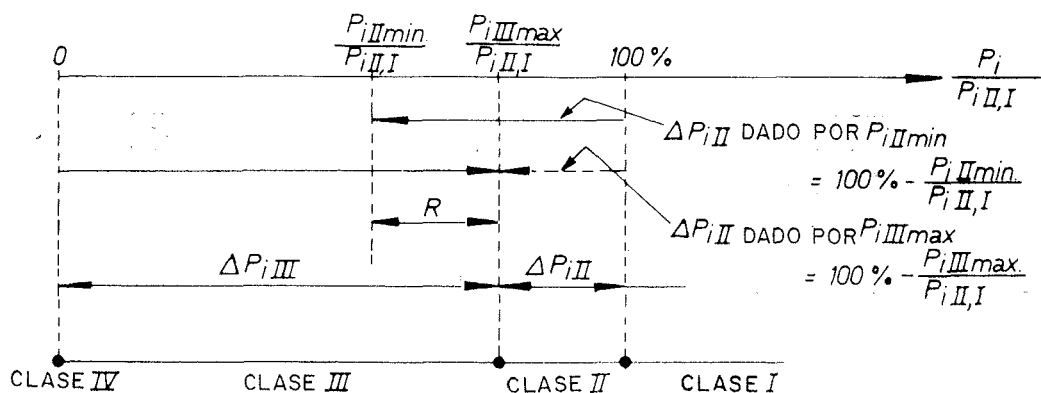


Figura 17.

si se quiere evitar que la amplitud del campo de la clase II se reduzca de tal forma que presente solamente unas muy limitadas posibilidades de aplicación, a pesar del verdadero interés que dicha clase posee.

Resulta cómodo fijar los límites y la amplitud de los campos correspondientes a las distintas clases a partir del valor de P_i , basándose en una sección cualquiera dada, sometida a un momento de servicio $M_{s i} = \text{constante}$, y adoptando como referencia el límite $P_{i \text{ II, I}}$ correspondiente al estado de descompesión en clase I: $M_{s \text{ I}} = M_{d \text{ I}} = P_{i \text{ II, I}}(e + r)$.

La amplitud del campo $\Delta P_{i \text{ III}}$ de la clase III viene dada por:

$$\frac{P_{i \text{ III, II}}}{P_{i \text{ II, I}}}$$

expresada en tanto por ciento, y la amplitud del campo de la clase II por:

$$\Delta P_{i \text{ II}} = \frac{P_{i \text{ II, I}} - P_{i \text{ III, II}}}{P_{i \text{ II, I}}} = 100\% - \Delta P_{i \text{ III}}$$

$P_{i \text{ III, II}}$ viene dado, bien por $P_{i \text{ III mín}}$, bien por $P_{i \text{ III máx}}$. Si estos dos valores son diferentes, la zona común de superposición correspondiente a la reducción del campo de la clase II vale:

$$R = \frac{P_{i \text{ III máx}} - P_{i \text{ II mín}}}{P_{i \text{ II, I}}} \quad (\text{fig. 17})$$

Determinación de $P_{i \text{ II, min}}$.

La condición (b) del cuadro 3 limita, en clase II, M_{si} al momento de fisuración M_f . Esta condición da directamente el valor de $P_{i \text{ II min}}$.

$$P_{i \text{ II min}} = \frac{M_{si} - E_b \frac{I}{V} \varepsilon_{bf}}{e + r} = \frac{P_{i \text{ II, I}}(e + r) - E_b \frac{I}{V} \varepsilon_{bf}}{e + r}$$

$$\frac{P_{i \text{ II min}}}{P_{i \text{ II, I}}} = 1 - \frac{E_b \frac{I}{V} \varepsilon_{bf}}{(e + r) P_{i \text{ II, I}}} = 1 - \frac{E_b \frac{I}{V} \varepsilon_{bf}}{M_{d \text{ I}}} \quad (8)$$

El segundo miembro de la expresión (8) puede expresarse en función de la deformación máxima ε_{bf} del hormigón en tracción, adoptando una tensión inicial de compresión en el hormigón igual, por ejemplo, a $0,4 \sigma'_{bk}$ y expresando σ'_{bk} en función de ε_{bf} introduciendo un coeficiente (coeficiente de plastificación) para tener en cuenta la plastificación del hormigón en tracción antes de la fisuración.

Las curvas de la figura 18 representan la evolución de:

$$\frac{P_{i \text{ II min}}}{P_{i \text{ II, I}}}$$

en función de ε_{bf} . Corresponden, respectivamente a los valores 2 y 2,5 del coeficiente de plastificación propugnados en las Recomendaciones de 1966, así como al propuesto en el proyecto actual de Recomendaciones que limita σ_b a 30 kg/cm^2 , lo que conduce a un valor del coeficiente de plastificación variable con σ'_{bk} .

Las partes regreesadas de las curvas son válidas para hormigones corrientes cuya resistencia σ'_{bk} esté comprendida entre 300 y 500 kg/cm^2 .

Se comprueba que las Recomendaciones actuales son netamente más restrictivas para la clase II que las de 1966. La amplitud $\Delta P_{i \text{ II}}$ del campo de la clase II está comprendida entre el 15 y el 25 por 100 de $P_{i \text{ II, I}}$; el orden de magnitud de $\Delta P_{i \text{ II}}$, que resulta, por tanto, igual al 20 por 100 de $P_{i \text{ II, I}}$, como valor medio, parece razonable aunque, sin embargo, bastante reducido.

Se podría también, en lugar de limitar σ_b , imponer simplemente un límite a ε_{bf} , independiente de la calidad del hormigón y comprendido entre $0,7 \times 10^{-4}$ y 10^{-4} .

Determinación de $P_{i \text{ III max}}$.

La condición (c) del cuadro 3 limita, en clase II, M_{si} al momento $M_{w \text{ II}}$. Esta condición da directamente $P_{i \text{ III max}}$.

$$P_{i \text{ III max}} = \frac{M_{si} - A_a E_a z \varepsilon_{a \text{ W II}}}{e + r} = \frac{P_{i \text{ III}}(e + r) - A_a E_a z \varepsilon_{a \text{ W II}}}{e + r}$$

$$\frac{P_{i \text{ III max}}}{P_{i \text{ II, I}}} = 1 - \frac{A_a E_a z \varepsilon_{a \text{ W II}}}{(e + r) P_{i \text{ II, I}}} = 1 - \frac{A_a E_a z \left(\frac{W_{\text{II}}}{\Delta l} + \varepsilon_{b \text{ W}} \right)}{M_{d \text{ I}}} \quad (8')$$

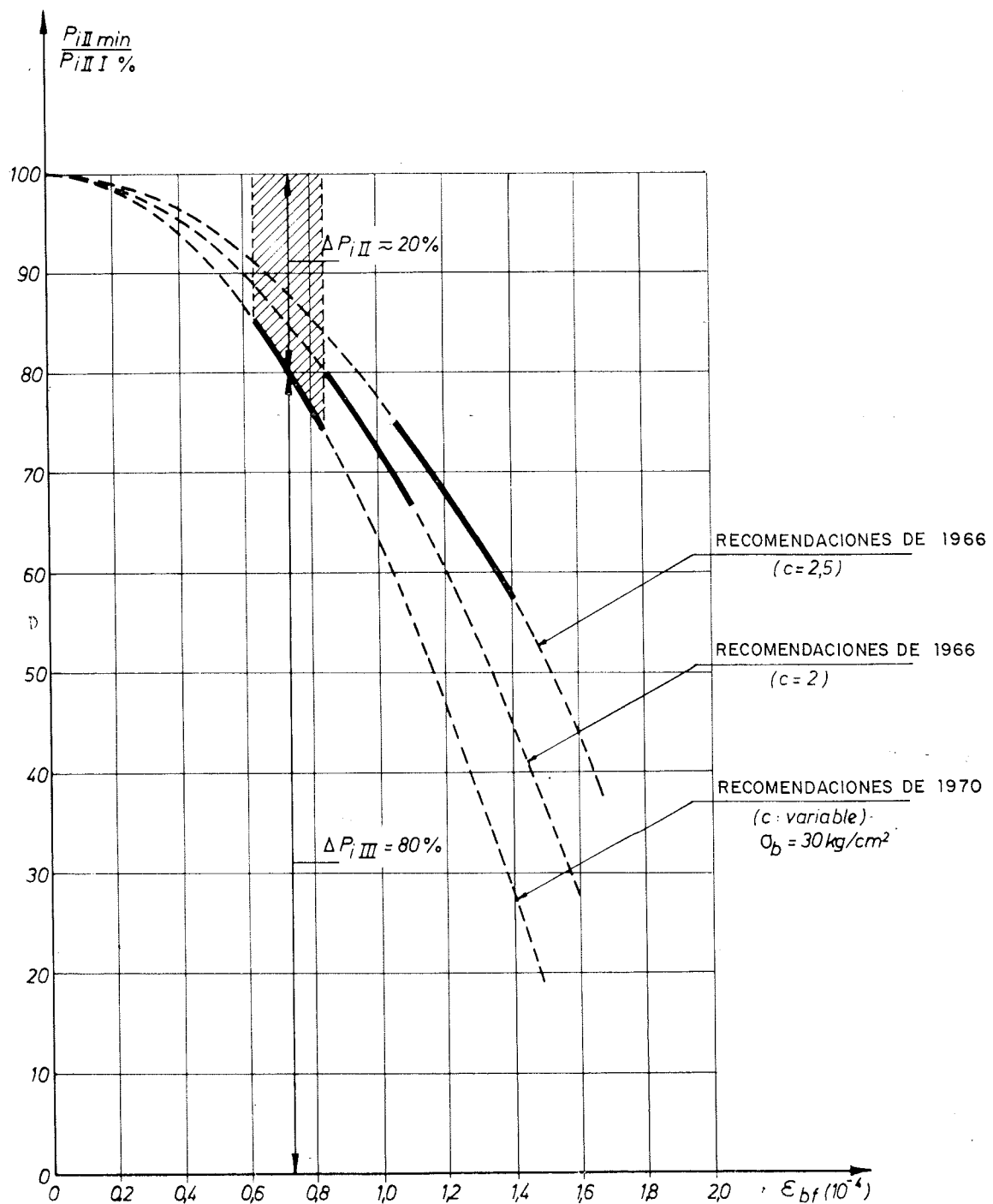


Figura 18.

Basándose en las curvas de la figura 9, es posible expresar el segundo miembro de (8') en función de W_{II} , de ω_a y de h_p/h_a , para secciones de forma corriente.

Las curvas de la figura 19 dan la evolución de $P_{iIII \text{ máx}}/P_{iII, I}$ en función de W , para $h_p = h_a$ y para diversos valores de ω_a . Las curvas de la figura 20 corresponden al caso de $h_p = 0,6 h_a$.

Si se adopta, para el caso de cargas repetidas, $W_{II} = 0$, se comprueba que la clase II desaparece: $\Delta P_{iII} = 0$ por 100 y $\Delta P_{iIII} = 100$ por 100.

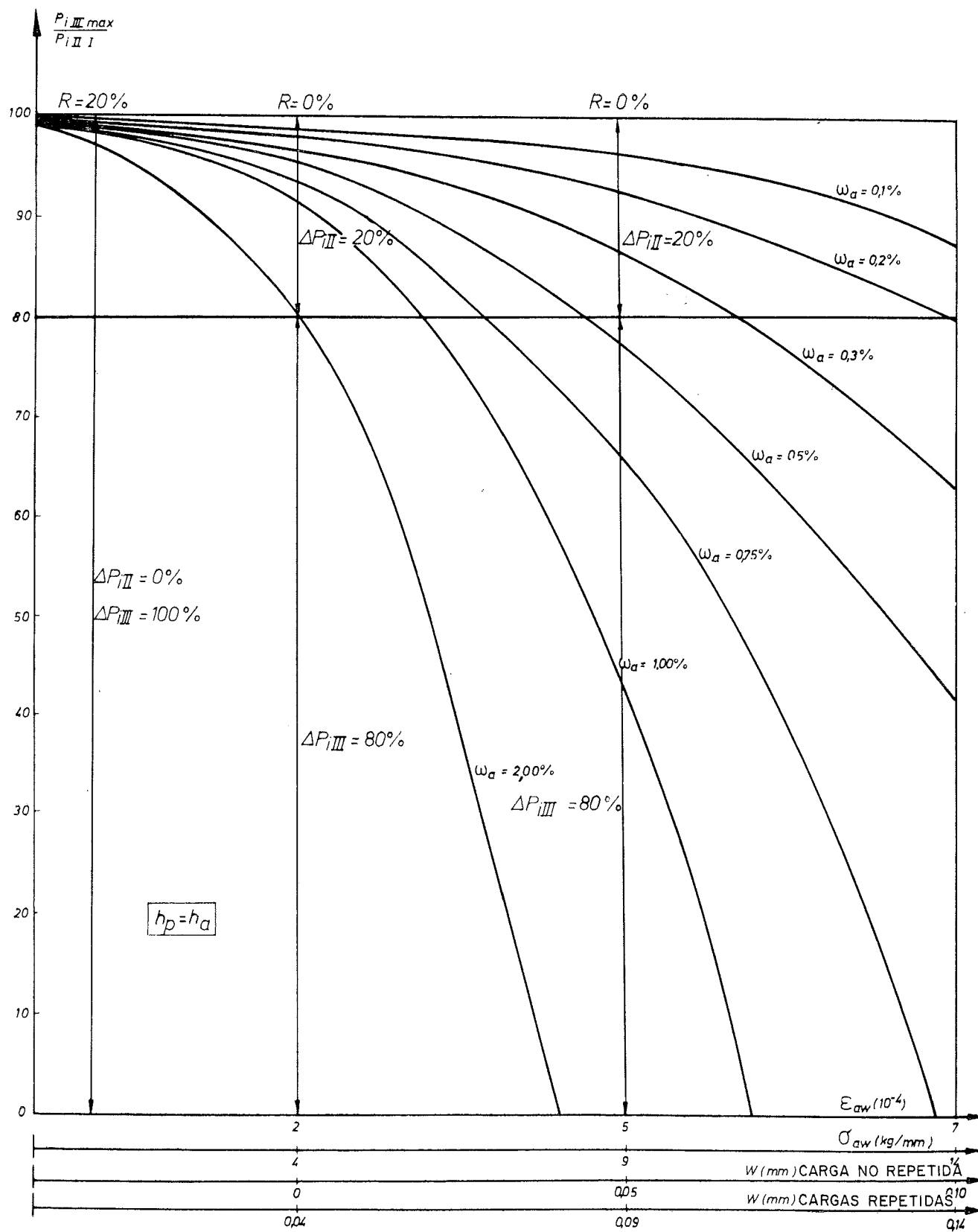


Figura 19.

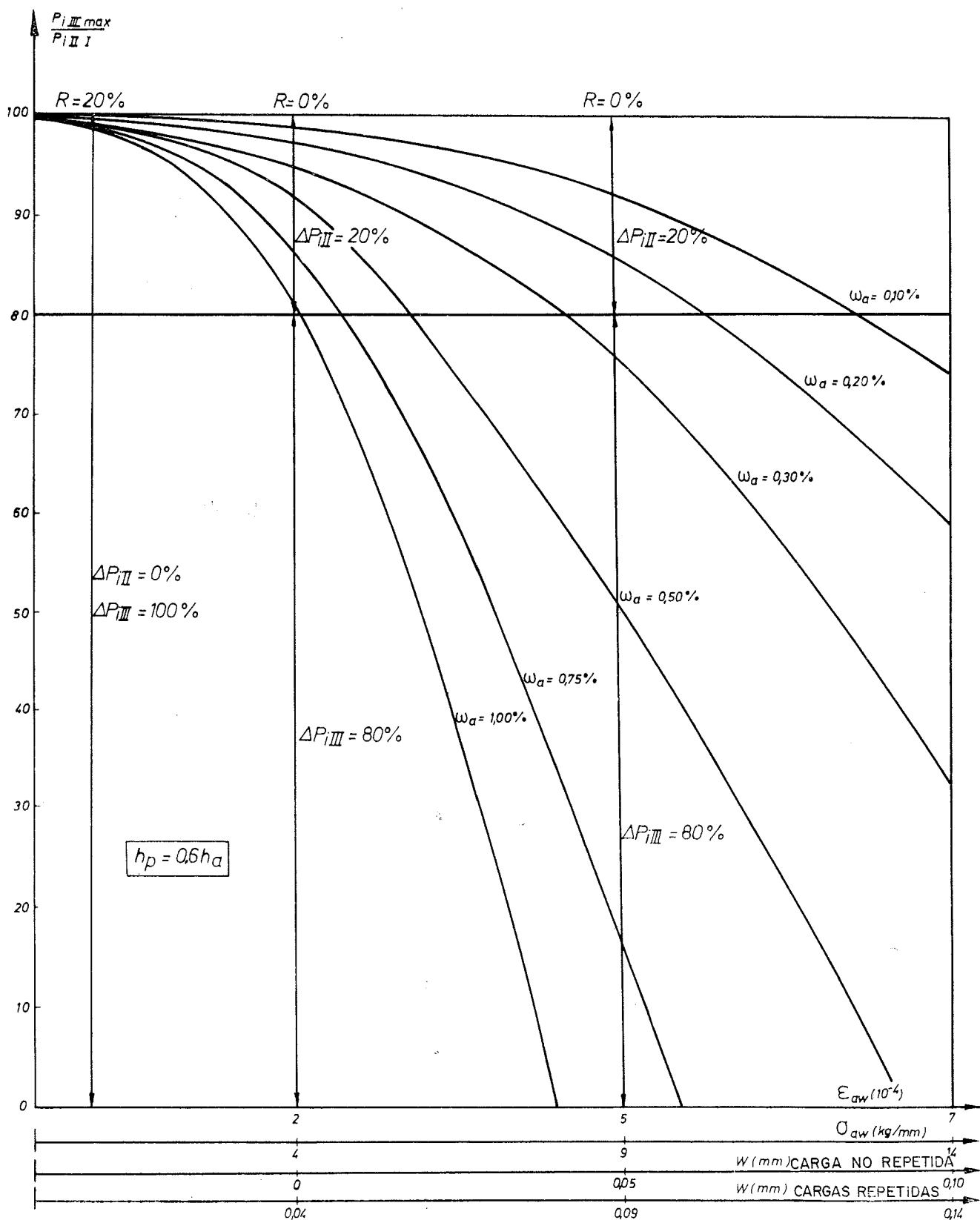


Figura 20.

En el caso de cargas no repetidas, la condición límite $\sigma_a \leq 4 \text{ kg/mm}^2$ corresponde a $W_{II} = 0$. Si se adopta como amplitud ΔP_{iII} de la clase II, el orden de magnitud del 20 por 100 de $P_{iII, I}$ obtenido precedentemente a partir de la condición $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$,

se comprueba según las curvas de las figuras 19 y 20, que corresponden a dicha amplitud cuantías ω_a superiores al 2 por 100, si $h_p = h_a$, y superiores al 1 por 100 si $h_p = 0,6 h_a$. La condición $W_{II} = 0$ o $\sigma_a \leq 4 \text{ kg/mm}^2$ es incompatible con la condición $\sigma_b \leq 30 \text{ kg/cm}^2$, la cual, sin embargo, y como ya se ha señalado, es ya de por sí bastante severa. En definitiva, la condición $W_{II} = 0$ es demasiado restrictiva para la clase II, cuya utilización limita exageradamente.

Diversos estudios demuestran que, para aberturas de fisuras de 0,05 mm, el peligro de corrosión es mínimo. Para dar, en la práctica, una amplitud razonable al campo de aplicación de la clase II, sería lógico adoptar para W_{II} un valor del orden de 0,05 mm, correspondiente a la condición de $\sigma_a \leq 9 \text{ kg/mm}^2$ en caso de cargas no repetidas. Se obtendrían así, para $\Delta P_{iII} = 20$ por 100, valores de ω_a del orden de 0,4 por 100 y de 0,25 por 100, para $h_p = h_a$ y para $h_p = 0,6 h_a$, respectivamente.

Estas consideraciones han sido tenidas en cuenta en los recientes trabajos del CEB. y los límites adoptados en la actualidad para las tensiones de tracción en clase II son los siguientes:

$$\begin{array}{ll} \text{Secciones no fisuradas:} & \sigma_b \leq 30 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Secciones fisuradas:} & \sigma_a \leq 8 \text{ kg/mm}^2 \end{array}$$

En lo que precede, se han analizado los diferentes parámetros principales que caracterizan el comportamiento en clase III (P_i , M_a , M_w , M_f , EI en régimen elástico y EI en régimen de fisuración), sin tener en cuenta las condiciones de seguridad frente a la rotura, tanto bajo cargas estáticas como en fatiga. De ello se tratará en los capítulos siguientes.

El capítulo III trata de la resistencia a rotura bajo cargas estáticas, mientras que en el capítulo IV se estudia la resistencia a la fatiga.

III. RESISTENCIA A LA ROTURA BAJO CARGAS ESTATICAS

En el caso general de piezas comprobadas en clase III, dos armaduras diferentes A_a y A_p contribuyen simultáneamente y en una determinada proporción que les es característica, a la resistencia a rotura. En la figura 21 se representa la forma de los diagramas

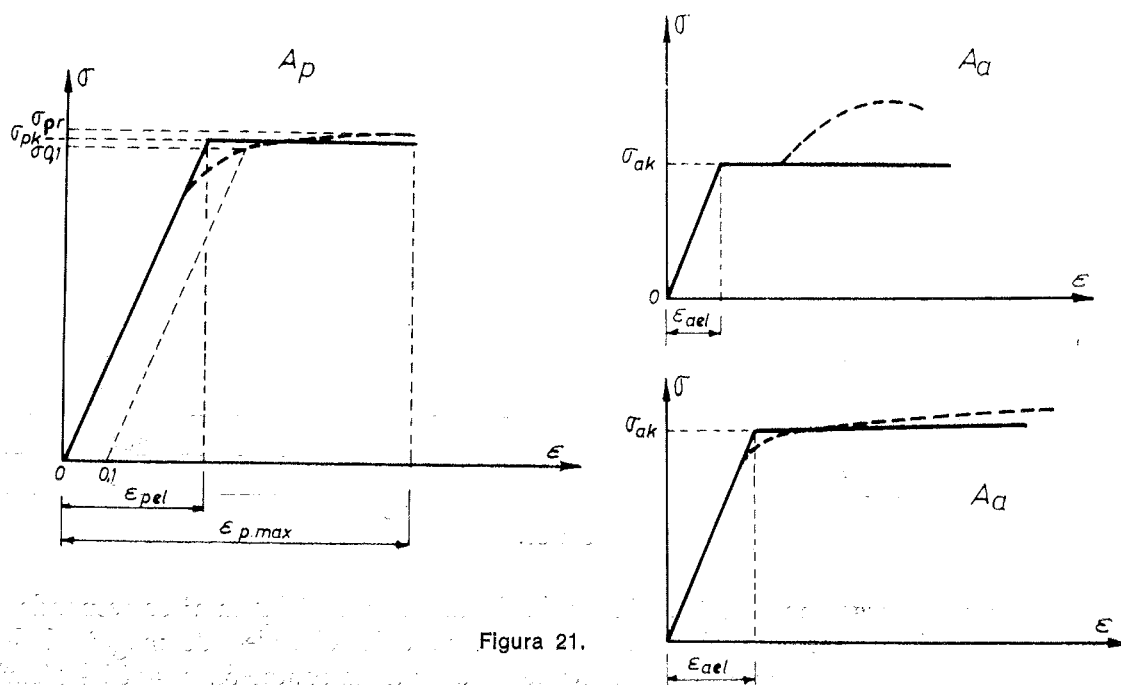


Figura 21.

tensiones-deformaciones de las armaduras A_a y A_p , así como los esquemas simplificados admitidos en los estudios prácticos. Por lo que respecta a las armaduras A_p de pretensado, las deformaciones máximas $\epsilon_{p \text{ máx}}$ pueden, en determinadas condiciones, ser alcanzadas en el estado de agotamiento de las piezas; mientras que la capacidad de deformación de las armaduras del hormigón armado A_a son tales que es prácticamente imposible que, bajo cargas estáticas, se lleguen a romper dichas armaduras.

La zona curva del diagrama correspondiente a A_p juega un importante papel en el pretensado inicial, en las pérdidas y en la fisuración. Por el contrario, su influencia es pequeña sobre la resistencia a rotura. Para estos aceros A_p se admite un diagrama esquemático constituido por dos zonas, una elástica y otra plástica, igual que para los aceros A_a . La ordenada del escalón de plasticidad se toma igual a σ_{pk} que, en la práctica, difiere poco de $\sigma_{0.1}$ y de σ_{pr} .

En una viga, la armadura A_a empieza a trabajar en tracción a partir del estado $0'$. En general, los estados $0'$, O y d difieren poco entre sí y se admite $\sigma_{po'} \simeq \sigma_{po} \simeq \sigma_{pd}$.

En la figura 22 se representa el estado de deformación de las armaduras en un estado cualquiera W en régimen de fisuración. En la figura 23 se reproduce el diagrama esque-

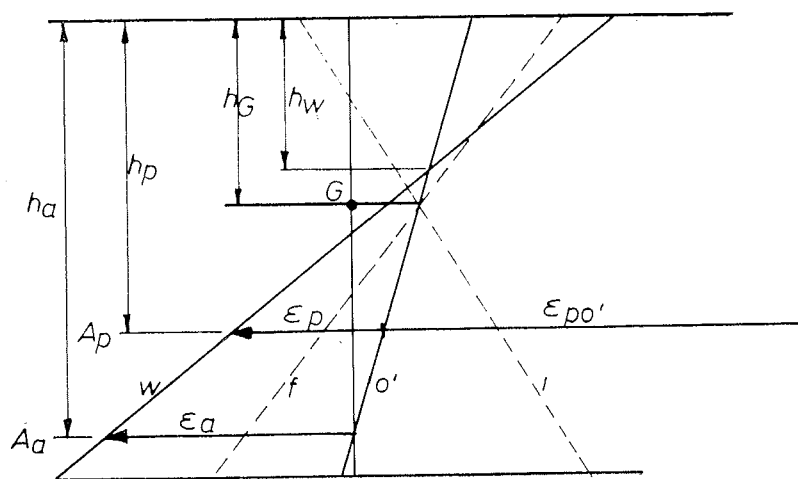


Figura 22.

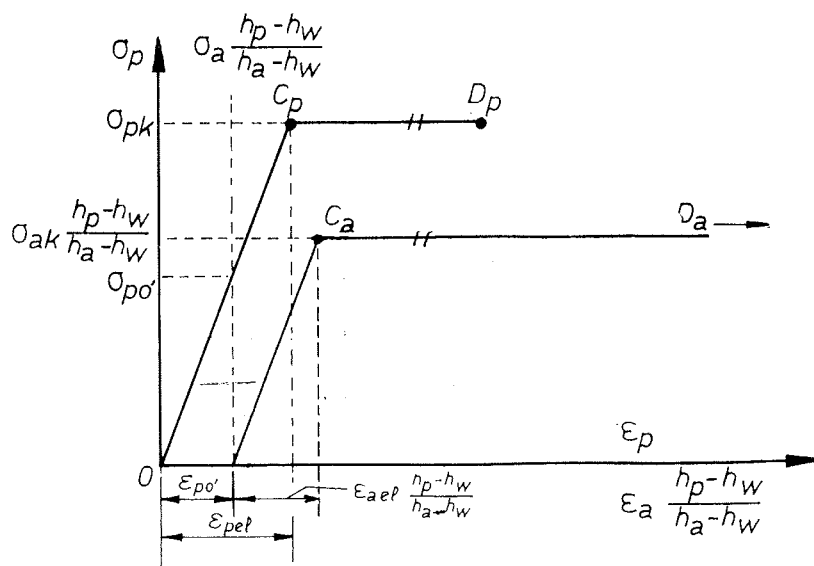


Figura 23.

mático del acero A_p a una escala determinada. Se puede representar, en el mismo sistema de ejes coordenados y a la misma escala, el diagrama del acero A_a , de tal forma que resulta posible determinar, a partir de los valores obtenidos para una misma vertical, los valores de σ_p y σ_a correspondientes a un mismo estado de carga de la viga. Basta para ello adoptar $\varepsilon_{p0'}$ como abscisa en el origen del diagrama del acero A_a y llevar sobre los ejes, respectivamente, los valores:

$$\varepsilon_a \frac{h_p - h_w}{h_a - h_w} \quad \text{y} \quad \sigma_a \frac{h_p - h_w}{h_a - h_w}$$

Antes de alcanzar la fisuración, h_w se confunde con h_G ; en régimen fisurado h_w disminuye progresivamente hasta la rotura de la pieza.

Para $\varepsilon_a < \varepsilon_{ael}$, se tiene:

$$\sigma_a = E_a \varepsilon_a = (E_a \varepsilon_p - \sigma_{p0'}) \frac{h_a - h_w}{h_p - h_w} \quad \text{si} \quad \varepsilon_p \geq \varepsilon_{pel}$$

y:

$$\sigma_a = E_a \varepsilon_a = (\sigma_p - \sigma_{p0'}) \frac{h_a - h_w}{h_p - h_w} \quad \text{si} \quad \varepsilon_p < \varepsilon_{pel}$$

Para $\varepsilon_a > \varepsilon_{ael}$, se tiene:

$$\sigma_a = \sigma_{ak}$$

La entrada en plasticidad de los aceros corresponde a los puntos C_p y C_a :

Si:

$$\varepsilon_{ael} \frac{h_p - h_w}{h_a - h_w} < \varepsilon_{pel} - \varepsilon_{p0'},$$

el punto C_a está situado a la izquierda de C_p y el acero A_a entra en plasticidad antes que el A_p .

Si:

$$\varepsilon_{ael} \frac{h_p - h_w}{h_a - h_w} > \varepsilon_{pel} - \varepsilon_{p0'},$$

el punto C_a está situado a la derecha de C_p y el acero A_p entra en plasticidad antes que el A_a .

La condición ideal de entrada simultánea en plasticidad de los aceros A_p y A_a corresponde a la posición de C_a y C_p sobre una misma vertical y se expresa por:

$$\boxed{\varepsilon_{ael} = (\varepsilon_{pel} - \varepsilon_{p0'}) \frac{h_a - h_w}{h_p - h_w}} \quad \text{o} \quad \boxed{\sigma_{ak} = (\sigma_{pk} - \sigma_{p0'}) \frac{h_a - h_w}{h_p - h_w}}$$

Para respetar esta condición se ve que, para una pieza dada, la calidad del acero A_a debe elegirse en función: de la calidad del acero A_p ; de la tensión inicial de pretensado, de la cual depende $\sigma_{p0'}$; y de la diferencia de nivel (o de cota) de las dos armaduras. σ_{ak} debe ser tanto mayor cuanto mayor es σ_{pk} , cuanto más pequeña es la tensión inicial de pretensado y cuanto mayor es la diferencia de nivel de las armaduras.

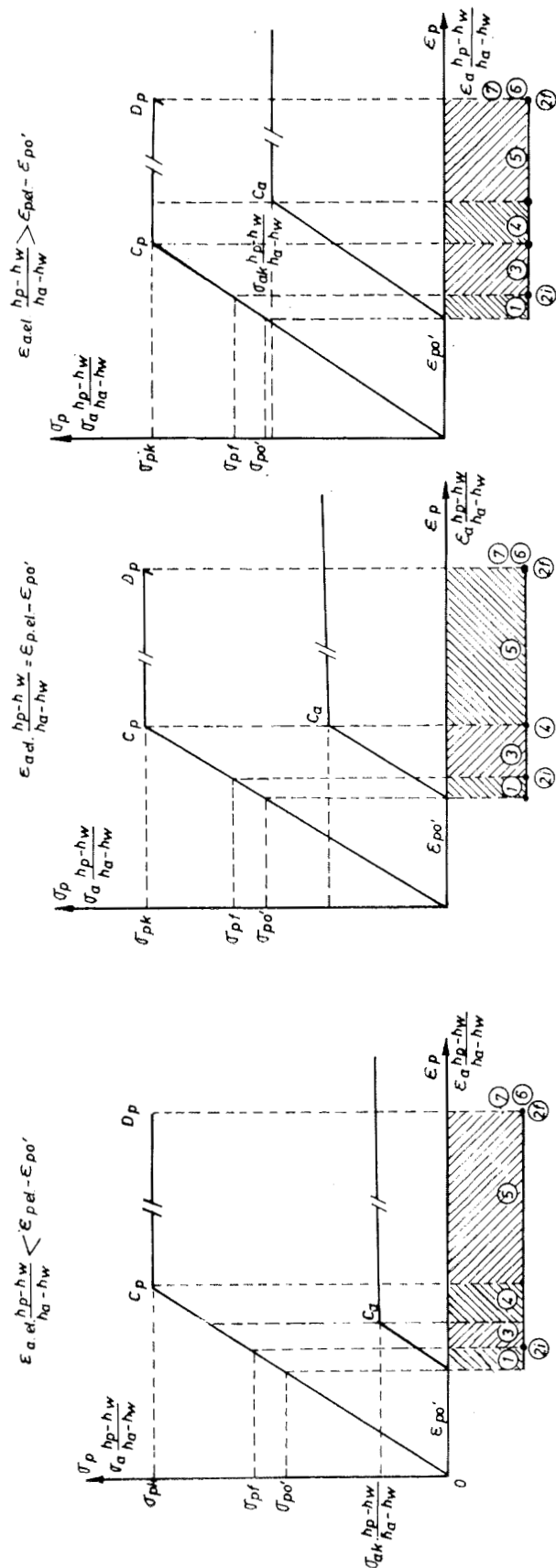


Figura 24.

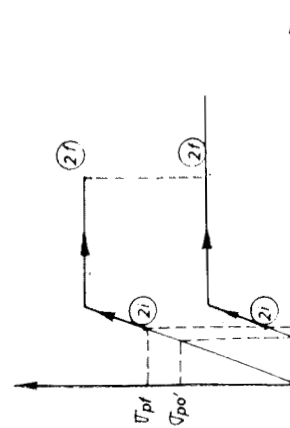


Figura 25.

Si las armaduras A_a y A_p están al mismo nivel, la condición (9) se transforma en:

$$\sigma_{ak} = \sigma_{pk} - \sigma_{po}$$

Los tres diagramas de la figura 24 corresponden, respectivamente, a la entrada en plasticidad de A_a , antes, simultáneamente y después que A_p .

Los siete tipos posibles de rotura se representan de forma esquemática sobre la abscisa de cada uno de los diagramas.

El tipo 1 corresponde al aplastamiento del hormigón antes de llegar a fisuración.

El tipo 2 conduce a la rotura de la armadura A_p en el estado de fisuración. La resistencia del hormigón en tracción, justo antes de la fisuración, es superior en este caso a la resistencia de las armaduras, cuyas tensiones pasan bruscamente de $2i$ a $2f$ cuando se produce la fisuración (fig. 25).

El tipo 3 corresponde al aplastamiento del hormigón, mientras que las dos armaduras permanecen siempre en régimen elástico.

El tipo 4 corresponde al aplastamiento del hormigón, después de haberse previamente plastificado uno de los dos aceros.

El tipo 5 corresponde al aplastamiento del hormigón con los dos aceros previamente plastificados.

El tipo 6 conduce a la rotura simultánea de A_p y del hormigón comprimido.

El tipo 7 corresponde a la rotura de A_p , antes del aplastamiento del hormigón.

En hormigón armado se define en general como rotura mixta, aquella en la cual el aplastamiento del hormigón se produce justo en el momento en que la armadura A_a entra en plasticidad.

En hormigón pretensado, con la ayuda de una armadura A_p , se puede definir una primera rotura mixta lo mismo que en hormigón armado. Además, como la armadura A_p presenta una capacidad de alargamiento $\epsilon_{p\max}$ inferior a la de A_a , y esta capacidad ha sido ya en parte consumida al tesar la armadura, se puede definir una segunda rotura mixta correspondiente a la rotura neta de la armadura A_p coincidente con la rotura del hormigón por compresión.

En presencia de las dos armaduras A_a y A_p , correspondiente al caso general de las piezas en clase III, se pueden obtener una serie de roturas mixtas, definidas como a continuación se indica, de acuerdo con los esquemas de la figura 24:

— Rotura mixta C_a :

Aplastamiento del hormigón en el momento de la entrada en plasticidad de A_a :

- si A_p no se ha plastificado, C_a constituye la transición entre las roturas de los tipos 3 y 4;
- si A_p se ha plastificado, C_a constituye la transición entre los tipos de rotura 4 y 5.

— Rotura mixta C_p :

Aplastamiento del hormigón en el momento de la entrada en plasticidad de A_p :

- si A_a no se ha plastificado, C_p constituye la transición entre las roturas tipos 3 y 4;
- si se ha plastificado A_a , C_p constituye la transición entre los tipos de rotura 4 y 5.

— Rotura mixta $C_a C_p$:

Aplastamiento del hormigón al entrar simultáneamente A_a y A_p en plasticidad.

Este tipo de rotura mixta no se presenta más que en el caso ideal de entrada simultánea en plasticidad de las dos armaduras y constituye la transición entre los tipos de rotura 3 y 5.

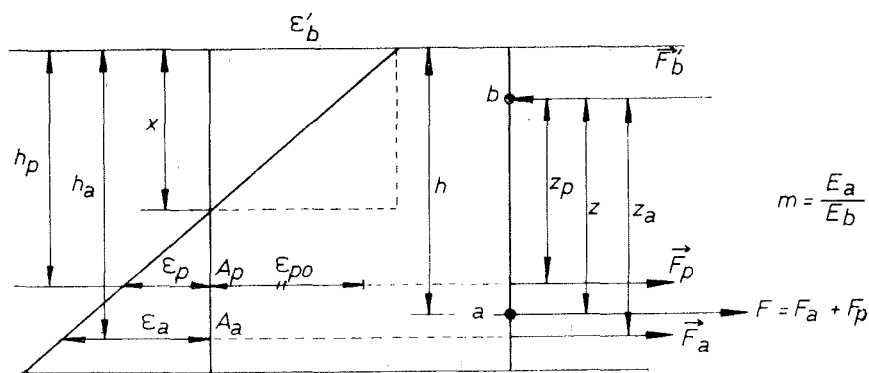
— Rotura mixta D_p :

Aplastamiento del hormigón en el momento de la rotura de A_p . D_p constituye la transición entre las roturas de los tipos 5 y 7 y corresponde al tipo 6 de rotura.

En clase III, los siete tipos de rotura se reducen, si se respetan determinadas condiciones, únicamente al tipo 5. Este tipo de rotura es, por consiguiente, el característico de esta clase III y presenta como límites, por una parte, las roturas mixtas C_a , C_p o $C_a C_p$ y, por otra parte, la rotura mixta D_p .

En efecto, por definición de la clase III se tiene $M_f < M_s < M_r$. Las roturas frágiles de los tipos 1 y 2, que se originan antes o en el momento de producirse la fisuración, no pueden, por consiguiente, darse en este caso. Las roturas del tipo 3 sobrevienen después de la fisuración, pero sin plastificación de las armaduras; en tanto que las roturas de los tipos 4 y 5 son tales que desde que una de las armaduras entra en plasticidad, se observa, para las cargas ulteriores aplicadas desde que se alcanza este estado hasta llegar a la rotura, un gradiente de deformación tanto más elevado cuanto mayor es la sección de la armadura plastificada. Estos tipos de rotura pueden eliminarse si se respetan ciertas condiciones que más adelante se fijan y que, por otra parte, corresponden a la mayoría de los casos normales.

Las roturas de los tipos 6 y 7 con rotura de A_p debe proscribirse por su carácter brusco y debido al hecho de que se produce el colapso total de las piezas a no ser que lleven una fuerte armadura A_a . Estos tipos de rotura se eliminan mediante la condición, que más adelante se analiza, de mantenerse por debajo de la rotura mixta D_p .



$$\omega_a = \frac{A_a}{bh_a}$$

$$\omega_p = \frac{A_p}{bh_a}$$

$$\bar{\omega}_a = \omega_a \cdot \frac{\sigma_{ak}}{\sigma'_{bk}} \quad \bar{\omega}_p = \omega_p \cdot \frac{\sigma_{pk}}{\sigma'_{bk}}$$

$$\therefore \omega_{ap} = \frac{A_a + A_p}{bh_a} = \omega_a + \omega_p$$

$$\bar{\omega}_{ap} = \bar{\omega}_a + \bar{\omega}_p = \frac{A_a \sigma_{ak} + A_p \sigma_{pk}}{\sigma'_{bk} \cdot bh_a}$$

Figura 26.

En la figura 26 se da la definición de las diferentes cuantías geométricas y mecánicas de las armaduras, referidas al canto útil h_a , que caracteriza la posición de la armadura A_a . El límite elástico del acero A_a , así como la resistencia del acero A_p y del hormigón, se toman iguales a los valores característicos σ_{ak} , σ_{pk} y σ'_{bk} , respectivamente.

Se supone que, en un estado cualquiera de puesta en carga, la profundidad de la zona comprimida se hace igual a x , las deformaciones de las armaduras valen, respectivamente, $\epsilon_{p0} + \epsilon_p$ y ϵ_a , en tanto que la deformación máxima del hormigón comprimido es igual a ϵ'_b .

La entrada en plasticidad de A_a se caracteriza por $\epsilon_a = \epsilon_{ael}$; la del acero A_p , por $\epsilon_{p0} + \epsilon_p = \epsilon_{pel}$; la rotura del acero A_p y la del hormigón comprimido se caracterizan, respectivamente, por $\epsilon_{p0} + \epsilon_p = \epsilon_{p\max}$ y por $\epsilon'_b = \epsilon'_{br}$.

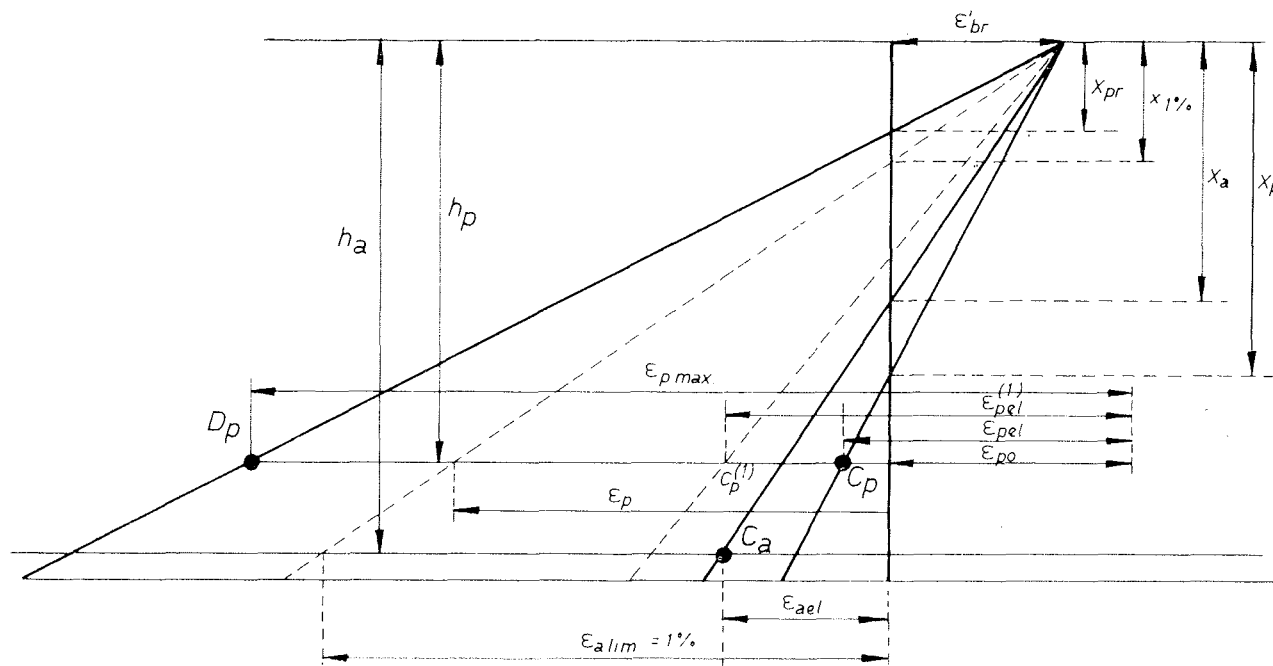


Figura 27.

El momento producido por los esfuerzos internos en la sección viene dado por: respecto a "a":

$$M = F'_b z = k \frac{b x}{2} \epsilon'_b E_b z = \alpha b x \epsilon'_b E_b z \quad (10)$$

respecto a "b":

$$\begin{aligned} M &= F_p z_p + F_a z_a = (F_p + F_a) z \\ &= [A_p E_a (\epsilon_{p0} + \epsilon_p) + A_a E_a \epsilon_a] z \end{aligned} \quad (11)$$

siendo:

- b = la anchura de la pieza en la fibra superior, y
- k = el coeficiente que depende del estado de plastificación de la zona comprimida y de la forma de la sección. Si la zona comprimida es rectangular, se tiene: $k/2$ igual al coeficiente de relleno o de plastificación α .

A la vista del esquema de la figura 27, se pueden escribir las condiciones para obtener los diferentes tipos de roturas mixtas, a partir de la profundidad de la zona comprimida. Estas condiciones son las que se indican en el cuadro 4.

CUADRO 4.

Roturas mixtas	Condiciones	
C_p	$x = x_p$	$x_p = \frac{h_p \epsilon'_{br}}{\epsilon'_{br} + (\epsilon_{pel} - \epsilon_{po})}$
C_a	$x = x_a$	$x_a = \frac{h_a \epsilon'_{br}}{\epsilon'_{br} + \epsilon_{ael}}$
C_{ap}	$x = x_a = x_p$	
D_p (rotura 6)	$x = x_{pr}$	$x_{pr} = \frac{h_p \epsilon'_{br}}{\epsilon'_{br} + (\epsilon_{p\max} - \epsilon_{po})}$

Si A_a entra en plasticidad antes que A_p , se tiene: $x_a > x_p$ (fig. 28-a).

Si A_a entra en plasticidad después de A_p , se tiene: $x_p > x_a$ (fig. 28-b).

Si A_a y A_p entran simultáneamente en plasticidad, se tiene: $x_p = x_a$ (fig. 28-c).

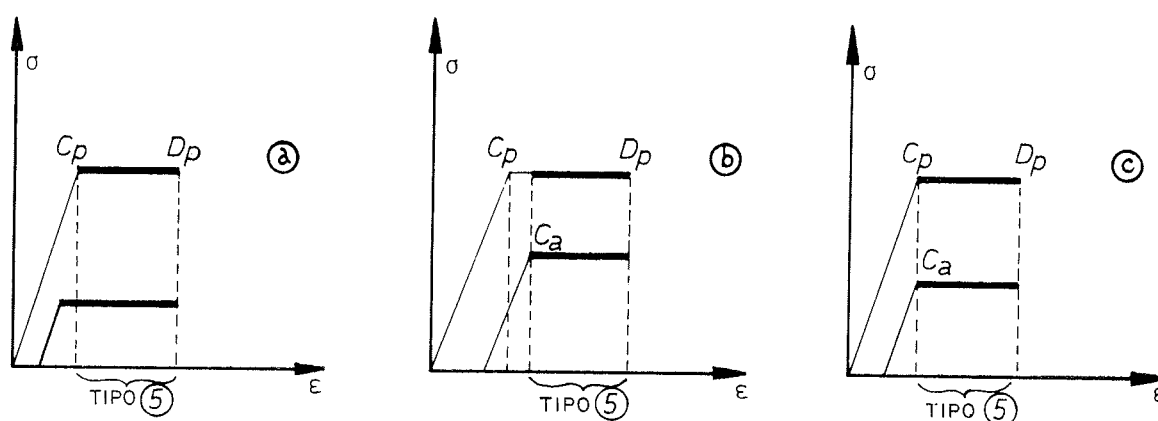


Figura 28.

CUADRO 5.

Estado de las armaduras	Condiciones	Tipo de rotura (figura 24)
A_a no plastificada A_p no plastificada	$x_a < x_p < x$ ó $x_p < x_a < x_a$	3
A_a plastificada A_p no plastificada	$x_p < x < x_a$	4
A_p plastificada A_a no plastificada	$x_a < x < x_p$	4
A_a y A_p plastificadas sucesivamente	$x < x_a < x_p$ ó $x < x_p < x_a$	5
A_a y A_p plastificadas simultáneamente	$x < x_a = x_p$	5
A_p rota	$x < x_{pr}$	7

Las condiciones de entrada en plasticidad de A_a y A_p y de rotura de A_p , antes de alcanzar la rotura por aplastamiento del hormigón, se resumen en el cuadro 5, en el cual se indican también los tipos de rotura correspondientes.

Los tipos de rotura 3 y 4 no son económicos, ya que la resistencia de las dos armaduras no se aprovecha íntegramente antes de llegar a la rotura. Las roturas de los tipos 6 y 7 deben proscribirse.

Es preciso, por tanto, adoptar condiciones tales que la rotura sea del tipo 5, que corresponde a las zonas regresadas de los esquemas de la figura 28. Estas condiciones vienen dadas por:

$$x_{pr} \leq x < x_p < x_a \quad (\text{figura 28-a})$$

$$x_{pr} \leq x < x_a < x_p \quad (\text{figura 28-b})$$

$$x_{pr} \leq x < x_a = x_p \quad (\text{figura 28-c})$$

A continuación, se deducen las condiciones de plastificación de las dos armaduras y la condición de no rotura de la armadura A_p .

Condiciones de plastificación de las armaduras.

Igualando las expresiones (10) y (11) de M en el estado de rotura, se deduce un valor de x , que debe limitarse a x_p o a x_a :

$$x \leq x_p (< x_a)$$

$$\omega_p m \frac{\varepsilon_{pel}}{\varepsilon'_{br}} + \omega_a m \frac{\varepsilon_{a,R}}{\varepsilon'_{br}} = \tilde{\omega}_p + \tilde{\omega}_a = \tilde{\omega}_{ap} \leq \alpha \frac{h_p}{h_a} \cdot \frac{\varepsilon''_{br}}{\varepsilon'_{br} + (\varepsilon_{pel} - \varepsilon_{po})}$$

de donde:

$$\boxed{\varepsilon_{pel} - \varepsilon_{po} \leq \varepsilon'_{br} \left(\frac{\alpha}{\tilde{\omega}_{ap}} \cdot \frac{h_p}{h_a} - 1 \right)} \quad (12)$$

$$x \leq x_a (< x_p)$$

$$\omega_p m \frac{\varepsilon_p + \varepsilon_{po}}{\varepsilon'_{br}} + \omega_a m \frac{\varepsilon_{ael}}{\varepsilon'_{br}} = \tilde{\omega}_{ap} \leq \alpha \frac{\varepsilon'_{br}}{\varepsilon'_{br} + \varepsilon_{ael}}$$

de donde:

$$\boxed{\varepsilon_{ael} \leq \varepsilon'_{br} \cdot \left(\frac{\alpha}{\tilde{\omega}_{ap}} - 1 \right)} \quad (13)$$

$$x \leq x_a [= x_p]$$

Las expresiones (12) y (13) son idénticas. La igualdad de x_a y de x_p corresponde a:

$$\varepsilon_{ael} = \varepsilon'_{br} \left(\frac{h_a}{h_p} - 1 \right) + \frac{h_a}{h_p} (\varepsilon_{pel} - \varepsilon_{po}) \quad \text{o} \quad \varepsilon_{ael} = \varepsilon_{pel} - \varepsilon_{po} \quad \text{si} \quad h_a = h_p$$

La condición (12) corresponde a las características del acero A_p , mientras que la (13) se refiere al acero A_a y permite efectuar de un modo racional la elección del tipo de acero más conveniente para A_a .

Condición de no rotura de las armaduras A_p .

Procediendo en forma análoga a como se ha hecho para las condiciones de plastificación, se deduce para $x \geq x_{pr}$:

$$\tilde{\omega}_{ap} \geq \alpha \frac{h_p}{h_a} \frac{\epsilon'_{br}}{\epsilon''_{br} + (\epsilon_{p\text{ máx}} - \epsilon_{p0})}$$

de donde:

$$\boxed{\epsilon_{p\text{ máx}} - \epsilon_{p0} \geq \epsilon'_{br} \left(\frac{\alpha}{\tilde{\omega}_{ap}} \frac{h_p}{h_a} - 1 \right)} \quad (14)$$

Con el signo igual, la expresión (14) se transforma en la ecuación que caracteriza las roturas mixtas del tipo D_p . La curva que a ella corresponde en el sistema de ejes $\epsilon_{p\text{ máx}} - \epsilon_{p0}$, $\tilde{\omega}_{ap} \times h_a/h_p$ se ha determinado experimentalmente a partir de 56 ensayos efectuados sobre vigas totalmente pretensadas y parcialmente pretensadas. En la figura 29 se representan los resultados obtenidos, así como la curva experimental. La zona superior del diagrama corresponde a roturas del tipo 5, con aplastamiento del hormigón; la zona inferior corresponde a roturas del tipo 7, con rotura de las armaduras A_p , y, finalmente, la parte curva del diagrama corresponde a roturas mixtas del tipo 6, con rotura simultánea de las armaduras A_p y del hormigón. Se han representado también en la figura 29 las curvas teóricas deducidas de la expresión (14), para $\epsilon'_{br} = 3,5$ por 100 y $\alpha = 1$; 0,75 y 0,5. La curva $\alpha = 1$ corresponde a la plastificación total de la zona comprimida en el estado de rotura (diagrama rectangular de tensiones); la curva $\alpha = 0,75$ corresponde a una plastificación parcial (diagrama parabólico), y la curva $\alpha = 0,5$ corresponde a la hipótesis elástica (diagrama triangular). Se comprueba que la curva experimental se aproxima a la correspondiente a $\alpha = 0,75$, para cuantías grandes; mientras que para pequeñas cuantías concuerda mejor con la curva $\alpha = 1$. El coeficiente α corresponde a una zona $b \times x$ rectangular. Si la forma de la sección es tal que la zona comprimida no resulta rectangular en el estado final de rotura, hay que ajustar α adecuadamente.

Teniendo en cuenta las inevitables dispersiones, es posible determinar una curva p , situada por encima de la curva experimental, y tal que sólo se tenga una pequeña probabilidad p de que se produzcan roturas de la armadura en la zona situada por encima de dicha curva.

A partir de la curva p se pueden determinar las capacidades de alargamiento $\epsilon_{p\text{ máx}}$ que deben imponerse a las armaduras A_p para evitar roturas por fallo de dichas armaduras. Así, por ejemplo, adoptando $\epsilon_{p0} = 0,75$ por 100 y armaduras A_a y A_p situadas al mismo nivel, el alargamiento $\epsilon_{p\text{ máx}}$ que debe imponerse es del 2,5 por 100, para $\tilde{\omega}_{ap} = 20$ por 100; mientras que para una cuantía mecánica del 13 por 100 el límite de $\epsilon_{p\text{ máx}}$ que debe imponerse es del 4 por 100.

Inversamente, a partir de los valores de $\epsilon_{p\text{ máx}}$, de ϵ_{p0} y de h_a/h_p , se pueden determinar las cuantías mecánicas mínimas que deben adoptarse.

Las tres condiciones (12), (13) y (14) pueden representarse sobre el mismo diagrama, adoptando un valor constante de ϵ'_{br} igual, por ejemplo, a 3,5 por 1.000 (fig. 30):

- La condición (12) hace intervenir las variables $\epsilon_{pel} - \epsilon_{p0}$ y $\tilde{\omega}_{ap} h_a/h_p$; corresponde a la obtención de la deformación elástica ϵ_{pel} , es decir, a valores importantes de x y a una zona comprimida poco o nada plastificada: $\alpha = 0,5$.
- La condición (13) hace intervenir las variables ϵ_{ael} y $\tilde{\omega}_{ap}$; corresponde a la ob-

tención de la deformación elástica ϵ_{ael} , es decir, también a una zona comprimida poco o nada plastificada: $\alpha = 0,5$. En el diagrama de la figura 30 coinciden las curvas que representan las condiciones límites (12) y (13).

- La condición (14) hace intervenir las variables $\epsilon_{p\max} - \epsilon_{p0}$ y $\tilde{\omega}_{ap} \cdot h_a/h_p$. Corresponde a la deformación máxima de A_p , con valores pequeños de x y una zona comprimida, tanto más plastificada cuanto menor es $\tilde{\omega}_{ap} \cdot h_a/h_p$. Según los ensayos α varía entre 0,75 y 1.

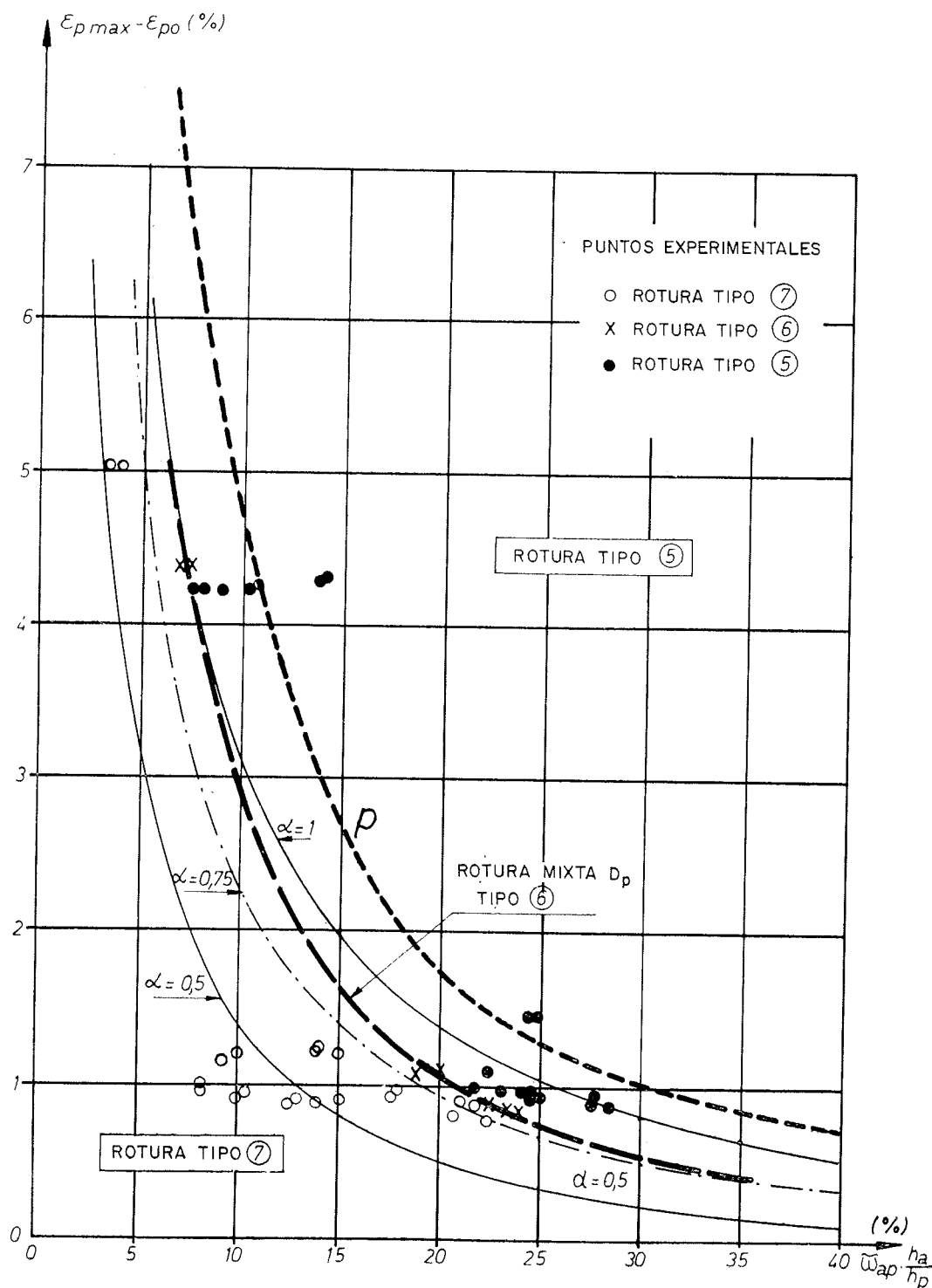


Figura 29.

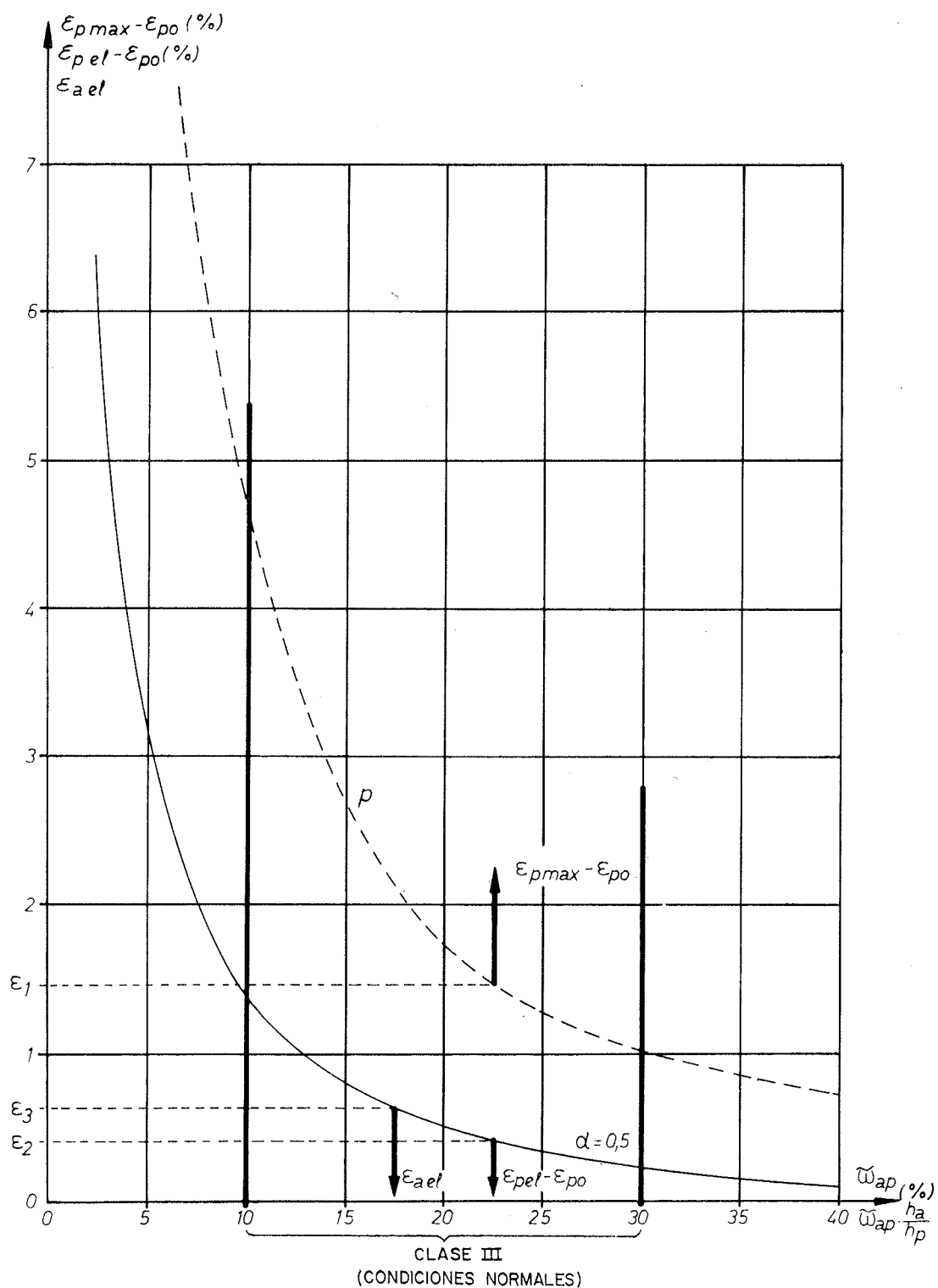


Figura 30.

Con el auxilio del diagrama de la figura 30, se puede determinar directamente para una cuantía $\tilde{\omega}_{ap}$ de armaduras y una relación h_a/h_p dada de los niveles de las mismas, los valores máximos de $\varepsilon_{pel} - \varepsilon_{p0}$ y de ε_{ael} , así como el valor mínimo de $\varepsilon_{p max} - \varepsilon_{p0}$, que deben adoptarse para que el estado de rotura de las piezas corresponda al tipo racional de rotura 5.

Así, por ejemplo, si se adopta un acero A_p caracterizado por sus valores de $\varepsilon_{p \text{ máx}}$ y $\varepsilon_{p \text{ el}}$, deberá verificarse: $\varepsilon_{p \text{ máx}} - \varepsilon_1 \geq \varepsilon_{p0} \geq \varepsilon_{p \text{ el}} - \varepsilon_2$ y $\varepsilon_{a \text{ el}} \leq \varepsilon_3$. De aquí se deducen los límites, entre los cuales deben encontrarse las tensiones de pretensado, y la calidad máxima del Acero A_a .

Si se consideran las condiciones normales de la clase III y las cuantías de armaduras definidas en el capítulo II, se comprueba que las tres condiciones procedentes se verifican prácticamente siempre y que las roturas del tipo 5 caracterizan bien a la clase III.

Debe hacerse notar que, según las Recomendaciones FIP-CEB, el estado límite de rotura se alcanza cuando la deformación de la armadura llega a $\varepsilon_{a \text{ lim.}} = 1$ por 100. Para todos los aceros que, en la actualidad, se producen normalmente, este límite se sobrepasa ampliamente sin rotura y corresponde a la plastificación de A_a , cualesquiera que sean los valores de σ_{ak} . La condición para que el acero A_p se plastifique cuando se alcanza $\varepsilon_{a \text{ lim.}}$, viene expresada, de acuerdo con el esquema de la figura 27, por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{p0} + \varepsilon_{a \text{ lim}} \frac{\frac{h_p}{h_a} \frac{\varepsilon'_{br}}{\varepsilon'_{br} + 1\%}}{1 - \frac{\varepsilon'_{br}}{\varepsilon'_{br} + 1\%}} \geq \varepsilon_{p \text{ el}}$$

Haciendo $\varepsilon'_{br} = 3,5$ por 1.000, la anterior expresión se transforma en:

$$\frac{h_p}{h_a} \geq 0,75 \frac{(\varepsilon_{p \text{ el}} - \varepsilon_{p0})}{\varepsilon_{a \text{ lim}}} + 0,26$$

En las condiciones prácticas más severas, con $\varepsilon_{p \text{ el}} = 1$ por 100 y $\varepsilon_{p0} = 0,5$ por 100, bastará con que h_p sea al menos igual a $0,63 h_a$ para que se cumpla esta condición.

En el caso normal en clase III de una pieza, cuyo estado de rotura corresponde a una rotura del tipo 5, resulta cómodo representar la evolución de σ_a y de σ_p en función de M , según el diagrama de la figura 31, que sirve de base para el estudio de la influencia de la fatiga. El estado de servicio se sitúa en régimen fisurado, y el estado de descompresión puede, como se ha visto en el capítulo II, considerarse en la práctica como tran-

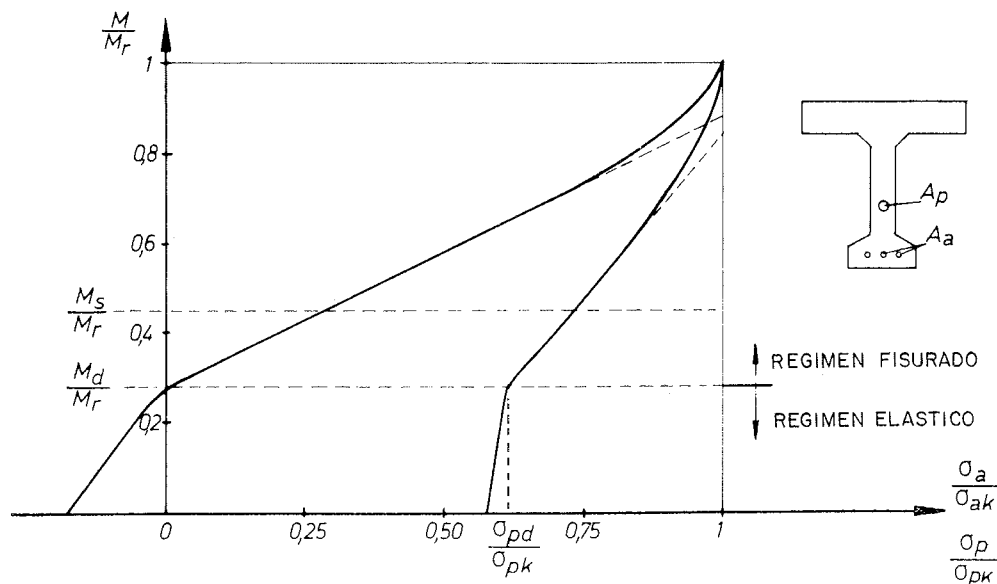


Figura 31.

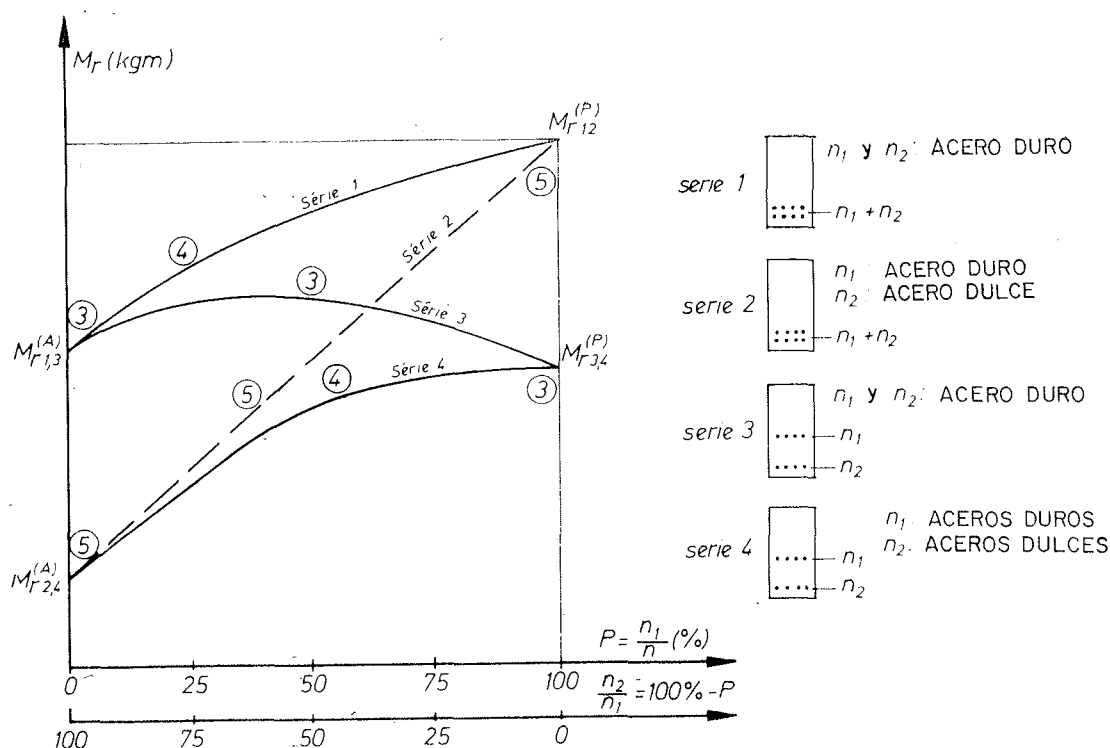


Figura 32.

sición entre los regímenes fisurado y no fisurado. Según los diagramas esquemáticos de la figura 21, la evolución de σ_a y σ_p en régimen fisurado debería seguir la línea de trazos hasta la entrada en plastificación de las dos armaduras, caracterizada por σ_{ak} y σ_{pk} , y correspondiente a valores de M diferentes o iguales; efectuándose el aumento posterior de M sin variación de $\sigma_a = \sigma_{ak}$ y de $\sigma_p = \sigma_{pk}$.

En las condiciones del diagrama de la figura 30, el momento de rotura de una viga comprobada en clase III resulta poco influenciado por el pretensado, el cual, realmente, sólo actúa sobre el estado de plastificación de la zona comprimida, al llegar a la rotura.

Por el contrario, por fuera de dichos límites, la mayor o menor importancia del pretensado puede modificar de modo notable, tanto el momento de rotura como el tipo de ésta. Para demostrar esta influencia, en el diagrama de la figura 32 se han representado los resultados de los ensayos de rotura de cuatro series de vigas de la misma sección transversal, igual calidad de hormigón, y el mismo número total n de armaduras de diámetro d .

Las variaciones de la fuerza P de pretensado corresponde a las variaciones en el número n_1 de armaduras tesas; pero la tensión de pretensado introducida en el acero permanece constante en todos los casos.

Las armaduras no tesas, cuyo número viene dado por $n - n_1 = n_2$, son o bien de acero duro o bien de acero dulce. Van siempre dispuestas en la parte inferior de las vigas. Las n_1 armaduras tesas son siempre de acero duro y van dispuestas o bien en la parte inferior o bien dentro de los límites del núcleo central de las vigas.

En la serie 1, las $n_1 + n_2$ armaduras son todas de acero duro y van colocadas al mismo nivel. En la serie 2 las n_1 armaduras son de acero duro, las n_2 de acero dulce, y ambas están colocadas al mismo nivel. La serie 3 lleva $n_1 + n_2$ armaduras de acero duro. Las n_1 armaduras tesas se encuentran en la zona central de la sección de la viga y las n_2

armaduras no tesas, en la parte inferior. Por último, la serie 4 lleva n_1 armaduras de acero duro en la parte central y n_2 armaduras de acero dulce en la parte inferior, de la sección de la viga.

Las vigas son tales que para $P = 0$, es decir, cuando no hay pretensado, el momento de rotura $M_r^{(A)}_{r\ 1,3}$ de las piezas armadas con acero duro, corresponde a una rotura del hormigón comprimido sin plastificación de las armaduras (tipo 3); mientras que el momento de rotura $M_r^{(A)}_{r\ 2,4}$ de las vigas armadas con acero dulce corresponde a una rotura del hormigón comprimido, después de la plastificación de las armaduras (tipo 5).

De acuerdo con el diagrama de la figura 32 se comprueba que:

- Para la serie 1, cuando P aumenta, M_r aumenta y la rotura pasa, sucesivamente, del tipo 3 al tipo 4, y después al tipo 5 para $P = 100$ por 100. El aumento de M_r se debe al aumento del número n_1 de armaduras tesas que entran en plasticidad antes de la rotura y el momento máximo $M_r^{(P)}_{r\ 1,2}$ corresponde a la plastificación de todas las armaduras.
- Para la serie 2, la rotura es siempre del tipo 5 y el aumento de M_r se debe a la sustitución progresiva del acero dulce por el acero duro.
- Para la serie 3, la rotura es siempre del tipo 3, y el momento de rotura decrece ligeramente. El aumento progresivo del pretensado se compensa con la reducción progresiva del brazo de palanca de los esfuerzos internos.
- Para la serie 4, M_r aumenta y pasa sucesivamente del tipo 5 al tipo 4, y después, al tipo 3 para $P = 100$ por 100. El acero dulce de la parte inferior se plastifica en todos los casos, mientras que el acero duro de la parte central no. A pesar de la diferencia de niveles, M_r aumenta a medida que el acero dulce va siendo sustituido por el acero duro.

Estas evoluciones ponen en evidencia la influencia del pretensado y de h_a/h_p sobre M_r y sobre el tipo de rotura. Debe recordarse que únicamente se presentan cuando no se cumplen las condiciones del diagrama de la figura 30.

Por el contrario, para todos los casos corrientes en clase III, que satisfacen las condiciones de dicho diagrama, la rotura es siempre del tipo 5 y el momento de rotura, sobre el cual el pretensado influye poco, viene dado por:

$$M_r = A_p \sigma_{pk} z_p + A_a \sigma_{ak} z_a$$

Se puede, por consiguiente, idear el siguiente esquema simple de adición, análogo a los esquemas (6) y (7) obtenidos en el capítulo II, para la fisuración y las flechas:

$$M_r^{(AP)} = M_r^{(P)} + M_r^{(A)} \quad (15)$$

En esta expresión:

$M_r^{(AP)}$ representa el momento de rotura de la pieza en la que existen armaduras A_p y A_a ;

$M_r^{(P)}$ representa el momento de rotura de la misma pieza cuando sólo posee la armadura A_p de pretensado, y

$M_r^{(A)}$ es el momento de rotura de la misma pieza armada solamente con A_a .

Este esquema ha sido comprobado experimentalmente sobre dos grupos de tres vigas de las mismas dimensiones y del mismo hormigón, estando cada grupo constituido por una viga armada con A_a , otra pretensada con A_p y otra armada y pretensada, en la que existían las dos armaduras A_a y A_p .

El primer grupo de tres vigas se ensayó en dos etapas: a los cuarenta y dos días, hasta alcanzar M_s en régimen fisurado, y hasta rotura, a los ciento cinco días.

El segundo grupo se ensayó directamente hasta rotura a los ciento cinco días.

Los resultados de las roturas, resumidos en el cuadro 6, confirman de forma satisfactoria la hipótesis formulada sobre el esquema simple de adición.

CUADRO 6

Viga	M_r (tm)		
	Calculado	Experimental	
		Primer grupo	Segundo grupo
P	4,9	5,1	5,1
A	2,8	3,2	3,0
AP	7,7	7,7	7,7

Este esquema ha sido aplicado al cálculo de diversas series de vigas de tipos y dimensiones diferentes. Los resultados, reunidos en el cuadro 7, demuestran una excelente concordancia entre los momentos de rotura calculados según el esquema de adición y los momentos de rotura obtenidos experimentalmente.

CUADRO 7

Tipo de viga		A		B		C		D		E	
Armaduras	A_p	20 Φ 7		17 Φ 7		14 Φ 7		11 Φ 7			
	A_a	— —		6 Φ 8		6 Φ 12		6 Φ 16		2 Φ 22 4 Φ 25	
M_r (m t) calculados	P	34,6	39,0	30,1	33,5	24,7	27,6	19,5	21,6	—	—
	A	—	—	4,8	5,3	11,2	12,8	19,5	22,2	41,4	47,0
	AP	34,6	39,0	34,9	38,8	35,9	40,4	39,0	43,8	41,4	47,0
M_r (m t) experimentales		36,0 a 37,6		37,2 a 39,0		38 a 40,5		38,0 a 42,0		43,5 a 47,2	

Como conclusión de este capítulo, puede decirse que, a pesar de la gran diversidad de tipos de roturas estáticas correspondientes a la presencia simultánea de las dos armaduras A_a y A_p , la valoración de los momentos de rotura de las piezas corrientes en clase III no presenta especiales dificultades.

En efecto, los tipos de rotura dependen de la calidad del hormigón, de las características, cuantías y posición de las armaduras A_a y A_p , así como de las tensiones de pretensado. Estos tipos son muy diversos, y van desde el aplastamiento del hormigón, sin plastificación de las armaduras, hasta la rotura de la armadura A_p , sin aplastamiento del hormigón. Sin embargo, para las condiciones normales de la clase III, las dos armaduras se plastifican antes de alcanzar la rotura y el aplastamiento del hormigón, se produce antes de la rotura de la armadura A_p . Se puede, por tanto, calcular el momento de rotura a partir de $A_a \sigma_{ak}$ y de $A_p \sigma_{pk}$.

Conviene, sin embargo, comprobar previamente que las piezas se encuentran realmente en las condiciones para ello requeridas. Para las cuantías ($\tilde{\omega}_{ap}$) y las posiciones

adoptadas para las armaduras (h_a/h_p) y teniendo en cuenta las tensiones de pretensado (ϵ_{p0}), es necesario que la capacidad de deformación de A_p ($\epsilon_{p \text{ máx}}$) sea suficiente y que las deformaciones elásticas ($\epsilon_{ael} = \sigma_{ak}/E_a$; σ_{pk}/E_a) de las dos armaduras no sean demasiado elevadas. El conjunto de todas estas condiciones puede ser fácilmente comprobado utilizando un solo diagrama.

IV. RESISTENCIA A LA FATIGA

Las variaciones de cargas en las estructuras son susceptibles de originar modificaciones más o menos importantes en su comportamiento, que pueden consistir en:

- Un aumento de las deformaciones y de los fenómenos diferidos.
- Una reducción de las resistencias de los materiales constituyentes, bajo el efecto de la fatiga.

En clase III, las condiciones son, en general, más severas que en las clases I y II, ya que las posibles variaciones de las tensiones bajo la acción de las sobrecargas tienen mayor importancia en esta clase III, al encontrarse las piezas en régimen fisurado en las condiciones de servicio.

La figura 33 permite comparar, a título de ejemplo, las variaciones de tensiones en dos vigas sometidas a las mismas sollicitaciones y comprobadas, respectivamente, en clase I y en clase III. La parte izquierda de los diagramas representan la evolución de las tensiones de tracción de las armaduras A_a y A_p ; mientras que la parte derecha indica la evolución de la tensión máxima de compresión del hormigón.

En clase I, el momento máximo $M_{\text{máx}} = M_s$ se sitúa en régimen elástico; en clase III, $M_{\text{máx}}$ se sitúa en régimen de fisuración, correspondiendo prácticamente la transición entre el régimen elástico y el de fisuración, al momento de descompresión (capítulo II).

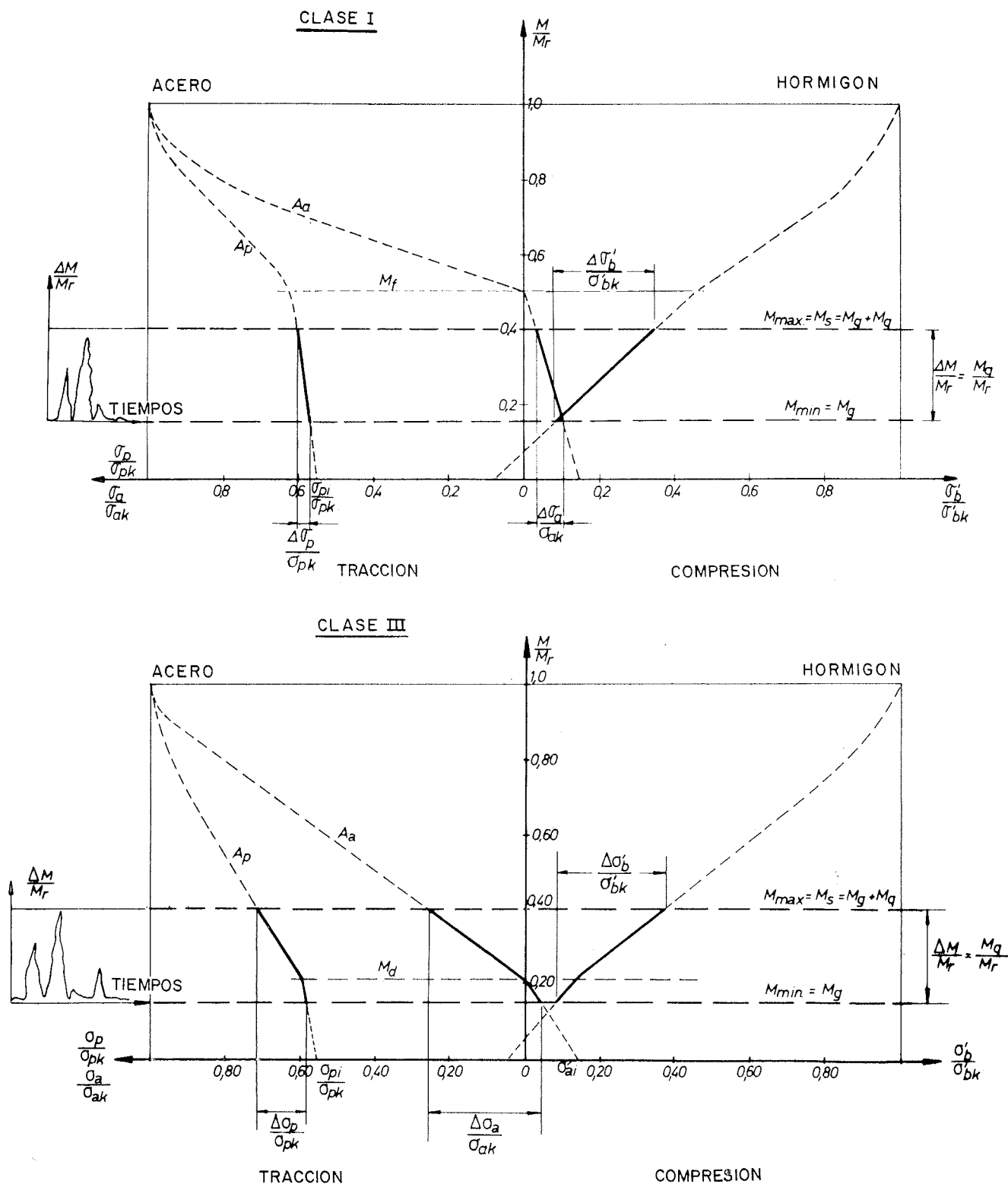
Los diagramas de la figura 33 demuestran claramente que las variaciones máximas de tensiones o amplitudes $\Delta \sigma_p$, $\Delta \sigma_a$ y $\Delta \sigma'_b$ son más importantes en clase III que en clase I, ya que en clase III dependen de la pendiente de los diagramas en régimen fisurado.

Estas amplitudes $\Delta \sigma$ vienen dadas por la diferencia entre $\sigma_{\text{máx}}$, correspondiente al momento originado bajo las sobrecargas ($M_{\text{náx}} = M_s = M_g + M_q$), y $\sigma_{\text{mín}}$, correspondiente al momento producido por las cargas permanentes ($M_{\text{mín}} = M_g$).

En fatiga, las características fundamentales son las amplitudes y los niveles de las tensiones:

- Las amplitudes aparecen influenciadas por las características de la sección de hormigón y de las armaduras, incluyendo aquí su adherencia y su tensión de pretensado que determinan las pendientes de los diagramas y el punto de transición entre el régimen elástico y el fisurado. Dependen, por tanto, de la importancia relativa de estos dos regímenes. Para $M_d > M_c$, las amplitudes $\Delta \sigma$ son tanto mayores cuanto más se aproxima M_d a $M_{\text{mín}} = M_c$. Para $M_d \leq M_g$, las amplitudes $\Delta \sigma$ sólo dependen del régimen fisurado y son máximas.
- El nivel de las tensiones depende principalmente del momento bajo las cargas permanentes $M_{\text{mín}} = M_g$ y de la fuerza de pretensado que viene definida por la sección de las armaduras A_p y la tensión de pretensado σ_{pi} , teniendo en cuenta las pérdidas bajo cargas variables.

Las tensiones σ_{\min} y σ_{\max} son siempre tracciones en la armadura A_p y prácticamente siempre compresiones en el hormigón. Por el contrario, en las armaduras A_a , σ_{\max} es siempre una tracción, mientras que σ_{\min} puede ser una compresión en las condiciones normales de la clase III. En el caso de ciclos regulares de puestas en carga, la armadura A_p y el hormigón se encuentran sometidos a sollicitaciones repetidas, mientras que la armadura A_a está, en general, sometida a sollicitaciones alternas.



El comportamiento en servicio de una pieza comprobada en clase III depende principalmente del tipo de sollicitación, así como de las amplitudes y niveles de las tensiones en los materiales constituyentes. La resistencia a rotura depende, además, de los límites de fatiga de dichos materiales en sus condiciones de utilización, teniendo en cuenta la agresividad del ambiente, los efectos térmicos, los efectos de entalla y de concentración de tensiones, etc.

El límite de fatiga correspondiente a una tensión mínima σ_{\min} y a un número N de puestas en carga antes de la rotura, viene dado, bien por la tensión máxima σ_{\max}^F , bien por la variación de tensión $\Delta \sigma^F = \sigma_{\max}^F - \sigma_{\min}$.

Los diferentes momentos que intervienen en el estudio del problema se pueden definir como a continuación se indica:

- $M_g = M_{\min}$: Momento bajo cargas permanentes.
- $M_q = \Delta M$: Momento bajo la totalidad de las sobrecargas.
- $M_s = M_g + M_q = M_{\max}$: Momento máximo en servicio, en el que interviene la totalidad de las sobrecargas.
- $M'_s = M_g + \chi M_q$: Momento en el que sólo interviene una fracción χ de las sobrecargas.
- M_r : Momento de rotura estática = resistencia estática.
- M_r^F : Momento de rotura por fatiga.
- $\Delta M^F = M_r^F - M_g$: Resistencia a la fatiga.

En las condiciones normales de la clase III ocurre que:

- *Bajo sollicitaciones estáticas*, la rotura de una pieza se produce por aplastamiento del hormigón, después de haberse plastificado las armaduras A_a y A_p , sin rotura de esta última (capítulo III; tipo de rotura, 5). La seguridad se introduce limitando $M_s = M_{\max}$, con relación a M_r , sin tener en cuenta el nivel o magnitud de $M_g = M_{\min}$.
- *En fatiga*, la rotura de una pieza se produce, bien por rotura del hormigón ($M_r^F = M_r^B$), bien por rotura de la armadura A_p ($M_r^F = M_r^{Ap}$), bien por rotura de la armadura A_a ($M_r^F = M_r^{Aa}$). M_r^F depende de $M_g = M_{\min}$. La seguridad se introduce limitando el momento bajo las sobrecargas, $M_q = \Delta M$, con respecto a la resistencia a la fatiga $\Delta M^F = M_r^F - M_g$. Se puede, por tanto, introducir la seguridad limitando las variaciones de tensiones $\Delta \sigma_p$, $\Delta \sigma_a$, $\Delta \sigma'_b$ bajo las sobrecargas, en relación con los respectivos límites de fatiga de los materiales constituyentes: $\Delta \sigma_p^F$, $\Delta \sigma_a^F$, $\Delta \sigma'_b$. Estos límites de fatiga varían con las tensiones mínimas que, para una pieza dada, vienen dadas por $M_g = M_{\min}$.

A continuación se estudiará sucesivamente:

- El principio para la determinación de la resistencia a la fatiga.
- El comportamiento en fatiga de los materiales constituyentes.
- La valoración de la seguridad a la fatiga.
- El comportamiento en servicio bajo cargas variables.

Determinación de la resistencia a la fatiga.

El esquema general de la figura 34 sirve de base para esta determinación. En este esquema, los momentos están referidos al momento de rotura estática M_r , mientras que las tensiones lo están a las resistencias características σ_k :

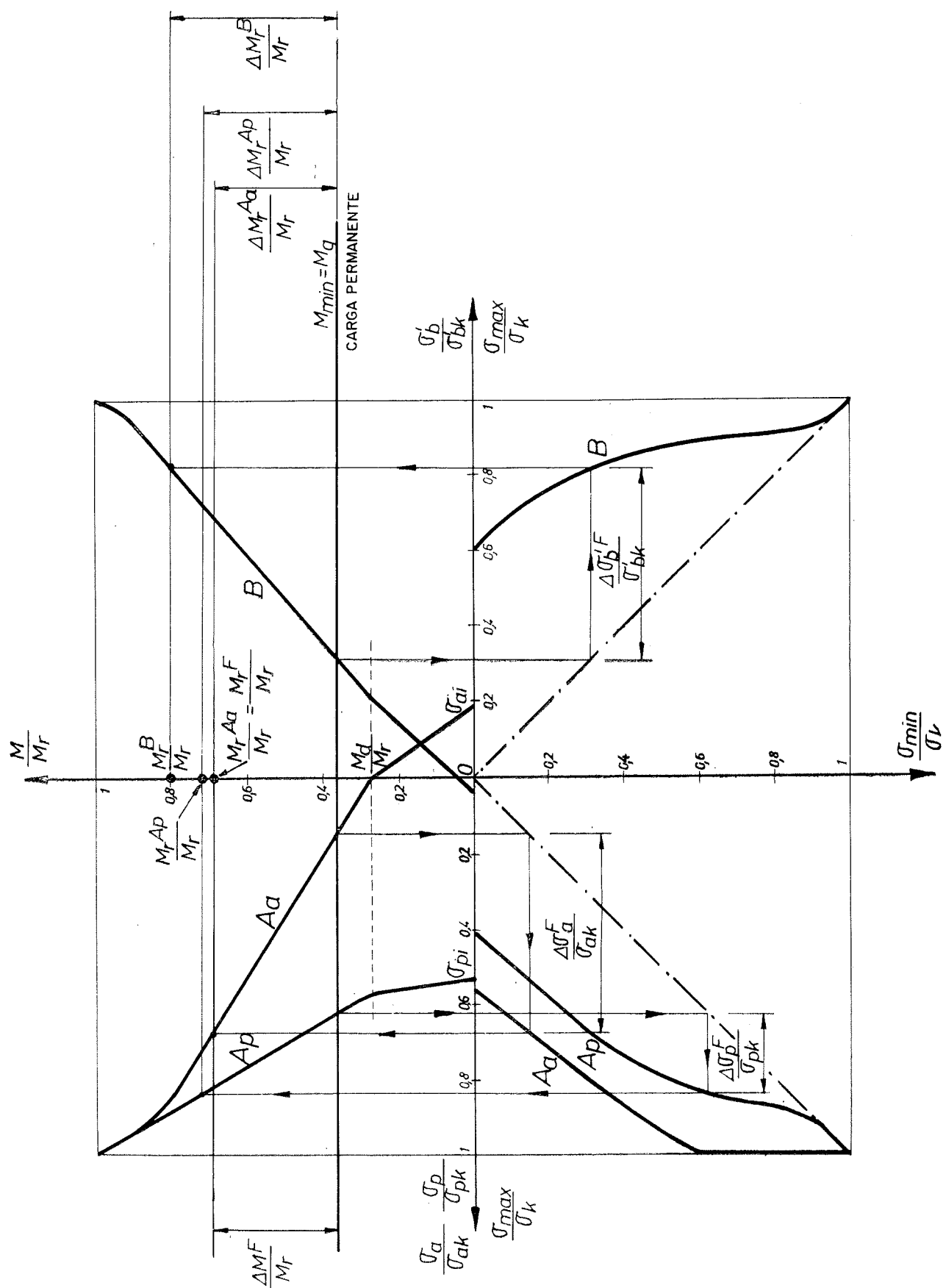


Figura 34.

- Las curvas de los primeros cuadrantes expresan la evolución, en función del momento, de las tensiones σ_p , σ_a y σ'_b de la pieza estudiada. El trazado de estas curvas depende, únicamente, de las características de la pieza.
- Las curvas de los otros dos cuadrantes expresan la evolución, en función de σ_{\min} , de los límites de fatiga $\Delta \sigma^F_p$, $\Delta \sigma^F_a$ y $\Delta \sigma'^F_b$ de los materiales constituyentes. El trazado de estas curvas sólo depende del comportamiento en fatiga de dichos materiales, en sus condiciones de utilización. Su análisis se realizará más adelante.
- La magnitud a nivel de las cargas permanentes ($M_{\min} = M_g$) viene representado por una recta horizontal en los dos primeros cuadrantes.

El esquema de la figura 34 permite determinar directamente los momentos de rotura $M^{A_p}_r$, $M^{A_a}_r$ y M^B_r , así como la resistencia a la fatiga de la pieza.

Así, por ejemplo, para la armadura de pretensado, la curva A_p del segundo cuadrante da, al nivel de la carga permanente, la tensión mínima $\sigma_{p \min}/\sigma_{pk}$, a la cual corresponde un límite de fatiga $\Delta \sigma^F_p/\sigma_{pk}$, dado por la curva A_p del tercer cuadrante, y un momento de rotura por fatiga $M^{A_p}_r/M_r$, dado por la curva A_p del segundo cuadrante.

De la misma manera se determinan $M^{A_a}_r$ y M^B_r . La secuencia de las operaciones que deben efectuarse aparece indicada mediante flechas en el esquema de la figura 34.

El momento de rotura por fatiga M^F_r corresponde al menor de los tres valores $M^{A_p}_r$, $M^{A_a}_r$ y M^B_r . De él se deduce la resistencia a la fatiga $\Delta M^F = M^F_r - M_g$, que limita el momento $M_g = \Delta M$ originado por las sobrecargas.

En el ejemplo considerado en la figura 34, se tiene: $M^{A_a}_r < M^{A_p}_r < M^B_r$. Por consiguiente: $M^F_r = M^{A_a}_r$. La rotura se producirá al partirse por fatiga las armaduras A_a . La resistencia a la fatiga viene dada por: $\Delta M^F = M^{A_a}_r - M_g$.

La resistencia y el tipo de rotura por fatiga dependen:

1.º De las curvas A_p , A_a y B de los dos primeros cuadrantes, en las cuales sólo intervienen las características de la pieza estudiada. Cualquier modificación de estas características modifica las tres curvas y puede, por tanto, cambiar la resistencia y el tipo de rotura. Partiendo, por ejemplo, de un caso en el que la resistencia y el tipo de rotura vengan condicionados por A_a o por B , se puede, aumentando suficientemente la tensión σ_{pi} de pretensado, obtener, sin variar en absoluto los demás datos del problema, un tipo de rotura que venga condicionado por A_p , con una reducción de la resistencia a la fatiga de la pieza. Se podría también, en cada caso particular, definir una tensión σ_{pi} de pretensado tal que la resistencia a la fatiga de las armaduras A_p y A_a se agotase simultáneamente, es decir, tal que se tuviese $M^{A_p}_r = M^{A_a}_r$.

2.º De las curvas A_p , A_a y B de los dos últimos cuadrantes, las cuales dependen únicamente de las características en fatiga de los materiales constituyentes. Si se cambian las características de uno de estos materiales, sin modificar los otros datos del problema, se cambia la curva de los límites de fatiga que le corresponden; lo que podría ocasionar una modificación de la resistencia y del tipo de rotura. Partiendo, por ejemplo, de un caso en el que la resistencia y el tipo de rotura vengan condicionados por el acero A_p , se puede, sustituyendo la armadura A_a por otra A^1_a cuyas características de fatiga sean peores, obtener un tipo de rotura condicionado por A^1_a , con una reducción de la resistencia a la fatiga de la pieza.

3.º De la magnitud de la carga permanente. En relación, por ejemplo, con el caso de una pieza cuyo comportamiento y las características de fatiga de los materiales correspondan a las seis curvas de la figura 34, se puede analizar la influencia de la magni-

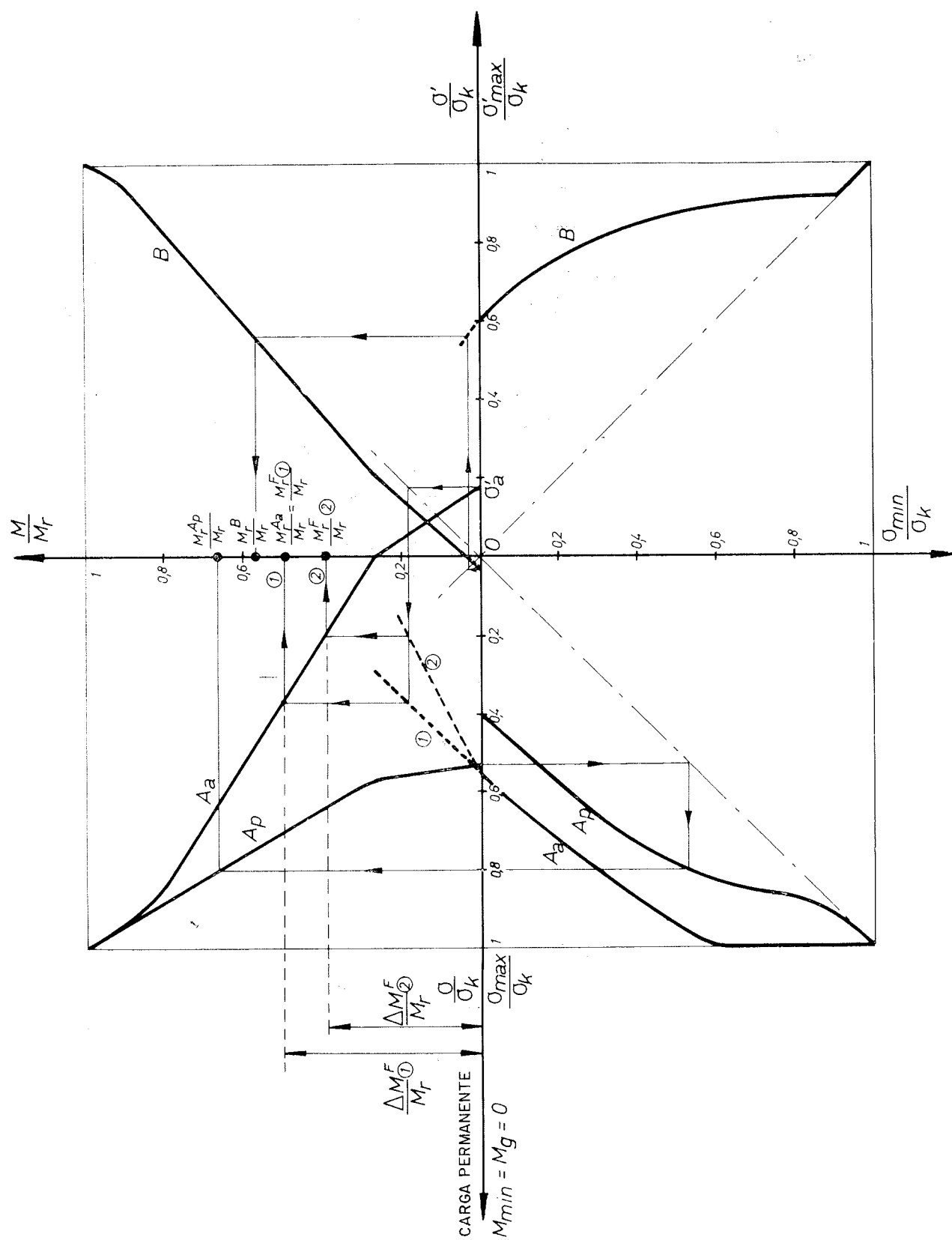


Figura 35.

tud $M_{\min} = M_g$ de la carga permanente. Para la magnitud representada en la figura 34, el tipo de rotura resulta condicionado por el acero A_a , el momento de rotura vale $M^F_r = M^{A_a}_r$ y la resistencia a la fatiga es igual a: $\Delta M^F = M^{A_a}_r - M_g$.

Si se aumenta el valor de la carga permanente, los momentos $M^{A_p}_r$, $M^{A_a}_r$ y M^{B_r} aumentan, mientras que la resistencia ΔM^F disminuye. Para un aumento dado de M_g , el aumento correspondiente de $M^{A_a}_r$ es superior al de M^{B_r} , que a su vez es mayor que el de $M^{A_p}_r$; de modo que por encima de un cierto valor de la carga permanente, el tipo de rotura deja de venir condicionado por el acero A_a para pasar a serlo por el acero A_p . Por encima de este valor, se tiene: $M^F_r = M^{A_p}_r$ y $\Delta M^F = M^{A_p}_r - M_g$.

Si la carga permanente disminuye, se comprueba que la disminución de $M^{A_a}_r$ es claramente más rápida que la de M^{B_r} ; mientras que $M^{A_p}_r$ disminuye poco. Si M_g es inferior al momento M_d de descompresión, la armadura A_a trabaja alternativamente en tracción y en compresión, siendo tanto más importantes las tensiones de compresión cuanto menor es M_g .

En el límite, para el caso teórico de una carga permanente nula, se obtiene el esquema de la figura 35. En la determinación de la resistencia a la fatiga interviene la prolongación en el segundo cuadrante de la curva de los límites de fatiga de A_a , la cual únicamente se puede determinar a partir de ensayos sobre probetas con recubrimiento de hormigón. En realidad, sólo se disponen de muy pocos datos a este respecto. Si se admite el trazado 1 de la figura 35, la resistencia a la fatiga es igual a ΔM^F_1 . Los fenómenos que se pueden producir como consecuencia del cambio de signo de las tensiones, son susceptibles de conducir a un nuevo trazado 2 más desfavorable que el 1. La resistencia a la fatiga puede así reducirse a ΔM^F_2 .

Comportamiento en fatiga de los materiales constituyentes.

El método que acaba de exponerse para la determinación de la resistencia a la fatiga, supone conocidas las curvas que dan los límites de fatiga de los materiales constituyentes, en sus condiciones de utilización. Estas condiciones de utilización son múltiples y hacen intervenir un número tal de parámetros que, en la práctica, resulta obligado simplificar mucho el problema para poder conseguir un trazado concreto de las curvas que dan dichos límites de fatiga. Antes de estudiar el efecto de los parámetros que influyen separadamente en cada uno de los materiales constituyentes, conviene analizar la influencia general del tipo de sollicitación, que afecta a todos ellos.

Influencia del tipo de sollicitación.

Las leyes que representan la evolución en el tiempo de las cargas aplicadas y de las tensiones por ellas originadas, corresponden a espectros cuya forma difiere notablemente según los tipos de estructura. Las figuras 36-a, y 36-b, reproducen, a título de ejemplo, la forma general de los espectros de tensiones en el caso de un puente y en el de un forjado sometido a la acción de máquinas rotativas, respectivamente.

Las curvas de los límites de fatiga deberían, en realidad, determinarse para cada tipo de espectro correspondiente a las condiciones particulares de utilización. En la actualidad es posible, gracias a las máquinas electrónicas, estudiar en el laboratorio el comportamiento a la fatiga de los materiales, sometidos a diferentes espectros de sollicitaciones determinados experimentalmente. Sin embargo, el estado actual de desarrollo de estos estudios, que son muy largos, es tal que lo más normal es tener que contentarse con los resultados obtenidos bajo cargas sinusoidales, correspondientes al espectro de la figura 36-c. Como consecuencia, se coloca uno del lado de la seguridad adoptando, en los ciclos re-

gulares, las tensiones extremas de los espectros reales, y refiriéndose a los límites de fatiga correspondientes a un número de ciclos que excede de la duración normal de la vida de las estructuras. Los límites de fatiga así obtenidos son muy duros y podrán irse ampliando progresivamente a medida que se vaya avanzando en los estudios bajo sollicitaciones reales.

En el caso de estructuras sometidas a ciclos regulares de carga y muy numerosos, se suelen tomar como base los límites de endurancia de los materiales; en tanto que para las estructuras corrientes se adoptan, generalmente, los límites de fatiga correspondientes a dos millones de ciclos.

Los ensayos bajo cargas sinusoidales se efectúan, en general, dentro de una gama de frecuencias que varía entre 2 y 100 Hz; la RILEM recomienda limitar esta gama a frecuencias comprendidas entre 4 y 10 Hz.

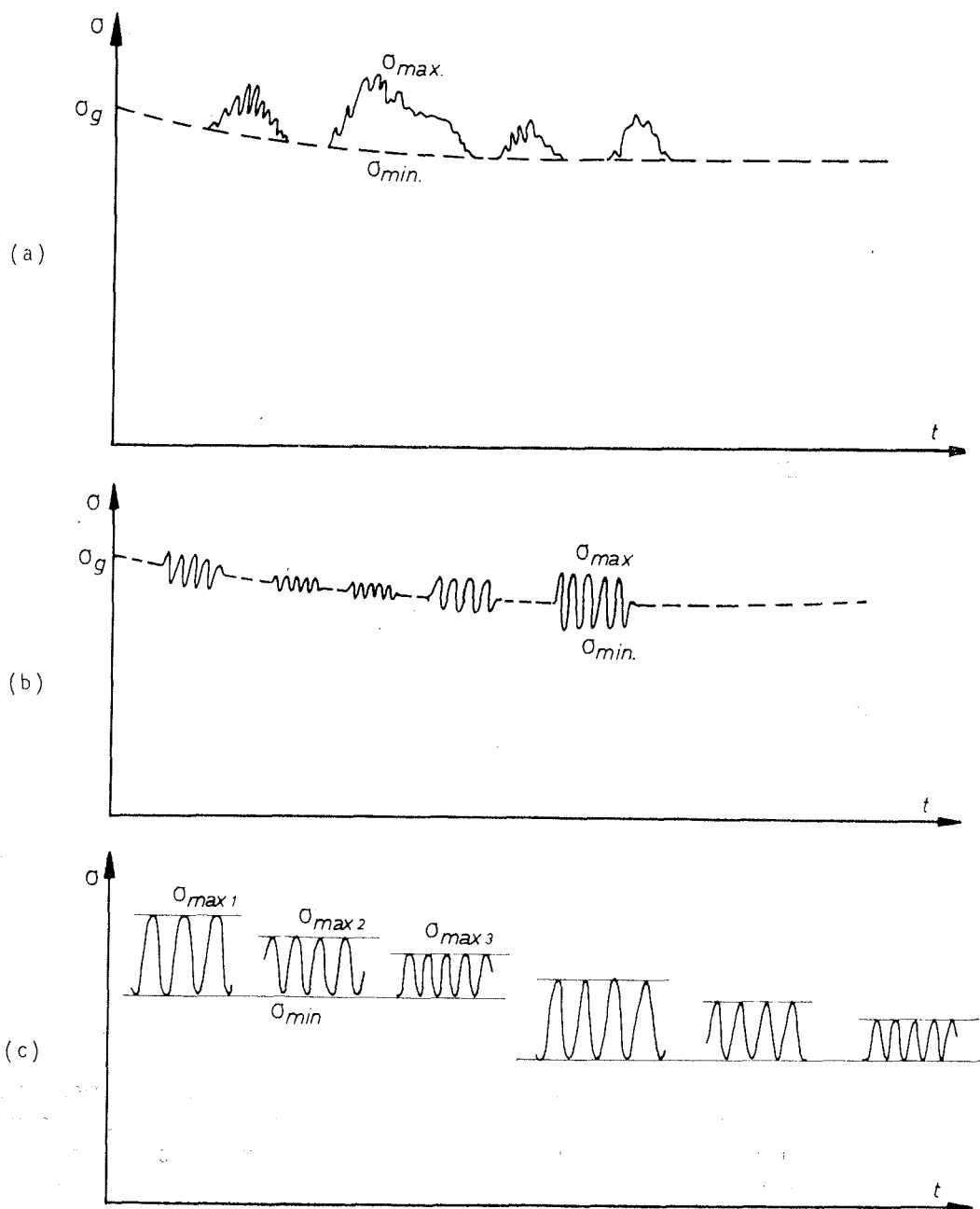


Figura 36.

Sin entrar en los detalles de una comparación entre el efecto de las solicitaciones de ensayo y las solicitaciones reales, se puede, no obstante, examinar brevemente la influencia de algunos parámetros, tales como la frecuencia, las interrupciones en las puestas en carga y la distribución de los valores de las solicitaciones.

Por lo que respecta a la *frecuencia*, diversos estudios experimentales demuestran que la frecuencia n no tiene una influencia significativa en los límites de fatiga, siempre que permanezca por debajo de los 100 Hz, aproximadamente. Para frecuencias más elevadas, los límites de fatiga aumentan, así como también, por otra parte, las dispersiones. En la figura 37 se representa, a título de ejemplo, la evolución de los límites de fatiga de un acero dulce y de un acero duro.

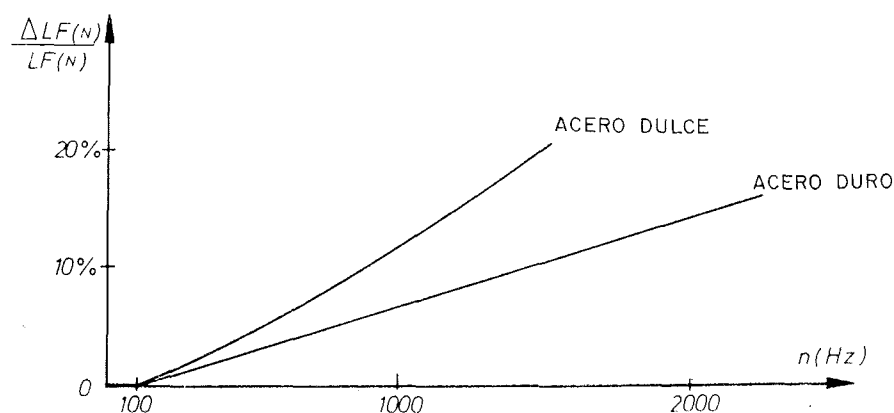


Figura 37.

Si los ensayos se efectúan dentro de la gama comprendida entre los 4 y 10 Hz, propagada por la RILEM, los resultados obtenidos concuerdan, desde el punto de vista de la frecuencia, con las condiciones habituales de las estructuras pretensadas, para las cuales n se mantiene por debajo de los 10 Hz. En los casos especiales en los que n es superior a 10 Hz, los ensayos demuestran que existe un exceso de seguridad.

En la mayoría de las estructuras se producen *interrupciones en las puestas en carga* que no se presentan habitualmente en los ensayos corrientes. Estas interrupciones producen un efecto favorable en la resistencia a la fatiga. Las comparaciones efectuadas a la temperatura ambiente utilizando un acero solicitado sin interrupción y con interrupción de veinticuatro horas cada 10^4 ciclos, demuestran que los valores medios de los límites de fatiga son prácticamente los mismos en ambos casos, pero que las dispersiones disminuyen sensiblemente cuando se producen interrupciones.

Si los ensayos se efectúan a temperaturas superiores a los 20° C, las interrupciones aumentan los límites de fatiga. Los resultados de los ensayos efectuados sin interrupción dan, a este respecto, valores que al quedar del lado de la seguridad, pueden aplicarse con fiabilidad en el cálculo de las estructuras.

Por lo que respecta a los *valores de las solicitaciones*, los límites de fatiga $LF_{(N)}$ correspondientes a un número N de puestas en carga y los límites de endurance $L.E.$, se determinan en los ensayos clásicos a partir de ciclos regulares que, para una tensión σ_{\min} dada, alcanzan siempre la tensión σ_{\max}^F , igual a $LF_{(N)}$ o a $L.E.$ Por el contrario, las solicitaciones reales son, en general, tales que solamente en un pequeño número de puestas en carga la tensión se aproxima, iguala o sobrepasa a σ_{\max}^F ; mientras que la mayoría de las tensiones alcanzadas resultan sensiblemente inferiores a σ_{\max}^F . Las puestas en carga para las cuales las tensiones permanecen inferiores al límite de endurance, aumentan este límite en una proporción que puede llegar al 20 por 100. Producen, por consi-

guiente, un efecto favorable sobre los límite de fatiga y la duración de la vida de las estructuras.

Por el contrario, las puestas en carga para las cuales las tensiones sobrepasan el límite de endurancia, pueden ocasionar una disminución de dicho límite en un 20 ó 25 por 100 como máximo. Salvo en el caso de sobrecargas accidentales muy excepcionales, las tensiones se mantienen inferiores a $\sigma_{\text{máx}}^F = LF_{(N)}$, de modo que el efecto favorable sobre $LF_{(N)}$ de las puestas en carga con tensiones pequeñas, puede reducirse, pero nunca anularse, en la práctica.

Los ensayos clásicos conducen, por consiguiente, a valores de los límites de fatiga, $LF_{(N)}$ o $\Delta \sigma^F$ que quedan del lado de la seguridad. El mayor inconveniente de estos valores reside en el hecho de que no permiten apreciar la seguridad realmente existente, la cual, por esta causa, puede resultar en ciertos casos excesiva.

Los únicos límites de fatiga válidos desde este punto de vista son los que corresponden a los aspectos reales de carga, pero los datos que sobre el particular existen actualmente son todavía francamente insuficientes.

Como solución intermedia, se pueden determinar los límites de fatiga a partir de una serie de valores de las tensiones que se obtienen del análisis de los espectros reales. Descomponiendo, por ejemplo, un espectro en k valores: $\sigma_1 = LF_{(N)}$, $\sigma_2 \dots, \sigma_i \dots, \sigma_k$, el efecto de los daños acumulados se expresa, bajo su forma más sencilla, por la hipótesis de Miner que se sitúa ampliamente del lado de la seguridad:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = 1$$

En esta expresión, n_i representa el número de puestas en carga en las que se alcanza σ_i , durante la vida de la estructura, y N_i el número de ciclos hasta σ_i , antes de la rotura (fig. 38).

El ensayo clásico consiste realmente en adoptar un solo valor $\sigma_1 = LF_{(N)}$, para el cual la duración de la vida de la estructura corresponde a $N_i = N$. La adopción de varios valores conduce a duraciones de viga mayores, correspondientes a:

$$\sum_{i=1}^k N_i$$

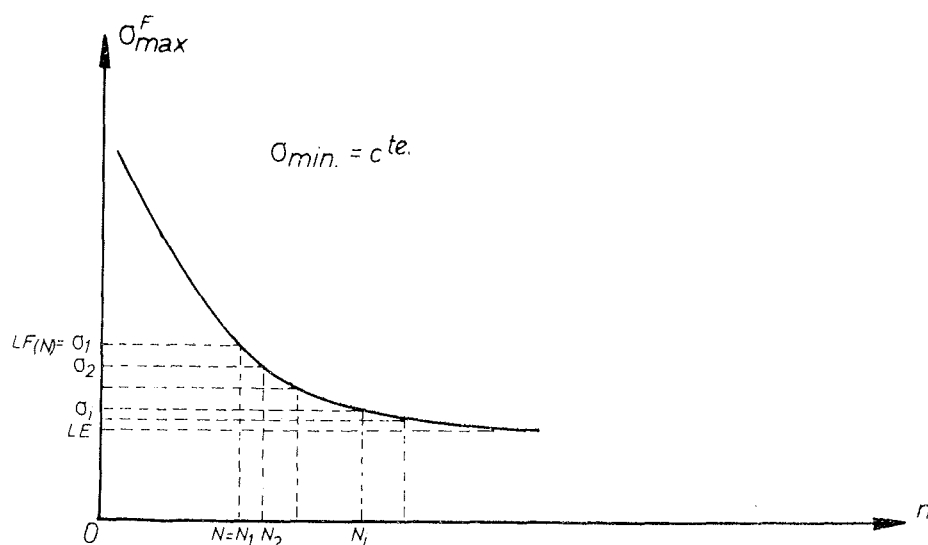


Figura 38.

o, para una duración de vida correspondiente a N , a límites de fatiga mayores que $LF_{(N)}$. Cuanto mayor sea el número de valores adoptados, lo que permite adaptarse mejor al espectro real, más se aproximan los límites de fatiga deducidos a los límites reales.

Examinemos ahora el efecto de los parámetros que afectan separadamente a las armaduras A_p , a las armaduras A_a y al hormigón.

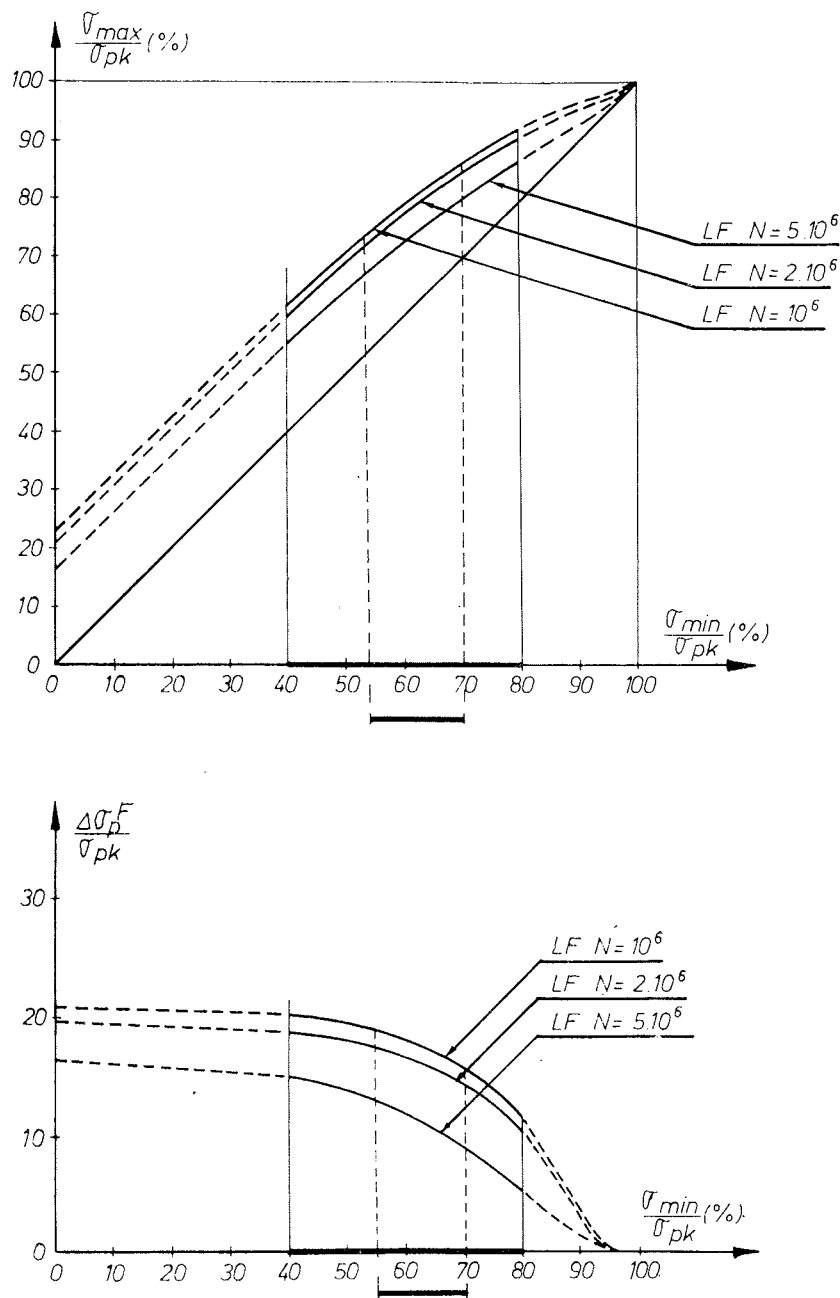


Figura 39.

Armaduras de pretensado A_p .

En general, los límites de fatiga $\Delta\sigma_p^F$ de las armaduras de pretensado se fijan con relación a su resistencia estática σ_{pr} o a los valores característicos σ_{pk} de esta resistencia. Los límites de fatiga dependen, para una armadura dada, de la tensión mínima σ_{min} y del número N de puestas en carga antes de la rotura.

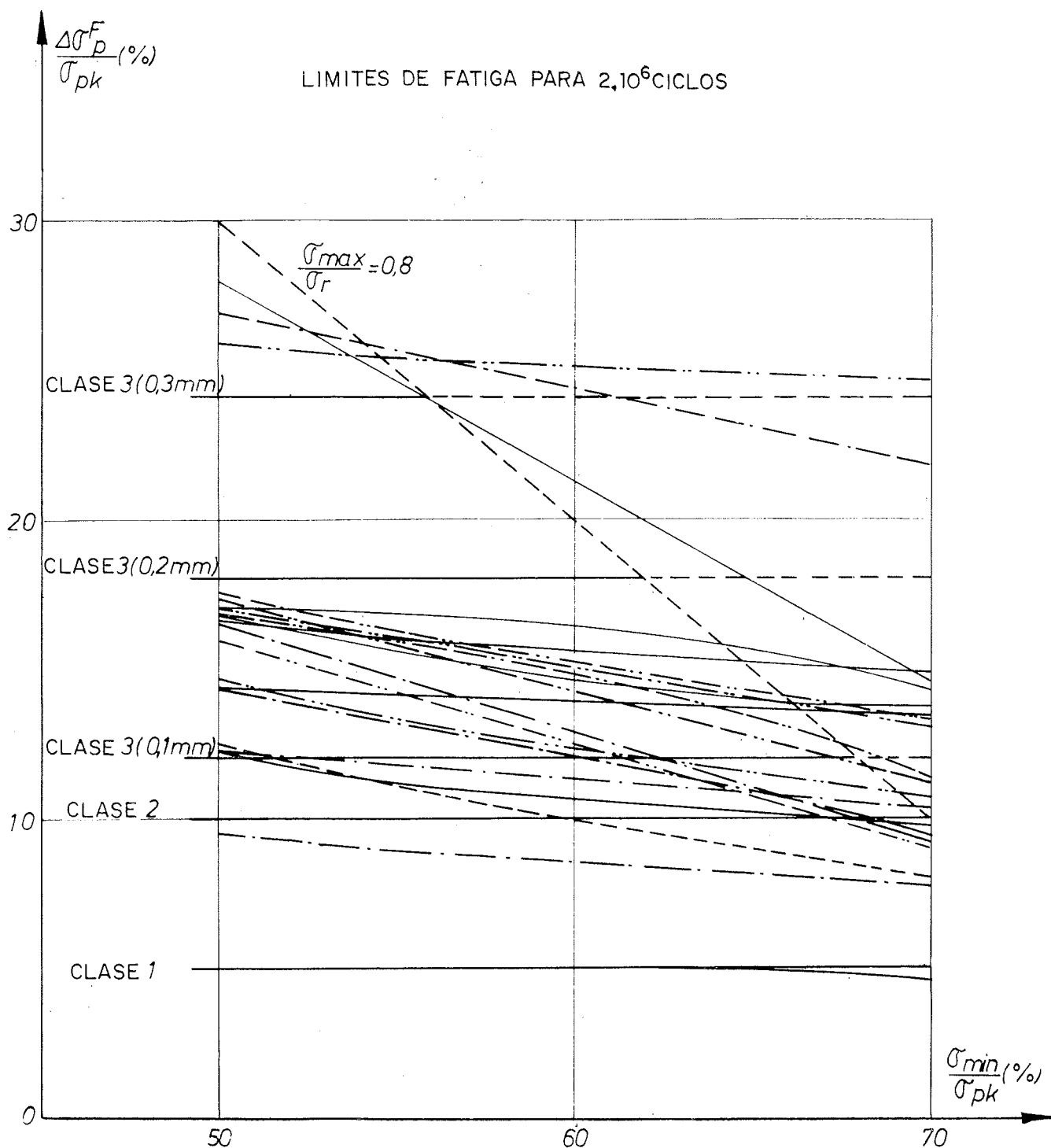


Figura 40.

Las curvas de la figura 39 representan cómo evolucionan los límites de fatiga de A_p . La zona que interesa para las estructuras pretensadas en clase III corresponde a valores de σ_{min} comprendidos entre el 40 y el 80 por 100 de σ_{pk} . Estas curvas pueden servir de base para el estudio de la influencia de los diferentes parámetros relativos a las condiciones de utilización, así como para el cálculo de la resistencia a la fatiga de las estructuras.

Los proyectos de recomendaciones internacionales prevén actualmente, en los ensayos de homologación, la determinación de tres límites de fatiga, para cada tipo de armaduras. Estos tres límites, que corresponden a $N = 2 \cdot 10^6$, se determinan a partir de ensayos bajo cargas sinusoidales, efectuados sobre las armaduras en el estado de suministro, para valores de σ_{\min} iguales, respectivamente, a 0,6, 0,7 y 0,8 σ_{pk} .

En la figura 40 se reproducen, a título de ejemplo, las curvas de la evolución de los límites de fatiga de una serie de tipos de armaduras de pretensado. Se comprueba que estos límites difieren sensiblemente de un tipo a otro. Para algunas armaduras, $\Delta \sigma_p^F$ alcanza el 25 por 100 de σ_{pk} . Sin embargo, la mayoría de las armaduras estudiadas presentan límites de fatiga comprendidos entre el 10 y el 20 por 100 de σ_{pk} . Si se comparan estos límites con las variaciones máximas de tensiones $\Delta \sigma_p$ que pueden presentarse en las clases I, II y III, se comprueba que ciertas armaduras satisfacen las condiciones más exigentes de la clase III, mientras que otras apenas sirven para la clase I. La elección de los tipos de armadura A_p que deben utilizarse según la clase de comprobación, depende, por consiguiente, de un modo directo, de sus características de fatiga.

Los principales factores que influyen en la resistencia a la fatiga de las armaduras A_p pueden clasificarse en dos grupos:

- El primer grupo se tiene en cuenta en los resultados de los ensayos de fatiga y caracteriza a los tipos de armaduras. Comprende la composición y el proceso de fabricación, la forma, el estado de la superficie, los defectos, etc.
- El segundo grupo hace intervenir las condiciones de utilización. Comprende el preestirado, el envejecimiento, el ambiente, el recubrimiento, los efectos locales, etc.

Factores que caracterizan el tipo de armadura.

De un modo general se comprueba que:

- Los aceros de estructura fina, de orientación longitudinal y con débiles tensiones internas, resisten mejor a la fatiga que los otros. Por ello, los aceros poco aleados y trefilados presentan una resistencia a la fatiga, que es, en general, superior a la de los aceros laminados. Esta resistencia puede aumentarse, entre otros procedimientos, mediante un adecuado tratamiento térmico.
- La resistencia a la fatiga de los elementos simples (alambres) es siempre superior, para un tipo de acero dado, a la de los elementos compuestos (torzaes, cables, etc.), en los cuales se producen efectos desfavorables de rozamiento o de torsión.
- La presencia de corrugaciones o de ondulaciones disminuye la resistencia a la fatiga, a causa del efecto de concentración de tensiones que las mismas producen. Una juiciosa elección de la forma de las corrugaciones o de las ondulaciones puede, sin embargo, limitar de un modo importante dicha disminución de resistencia.
- Las dispersiones en los valores de los límites de fatiga son muy sensibles a los efectos de estructuras y de superficie. Por otra parte, se pueden utilizar los ensayos de fatiga para detectar los daños eventuales originados por defectos superficiales o fisuras internas y definir así un criterio de calidad a partir de dichos ensayos.

Todos estos diferentes factores intervienen simultáneamente, sumándose o neutralizándose, de forma que nos es posible establecer *a priori* una clasificación de las armaduras desde el punto de vista de la fatiga. En efecto, existen cables y armaduras con fuertes corrugaciones que presentan límites de fatiga superiores a los de ciertos alambres trefilados y lisos.

Factores que hacen intervenir las condiciones de utilización.

El *preestirado y el envejecimiento natural* tienden, en general, a uniformar la estructura del acero y a disminuir sus tensiones internas. Análogos resultados pueden también obtenerse mediante un aumento de temperatura, a condición de que no se sobrepase la temperatura de transición. El uniformar la estructura y disminuir las tensiones internas ejerce una influencia favorable sobre los límites de fatiga, de tal forma que, después de un período de utilización, los límites de fatiga de las armaduras son más elevados que al principio. Estos aumentos experimentados con el tiempo, pueden llegar, como máximo, al 10 por 100. Por el contrario, a lo largo del tiempo, los defectos superficiales o de la estructura interna aumentan de tal forma, que las dispersiones de los límites de fatiga se incrementan reduciendo así el efecto favorable del envejecimiento, por lo que resulta prudente no tomar en consideración dicho efecto.

En *ambientes* corrosivos, las sollicitaciones de fatiga aceleran los efectos de la corrosión, que a su vez dan lugar a una disminución de la resistencia a la fatiga, tanto mayor cuanto más sensible a la corrosión y a la fatiga es la estructura del acero. La disminución de la resistencia a la fatiga, en una atmósfera ácida por ejemplo, puede variar entre el 35 y el 85 por 100, según que la estructura del acero sea perlítica, ferrítica o martensítica.

De todo ello se deduce que, en las estructuras pretensadas deben evitarse los efectos simultáneos de la corrosión y la fatiga.

Conviene hacer notar que las temperaturas ambientes muy frías o muy cálidas pueden igualmente ejercer una influencia importante desfavorable. Los ensayos demuestran que, en efecto, para temperaturas inferiores a -40°C o superiores a 100°C , los límites de fatiga decrecen rápidamente.

El *recubrimiento* de las armaduras puede ejercer influencias diversas sobre la resistencia a la fatiga de las mismas.

Como influencias favorables se pueden señalar:

- El relleno de las corrugaciones de las armaduras, con disminución del efecto de entalla.
- La eliminación de los efectos del rozamiento de los distintos elementos de la armadura entre sí y del de las armaduras sobre sus apoyos.
- La pequeña probabilidad de que coincidan las secciones fisuradas, en las cuales las tensiones en las armaduras son mayores, con las secciones de menor resistencia a la fatiga de las armaduras.

Estos tres efectos favorables son de difícil valoración, pero aumentan de un modo efectivo la seguridad.

Como influencias desfavorables se pueden citar:

- El gradiente de tensiones en las armaduras en las proximidades de las fisuras, gradiente tanto más importante cuanto mayor es la adherencia.
- El rozamiento de las armaduras con el recubrimiento, que depende igualmente de la adherencia.

El gradiente de tensiones es nulo si los cables son libres. Esto se tiene en cuenta en el caso de armaduras adherentes, tomando como base las tensiones calculadas en las secciones fisuradas.

El efecto del rozamiento de las armaduras con el recubrimiento de hormigón ha sido

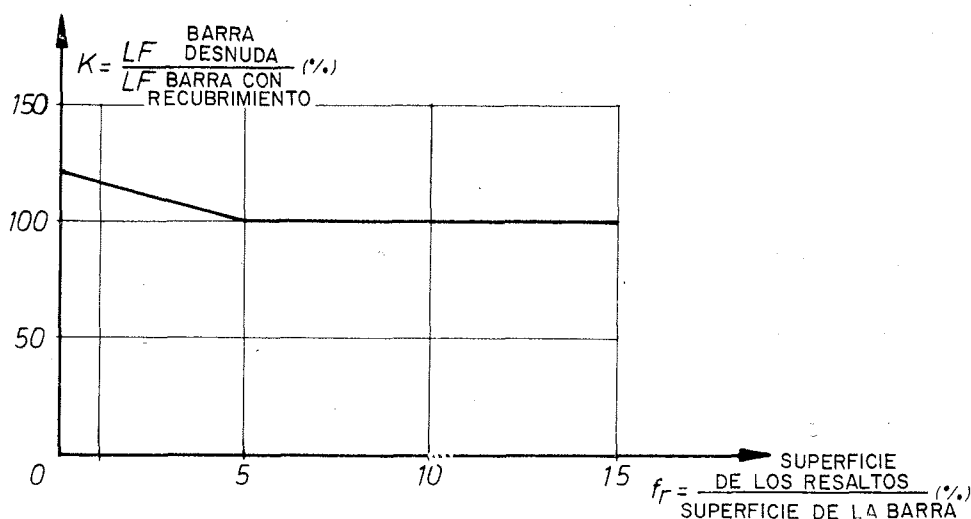


Figura 41.

estudiado experimentalmente por M. Stolte. El diagrama de la figura 41 demuestra que, para superficies de resaltos superiores al 5 por 100 de la superficie de la armadura, los límites de fatiga en las armaduras con y sin recubrimiento son iguales. Para armaduras lisas, la reducción de los límites de fatiga originada por el recubrimiento de hormigón puede alcanzar el 20 por 100. En el caso en que el recubrimiento esté constituido por una lechada de inyección, esta reducción es prácticamente nula.

Los efectos locales de los anclajes y de las soldaduras, por ejemplo, pueden ocasionar reducción en los límites de fatiga de las armaduras. Determinados anclajes ideados teniendo en cuenta las sollicitaciones de fatiga, no ocasionan ninguna reducción, en tanto que otros presentan una resistencia a la fatiga prácticamente nula.

Las Recomendaciones prevén que se determinen los límites de fatiga de cada tipo de anclaje, al menos para un valor de σ_{\min} .

Las uniones por soldadura, adecuadas para ciertos tipos de armaduras, dan lugar a reducciones de los límites de fatiga, variables según el tipo de los aceros, de la soldadura y de las sollicitaciones. Las normas soviética prevén reducciones que varían entre 0 y 50 por 100. Algunos ensayos demuestran que, en el caso de soldaduras por puntos y a tope, las reducciones pueden ser aún más elevadas.

Armaduras ordinarias del hormigón armado A_a .

En general, los límites de fatiga de las armaduras del hormigón armado, se fijan con respecto a su límite elástico σ_e o a los valores característicos σ_{ak} de dicho límite elástico. En la realidad, los límites de fatiga de las armaduras A_a están mucho más próximos a σ_{ak} que los límites de fatiga de las armaduras A_p lo están de σ_{pk} .

No suele disponerse de datos suficientes para poder trazar el diagrama de la evolución completa de los límites de fatiga de las armaduras de alta adherencia. Las curvas de la figura 42 representan la forma de las leyes de evolución de los límites de fatiga de algunos tipos de armaduras. La zona que interesa desde el punto de vista de las estructuras pretensadas en la clase III, corresponde a valores de σ_{\min} comprendidos entre -20 y $+40$ por 100 de σ_{ak} . Los valores normales de σ_{\min} están comprendidos entre 0 y 25 por 100 de σ_{ak} . Dichas curvas pueden servir de base para el estudio de la influencia de los diferentes parámetros relativos a las condiciones de utilización, así como para el cálculo de la resistencia a la fatiga de las estructuras.

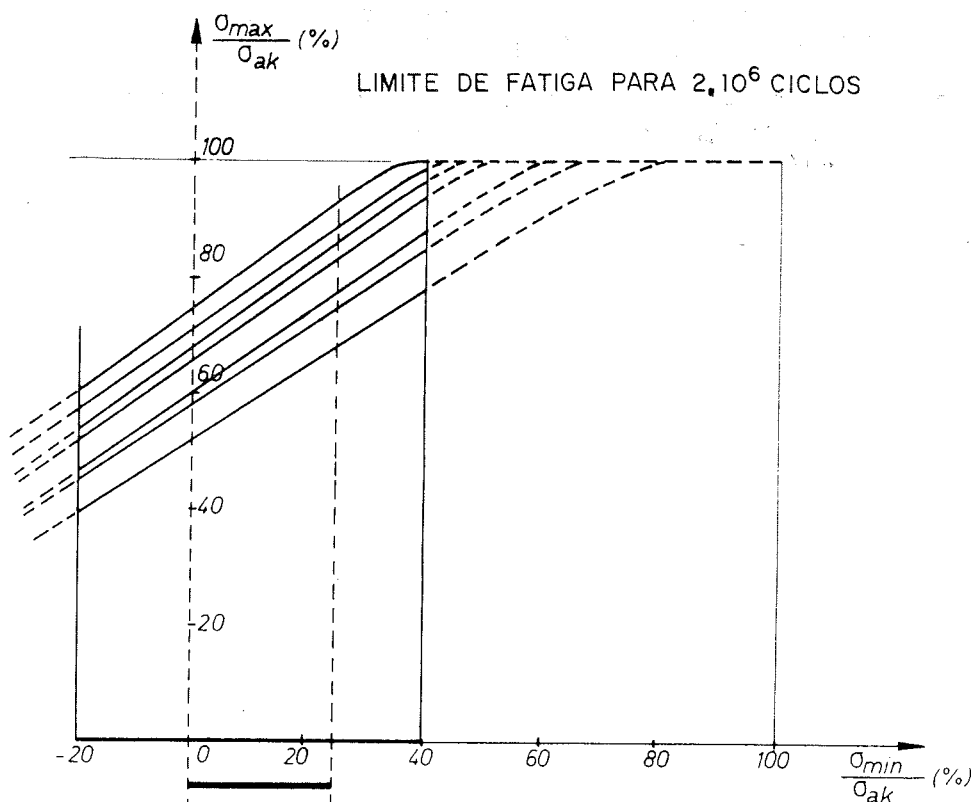


Figura 42.

En hormigón armado es raro que la resistencia a la fatiga de las piezas venga limitada por la armadura; por ello, las Recomendaciones prevén únicamente una comprobación en la propia pieza, destinada a eliminar las armaduras frágiles.

Los factores que influyen en la resistencia a la fatiga de las armaduras A_a son análogos a los citados para las armaduras A_p . Es preciso, además, llamar la atención respecto a:

- Las soldaduras de montaje destinadas, por ejemplo, a la unión de los estribos con las barras principales, soldaduras que pueden reducir mucho los límites de fatiga.
- Los doblados de armaduras que crean zonas peligrosas, por ejemplo, en las secciones de levantamientos de barras. Los ensayos demuestran que, para un acero nervado, las reducciones del límite de fatiga son del orden del 7, 22 y 55 por 100, respectivamente, para radios de curvatura de 15, 10 y 5 ϕ .

Hormigón.

En general, los límites de fatiga de los hormigones trabajando en compresión, se fijan en relación con su resistencia estática σ'_{br} o los valores característicos σ'_{bk} de dicha resistencia.

La evolución de los límites de fatiga en función de $\sigma'_{mín}$, puede deducirse del diagrama clásico de Ros, cuya validez ha sido demostrada mediante numerosos ensayos efectuados, tanto sobre probetas como sobre vigas. La figura 43 representa dicha evolución en el caso de hormigones normales. Sin embargo, existen diversos factores que pueden

ejercer una influencia no despreciable. Así, por ejemplo, en el caso de hormigones muy porosos o con defectos de compactación, los límites de fatiga disminuyen.

La zona interesante desde el punto de vista de las estructuras pretensadas en clase III corresponde a valores de σ'_{min} comprendidos entre 0 y 40 por 100 de σ'_{bk} . Los valores normales de σ'_{min} están comprendidos entre el 10 y el 25 por 100 de σ'_{bk} .

Para los hormigones ligeros habría que establecer unas curvas análogas a las de la figura 43.

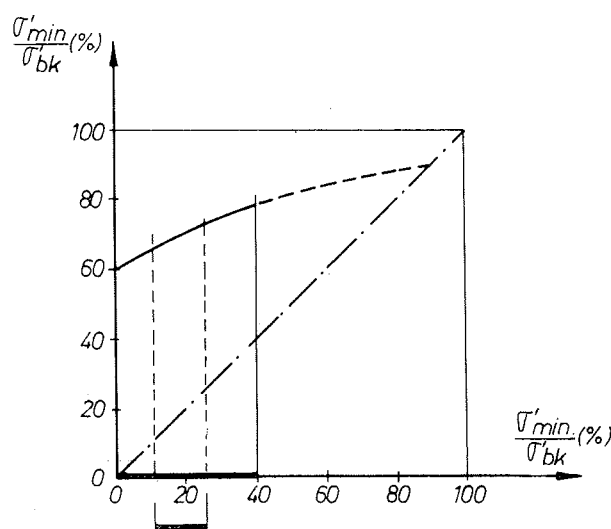


Figura 43.

Los límites de fatiga correspondientes a los hormigones trabajando en tracción ofrecen poco interés, ya que son demasiado aleatorios para que puedan ser tenidos en cuenta en los cálculos. A título indicativo, puede decirse que, mediante ensayos realizados sobre vigas, se han encontrado límites de fatiga del orden del 70 al 90 por 100 de σ_{bk} , en las zonas sometidas a tracción por flexión, y del orden del 40 al 60 por 100 de σ_{bk} , para la tensión principal en el alma.

Valoración de la seguridad a la fatiga.

Es posible prevenirse contra la fatiga, de diversas maneras:

- Bien prohibiendo el empleo de la clase III e incluso de la clase II, cuando las sollicitaciones sean tales que resulten capaces de producir el fenómeno de fatiga.
- Bien imponiendo la condición de no sobrepasar el estado de descompresión bajo las cargas permanentes y las sobrecargas normales y reservando el comportamiento en clase III para cuando la estructura actúe bajo la acción de sobrecargas de carácter suficientemente excepcional para que no entrañen peligro alguno de que puedan producirse fenómenos de fatiga.
- Bien admitiendo el empleo de la clase III bajo la totalidad de las sobrecargas, con un margen de seguridad suficiente frente al estado límite de rotura por fatiga.

Esta última actitud es la más lógica, si bien la valoración de la seguridad de las estructuras en clase III sea más compleja en fatiga que bajo sollicitaciones estáticas. Los estudios experimentales demuestran, en efecto, que la seguridad puede ser ampliamente ga-

rantizada, con tal de que se elijan juiciosamente los materiales constituyentes y se tengan en cuenta los parámetros más importantes. Los ensayos demuestran, igualmente, que se puede obtener una satisfactoria estabilización del comportamiento, incluso para condiciones de servicio muy exigentes.

La determinación del estado límite de rotura por fatiga puede hacerse tomando como base el esquema general de la figura 34; pero es preciso entonces determinar previamente el trazado completo de las curvas de evolución de las tensiones en función del momento, teniendo en cuenta las pérdidas y los efectos a lo largo del tiempo de las sobrecargas dinámicas. Resulta en general más sencillo valorar las variaciones de las tensiones en servicio $\Delta \sigma$, en los materiales constituyentes, y limitarlas teniendo en cuenta las características de fatiga de dichos materiales. Se puede, en efecto, admitir con una buena aproximación que las mayores variaciones de las tensiones $\Delta \sigma$, bajo las sobrecargas, permanecen constantes a lo largo del tiempo, mientras que las tensiones máximas y mínimas evolucionan bajo el efecto de las pérdidas y de las sobrecargas dinámicas. En la práctica, los cálculos pueden basarse en el esquema de la figura 44, según el cual las varia-

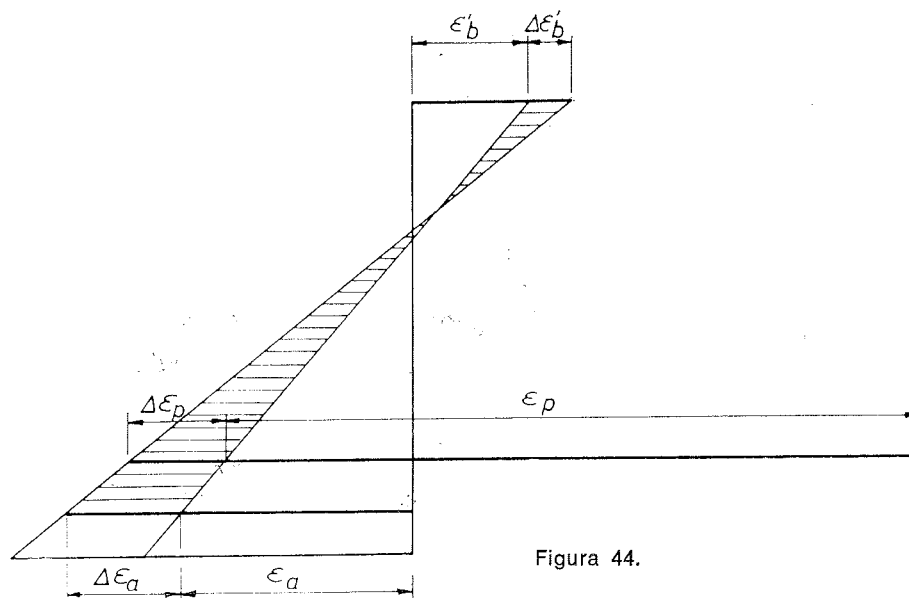


Figura 44.

ciones de las deformaciones bajo las sobrecargas $\Delta \epsilon_p$, $\Delta \epsilon_a$ y $\Delta \epsilon'_b$ permanecen constantes, mientras que las deformaciones bajo las cargas permanentes ϵ_p , ϵ_a y ϵ'_b , evolucionan a lo largo del tiempo.

Las variaciones máximas de las deformaciones $\Delta \epsilon$ de las tensiones $\Delta \sigma$, bajo las sobrecargas, se obtienen multiplicando los valores estáticos por los coeficientes dinámicos apropiados, o mejor, calculando directamente los valores dinámicos.

La figura 45 representa la forma de la evolución, en función del tiempo, de las tensiones bajo las cargas permanentes y bajo las sobrecargas.

Las variaciones máximas de las tensiones dinámicas $\Delta \sigma$ bajo las sobrecargas, deben compararse con los límites de fatiga $\Delta \sigma^F$ de los materiales constituyentes, determinados en las condiciones más exigentes:

$$\Delta \sigma \leq \Delta \sigma^{F*}$$

$$\Delta \sigma^{F*} = \frac{\Delta \sigma_k^F}{\gamma_d}$$

$$\Delta \sigma_k^F = \Delta \sigma_m^F (1 - t \delta_{\Delta} \sigma_F)$$

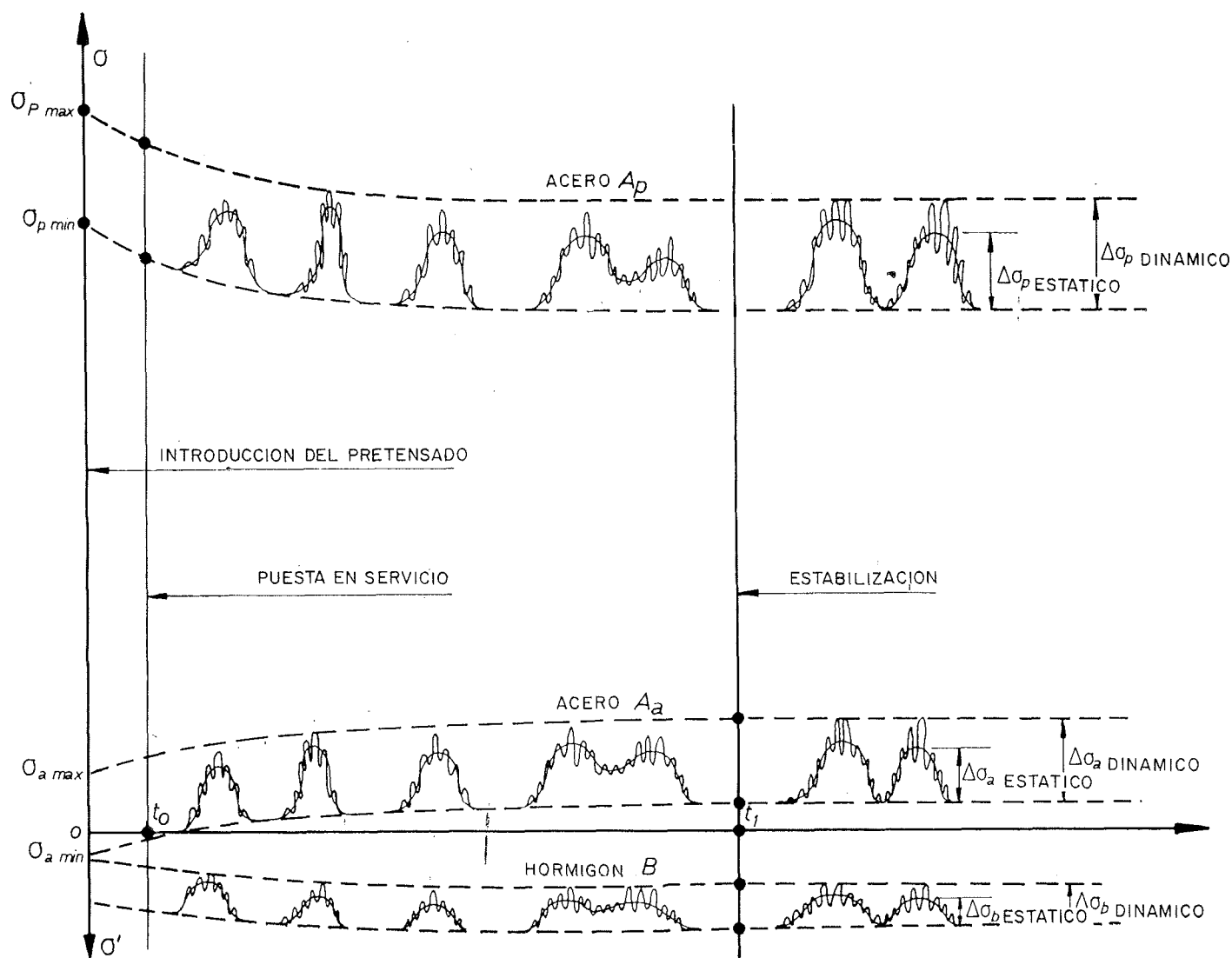
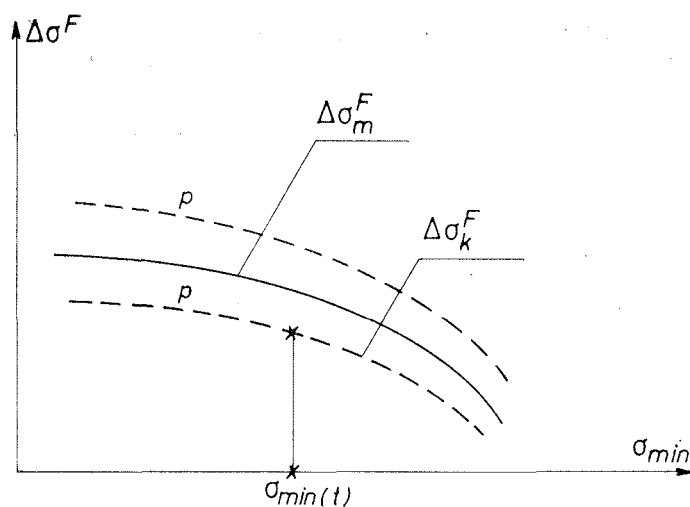


Figura 45.

- El coeficiente γ_a debe tener en cuenta las diferencias entre las condiciones de ensayo y las reales de utilización de los materiales.
- Los valores característicos $\Delta \sigma^F_k$ hacen intervenir las dispersiones de los resultados de los ensayos de fatiga y la probabilidad p admitida (fig. 46). Se puede igualmente tener en cuenta el número "n" de ensayos, basándose en el coeficiente $t_{n,p}$ de Student. Se tiene entonces:

$$\Delta \sigma^F_k = \Delta \sigma^F_m \left(1 - t_{n,p} \frac{\delta_{\Delta} \sigma_F}{\sqrt{n}} \right)$$

- Los límites de fatiga deben, por razones de seguridad, corresponder a los mayores valores de $\sigma_{\min}(t)$ que puedan presentarse durante la vida de servicio de las estructuras (fig. 46). Según el esquema de la figura 45, en el caso del acero A_p , $\sigma_{\min}(t)$ debe determinarse para el momento t_0 de la puesta en servicio, mientras que en el caso del acero A_a y del hormigón, $\sigma_{\min}(t)$ debe determinarse para el momento t_1 , es decir, después de la estabilización.



$$\Delta \sigma \leq \Delta \sigma^F$$

$$\Delta \sigma^F = \frac{\Delta \sigma_k^F}{\gamma_d}$$

$$\Delta \sigma_k^F = \Delta \sigma_m^F (1 - t \delta_{\Delta \sigma^F})$$

$$\sigma_{min}(t)$$

$$A_p : t = t_0 \text{ PUESTA EN SERVICIO}$$

$$\left. \begin{matrix} A_a \\ B \end{matrix} \right\} : t = t_1 = \text{DESPUES DE LA ESTABILIZACION}$$

$$\delta_{\Delta \sigma^F} = 20 \% \text{ à } 40 \%$$

$$p = 5 \%$$

$$\Delta \sigma_k^F \approx 0,5 \Delta \sigma_m^F$$

$$A_a \text{ et } A_p : \gamma_d = 1 \text{ à } 1,25$$

$$B : \gamma_d = 1,4 \text{ à } 1,5$$

Figura 46.

Aceros A_p y A_a .

El coeficiente γ_d puede tomar valores comprendidos entre 1 y 1,25, según las condiciones de utilización de la estructura. En las proximidades de los anclajes, los límites de fatiga de las armaduras A_p deben sustituirse por los límites de fatiga determinados mediante ensayos sobre dichos anclajes.

Las dispersiones relativas $\delta_{\Delta \sigma^F}$ varían, en la práctica, entre el 20 y el 40 por 100. Su orden normal de magnitud es del 30 por 100. Admitiendo una probabilidad p del 5 por 100, se tiene:

$$\Delta \sigma_k^F \approx 0,5 \Delta \sigma_m^F$$

Hormigones.

Los valores de γ_d pueden tomarse iguales a los admitidos para las sollicitaciones estáticas, o sea, de 1,4 a 1,5. El orden de magnitud de las dispersiones relativas $\delta_{\Delta \sigma^F}$ es del 30 por 100, como para los aceros. Admitiendo una probabilidad p del 5 por 100, se tiene:

$$\Delta \sigma_k^F \approx 0,5 \Delta \sigma_m^F$$

Comportamiento, en servicio, bajo cargas variables.

La influencia de las cargas variables sobre el comportamiento en las condiciones de servicio, puede analizarse desde múltiples puntos de vista. Se estudiarán, sucesivamente, las deformaciones diferidas y sus repercusiones sobre las pérdidas y los valores de las tensiones σ_{min} , la fisuración y la estabilización a lo largo del tiempo:

- Por lo que respecta a las deformaciones diferidas, lo más corriente es admitir que los límites de fluencia y de relajación son sensiblemente los mismos bajo cargas estáticas que bajo cargas dinámicas. De acuerdo con esta hipótesis, las pérdidas para un plazo dado son las mismas, tanto si las zonas agotadas se encuentran sometidas a cargas estáticas como a cargas dinámicas. En algunos estudios experimentales, sin embargo, se ha podido observar, bajo cargas dinámicas, un aumento de la fluencia del hormigón y de la relajación de las armaduras; pero este efecto ha sido siempre muy pequeño.

Por el contrario, se ha observado que, bajo cargas dinámicas, se producen importantes aceleraciones de la fluencia y de la relajación. Estas aceleraciones son tanto más importantes cuanto mayores son los valores y las amplitudes de oscilación de las tensiones.

Así, por ejemplo, para un hormigón corriente, sometido a una tensión de fluencia igual al 20 por 100 de σ'_{bk} o sometido a tensiones variables sinusoidalmente entre 0 y 20 por 100 de σ'_{bk} , con una frecuencia de 8 Hz, se obtiene la misma deformación por fluencia a los seiscientos días bajo cargas estáticas, que a los catorce días bajo cargas dinámicas. Las deformaciones por fluencia obtenidas bajo cargas dinámicas después de un millón de ciclos corresponden a períodos de fluencia estática de dos, veintisiete y sesenta días, para una tensión máxima igual al 15, 22 y 30 por 100 de σ'_{bk} , respectivamente.

Los ensayos efectuados para el estudio de la fluencia estática y dinámica de las armaduras de pretensado demuestran que, después de cien horas, la aceleración de la fluencia bajo cargas dinámicas conduce a aumentos comprendidos entre el 30 y el 60 por 100, según la magnitud de las amplitudes de oscilación.

Debe por consiguiente aceptarse que las pérdidas correspondientes a un plazo dado se obtienen mucho más rápidamente bajo cargas dinámicas que bajo cargas estáticas. El tiempo t_1 , correspondiente a una estabilización satisfactoria, se aproxima al tiempo t_0 , de tal forma que los valores σ_{min} que sirven de base para la determinación de los límites de fatiga de los materiales constituyentes, pueden lógicamente corresponder al tiempo t_1 en todos los casos (fig. 45):

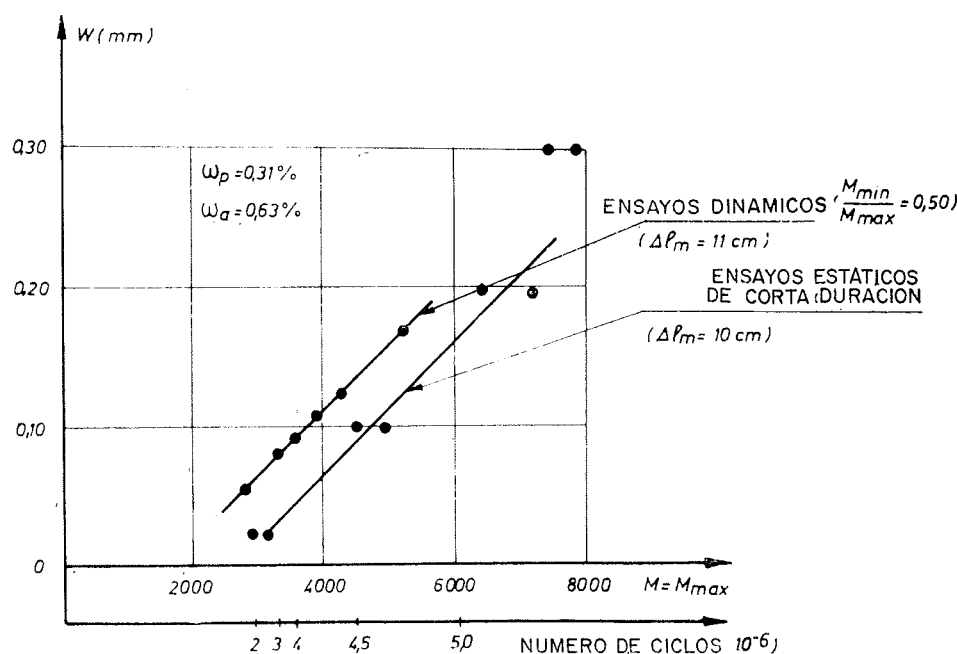


Figura 47.

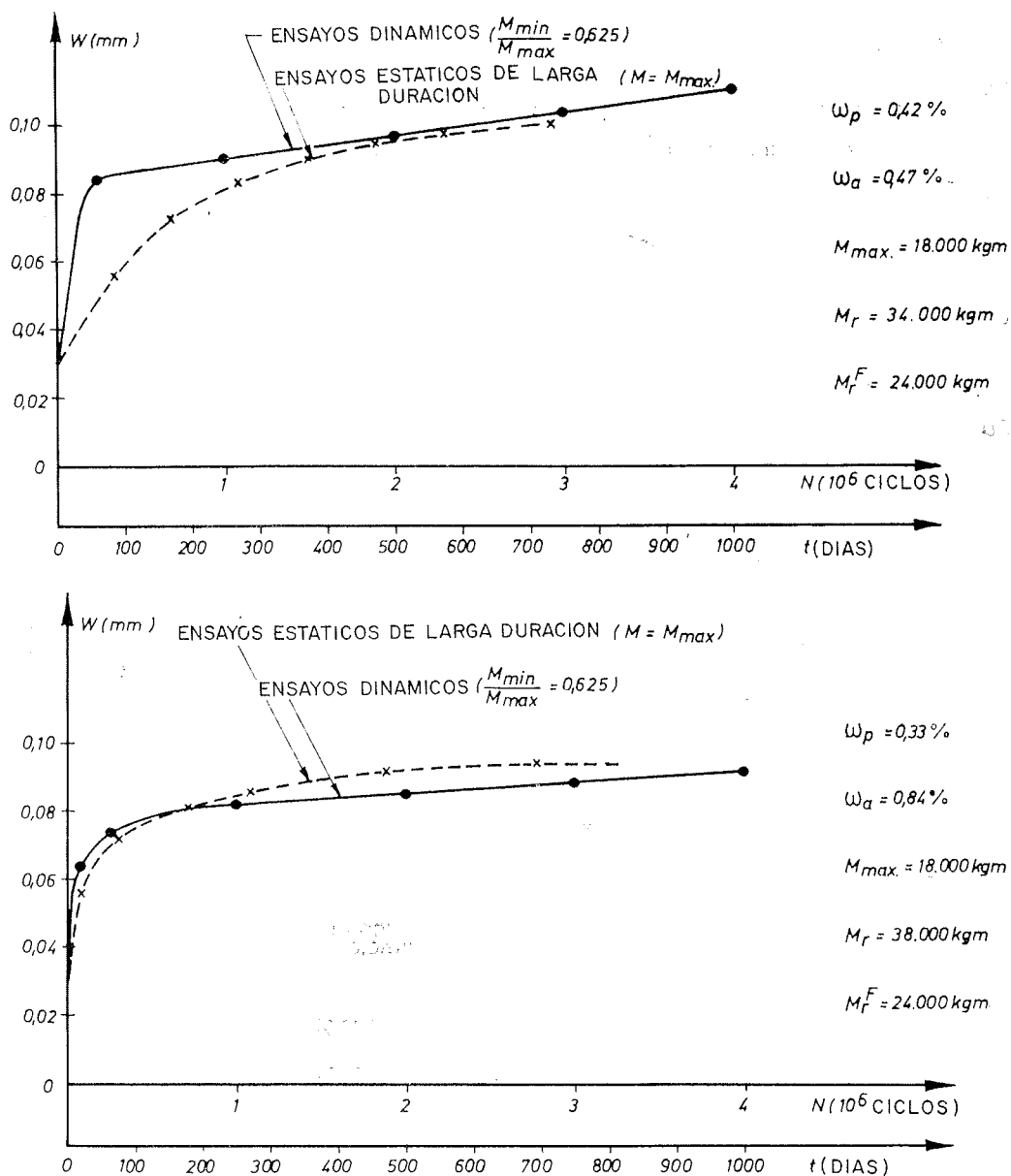


Figura 48.

— Por lo que respecta a la fisuración, los ensayos demuestran que las cargas dinámicas aceleran sensiblemente la aparición de las fisuras, aumentando también ligeramente la separación entre las mismas. La influencia de las cargas dinámicas sobre la abertura de fisuras es tanto mayor cuanto menores son la adherencia y las cuantías de las armaduras y mayores los espesores de recubrimiento.

Se pueden atribuir estos fenómenos a la rápida transformación de las microfisuras en fisuras, a la disminución de la adherencia en las proximidades de las fisuras y a la aceleración de la fluencia de las armaduras.

La figura 47 permite comparar, a título de ejemplo, las aberturas medias de fisuras obtenidas bajo cargas estáticas de corta duración y bajo cargas dinámicas, con incrementos sucesivos del valor de las tensiones, cada 10^6 ciclos o cada $5 \cdot 10^5$ ciclos. Para un mismo valor de $M = M_{max}$, las aberturas de fisuras son evidentemente mayores bajo cargas dinámicas, puesto que estas cargas hacen intervenir los efectos diferidos.

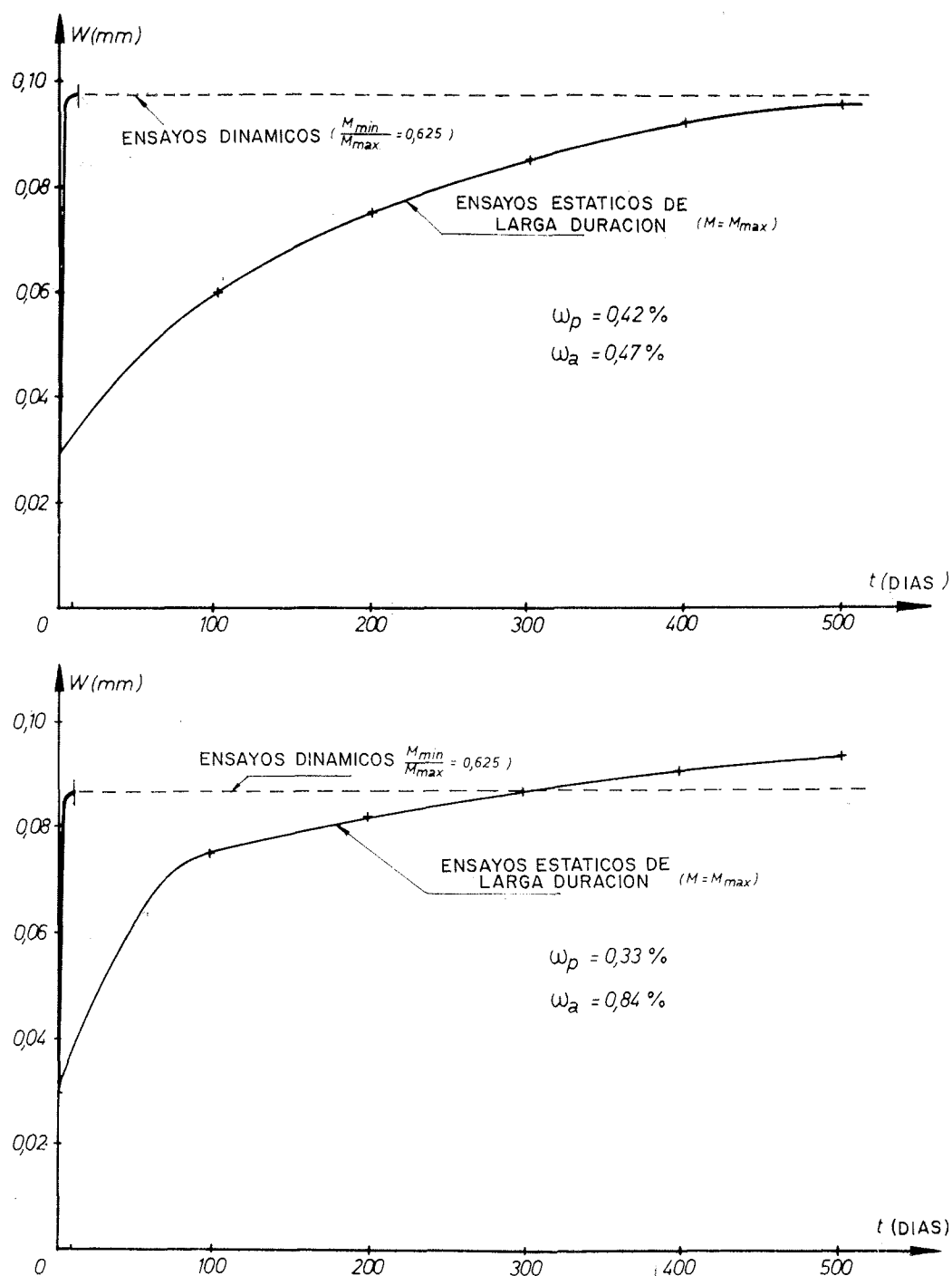


Figura 49.

En la figura 48 se comparan, a título de ejemplo, para dos tipos de vigas, la evolución de la abertura de fisuras en función del tiempo, durante ensayos estáticos de larga duración bajo un momento $M = M_{m\acute{a}x}$ y la evolución de abertura de fisuras en función del número N de ciclos, durante ensayos dinámicos bajo momentos comprendidos entre $M_{m\acute{i}n} = 0,625 M_{m\acute{a}x}$ y $M_{m\acute{a}x}$, con una frecuencia de 4 Hz.

En la figura 49 se representa, para los dos mismos tipos de vigas, la evolución de la abertura de fisuras en función del tiempo.

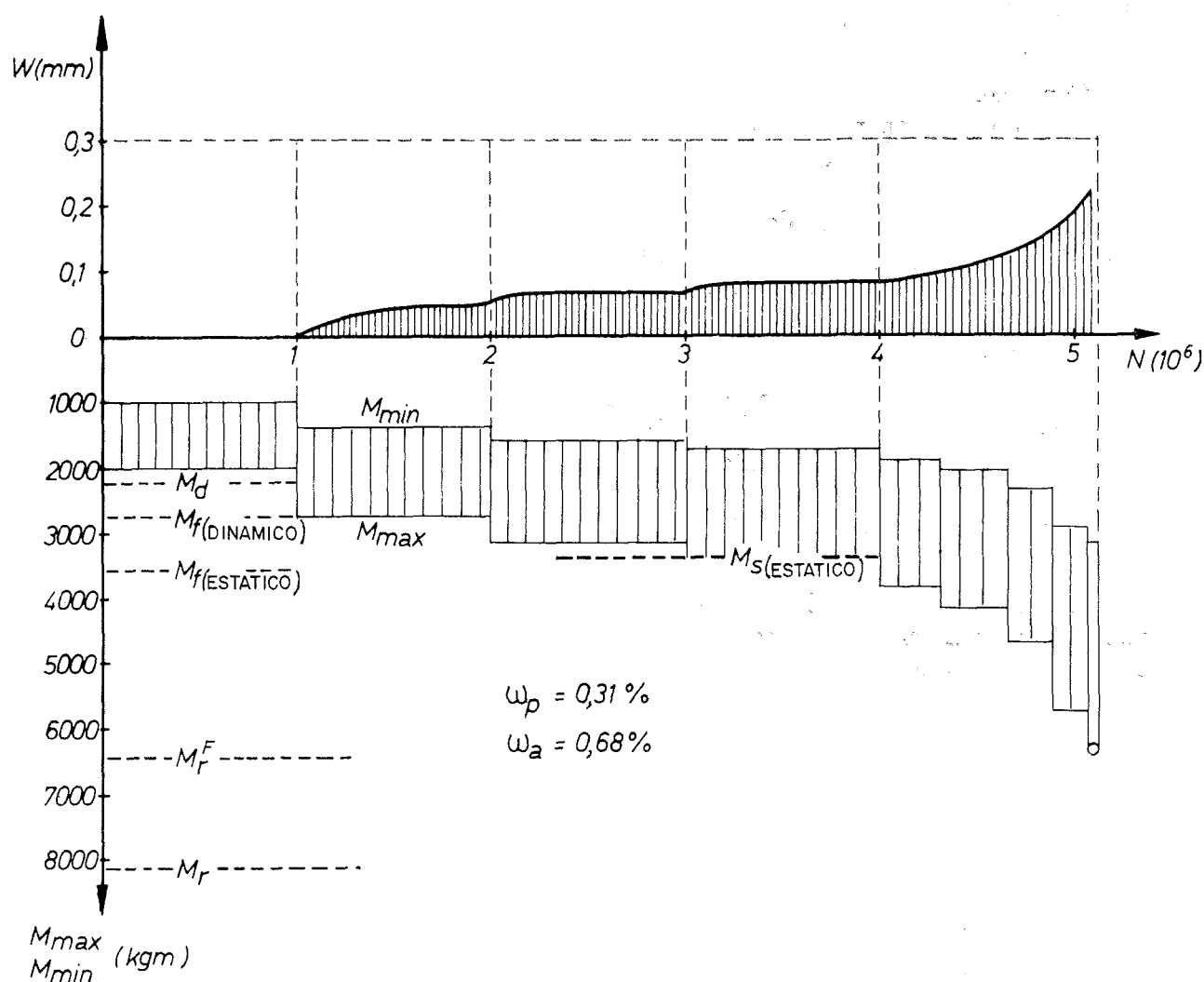


Figura 50.

Se comprueba que las aberturas de fisuras, bajo cargas estáticas de larga duración y bajo cargas dinámicas, tienden prácticamente hacia el mismo límite, al cual se llega mucho más rápidamente bajo cargas dinámicas:

- Por lo que respecta a la estabilización a lo largo del tiempo, las curvas de las figuras 48 y 49 demuestran que, bajo cargas dinámicas, se puede conseguir una estabilización tan satisfactoria como bajo cargas estáticas de larga duración, incluso para valores muy elevados de $M_{m\acute{a}x}$. Se observa, en efecto, que en los dos ejemplos considerados, $M_{m\acute{a}x}$ resulta casi igual a la mitad del momento de rotura estática M_r . En la práctica, la comprobación de la seguridad a la fatiga exigirá limitar $M_s = M_g + M_q = M_{m\acute{a}x}$, a valores inferiores a $0,5 M_r$.

En la figura 50 se representa la evolución de la abertura de fisuras, en función del número N de ciclos, registrada en el curso de una serie de ensayos dinámicos, en los que las tensiones se iban aumentando por escalones sucesivos. Como puede apreciarse, las aberturas de fisuras se estabilizan para valores de $M_{m\acute{a}x} \leq M_s$.

Para valores de $M_{m\acute{a}x}$ superiores a M_s la abertura de fisuras aumenta, pero permanece, sin embargo, inferior a 0,3 mm, hasta llegar a la rotura por fatiga. En este ejemplo,

el valor máximo de W_{lim} que habría que adoptar para el cálculo debería ser inferior a 0,2 mm.

Como conclusión de cuanto antecede se deduce que las estructuras comprobadas en clase III pueden soportar sin peligro solicitaciones variables, con la condición de que se limiten juiciosamente las variaciones de tensiones en los materiales constituyentes. Siempre que las características de resistencia a la fatiga de los materiales estén bien adaptadas a las condiciones de utilización, las limitaciones que habrá que respetar serán lo suficientemente pequeñas para que se puedan conseguir soluciones económicas. A tal objeto, parece razonable que las reducciones no excedan del 30 por 100 ($M^F_r \geq 0,7 M_r$). Conviene igualmente no adoptar, bajo solicitaciones de fatiga, valores de W_{lim} superiores a 0,2 mm.

El tipo de rotura por fatiga puede ser diferente del tipo de rotura estática, especialmente para valores medios de la cuantía de armadura ω_{av} . La resistencia a la fatiga de las piezas aparece frecuentemente condicionada por las características del comportamiento a la fatiga de las armaduras A_a , sobre las cuales sólo se dispone habitualmente de información incompleta e insuficiente. Sería deseable ampliar, mediante estudios experimentales, el conocimiento de estas características.

Para que la durabilidad de las estructuras sometidas a los efectos de solicitaciones variables, solicitaciones dinámicas y vibraciones pueda garantizarse, sin que la seguridad en principio adoptada resulte afectada con el tiempo como consecuencia de dichos efectos, es necesario:

- Determinar las solicitaciones a las cuales pueden encontrarse sometidas las estructuras, así como el número de puestas en carga que corresponde a su vida de servicio, teniendo en cuenta los efectos dinámicos y las deformaciones que como consecuencia habrán de producirse.
- Tener en cuenta las deformaciones plásticas y las pérdidas ocasionadas por las repeticiones de cargas.
- Conocer el comportamiento a la fatiga de los materiales constituyentes, considerados separadamente y asociados unos con otros.

La comprobación de la seguridad a la fatiga puede efectuarse basándose en un estudio comparativo entre las variaciones de las tensiones en servicio y los límites de fatiga de los materiales constituyentes y, eventualmente, de los anclajes.

Traducido por
R. PIÑERO

notas de la F.I.P.

n.º 47, 1973

ACONTECIMIENTOS Y ACTIVIDADES DE LA F.I.P.

Congreso de Nueva York.

En la reunión del Consejo Administrativo celebrada en Glasgow, en septiembre, se dio cuenta de los progresos realizados en la preparación del VII Congreso de la F.I.P. programado para los días 26 de mayo a 1 de junio de 1974. Posteriormente se reunieron en Londres el Presidente, Sr. Janssonius, el Secretario y los miembros del Comité de organización, Sres. G. M. Spowers y G. H. Munstermann, para concretar nuevos detalles sobre el desarrollo del Congreso.

En ambas ocasiones se informó que el interés demostrado por la mayoría de los Grupos nacionales afiliados a la Federación era extraordinario.

También, en los últimos días de la primera quincena de diciembre, se celebró en Londres otra reunión, en la que intervinieron: el Presidente, Sr. Janssonius; el Sr. Misch, Vicepresidente del Grupo Nacional de Alemania occidental; el Secretario de la F.I.P. y el Sr. D. Jenny, del P.C.I., responsable de la organización de las Sesiones Técnicas del Congreso. En el curso de esta reunión se examinaron las comunicaciones recibidas para el grupo de "Contribuciones técnicas individuales" y las fichas de las obras propuestas para su descripción en las tres sesiones dedicadas a comentar las estructuras más destacadas últimamente construidas en hormigón pretensado. Después de un estudio de las mismas, se seleccionaron las consideradas como más interesantes y se efectuó la distribución de tiempos entre los diferentes ponentes.

Con ocasión del pasado Congreso, celebrado en Praga, pudo comprobarse que uno de los actos de los Congresos de la F.I.P. que más interesantes y agradables resultan es el de la concesión de las Medallas Freyssinet y F.I.P. y los títulos de Miembros de Honor. En el Congreso de Nueva York se otorgarán los siguientes galardones a las personas que se mencionan:

Medallas Freyssinet:

- Profesor F. Leonhardt, de Stuttgart (Alemania).
- Profesor T. Y. Lin, de Berkeley, California (Estados Unidos).
- Profesor V. V. Mikhailov, de Moscú (Rusia).

Miembros de Honor:

- Profesor A. J. Harris, de Inglaterra.
- Profesor J. Klimes, de Checoslovaquia.

Medallas de la F.I.P.:

- A. Anderson, de Estados Unidos.
- S. Inomata, del Japón.
- D. Lee, de Inglaterra.

En uno de los próximos números de las NOTAS DE LA F.I.P. se incluirá una reseña de los méritos de cada uno de los galardonados.

En los anteriores Congresos, la inauguración oficial de la exposición de materiales, equipos, etc., que simultáneamente se celebra, no ha resultado todo lo brillante que se esperaba, por dificultades surgidas a última hora. Para evitar estos inconvenientes, en Nueva York se va a proceder en forma distinta. Al final de la Ceremonia de Apertura, el Profesor Roger Lacroix declarará, desde la Mesa presidencial, abierta la exposición y, seguidamente, acompañará a los principales invitados asistentes a la Ceremonia, en una detenida visita a los diferentes *stands*.

En la reunión celebrada en noviembre, en Londres, con los Sres. Munstermann y Spowers, se adoptaron una serie de acuerdos para que todos los actos se desarrollen con la mayor brillantez y eficacia posible. Entre otros temas, se trataron los relativos a la proyección de diapositivas y películas, los boletines de inscripción, contenido e impresión de los programas y organización de las sesiones de asistencia limitada. Se redactaron instrucciones detalladas, para su envío a los conferenciantes y ponentes, en relación con la perentoria necesidad de que cuiden de modo especial la calidad de las diapositivas que vayan a proyectar.

El festival de documentales cinematográficos programado proporcionará una oportunidad única para la exhibición de películas sobre hormigón pretensado y temas afines, a un gran número de espectadores interesados en esta técnica. Se admitirán películas en cualquier idioma; pero deberán ser todas de 16 mm. Los participantes en el Congreso que lo deseen pueden enviar sus documentales con antelación a Chicago, o entregarlas personalmente a su llegada a Nueva York. Deberán indicar claramente el título y el tiempo que dura su proyección. La oficina de recepción estará instalada en uno de los despachos de la Secretaría del Congreso, en el Hotel New York Hilton.

Se llegó a un acuerdo también sobre la forma de publicar los *proceedings*. Se editarán en dos tomos. En el primero se incluirán: El discurso inaugural del Presidente de la F.I.P.; la relación de los Miembros del Comité Ejecutivo de la F.I.P., del Comité de Organización americano y de los Patrocinadores del Congreso; los Informes generales de las distintas Comisiones de la F.I.P. En el segundo volumen se reproducirán los textos de las cuatro conferencias sobre "Posibilidades para el futuro del hormigón pretensado".

Reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P.

Coincidiendo con las Jornadas de la F.I.P., se celebró en septiembre, en Glasgow (Escocia) una reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P. A ella asistieron la mayoría de los Miembros del Consejo, representantes de los diferentes Grupos nacionales afiliados a la Federación.

Dentro del amplio Orden del día previsto se estudiaron temas relativos a los Congresos de 1974, en Nueva York, y 1978, en Londres, y a los Simposios que, en 1976, se celebrarán en Sydney. Además, se discutieron: diversos temas financieros; la organización de los trabajos de las distintas Comisiones de la F.I.P.; los programas, a largo plazo, de actividades de la Federación y otros asuntos relacionados con la publicación de las Notas de la F.I.P.

En la misma Sesión fue aceptada la dimisión de M. Bonnome, el Vicepresidente francés; y en su sustitución se designó al Profesor R. Lacroix, de Francia, como Miembro del Comité Ejecutivo.

Se estima que es esta ocasión propicia para destacar lo mucho que la F.I.P. debe

a la delegación francesa. En primer lugar, fue M. Freyssinet el Presidente con el que se inauguró la Federación; posteriormente, M. Guyon ocupó el mismo puesto durante un período de seis años, al término de los cuales fue designado Presidente Honorario, cargo que ocupa en la actualidad. La ayuda y eficaz labor desarrollada por M. Bonnome, su acertado juicio y su amable trato han sido muy apreciados por todos los miembros del Consejo Administrativo y su ausencia difícilmente podrá ser cubierta. En el curso de la reunión que se comenta, todos los presentes le expresaron sus mejores deseos para el futuro.

Su sucesor, el Vicepresidente, representante de Francia en la F.I.P., Profesor Roger Lacroix, ha presidido con la mayor eficacia, desde que se constituyó, la Comisión de "Práctica Constructiva". Su nombramiento como Miembro del Comité Ejecutivo ha sido muy bien acogido. Sin duda, continuará siendo uno de los más fuertes pilares para el desarrollo de las diferentes actividades de la F.I.P.

Ayuda financiera adicional para la F.I.P.

En la reciente reunión del Consejo Administrativo se adoptó el acuerdo de que los diferentes Grupos nacionales gestionen, de las grandes empresas industriales y organizaciones análogas, la concesión de aportaciones económicas para mejorar la delicada situación financiera en que se encuentra la F.I.P. Se llegó a la conclusión de que era esencial obtener fondos adicionales a los proporcionados por las cuotas que los Grupos miembros vienen abonando, si se quería que la Federación pudiese seguir manteniendo sus actuales actividades y realizar los planes que para el futuro se tienen previstos.

En el presente, la F.I.P. viene ya recibiendo ayuda financiera del Cembureau, de la Asociación Europea del Cemento y de cuatro empresas industriales de Holanda, como resultado de gestiones personales realizadas por el Presidente, Sr. Janssonius.

Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones del futuro".

Ha sido aceptada la propuesta de constituir, bajo la presidencia de M. Kavyrchine, de Francia, una nueva Comisión de la F.I.P. que se dedicará al estudio de los "Hormigones del futuro".

En el Volumen I de los *proceedings* del Congreso de Nueva York se publicará una introducción al tema, redactada por el citado M. Kavyrchine; y durante el Congreso se celebrará la primera reunión de la Comisión.

En dicha Comisión se prestará particular atención a técnicas especiales, tales como el empleo de plásticos de todo tipo en el hormigón, la utilización de fibras de vidrio y los hormigones polimerizados o impregnados de polímeros. Los estudios y trabajos que la antigua Comisión sobre "Hormigones de muy alta resistencia" venía realizando, quedarán también incorporados a ésta que ahora se forma bajo la denominación general de "Hormigones del futuro".

Se invita a los diversos Grupos nacionales en los cuales existan técnicos con especiales conocimientos sobre estos temas, a que les propongan que formen parte de esta Comisión. Los nombramientos deberán ser enviados a la Secretaría de la F.I.P. a la mayor brevedad posible.

Shri J. G. Bodhe.

Shri J. G. Bodhe entró a formar parte del Consejo Administrativo de la F.I.P. como Vicepresidente, representante de la India, hace ya bastantes años. Posteriormente, en 1972, fue designado miembro del Comité Ejecutivo.

Es el director de una de las más importantes firmas de Ingenieros y Arquitectos Consultores de la India, con una experiencia de cerca de cuarenta años en estos campos, habiéndose especializado en el estudio de proyectos industriales.

Entre sus títulos profesionales se incluyen varios nombramientos como Miembro de diferentes Asociaciones de Inglaterra, Estados Unidos y Francia, así como de su propio país. Por distintos trabajos, ha sido galardonado con la Medalla de Oro Jawaharlal Nehru y el Premio K. F. Antia.

Fue nombrado Presidente de la "Institution of Engineers" de la India para 1971-72, y reelegido posteriormente para el período 1972-73. Es también Presidente de la "Institution of Valuers" y de la "National Society of Earthquake Technology".

En el campo académico, Shri Bodhe es miembro activo de la Junta directiva de las Universidades de Bombay, Boroda, Roorke y Poona, y forma parte del Consejo de Gobierno de otros varios Colegios de Ingeniería.

Recientemente ha sido designado Alcalde de Bombay por el Gobierno de Maharashtra para el período de un año. Es la primera vez que un ingeniero ocupa este cargo, y tal honor se considera en la India como un merecido tributo a su excepcional labor en el campo de la ingeniería y a su comportamiento cívico y social.

Mister Bodhe ha prestado servicio en varios organismos públicos de Bombay con señalada eficacia, y ha desempeñado un destacado papel, durante mucho tiempo, en los asuntos de dicha ciudad. Su nombramiento para el más alto cargo de la Municipalidad de Bombay es una muestra más de la alta estima de que goza en todo el Estado de Maharashtra.

Troels Brondum Nielsen.

Es Profesor del Laboratorio de Investigación de Estructuras de la Universidad Técnica de Dinamarca, en Lyngby.

Después de graduarse en la Universidad Técnica trabajó durante veinte años en diversas firmas Constructoras y de Ingenieros Consultores, y, finalmente, desempeñó durante siete años el cargo de Ingeniero Jefe de la bien conocida firma "Christiani and Nielsen".

Es Miembro de la Academia danesa de Ciencias Técnicas, del Consejo Administrativo del C.E.B. y de la Asociación Internacional de Estructuras Laminadas (IASS). Ha sido miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P. desde el año 1969, con la representación especial de los países nórdicos, y es también Presidente del Comité de Normalización de la Federación Nórdica del Hormigón.

El Profesor Brondum Nielsen es autor de numerosos textos de enseñanza relacionados, generalmente, con los temas más complicados de la teoría de estructuras. Además, ha escrito varios artículos, entre ellos los siguientes: "Flexión de láminas con eje de simetría", "Flexión de láminas de Hormigón", "Vigas curvas de borde", "Cálculo de cajones de hormigón armado, de pared delgada, sometidos a la acción del oleaje" y "Medidas preventivas contra el colapso de las estructuras". En las notas de la F.I.P., núm. 44, de 1973, se publicó una reseña de su libro "Hormigón estructural".

Dr. Ing. Shunji Inomata.

El Dr. Inomata es miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P. desde 1967. Es también Presidente de la Comisión sobre "Estructuras antisísmicas", cargo en el que ha sustituido a su colega y compatriota Dr. Ban. Además, forma parte de las Comisiones so-

bre "Estructuras marítimas" y "Práctica constructiva", lo que prueba su amplio campo de conocimientos en la técnica del pretensado.

Se graduó, en 1942, en la Universidad de Tokio, y posteriormente obtuvo el Doctorado en la misma Universidad.

Durante once años trabajó como ingeniero investigador en la "Compañía Nacional de los Ferrocarriles Japoneses", ocupándose de los diferentes problemas relacionados con las vigas y traviesas de hormigón pretensado. Los siguientes ocho años desempeñó el cargo de Ingeniero Jefe de la "Kyokuto Kogen Concrete Shinko Co. Ltd.", y actualmente trabaja como Ingeniero Consultor en el campo del pretensado.

Ha llevado la dirección del proyecto de varios puentes para ferrocarril y carretera, entre los cuales muchos de ellos fueron construidos por el sistema de voladizos sucesivos, a base de dovelas prefabricadas. Entre éstos pueden citarse el de Amakusa, de 160 m de luz, y el de Urato, cuyo tramo más largo alcanza los 240 m de luz.

Además de sus actividades como Ingeniero Consultor, es Profesor de la Universidad de Nagoya y del Instituto Tecnológico de Shibaura. Ha escrito varios libros y artículos sobre temas relacionados con el pretensado, y es Director de la revista *Journal of Prestressed Concrete*, publicada por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association".

Con ocasión del Congreso de Nueva York, le será impuesta la medalla de la F.I.P.

ACTIVIDADES DE LOS GRUPOS NACIONALES MIEMBROS DE LA F.I.P.

Jornadas de la F.I.P.

Hace tres o cuatro años el Presidente, Dr. Janssonius, decidió instituir las "Jornadas de la F.I.P.", de cuya organización se irían ocupando, sucesivamente, los distintos Grupos nacionales. El principal objetivo de estas Jornadas es mantener los contactos entre los miembros de la F.I.P. durante los períodos comprendidos entre los Congresos y Simposio. Se acordó que las Jornadas de la F.I.P. consistirían en discusiones técnicas, conferencias y visitas a centros y obras de interés. Deberían programarse pensando fundamentalmente en los Miembros del Grupo nacional al que le correspondiese organizarlas, pero procurando que, al propio tiempo, resultasen atractivas para los participantes de otros países.

De acuerdo con estos criterios se han celebrado ya, con gran éxito, actos de este tipo en Holanda, Francia, Argentina y, últimamente, en Escocia.

Como ya se ha indicado al principio de estas Notas, coincidiendo con las Jornadas de la F.I.P. en Glasgow (Escocia), se celebró una reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P. Más adelante se incluye una descripción de las obras visitadas en esta ocasión.

En conjunto, estos actos han tenido siempre una acogida muy favorable, y es de esperar que, en los próximos años, otros Grupos nacionales se decidan a organizar nuevas Jornadas de la F.I.P.

Asociación Venezolana de Ingeniería del Precomprimido.

La "Asociación Venezolana de Ingeniería del Precomprimido" (A.V.I.P.) es el Grupo nacional de dicho país, Miembro de la F.I.P. El número total de sus asociados oscila actualmente entre 50 y 100, y sus actividades fundamentales se orientan a la promoción y desarrollo del pretensado en Venezuela.

En colaboración con la Asociación Venezolana de Fabricantes de Cemento, la A.V.I.P. organizó en Caracas, durante los días 3 a 7 de septiembre de 1973 un Simposio sobre "Presente y futuro del hormigón pretensado", al que asistieron más de 120 ingenieros, no sólo de Venezuela, sino también de otros países vecinos. Los ingenieros venezolanos José Capobianco, José Pena, Oscar Avala Buroz y Paul Lustgarten leyeron varias comunicaciones sobre estructuras pretensadas construidas recientemente en el país. Además, participaron en el Simposio otros conferenciantes extranjeros, especialmente invitados. Estos fueron: Dr. Alfredo Páez, de Madrid (España); Profesor Herbert Kupfer, de Munich (Alemania); Profesor G. Mahfouz, de Francia; y Profesor Ben C. Gerwick, de Estados Unidos.

Tres de las comunicaciones leídas en el Simposio y de las cuales pueden solicitarse copias (en español) de la Secretaría de la F.I.P., fueron las siguientes:

1. "Resumen general de obras pretensadas", por J. W. A. Ager. Se incluye una reseña general de las obras pretensadas construidas en Alemania Occidental, Inglaterra, Polonia, Estados Unidos, Rusia y Alemania Oriental a partir de 1940.
2. "La relajación del acero y la seguridad de las estructuras pretensadas", por J. Betanzos y J. I. Orbeago.
3. "Nuevas tendencias en las Normas francesas relativas al hormigón pretensado", por R. Peltier.

Este Simposio ha servido para llamar la atención sobre los importantes progresos realizados en los últimos años, en Venezuela, en el proyecto y construcción de notables estructuras de hormigón pretensado. La A.V.I.P. confía en que una nutrida representación de los técnicos venezolanos estará presente en el próximo Congreso Internacional de la F.I.P., en Nueva York.

Simposio sobre prefabricación, en Hungría.

En las Notas de la F.I.P., núm. 44, se incluyó una nota preliminar sobre el Simposio que, relativo a la Prefabricación en Ingeniería Civil, se celebró en Hungría durante los días 11 a 14 del pasado septiembre.

El Simposio fue organizado por la Sociedad Científica Húngara para el Transporte, en colaboración con el Grupo nacional húngaro, Miembro de la F.I.P. y la I.A.B.S.E.

Intervino en el Simposio el Profesor Ben C. Gerwick. Asistieron al mismo varios cientos de ingenieros y técnicos de Hungría, Checoslovaquia, Alemania Oriental, Polonia, Bélgica, Yugoslavia, Estados Unidos y España.

Míster Gerwick, en nombre de la F.I.P., pronunció unas palabras en la ceremonia de apertura, comentando el programa que se ha previsto para el Congreso que habrá de celebrarse, en Nueva York, en mayo de 1974. Presentó también una comunicación sobre "Prefabricación de estructuras de puentes". Comentó los grandes progresos obtenidos últimamente, en Hungría, en el campo de la prefabricación.

En el número 45 de las Notas de la F.I.P. se ha incluido la descripción de varias obras de hormigón pretensado construidas en Hungría, algunas de ellas prefabricadas.

Película sobre el puente de Oland, en Suecia.

En anteriores Notas de la F.I.P. (números 20, 37 y 42) se publicaron datos y fotografías sobre el puente de Oland, en Suecia, que es el de mayor longitud construido en Europa, hasta la fecha.

El Cembureau, miembro asociado de la F.I.P., ha preparado una película, en versión inglesa, titulada: "El puente de Oland, el más largo de Europa". Esta película, rea-

lizada bajo la supervisión de la Administración Sueca de Carreteras y la Empresa Constructora, puede alquilarse para su proyección, solicitándolo a la filmoteca del Cembureau. Está filmada en color, con sonido óptico, en película de 16 mm y su proyección dura veintiséis minutos.

El puente tiene 155 tramos y una longitud total de 6.070 m. Los seis tramos centrales, sobre el Kalmar Sound, son de 130 m de luz cada uno.

La Sociedad del Hormigón otorga una Mención Honorífica a un viaducto de hormigón pretensado.

Entre los premios concedidos durante el año 1973 por la Sociedad del Hormigón (Grupo Miembro inglés de la F.I.P.) debe destacarse la Mención Honorífica otorgada al viaducto de Wynhol, de hormigón pretensado, construido cerca de Bristol.

En el acta de concesión se hace constar "su perfecto encaje dentro del paisaje circundante, el cuidado especial que se ha puesto para obstaculizar lo menos posible la visión panorámica en la zona y su evidente economía". Se añade, además, "la perfección del proyecto, ha sido felizmente completada con una ejecución de la más alta calidad".

El viaducto, que forma parte de una de las nuevas autopistas construidas en Inglaterra, consiste en un tablero continuo, de hormigón pretensado, de sección trapezoidal; y la luz normal de los tramos es de 57 m.

AVANCES TECNICOS

Ensayos de relajación a largo plazo.

La Asociación Científica del Pretensado (A.S.P.), de Francia, ha publicado un informe sobre los ensayos de relajación a largo plazo, redactado por M. Dumas, en el que se recogen los resultados de ensayos de catorce y quince años de duración.

Estos ensayos, que todavía continúan, han sido efectuados en el Laboratorio de la Universidad de Lieja y se desea que prosigan hasta llegar, por lo menos, a los veinte años de duración. Los alambres ensayados son todos de 7 mm de diámetro, mantenidos a la temperatura constante de 21° C y a longitud constante.

Las mediciones hechas a los catorce años sobre tres alambres sometidos a una tensión inicial variable entre los 150 y los 160 kg/mm², y a los cuales se les aplicó distintos tratamientos (por ejemplo, torsionado y estirado), han demostrado que las pérdidas por relajación oscilan entre 14,81 y 18,20 por 100. Se estima que, partiendo de los diagramas de relajación correspondientes a quince años, es posible predecir con suficiente aproximación las pérdidas por relajación a 10⁷ horas (más de mil cien días). Los valores propuestos varían entre 23,7 y 27,2 por 100.

Los interesados en recibir mayor información sobre el tema deberán ponerse en contacto con M. Fernand Dumas, 1 Place Genevières, 59000, Lille (Francia).

Resistencia al fuego de las losas de hormigón ligero para forjados.

La Hoja Informativa número 16, sobre hormigones ligeros, publicada por el "American Expanded Shale, Clay and Slate Institute", de Wáshington, resume unos 20 ensayos realizados para determinar la resistencia al fuego de las losas para forjados construidas con hormigón ligero.

Durante varios años, el Instituto citado ha venido efectuando ensayos de resistencia al fuego de las losas para forjados, con el objeto de determinar la relación entre el espesor de las losas y su resistencia al fuego, basándose en los datos relativos a la cantidad de calor transmitida a través de las losas. El programa comprende ensayos piloto y a escala natural, utilizando hormigones fabricados con diferentes tipos de áridos obtenidos en hornos rotatorios. En la mencionada Hoja Informativa se indican los resultados de estos ensayos.

De acuerdo con el ensayo normalizado en la ASTM-E 119, la superficie de las losas es de 16 m², con una dimensión mínima de 3,7 m; y la elevación de temperatura, cuidadosamente controlada, se realiza de forma que se alcancen los 843° C a los treinta minutos, 927° C al cabo de una hora y los 1 093° C a las cuatro horas. Durante el ensayo se aplica una sobrecarga capaz de originar en la losa las tensiones de trabajo previstas en su proyecto. Se consideran satisfactorios los resultados si:

- La losa es capaz de soportar la carga aplicada durante el ensayo sin permitir el paso de las llamas o de gases suficientemente calientes para que arda la borra de algodón dispuesta encima, durante un período igual a aquel para el cual se desea que sea clasificada su resistencia al fuego.
- La transmisión de calor a través de la losa, durante el ensayo de resistencia al fuego, no debe ser tal que la temperatura de la superficie no expuesta directamente a la acción del fuego se eleve más de 139° C por encima de su temperatura inicial.

En todos los ensayos, excepto dos, los hormigones alcanzaron una resistencia de 200 kg/cm², con un asiento de 8 a 10 cm y un 6 por 100, aproximadamente, de contenido de aire. El contenido de cemento oscilaba entre 280 y 340 kg/cm³. En el 36 por 100 de los ensayos, aproximadamente, se utilizaron probetas de hormigón fabricado con árido grueso ligero y empleando, como árido fino, arena natural en sustitución de todo el árido fino ligero o parte de él. Los ensayos demostraron, de un modo evidente, que la sustitución del árido fino ligero por arena natural producía una reducción de la resistencia al fuego de las probetas.

Con los resultados obtenidos se trazó un diagrama en el que se representaba la relación entre el espesor de la losa y la resistencia al fuego, en horas. Se obtuvo así una ley lineal que iba desde treinta minutos para una losa de 6 cm de canto, hasta siete horas para la de 16,5 cm. Se puede comprobar también que todos los resultados correspondientes a probetas fabricadas con el 100 por 100 de áridos ligeros, quedaban por debajo de esta línea.

Publicación especial ACI SP-34. Hormigón para reactores nucleares.

En octubre de 1970 se celebró en Bundesanstalt für Materialprüfung, en Berlín, un Seminario sobre "Hormigón para reactores nucleares", organizado conjuntamente por el Instituto Americano del Hormigón (ACI) y el Bundesanstalt. A él asistieron delegados de 19 países.

Los 75 trabajos presentados a dicho Seminario han sido recogidos en tres volúmenes publicados ahora por el ACI como "Publicación Especial SP-34".

En la inauguración del Seminario, uno de los conferenciantes manifestó que los ingenieros dedicados al proyecto de pilas de hormigón para reactores nucleares necesitan todavía mucha información adicional sobre temas tales como: el efecto de las radiaciones gamma y el flujo de neutrones, sobre las propiedades del hormigón; influencia de las temperaturas elevadas; fluencia del hormigón; efectos producidos por la penetración del

agua, y tipos de áridos más convenientes en cada caso particular. Todos estos temas fueron tratados con mayor o menor extensión, en el Seminario.

Las vasijas de hormigón pretensado para reactores, han contribuido poderosamente al desarrollo de los reactores nucleares de gas refrigerado y, según datos difundidos por los Estados Unidos, existe en la actualidad una tendencia creciente hacia la utilización de vasijas de hormigón en los reactores, tanto del tipo de agua a presión como en los del tipo de agua en ebullición.

Ha sido siempre muy frecuente emplear áridos muy pesados para la fabricación de los hormigones destinados a servir de pantalla a las radiaciones; y en algunos de los informes presentados se estudia el efecto de la radiación de neutrones sobre hormigones fabricados con áridos de serpentina. Ha podido comprobarse que este árido experimenta cierta expansión, que reduce los módulos de rotura y deformación, pero afecta muy poco a la resistencia del hormigón a compresión. Se produce también una pequeña gasificación en el interior de la masa de hormigón.

En otros informes se describe el empleo de áridos de ferro-fósforo y ferro-silicio.

Los interesados en adquirir esta Publicación Especial SP-34, deberán dirigirse al American Concrete Institute, Detroit, Michigan, Estados Unidos.

Universidad Universal Libre.

Para satisfacer la cada vez más apremiante demanda de ampliación de estudios a nivel de titulados, el doctor Shu-t'ien Li, Académico y Profesor Emérito, ha organizado e incorporado a la "Universidad Libre" (World Open University, WOU) unos cursos gratuitos para postgraduados.

El personal docente de la WOU está integrado por Académicos, Profesores y destacados Ingenieros Consultores, de gran experiencia y procedentes de distintos países. Su Facultad de Mecánica Estructural imparte Cursos, que pueden considerarse como los más amplios y completos, sobre teoría y práctica del proyecto y ejecución de estructuras. Todos los aspectos del diseño y construcción de obras de hormigón pretensado, son estudiados al más alto nivel posible.

Las personas interesadas en estos Cursos deberán ponerse en contacto con:

World Open University
P.O. Box 1810
Rapid City
SD 57701, Estados Unidos

incluyendo un sobre tamaño A4, con su propia dirección, y tres dólares para cubrir los gastos de envío del correspondiente folleto en el que se explica detalladamente todo lo relacionado con este tema.

Hormigones de cemento expansivo. Publicación ACI SP-38.

La Publicación ACI SP 38 contiene los Proceedings del Simposio de Klein, sobre hormigones fabricados con cementos expansivos, celebrado en Florida (Estados Unidos), en noviembre de 1972. Las comunicaciones recogidas pueden agruparse en cuatro categorías: investigación, proyecto, campo de aplicación y autopretensado.

En total, se incluyen 20 comunicaciones en las cuales se abordan todos los aspectos de un tema que, durante bastantes años, atrajo la atención y el interés de la F.I.P. A pesar de que la impresión que actualmente se tiene, es la que se trata de una cuestión

de tipo más bien teórico, por el momento, no cabe duda que puede constituir un campo muy importante para futuras aplicaciones.

Los interesados deberán dirigir su petición en la forma siguiente:

ACI SP-38

Klein Symposium on Expansive Cement Concrete

ACI, P.O. Box 4754, Redford Station

Detroit, Michigan 48219, Estados Unidos.

Compuestos de cemento, armados con fibras.

La Cement and Concrete Association ha publicado recientemente un Informe Técnico titulado "Compuestos de cemento, armados con fibras". Este informe ha sido redactado por un Grupo de Trabajo designado por el "Materials Technology Divisional Committee" de la "Concrete Society".

El encargo efectuado al citado Grupo de Trabajo incluía: la recopilación de toda la información que fuese posible encontrar, relacionada con la utilización de fibras como armaduras de materiales fabricados a base de cemento; la promoción del desarrollo de estos materiales; la recopilación de información relativa al empleo de materiales utilizados como aditivos del, o combinados con el cemento portland, con el objeto de modificar las características mecánicas del material endurecido resultante y lograr una mayor compatibilidad entre el producto básico y el destinado a actuar como armadura, y el estudio de los distintos trabajos de investigación básica realizados sobre estos temas.

El informe mencionado es muy amplio y contiene mucha y muy valiosa información. Incluye también una relación de las principales características de un gran número de materiales y fibras utilizados en la fabricación de estos compuestos de cemento. Entre ellos se encuentran: silicatos cristalinos, vidrio, productos cerámicos, vegetales naturales, polímeros, etc. En capítulos separados se trata de la tecnología de fabricación, del comportamiento real de estos materiales y de su análisis teórico. En un Apéndice se estudian las deformaciones de los compuestos de cemento, armados con fibras.

Los interesados en adquirir esta publicación deberán formular su petición de acuerdo con la que a continuación se indica:

Fibre-reinforced cement composites

Technical Report 51.067

Cement and Concrete Association

Publications Sales Unit Wexham Springs

SLOUGH SL3 6PL (Inglaterra)

Su precio es de £ 5, y consta de 77 páginas.

Tuberías de gran diámetro en hormigón pretensado.

La firma "Rocla Pipes" ha fabricado, para el proyecto "Walsall CBC's River Tame Diversion", las tuberías de hormigón pretensado de mayor diámetro hasta ahora construidas en Inglaterra. Se trata de 225 m de tubería de 3 m de diámetro, de hormigón pretensado de muy alta resistencia y proyectadas para soportar cargas de excepcional magnitud.

El ferrocemento en el mar.

La "Society of Naval Architects and Marine Engineers", con domicilio en 74 Trinity Place, New York, N.Y. 10006, Estados Unidos, ha editado una información bibliográfica en la que se reseñan todas las publicaciones relativas a la utilización del ferrocemento

en la construcción de embarcaciones y obras marítimas. Los interesados pueden dirigir sus pedidos a la mencionada Sociedad, haciendo constar que se trata del "Report R-14". El precio de cada ejemplar es de seis dólares.

OBRAS INTERESANTES

El puente Barranqueras, en Argentina.

En mayo de 1973 se concluyó la construcción del puente Barranqueras, en Argentina. Se trata de una estructura, realmente interesante, constituida por una viga de hormigón, de sección en cajón, con cables atirantados. El puente cruza el río Paraná, que ocupa el décimo lugar entre los más anchos del mundo.

Tiene una longitud total de 1,7 km y está dividido en 17 tramos, de los cuales el mayor alcanza 245 m, dejando un canal navegable de 200 m de anchura y una altura libre mínima de 35 m. A cada lado de este vano hay un tramo de 164 m de luz y los tramos de acceso son de unos 80 m, aproximadamente.

Los tres tramos principales van colgados, mediante cables, de dos torres que se elevan 84 m por encima del nivel normal del río. En el extremo superior de estas torres van dispuestos los anclajes de los 40 cables, de 780 toneladas de resistencia a rotura. Los extremos inferiores de estos cables se anclan a barras de acero de alta resistencia alojadas en el interior de los elementos de sección en cajón que constituyen el tablero.

Este tablero está formado por dos vigas cajón, prefabricadas, de hormigón pretensado, solidarias con una losa también prefabricada y de hormigón pretensado. Las vigas se construyeron por dovelas de 3 a 4 m de longitud cada una, cuyo peso era de unas 50 toneladas.

En el acto de la inauguración se dio al puente el nombre de "Puente General Manuel Belgrano".

JORNADAS DE LA F.I.P., EN GLASGOW

Coincidiendo con la reunión del Consejo Administrativo, se celebraron en Glasgow, durante los días 24 y 25 de septiembre último, las "Jornadas de la F.I.P."

Como en las "Jornadas" de Amsterdam, el programa incluía una serie de conferencias, en la tarde del primer día, y diversas visitas a obras al día siguiente.

En las conferencias se trató de las obras que posteriormente iban a visitarse; presa y central eléctrica de Cruachan y viaducto en la orilla del lago Awe. En otra de las conferencias se describió la construcción y transporte de los depósitos para petróleo, en Ekofisk.

Presa y Central de Cruachan.

Míster J. R. Crichton, Adjunto del Ingeniero Jefe de Hidráulica del Departamento Hidro-Eléctrico del Norte de Escocia, habló sobre la presa y la central de Cruachan. La Central es del tipo de bombeo, generando electricidad, durante las horas punta de consumo, aprovechando el salto de agua de 370 m de altura; y bombeando después el agua desde la base del salto hasta el embalse superior, consumiendo electricidad durante los períodos de bajo consumo. Para ello, la Central está equipada con turbinas reversibles, las primeras de este tipo utilizadas en el mundo.

La presa tiene 320 m de longitud; su altura máxima es de 47 m. Es del tipo de contrafuertes y en su construcción se utilizaron más de 90.000 m³ de hormigón. El embalse tiene un desnivel activo de 29 m. Dos tuberías inclinadas, de 5 m de diámetro, recubiertas de hormigón, conducen el agua a las cuatro turbinas/bombas reversibles, alojadas en la Central que es subterránea y está excavada en la roca. Como único acceso a la Central existe una carretera, también excavada en la roca, de 1 km de longitud, aproximadamente. Un solo canal de descarga lleva el agua desde las turbinas al lago Awe. La nave subterránea en la que se aloja la Central, tiene 90 m de longitud y 37 de altura.

Se proyectó también una película sobre la construcción de la presa y la Central, en la que se ponían de manifiesto las enormes dificultades con que se tropezó para construir la presa, a 400 m de altura, en las montañas de Escocia.

Viaducto de Gruachan.

Míster E. H. Cooley, de la firma "W. A. Fairhurst and Partners", Ingenieros Consultores, describió la construcción de parte del viaducto ubicado en la orilla del lago Awe. El problema que se trataba de resolver consistía en mantener abierta, en todas las épocas del año, una estrecha carretera que corre entre el lago, por un lado, y las montañas y una vía ferroviaria, por el otro. Los Ingenieros Consultores decidieron adoptar tres soluciones distintas para tres tramos diferentes de la carretera. Una de ellas consiste en vigas prefabricadas de pequeña luz, del orden de los 15 m, que se apoyan en una serie de estribos y pilas. En otro de los tramos, de 70 m de longitud, se construyó una viga continua, de hormigón armado, de sección en cajón, que apoya sobre un terraplén previamente inyectado con lechada de cemento para darle estabilidad.

En el tercer tramo de la carretera, se construyó un viaducto utilizando tres vigas paralelas de hormigón pretensado, de sección en cajón, de 66 m de longitud. Este viaducto, actualmente en construcción, fue el que se visitó en el segundo día de las Jornadas. El sistema constructivo adoptado fue el siguiente: a unos 5 km del lugar de ubicación del viaducto, se prefabricó una gran viga triangulada metálica, de la misma longitud que habían de tener las de hormigón pretensado. Después se transportó esta viga metálica, en barcas y se montó sobre los estribos ya construidos del viaducto. En su interior, se fueron construyendo, de una en una, las tres piezas pretensadas, las cuales, una vez terminadas, se bajaban hasta el lugar de su ubicación definitiva.

Depósitos de Ekofisk.

En el número 41 de las Notas de la F.I.P. se incluyó breve descripción de esta obra. En el curso de la Sesión del día 24 de las "Jornadas", Mr. G. Mahfouz, Director del Departamento para el Extranjero de la "Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte", pronunció una conferencia, profusamente ilustrada con diapositivas, sobre las distintas etapas constructivas de la estructura de los depósitos de Ekofisk, y su traslado por flotación hasta su lugar de ubicación. Proyectó también una película filmada durante la construcción.

En las visitas a obras, del día 25, participaron unos 50 delegados, de diferentes países, que además de ver las obras de ingeniería citadas, tuvieron la oportunidad de poder disfrutar del maravilloso paisaje de las tierras altas de Escocia.

SILO HORIZONTAL, EN MEJICO

Los datos que a continuación se incluyen sobre silos prefabricados, de un tipo estructural realmente nuevo e interesante, han sido tomados de la Revista *IMCYC*, mayo-junio de 1972, publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto".

Cerca de la ciudad de Salamanca (Méjico), se ha construido un silo de 36 m de anchura y 204 de longitud, para almacenar sulfato amónico. Su altura, hasta el caballete de la cubierta, es de 19 m. Sus muros laterales verticales tienen 5,42 m de altura y sobre ellos apoyan unos elementos inclinados, prefabricados, de hormigón pretensado y sección en TT.

La solera del silo actúa como un tirante horizontal; y existen también unas riostras inclinadas que sujetan el borde superior de los muros verticales laterales que trabajan como muros de contención.

Los elementos inclinados que forman la cubierta tienen 3 m de anchura y canto variable. Cada elemento es de 22,5 m de longitud y pesa unas 30 toneladas.

La construcción de los elementos prefabricados se terminó en dieciséis semanas, a un ritmo de unas ocho piezas por semana; y en su colocación para formar la cubierta se invirtieron otras seis semanas.

CARRETERA DE HORMIGON PRETENSADO

Una sección de la carretera de acceso al aeropuerto de Dallas (Estados Unidos) con una longitud total de 1.000 m, ha sido construida con hormigón pretensado. A continuación se reproducen algunos detalles de esta obra, tomados del "Journal ACI".

La cimentación consiste en una sub-base de suelo-cemento, de 8,5 m de anchura y 15 cm de espesor, curada con una película bituminosa, y recubierta con dos capas de polietileno para reducir el rozamiento de las losas encima situadas. El firme está constituido por seis largas losas, de longitud variable entre los 120 y 230 m, con 15 cm de espesor. La anchura total de las losas es de 7,30 m y, una vez contruidas, se cortaron con sierra para formar una junta central longitudinal de 5 cm de espesor. Se adoptaron las medidas oportunas para conseguir la necesaria pendiente y los peraltes en las curvas horizontales del trazado.

Para el pretensado longitudinal se dispusieron cables de 7 alambres de 12,5 cm de diámetro, situados 1,2 cm por debajo de la mitad del canto de la losa y con una separación de 60 cm entre ejes. Estos cables iban apoyados sobre barras transversales dispuestas cada 75 cm. Todos los cables se tesaron por los extremos de las losas, apoyando los gatos sobre vigas metálicas que quedaban incorporadas a las losas para reforzar sus bordes. La fuerza de pretensado introducida en cada cable era de 13,6 toneladas.

En tres de las losas, los cables de 7 alambres van alojados en vainas de acero que, una vez realizado el tesado, se inyectaron con lechada de cemento a través de unos tubos de inyección colocados cada 30 metros.

Las otras tres losas, entre ellas la de mayor longitud, se construyeron utilizando para los cables vainas de polipropileno, que no se inyectaban. Para proteger las armaduras contra la corrosión se recubrieron con una grasa soluble especial.

Las fuerzas introducidas originan una tensión en las losas relativamente pequeña; en los extremos, el hormigón quedaba sometido a una tensión de sólo 14 kg/cm². Previamente se había comprobado, mediante los oportunos trabajos de investigación, que esta tensión resultaba suficiente para evitar la fisuración incluso en las losas de mayor longitud.

El enlace entre las sucesivas losas pretensadas se hacía mediante otras losas de unión, de sólo 2,4 m de longitud, que llevaban sus bordes transversales protegidos con perfiles metálicos solidarizados a las losas principales mediante pasadores. Las juntas abiertas que

quedaban entre los elementos metálicos adyacentes se rellenaban in situ con espuma de poliuretano, para formar juntas de dilatación en los extremos de las losas de unión.

Este pavimento fue proyectado con carácter experimental por la Administración Federal de Carreteras. Por este motivo, se han dejado en él incorporados una serie de aparatos para poder medir los movimientos de las losas, sus deformaciones y las temperaturas.

ANCLAJES AL TERRENO EN LA PRESA DE TARBELA, EN EL PAKISTAN

El complejo de la presa de Tarbela, en el Pakistán, está considerado como el mayor proyecto de ingeniería civil sacado a concurso en un solo contrato. Es una combinación de un amplio plan de irrigación y de una central hidro-eléctrica, sobre el río Indus.

Una parte importante del contrato corresponde a la construcción de galerías de servicio y aliviaderos auxiliares que descargan la presa a través de canales excavados en la roca de la ladera izquierda de la presa.

Estos aliviaderos están contruidos en una roca de muy mala calidad, por lo que se temía que la turbulencia de las aguas fuese capaz de erosionarla llegando a socavar la cimentación. Con el fin de evitar este riesgo, el proyectista dispuso un muro de contención de hormigón que partiendo de la base del aliviadero, penetra formando un ángulo de 45° en el interior de la roca. El muro lleva una serie de anclajes, alojados en la masa rocosa, para asegurar su posición y pretensar la roca situada inmediatamente debajo, como precaución adicional contra el deslizamiento.

En total se proyectaron 1.900 anclajes, con una capacidad de carga de 20 toneladas cada uno, y una longitud media de 16 metros.

Se construyeron tres galerías de anclaje y los taladros para los cables se hicieron partiendo del interior de estas galerías. Se utilizaron seis taladradores simultáneamente, para poder completar la obra en el corto plazo fijado para su construcción.

ANCLAJES EN ROCA PRETENSADOS PARA PROTEGER CONTRA LA EROSION EL BORDE DE UN ACANTILADO

En las obras de protección de un acantilado, en la bahía de Robin Hood, al noreste de la costa de Yorkshire (Inglaterra), se ha utilizado un ingenioso procedimiento a base de elementos prefabricados de hormigón y anclajes en roca, pretensados.

El acantilado estaba formado por estratos horizontales de pizarra recubiertos de una capa de arcilla suelta. El movimiento del terreno en el borde del acantilado había ocasionado ya el hundimiento de varias casas y otras se encontraban seriamente amenazadas. Debido a la meteorización y el arrastre de las aguas, el borde del acantilado retrocedía, por término medio, unos 7 cm al año.

Con el objeto de evitar futuros daños, se decidió proteger el acantilado construyendo un muro de hormigón de 170 m de longitud y 14 m de altura, a base de elementos prefabricados y hormigón vertido in situ. Este muro iría provisto, además, de una base posterior de apoyo, de hormigón en masa, y en su coronación se decidió construir un muro de contención, hormigonado in situ y un paseo marítimo. A causa de los ciclos de mareas, la sección inferior de esta estructura hubo que construirla a base de elementos prefabricados. Los bloques de cimentación, de hormigón armado, se iban colocando en los períodos de mareas bajas, anclados a los estratos de pizarra. Estos bloques eran de dos tamaños: unos tenían una longitud de 2 m y un peso de 12 toneladas; los otros sólo tenían un metro de longitud y pesaban 6 toneladas. En ambos tipos la altura era de 3 m y su espesor máximo de 4 m. Su perfil era cóncavo.

Sobre estos bloques de cimentación se dispusieron unos soportes de 9 m de altura, constituidos por piezas prefabricadas de hormigón de sección en T, ancladas a la cimentación mediante barras Macalloy que, una vez terminada la construcción del muro, se recuperaban.

El resto del muro se construyó in situ, cerrando el espacio entre soportes con paneles de hormigón armado de 9 m de altura, 2 m de ancho y 30 cm de espesor. El hueco entre estos paneles y la pared rocosa, que era de unos 3 m de anchura, se rellenó con hormigón en masa. Para ello se utilizaron unos 6.000 m³, en total.

Una vez concluida esta parte de la estructura, se construyó, también in situ, un muro de contención de 2 m de altura, para sujetar las tierras del borde del acantilado.

Anclajes en roca.—Los paneles que forman el muro de hormigón armado, van sujetos mediante anclajes en roca CCL, de un tipo especialmente proyectado para este caso. Están constituidos por tendones de varios cables, de acero de alta resistencia, con recubrimiento de resina, que se alojan en conductos horadados en la roca, de 64 mm de diámetro. Se utilizaron 204 anclajes, cada uno formado por tres cables Dyform de acero de alta resistencia, de 12,7 mm de diámetro. El conjunto constituye un tendón de 50,8 milímetros de diámetro y 3,66 m de longitud.

PUENTES PRETENSADOS DE HORMIGÓN LIGERO, EN HOLANDA

Para la construcción de tres nuevos puentes sobre el canal Maas-Waal, cerca de Nijmegen, en Holanda, se hizo un estudio comparativo entre tres soluciones distintas, proyectadas utilizando diferentes métodos constructivos.

Las tres soluciones, preparadas para un mismo tipo de puente de tres tramos, eran las siguientes:

1. Superestructura metálica, con vanos de 37,4 m, 112,2 m y 37,4 m.
2. Superestructura de hormigón normal, con vanos de 47,6 m, 112,2 m y 47,6 m.
3. Superestructura, en parte de hormigón normal y en parte de hormigón ligero, con vanos de 37,6 m, 112,2 m y 37,6 m.

La solución número 3 especificaba que, en el tramo central 105,4 m se construirían con hormigón ligero y el resto con hormigón normal. De esta forma podía reducirse la longitud de los tramos laterales, ya que los momentos en los apoyos, originados por el peso propio, disminuían en un 26 por 100 al sustituir el hormigón normal por hormigón ligero.

Las cantidades de material y los costos estimados para estas tres soluciones son los que a continuación se indican (los precios corresponden al año 1970):

	S O L U C I O N E S		
	1	2	3
Hormigonado bajo el agua	5.580 m ³	5.580 m ³	5.580 m ³
Infraestructura de hormigón	5.808 m ³	8.880 m ³	8.820 m ³
Superestructura de hormigón armado normal.		19.260 m ³	10.350 m ³
Superestructura de hormigón armado ligero.			6.660 m ³
Armadura de pretensado		223.890 m	186.600 m
Armadura ordinaria	594 t	2.240 t	2.475 t
Tablestacado	8.169 m ²	8.444 m ²	8.169 m ²
Presupuesto (florines holandeses)	18.100.000	17.400.000	16.800.000

Los tres puentes se construyeron de acuerdo con la solución número 3. La anchura del tablero es de 28,7 m. Las pilas y estribos van cimentados sobre placas de hormigón, de 3 m de canto, que apoyan sobre terreno arenoso. Las placas se hormigonaron in situ, con el auxilio de ataguías.

Los tramos laterales y las secciones iniciales del tramo central se construyeron con hormigón normal, sobre cimbra; y en los 105,4 m centrales, contruidos con hormigón ligero, se utilizó el sistema de voladizos sucesivos, avanzando por secciones de 3,4 m de longitud.

Los extremos de los tramos laterales se hicieron de sección maciza y, de esta forma, aun en el caso de que actúe la máxima carga sobre el tramo central, la reacción vertical sobre los estribos es siempre positiva.

Hormigón ligero.—La dosificación del hormigón ligero se estudió, previamente, para poder conseguir un hormigón de unos 230 kg/cm² de resistencia en compresión, a las treinta y seis o cuarenta y ocho horas, con el fin de poder tesar lo más pronto posible y no tener que parar el carro del encofrado deslizante utilizado para la construcción en voladizo del tablero. El árido era una arcilla expandida, denominada Korlin, que proporcionaba un hormigón cuyo peso era de 1,90 t/m³. El hormigón, fabricado en central, se transportaba hasta la obra en camiones-hormigoneras. Allí se descargaba sobre unas pequeñas vagone-tas motorizadas, las cuales volcaban la masa directamente en el lugar requerido.

PILOTES DE HORMIGON PRETENSADO DE 80 M DE LONGITUD

En Florida (Estados Unidos), se han utilizado recientemente unos pilotes de más de 80 metros que, según se cree, son los pilotes de hormigón de mayor longitud hasta ahora existentes en el mundo.

Estos pilotes han sido empleados en la cimentación de un viaducto que forma parte de la autopista que cruza el lago Underhill. Se construyeron por secciones. Son cilíndricos, huecos, de 90 cm de diámetro y van pretensados. Debido a los problemas que planteaba su transporte e hincia, no pudieron hacerse de una sola pieza, y hubo que fabricarlos por partes y empalmarlos después. En total se hincaron 163 pilotes constituidos por 342 secciones de 39 m de longitud cada una. Estas secciones se transportaron en barcasas a lo largo de 1.200 km y luego, en camiones, los 60 últimos kilómetros. Por último, se volvían a cargar en barcasas, para llevarlos hasta el lugar en que debían ser hincados.

UTILIZACION DEL HORMIGON PRETENSADO EN LA CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA MAS ALTA DEL MUNDO

En Toronto (Canadá), y como parte del proyecto de desarrollo del "Metro Centre", se va a construir una Torre de Comunicaciones que medirá 553 m, desde el plano superior de la cimentación hasta el extremo de la antena. Será la estructura de mayor altura hasta ahora construida en el mundo.

La torre se construirá con encofrado deslizante hasta llegar a los 450 m, e irá pretendida verticalmente mediante cables VSL 5-19, 5-22 y 5-31. Incluso los cables de mayor longitud, que alcanzan los 450 m, serán de una sola pieza, sin empalmes. A medida que se avance con el encofrado deslizante, se irán colocando unos conductos galvanizados, semi-rígidos, y, posteriormente, se introducirán en ellos los cables. Por diversas razones relacionadas con los accesos y el funcionamiento de las grúas, los cables deberán colocarse en sus conductos de alojamiento, de uno en uno, empujándolos desde el extremo superior de la torre. Para ello se utilizarán unos dispositivos especialmente proyectados que ya han

sido ensayados para comprobar su correcto funcionamiento y la viabilidad del método.

La inyección de los conductos de alojamiento de los cables, de 450 m de longitud, constituye también un problema especial. Con el fin de limitar la presión hidrostática, la inyección se realizará por tramos de 30 m. También se han efectuado los oportunos ensayos para estudiar las posibilidades de este método de inyección y, principalmente, para determinar la composición óptima de la lechada.

Se espera que, más adelante, podrán publicarse nuevos detalles sobre esta estructura excepcional, a medida que su construcción vaya progresando.

EL "PUENTE DEL GENERALISIMO" SOBRE EL RIO LLOBREGAT, EN ESPAÑA

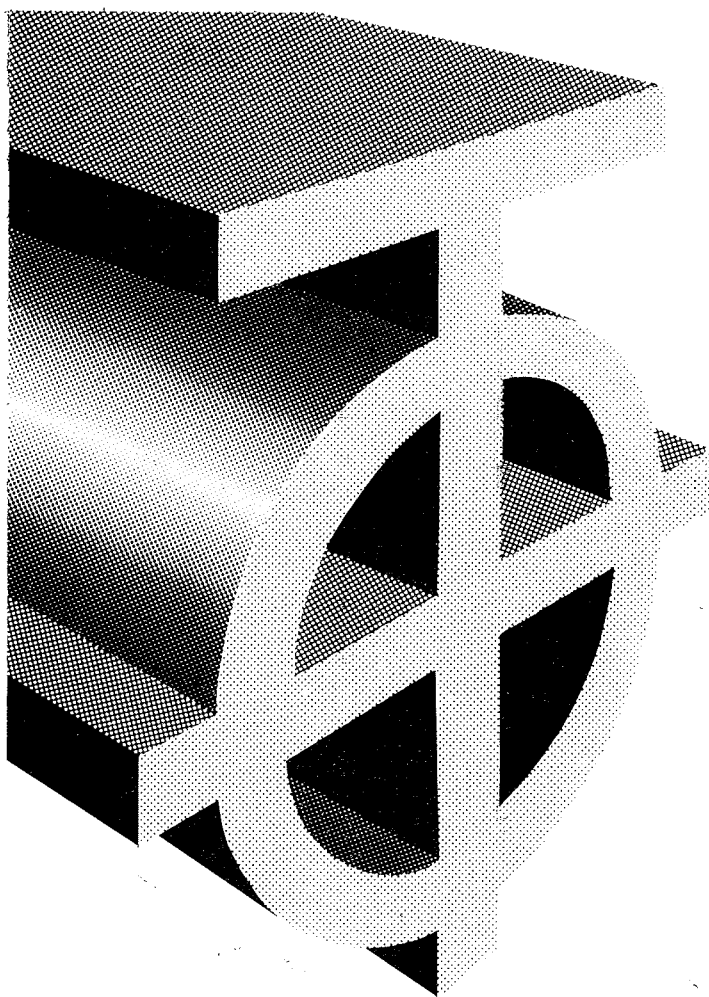
Para sustituir un antiguo puente, destruido como consecuencia de las catastróficas inundaciones ocurridas en diciembre de 1971, se construyó en el mismo lugar uno nuevo, de hormigón pretensado, por el método de voladizos sucesivos. Está ubicado cerca de Barcelona (España), sobre el río Llobregat.

Tiene dos tramos de 62,5 m y uno central de 125 m que es el de mayor luz construido en España, hasta la fecha, en hormigón pretensado. Consta de dos calzadas independientes, de 14,4 m de anchura cada una, separadas entre sí un metro.

Las obras se iniciaron en abril de 1972 y se terminaron en diciembre del mismo año. Es decir, que en su construcción se invirtieron sólo ocho meses, lo que constituye un *record* que enorgullece, con justicia a los ingenieros españoles. En el proyecto y construcción de esta estructura, colaboró como Ingeniero Consultor el Profesor José A. Torroja. El señor Torroja es miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P.

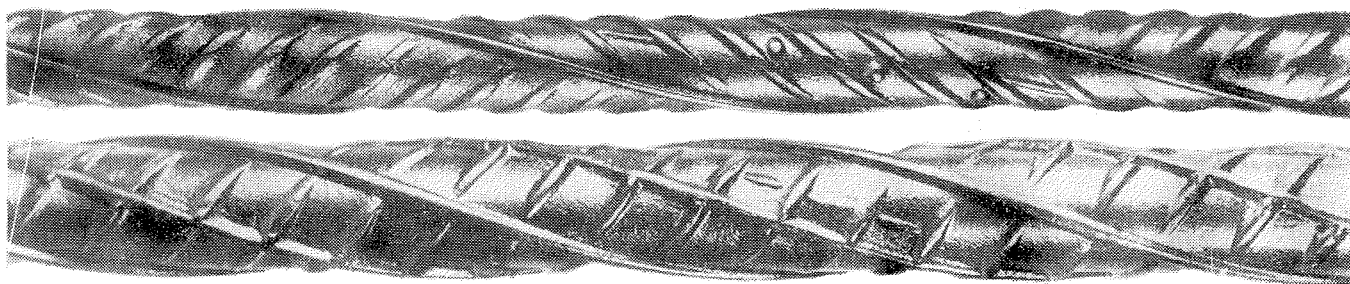
Traducido por:

R. PIÑEIRO



tetracero

ACERO CORRUGADO PARA ARMAR HORMIGON



Fuencarral, 123 · Tels. 447 93 00 · 04 · 08 · Madrid, 10

Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

- La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).
- La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (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 (Lima).
- La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).
- La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
- La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
- El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
- El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).
- La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).
- La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).
- El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas (Venezuela).
- El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).
- El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.
- El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).
- El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).
- El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - YMCIC (México).



**asociación técnica
española del pretensado**