

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

4800

hormigón y acero

76

Unidad técnica de hormigón pretensado

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

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

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

n. **76**

julio - agosto - septiembre 1965

i.e.t.c.c.

instituto Eduardo torroja

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

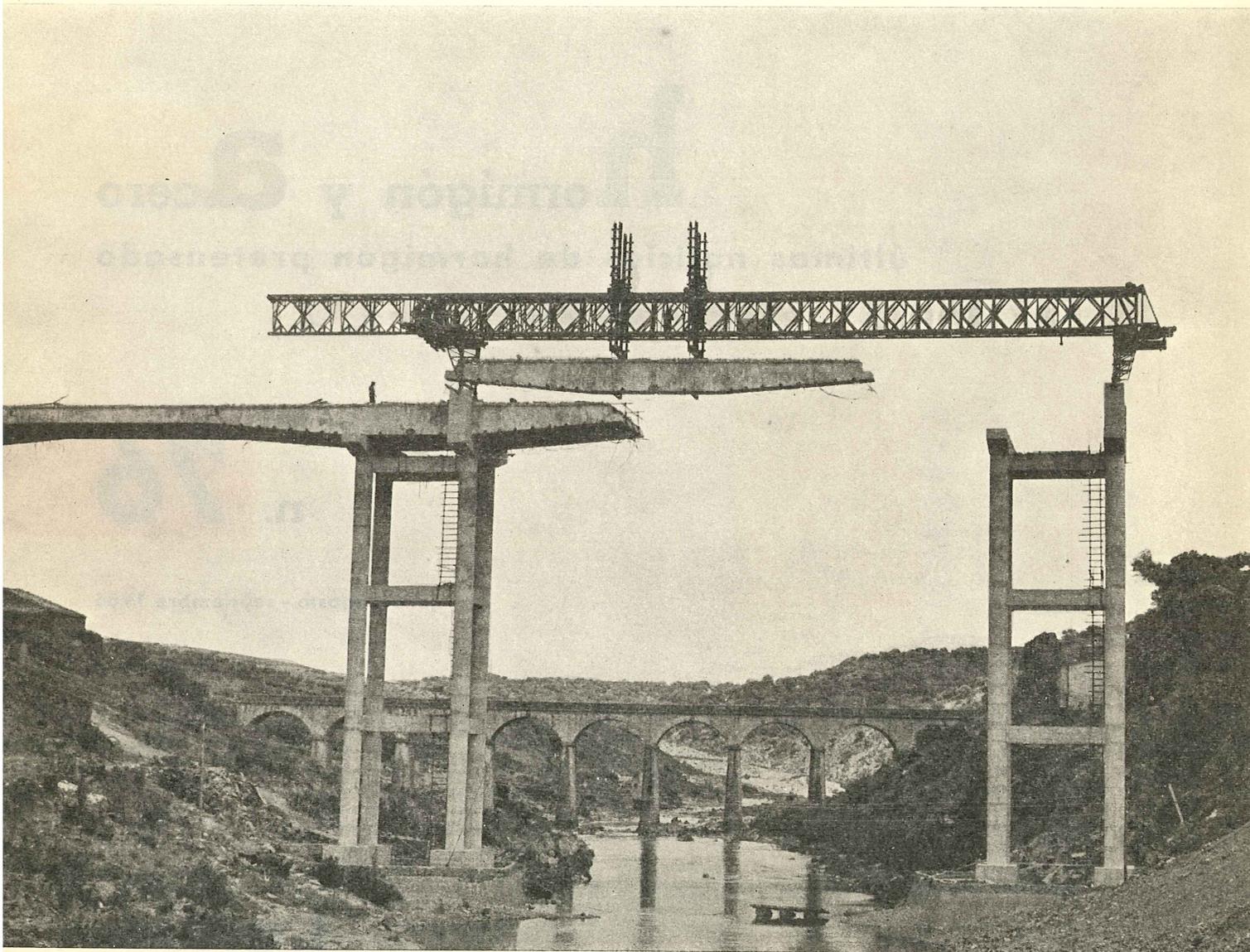
Depósito legal: M. 853-1958

procedimientos

Barredo

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

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



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

**asociación española
del hormigón pretensado**

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

En este número se continúa la publicación de la serie fotográfica correspondiente a las estructuras más importantes de hormigón pretensado, presentadas en el IV Congreso de la F.I.P. celebrado en Nápoles en 1962

hormigón y acero n. 76

últimas noticias de hormigón pretensado

**comentario a las recomendaciones
prácticas unificadas (1964)
del comité europeo del hormigón
para el cálculo y ejecución de obras de hormigón armado**

**Analyse des Recommandations Pratiques Unifiées (1964)
du Comité Européen du Béton pour le calcul et l'exécution
des ouvrages en béton armé**

**Comments to the practical unified recommendations (1964)
of the European Concrete Committee for the calculation
and construction of reinforced concrete works**

M. YVES SAILLARD

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées, Ingénieur-Docteur
Directeur Technique de la Chambre Syndicale Nationale des Constructeurs
en Ciment Armé et Béton Précontraint
Secrétaire Permanent du Comité Européen du Béton

Traducción al español del original francés

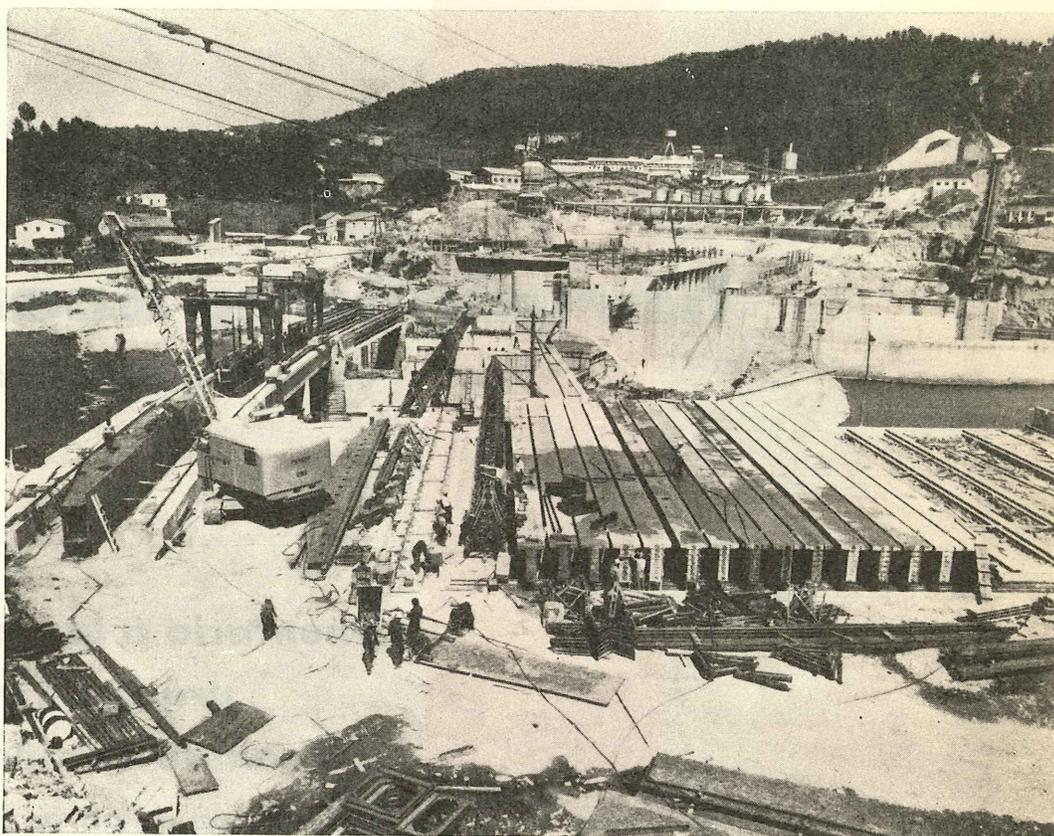
RAFAEL PIÑEIRO

PROCEDIMIENTOS

Freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO

**estudios y proyectos
suministros de anclajes
trabajos de tensión
e inyección
vigas de lanzamiento
hormigonado en avance
placas
de apoyo en neopreno
gatos planos, etc.**



**Salto de Velle (FENOSA) en Orense
Constructor: Dragados y Construcciones, S. A.**

STUP

SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAÎNTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 22 - TEL. 239797 - BILBAO -

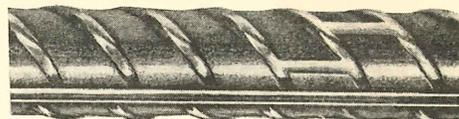
OFICINAS EN MADRID: Raimundo Fernández Villaverde, 11 - Telef. 233 49 55

contenido

	Páginas
Prólogo del Prof. Franco Levi.	
Objetivos y bases fundamentales de las Recomendaciones unificadas del Comité Europeo del Hormigón.	
Finalidad del Comité Europeo del Hormigón	7
Bases fundamentales de las Recomendaciones unificadas del C.E.B.	8
Criterio seguido en la redacción de las Recomendaciones unificadas del C.E.B.	10
Bases para la determinación de la seguridad.	
Principios de las teorías probabilistas de la seguridad	13
Método semiprobabilista de cálculo	14
Resistencias características y resistencias de cálculo del acero y del hormigón	15
Valores característicos y valores de cálculo de las cargas permanentes, sobrecargas y otras acciones	17
Método práctico para la comprobación de la seguridad	21
Estructuras hiperestáticas.	
Fundamentos de los métodos de cálculo en los estados límites	25
Bases teóricas y experimentales de los métodos de cálculo en los estados límites	26
Breve exposición de los métodos de cálculo considerados	27
Método provisional preconizado por las Recomendaciones unificadas del C.E.B.	29
Estructuras planas.	
Campo de aplicación de los métodos de cálculo	33
Método de cálculo de las líneas de rotura	33
Características mecánicas de los materiales.	
Diagramas tensiones-deformaciones de los aceros	37
Diagramas tensiones-deformaciones del hormigón	39
Deformaciones lineales diferidas del hormigón (retracción y fluencia)	42
Acciones y tensiones normales.	
Flexión simple o compuesta	45
Vigas en T	46
Compresión centrada	49
Pandeo	49
Acciones y tensiones tangentes.	
Regla general para las armaduras de cosido	53
Esfuerzo cortante	54
Torsión	56
Adherencia	56
Fisuración.	
Bases fundamentales de la comprobación del estado límite de fisuración	59
Método simplificado para el cálculo de la anchura máxima de las fisuras	59
Limitación de la anchura máxima de fisuras	60
Limitación del diámetro máximo de las barras	60
Disposiciones especiales relativas a ciertos elementos constructivos	61
Deformaciones.	
Método general para el cálculo de flechas	63
Método simplificado para el cálculo de flechas	63
Consideración del efecto de la fluencia y de la retracción	65
Limitación de los valores máximos de las flechas admisibles	65
Notación unificada.	
Empleo de letras de los alfabetos romano y griego	67
Empleo de exponentes	67
Empleo de subíndices	68
Proyecto y ejecución de las estructuras.	
Disposiciones constructivas relativas a las armaduras	71
Disposiciones especiales relativas a determinados elementos	71
Naturaleza y calidad de los materiales	72
Disposiciones especiales relativas al proyecto	73
Disposiciones especiales relativas a la ejecución	74
Pruebas de las obras.	
Nota	75

nersid

UN NUEVO ALIADO



ACERO CORRUGADO DE ALTA RESISTENCIA Y FUERTE ADHERENCIA

Es un servicio de TORRAS H.C.
Torras Herrería y Construcciones, S. A.
Ronda San Pedro, 74 BARCELONA-10 Teléf. 221.15.00

ECONOMIA DE COSTE

Gracias a su alta resistencia y por tanto al menor empleo de material, puede reducirse considerablemente el coste. Además en virtud de la economía en peso, se puede lograr un ahorro considerable en los gastos de transporte, alrededor de un 45% sobre el acero ordinario.

NERSID es utilizado con éxito desde hace años en las más avanzadas construcciones europeas.



TORRAS H.C.

en colaboración con

SIDELOR



objetivos y bases fundamentales de las recomendaciones unificadas del comité europeo del hormigón

FINALIDAD DEL COMITE EUROPEO DEL HORMIGON

Diez años después de su fundación, en noviembre de 1953, en Luxemburgo, el Comité Europeo del Hormigón ha puesto a punto una recopilación de «Recomendaciones prácticas internacionales unificadas», que constituye el primer Reglamento internacional relativo al cálculo y la ejecución de obras de hormigón armado.

La iniciativa de la constitución del Comité Europeo del Hormigón se debe a los constructores franceses, a los cuales se han unido, sucesivamente, otras veinte naciones europeas: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Grecia, Holanda, Inglaterra, Italia, Luxemburgo, Noruega, Polonia, Portugal, Suecia, Suiza, Turquía, Unión Soviética, Yugoslavia y, recientemente, Checoslovaquia. Otras naciones no europeas han participado igualmente en nuestros trabajos y en nuestras Comisiones, principalmente: Estados Unidos, Japón, Brasil y México. Finalmente, diversos países de América Central y de América del Sur acaban de constituir, en íntima unión con nuestra Asociación, un Comité Latino-Americano del Hormigón, cuyos objetivos, idénticos a los nuestros, tienden igualmente a promover una unificación de las distintas normas vigentes en el Continente Hispano-Americano.

¿Por qué motivo se le concede tan primordial importancia a esta unificación de las Normas de construcción?

¿Por qué los métodos constructivos tradicionales y las Normas de cálculo clásicas deben someterse a profunda revisión?

Estos problemas, entre otros, merecen un estudio sistemático. De ellos se ha ocupado M. Esquillan, Ponente de la Comisión de «Recomendaciones Prácticas» del C.E.B., en la Introducción a dichas «Recomendaciones».

Sin entrar en el detalle de este trabajo, cabe recordar que el objetivo fundamental de la labor del Comité Europeo del Hormigón consiste en satisfacer el deseo común de los directores de obra y de los constructores, cual es el de *sacar el mayor partido posible de las características mecánicas de los hormigones y aceros de alta calidad*, y, en sentido más amplio, de los recientes e importantes avances conseguidos, durante los últimos veinte años, por el Arte de la construcción.

Para ello es imprescindible tener en cuenta dos principios fundamentales: por una parte, el de *la economía*; por otra, el de *la seguridad*.

BASES FUNDAMENTALES DE LAS RECOMENDACIONES UNIFICADAS DEL C.E.B.

1.º Conocimiento experimental del comportamiento real del conjunto acero-hormigón.

Teniendo en cuenta las imperfecciones y lagunas de los métodos clásicos de cálculo y de las antiguas Instrucciones, el Comité Europeo del Hormigón se ha visto forzado a basar sus Recomendaciones unificadas en el conocimiento experimental del *comportamiento real del acero, del hormigón y del conjunto de ambos materiales*, no sólo en lo relativo a las secciones (como hacían las primeras teorías del cálculo en rotura), sino también en lo que se refiere a las estructuras isostáticas o hiperestáticas, en su conjunto.

A tal objeto, se han llevado a cabo numerosos estudios experimentales bajo la supervisión de las diferentes Comisiones especializadas del C.E.B. Mediante un programa internacional, coordinador de los trabajos de catorce laboratorios de Europa y América, se han podido determinar las relaciones momentos-giros-curvaturas de las piezas prismáticas sometidas a flexión y estudiar el comportamiento del conjunto de las estructuras hiperestáticas, en los sucesivos estados de su funcionamiento mecánico (elasticidad, fisuración, plasticidad y rotura).

M. Esquillan, en su introducción, muestra claramente cómo en estas estructuras hiperestáticas pueden producirse importantes redistribuciones de tensiones y deformaciones, que, desgraciadamente, los métodos clásicos de cálculo no pueden tener en cuenta debido a sus hipótesis elásticas.

Ahora bien, los trabajos del Comité Europeo del Hormigón confirman que tales redistribuciones, englobadas bajo la designación general de *«fenómenos de adaptación»*, son admisibles para las cargas y sobrecargas de servicio, en tanto que la fisuración y las deformaciones se mantengan dentro de límites aceptables y las deformaciones originadas por la repetición de estas sobrecargas no afecten a las condiciones de utilización de la estructura. Con estas limitaciones, tales redistribuciones tienden a descargar las zonas más fuertemente solicitadas, retrasando así la fisuración y *mejorando, en definitiva, el comportamiento de la estructura durante su vida de servicio.*

Sobrepasada la fase de utilización, para un aumento posterior de las cargas *hasta rotura*, el comportamiento real de la estructura puede variar sensiblemente al ir entrando nuevas zonas, sucesivamente, en fase no elástica. El problema adquiere particular importancia cuando, como es muy frecuente, la estructura ha sido dimensionada partiendo de los valores elásticos de los momentos. Efectivamente, en muchos casos, por ejemplo cuando se trata de secciones normales armadas con cuantías medias, la estructura se comporta como si existiese equivalencia entre las deformaciones anelásticas de signo contrario; en este caso favorable, las redistribuciones no afectan a la resistencia final de la estructura ni, por consiguiente, a su margen de seguridad. Por el contrario, puede no ocurrir lo mismo si unas zonas de la estructura disponen de menor capacidad de adaptación que otras, como ocurre, por ejemplo, cuando ciertas secciones están exageradamente armadas o solicitadas a flexión compuesta, o bien cuando el constructor pretende aprovechar al máximo la capacidad resistente de determinadas secciones, muy débilmente armadas, expuestas, por consiguiente, a deformaciones muy importantes, cuyas repercusiones pueden llegar a ser incompatibles con la limitada capacidad de adaptación de otras secciones de la estructura. En estos casos particulares los fenómenos de redistribución son capaces de provocar, directa o indirectamente, roturas locales que, por su carácter prematuro, pueden originar una disminución de la resistencia final y del margen de seguridad de la estructura.

Estos fenómenos ejercen, evidentemente, una influencia fundamental sobre la seguridad real de las estructuras, aun cuando los métodos clásicos no permitan tampoco tenerlos en cuenta. Incluso si, en algunos casos, resulta posible llegar a tener en cuenta esta adaptación mediante un cálculo empírico, la valoración de los márgenes de seguridad realmente disponibles sólo puede realizarse de un modo muy somero e inseguro. Esta conclusión es válida, especialmente cuando el proyectista quiere sacar partido de los efectos de la plasticidad y aprovechar la reserva suplementaria de capacidad resistente que, a causa de dicha plasticidad, podría presentar una determinada zona de la estructura.

Las anteriores consideraciones, entre otras muchas que cabría formular, marcan ya el camino hacia el cual se ha orientado resueltamente el Comité Europeo del Hormigón en sus trabajos de investigación destinados a conseguir la *utilización más económica y segura de los materiales acero-hormigón.*

Como consecuencia, durante sus diez primeros años de trabajo, ha desarrollado una nueva teoría sobre el comportamiento y la seguridad de las estructuras.

Pero inmediatamente surgen dos preguntas:

- ¿Cuál es el criterio que debe adoptarse para el cálculo?
- ¿Cómo debe valorarse la seguridad?

2.º Introducción del concepto de «estados límites».

La primera intención del C.E.B. fue referir todo el cálculo de resistencias al criterio de la rotura. Esta idea aparentemente sencilla es, en realidad, imprecisa e incompleta. En efecto, la rotura aparece influenciada por el modo y tiempo de aplicación de las cargas; por otra parte, si únicamente se considera el criterio de rotura, no es posible tener en cuenta las exigencias que resultan de la limitación de la fisuración y de las deformaciones, de los riesgos de pandeo o de los movimientos del conjunto de la estructura.

Como consecuencia, se substituyó el criterio de rotura por la noción más lógica y más completa de los «estados límites», que permite tomar en consideración las diferentes fases del comportamiento de las estructuras, así como los diversos criterios para declarar «fuera de servicio» a una estructura (fisuración excesiva, exageradas deformaciones elásticas o plásticas, rotura o inestabilidad). De acuerdo con esta orientación, la probabilidad de que una estructura quede fuera de servicio durante el período previsto para su utilización debe ser suficientemente pequeña y, además, sensiblemente igual, tanto para cada uno de los elementos constituyentes de la estructura como para el conjunto de ella.

En resumen, *es necesario que la seguridad sea suficiente y homogénea*, y se mantenga en relación directa con las ventajas económicas que los progresos de las técnicas y la calidad de los materiales actuales permiten obtener.

3.º Determinación semi-probabilista de la seguridad.

Como es sabido, el hundimiento de una estructura o, con mayor generalidad, su fallo o agotamiento, es decir, el instante en que queda fuera de servicio, depende de numerosos factores de inseguridad.

Entre estos *factores de inseguridad* se pueden citar: los errores en la previsión de las sobrecargas y demás acciones que haya de soportar la estructura durante su vida de servicio; la inexactitud formal de las hipótesis de partida y la imprecisión del cálculo; la inexactitud o variación de las características fundamentales del hormigón y del acero previstas por el Ingeniero proyectista; el mayor o menor rigor con que se realice el control de estos materiales y la vigilancia durante el proceso de ejecución de la obra; la eventual pérdida de resistencia de la estructura, a lo largo del tiempo.

Como quiera que estos factores de inseguridad presentan un *carácter aleatorio*, parece lógico, o más aún indispensable, orientar los métodos para la determinación de la seguridad con un criterio probabilista. En efecto, el problema real consiste en *mantener la probabilidad del hundimiento o de que la estructura quede fuera de servicio, por debajo de un límite admisible*, en cuya determinación debe tenerse en cuenta: su repercusión en el coste de la estructura y en los gastos de conservación de la misma; el importe de la prima de seguro ficticia susceptible de cubrir los riesgos de pérdidas de vidas humanas y pérdidas materiales, e incluso, eventualmente, las críticas que la catástrofe pueda suscitar en la opinión pública y otros factores de orden psicológico.

Resulta evidente que la noción clásica del coeficiente de seguridad, en su forma global y arbitraria, resulta inadecuada para tener en cuenta todos estos parámetros y su influencia en la seguridad. Por otra parte, y dado el carácter aleatorio de estos diversos factores, parece lógico basar la determinación del coeficiente de seguridad en la teoría probabilista.

Para que el cálculo así planteado pudiese ofrecer el rigor necesario, sería indispensable conocer las correspondientes leyes estadísticas de distribución. Desgraciadamente, es preciso reconocer que

los datos estadísticos disponibles son, hasta el momento, muy insuficientes. En numerosos casos, ni siquiera existen. En consecuencia, parece difícil poder acometer la determinación práctica de la seguridad de las estructuras mediante una aplicación rigurosa de la teoría probabilista.

Esta dificultad ha inducido al Comité Europeo del Hormigón a poner a punto un *método «semi-probabilista»*, que consiste en definir unos *valores característicos* de las resistencias mecánicas y de las sollicitaciones, calculados a partir de los valores medios mediante la introducción de la desviación cuadrática media y de la ley de distribución estadística de los resultados experimentales. A estos valores característicos se les aplica un coeficiente de minoración (si se trata de resistencias mecánicas) o de mayoración (para las sollicitaciones) que, eventualmente, tiene en cuenta la mayor o menor incertidumbre de los actuales conocimientos y las condiciones reales de funcionamiento del elemento considerado dentro del conjunto de la estructura. A cada estado límite de la estructura corresponde un juego de coeficientes, que permite determinar la seguridad adecuada para cada uno de dichos estados.

En estas condiciones, la aplicación del método de cálculo a aquel o aquellos estados límites que se consideren, comprende:

- la determinación de los esfuerzos interiores, correspondientes al estado límite considerado, para el conjunto o para un elemento cualquiera de la estructura;
- el dimensionamiento de las secciones para dicho estado límite.

CRITERIO SEGUIDO EN LA REDACCION DE LAS RECOMENDACIONES UNIFICADAS DEL C.E.B.

La evolución de los trabajos del Comité Europeo del Hormigón, durante sus diez primeros años, ha demostrado que para poder establecer con suficientes garantías el Reglamento Internacional, cuya redacción constituye el objetivo fundamental de sus estatutos, se hacía indispensable todavía desarrollar un amplio programa de investigaciones teóricas y experimentales, en relación con numerosos temas.

Evidentemente, no era posible, en un plazo tan corto, dejar compeltamente definidas las bases estrictamente científicas de todos y cada uno de los diferentes temas de los que debía ocuparse dicho Reglamento. Como consecuencia, para poder satisfacer las legítimas exigencias de los constructores—que deseaban disponer, lo más pronto posible, de un útil de trabajo unificado a escala internacional—, se decidió efectuar un intento de redacción de un conjunto de «Recomendaciones Prácticas», provisionales y perfectibles, sobre todos los aspectos esenciales del cálculo y la ejecución. En este documento se han incluido, primeramente, todas las «Resoluciones» ya aprobadas en las sesiones plenarias del Comité, mientras que las lagunas correspondientes a aquellos puntos sobre los cuales la ausencia de una suficiente documentación científica no ha permitido todavía lograr decisiones definitivas, se han completado mediante «Propuestas provisionales» inspiradas en las correspondientes prescripciones de las más recientes Instrucciones nacionales.

El texto se subdivide en «Principios», «Recomendaciones» propiamente dichas, «Comentarios» y «Anejos».

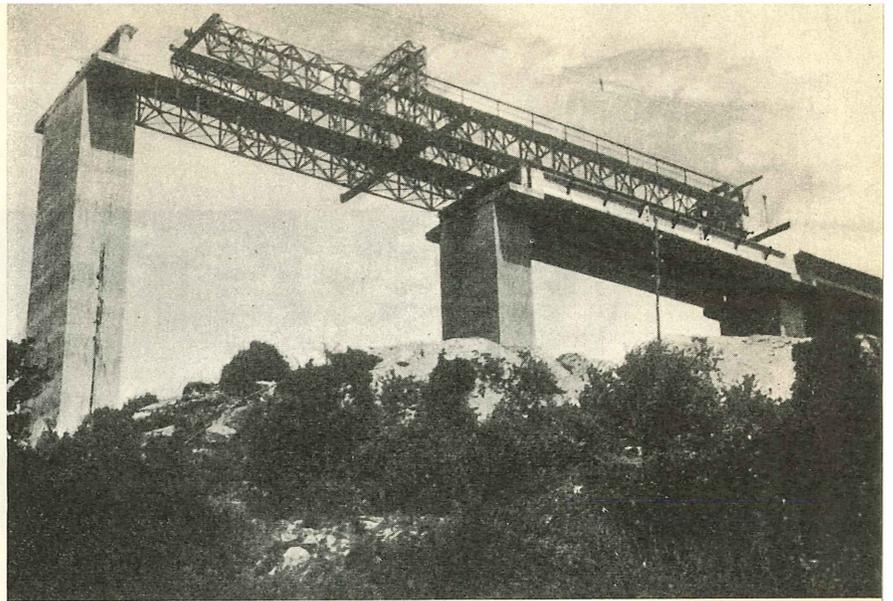
Los *Principios* constituyen una recopilación de las hipótesis fundamentales necesarias para el establecimiento de una Norma internacional unificada; en su casi totalidad corresponden a las Resoluciones aprobadas en las sesiones plenarias del Comité, generalmente por unanimidad de todas las delegaciones.

Las *Recomendaciones* constituyen, en cierto modo, un primer ejemplo de aplicación de los Principios.

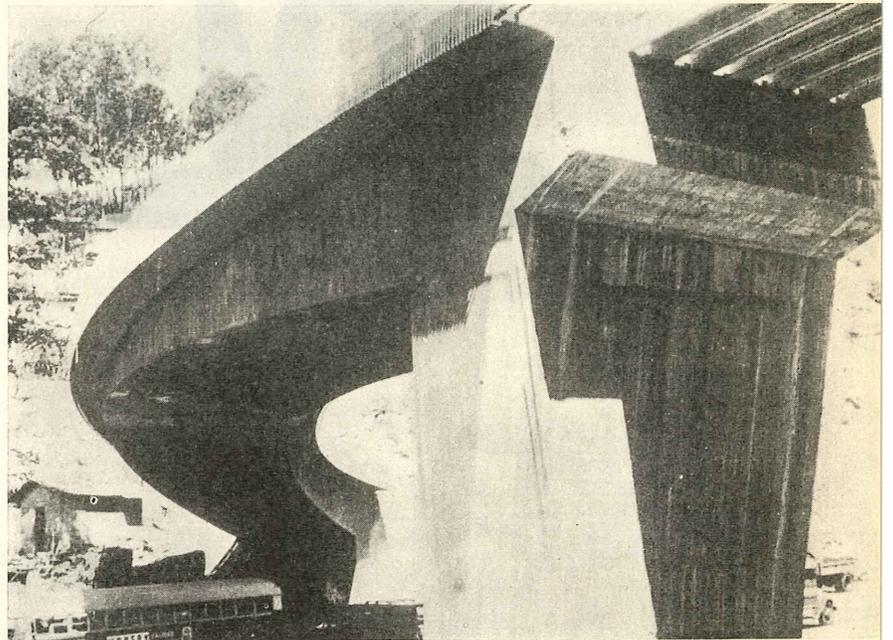
Los *Comentarios*, que acompañan y desarrollan los Principios y las Recomendaciones, ayudan a la comprensión del texto y aportan ciertas precisiones complementarias.

Finalmente, algunos *Anejos*, publicados bajo la firma de sus autores, completan ciertos artículos o explican detalladamente determinados métodos de cálculo.

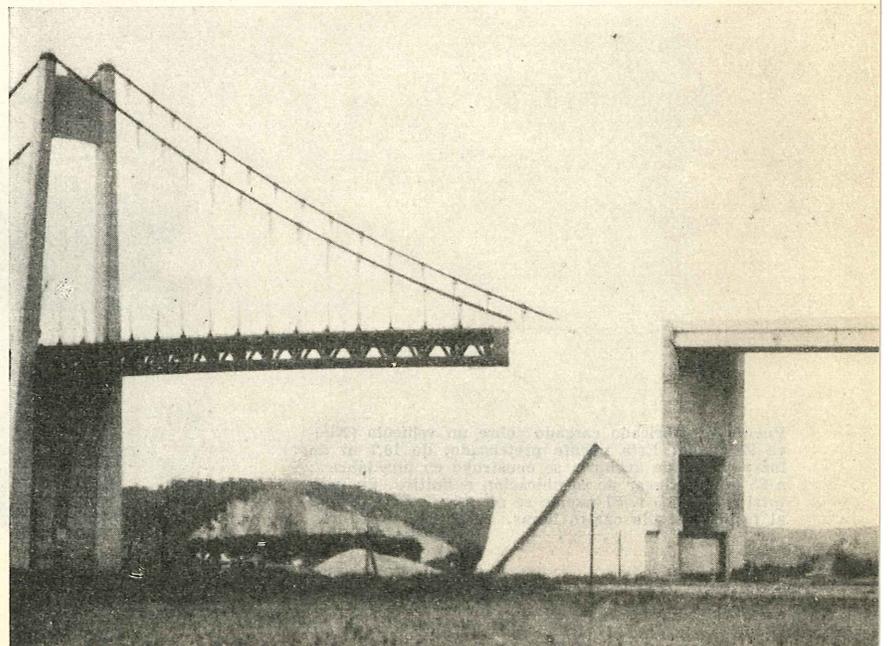
Viaducto sobre el lago Taloro (en Cerdeña): El viaducto está formado por ocho tramos de hormigón pretensado.

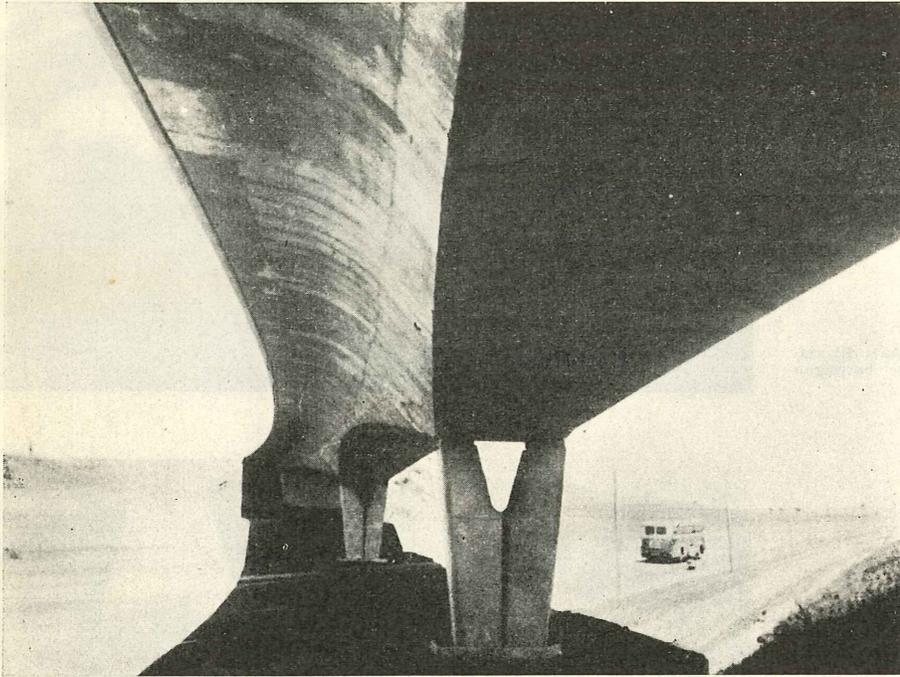


Puente helicoidal (Caracas): Se trata de un puente curvo, de hormigón pretensado, de 53,72 m de luz. Su sección en cajón está dimensionada para resistir el momento torsor originado por la curvatura del puente. Las pilas pretensadas se proyectaron para soportar el momento de vuelco y se apoyan sobre zapatas que vuelan 5 m por uno de los lados.

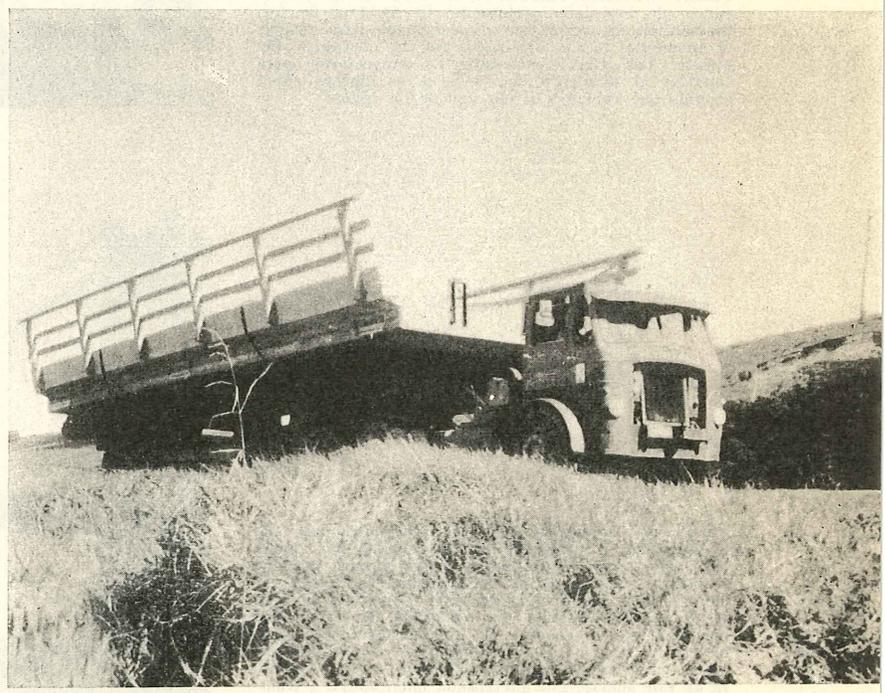


Puente de Tancarville sobre el Sena (Francia): En la fotografía se aprecia el anclaje del lado sur, cimentado sobre cajones neumáticos y que soporta también el último de los tramos del viaducto de acceso. Se eleva a 45 m por encima del suelo fangoso y su peso es de 35.500 toneladas. La resultante de la tracción originada por el puente y el peso del anclaje se transmite a los cajones de cimentación por medio de unos pilares fuertemente arriostrados entre sí. La estructura de este anclaje está pretensada longitudinal y transversalmente, y lleva 60 cables que la sujetan a un cajón transversal que forma la cimentación posterior.





Puente en el Aeropuerto de Orly (París): Este puente está formado por tres tramos continuos de 39, 54,40 y 39 m de luz. Las pilas se proyectaron especialmente, con una gran esbeltez, con el fin de mejorar la visibilidad del tráfico carretero. El tablero descansa sobre unos apoyos elásticos formados por dados de hormigón, en forma de lenteja, entre almohadillas de caucho.



Puente prefabricado cargado sobre un vehículo (Nueva Zelanda): Este puente pretensado, de 10,7 m de luz y 3,6 m de anchura, se construyó en una fábrica, a 85 km del lugar de su ubicación definitiva. Su peso total es de 35,5 t. El puente se montó y quedó abierto al tráfico en sólo cuatro horas.

bases para la determinación de la seguridad

El concepto de la seguridad, tal como ha sido establecido por el C.E.B., está basado en los siguientes principios:

- a) consideración de los estados límites que corresponden a los diversos criterios que sirven para declarar «fuera de servicio» a una estructura;
- b) determinación de una seguridad uniforme, local o de conjunto, respecto a todos los estados límites;
- c) cálculo de las sollicitaciones locales partiendo del comportamiento del conjunto de la estructura en el estado límite considerado;
- d) introducción de la noción probabilista de la seguridad, según la cual las probabilidades admisibles de que se alcancen los diferentes estados límites se evalúan según métodos análogos a los utilizados en el campo de los seguros.

PRINCIPIOS DE LAS TEORIAS PROBABILISTAS DE LA SEGURIDAD

El objeto del cálculo de la seguridad es mantener la probabilidad de alcanzar el estado límite considerado, por debajo de un cierto valor previamente establecido para el tipo de estructura que se estudia (P. 1,3).

En la medida compatible con las consideraciones morales (como el debido respeto a la vida humana) y, eventualmente, las consideraciones de carácter psicológico (tales como, por ejemplo, las posibles reacciones de la opinión pública como consecuencia de un accidente), el valor límite admisible para una cierta probabilidad podría fijarse de modo que resultase *mínimo* el total del precio inicial de la construcción, el capital necesario para asegurar su conservación durante el período de explotación y el importe de la prima ficticia de seguros capaz de cubrir los riesgos de daños materiales y corporales durante su construcción y explotación. Esta prima ficticia debe tener en cuenta la posibilidad de que la estructura quede fuera de servicio, lo que es función de leyes de probabilidad deducidas de los datos estadísticos recogidos (CP. 1,3).

Un cálculo probabilista completo exigiría el conocimiento de las leyes de distribución de las sollicitaciones más desfavorables que se puedan presentar durante todo el proceso de ejecución y el período de explotación de obras análogas, así como de la capacidad de la estructura o de sus diversos elementos para resistir a estas sollicitaciones. Además, debería tener en cuenta todos los factores aleatorios capaces de influir en la posibilidad de que se alcance el estado límite considerado, es decir:

- a) *el grado de aproximación del cálculo propiamente dicho*, especialmente el de las hipótesis de partida, teniendo en cuenta la naturaleza de la estructura, cómo ha sido concebida y las disposiciones constructivas adoptadas;

b) *el valor de la resistencia de los materiales en las zonas más solicitadas*, teniendo en cuenta, sobre todo, la elección de los procesos de ejecución y la calidad de la realización, el rigor más o menos estricto del control a que se someta la obra y la posibilidad de una pérdida de resistencia de la estructura durante su vida de servicio;

c) *el valor de las solicitaciones más desfavorables para la estabilidad*.

Sin embargo, los datos estadísticos de los que actualmente se dispone son insuficientes en muchos casos. En estas condiciones, la aplicación sistemática y generalizada de los principios probabilistas presenta serias dificultades. Por ello, conviene limitarse a utilizar, del modo más adecuado, los resultados estadísticos ya existentes y a estimar lo mejor posible las dispersiones, de las cuales, por el momento, pocos datos válidos se poseen; sin perjuicio de que, a medida que aumente el número de datos conocidos, se vayan introduciendo las correcciones que se juzgue oportuno.

Finalmente, debe señalarse que existen determinados fenómenos que no pueden considerarse como totalmente aleatorios (P. 1,3 y CP. 1,3).

METODO SEMI-PROBABILISTA DE CALCULO

El concepto semi-probabilista adoptado por el Comité Europeo del Hormigón, consiste en limitar, en primera aproximación, el verdadero análisis estadístico al estudio de la variación de las resistencias y de la intensidad de las cargas y otras acciones. Para estas variables, la dispersión de los datos se tiene en cuenta mediante la introducción de *valores característicos*, G_c , cuya determinación se realiza aplicando una expresión de la forma:

$$G_c = G_m(1 \pm k \cdot \delta)$$

en donde:

G_m es el valor medio de la variable considerada;

δ , su desviación cuadrática media relativa;

k , un coeficiente variable, cuya magnitud depende de la probabilidad, fijada «a priori», de que los datos se salgan del intervalo (G_m , G_c).

De este modo se llega a la adopción de un «valor característico» de las resistencias («*resistencias características*»), que define las propiedades mecánicas de los materiales y un «valor característico» de las cargas permanentes, sobrecargas y otras acciones («*solicitaciones características*»).

En cuanto a las otras fuentes de incertidumbre, que no pueden analizarse estadísticamente, se tienen en cuenta aplicando una serie de coeficientes de cálculo, γ , a los valores característicos. De esta forma, se definen para los materiales unas «*resistencias de cálculo*» iguales a las características, divididas por un coeficiente de minoración, γ_m , que tiene en cuenta el hecho de que las propiedades mecánicas reales del acero y del hormigón pueden ser inferiores a las admitidas en el proyecto. Análogamente, para las cargas permanentes, sobrecargas y otras acciones se utilizan como datos de partida las «*solicitaciones de cálculo*» iguales a las características, multiplicadas por un coeficiente de mayoración, γ_s , que tiene en cuenta la posibilidad de que las solicitaciones realmente aplicadas a las estructuras sean superiores o den lugar a efectos más desfavorables que los admitidos en el proyecto.

En estas condiciones:

«... *la determinación de la seguridad consiste en comprobar que, en todos los estados límites, los efectos de las solicitaciones de cálculo son, todo lo más, iguales a los valores que permiten alcanzar las resistencias de cálculo de los materiales. Dicho de otro modo, para una solicitación dada y un material dado, el coeficiente de seguridad global es igual al producto $\gamma_m \cdot \gamma_s$* » (P.1,4).

Este método semi-probabilista presenta numerosas ventajas:

Primeramente, en contra de lo que parece, no se trata de un método complicado, fruto de especulaciones abstractas de especialistas ávidos de novedad. A título de ejemplo, resulta interesante citar un problema concreto para el cual el método semi-probabilista proporciona una solución sencilla: si se considera la resistencia a rotura por flexión de una sección de hormigón armado, evidentemente habrá que adoptar un margen de seguridad diferente según que el estado límite sea alcanzado por deficiencia del hormigón o por deficiencia del acero. Inmediatamente se ocurre penalizar más la resistencia del hormigón que la del acero, aplicando a la del primero un mayor coeficiente de minoración que a la del segundo; de esta forma se puede obtener una mayor seguridad para las secciones que fallan por deficiencia del hormigón que para las que se rompen por deficiencia del acero. Este modo de operar coincide, precisamente, con el proceso de cálculo que se sigue en el método semi-probabilista.

Por otra parte, este método es perfectamente lógico, ya que atribuye a cada uno de los factores de incertidumbre una parte alícuota de la seguridad global de la estructura. En efecto, la introducción de las resistencias y solicitaciones características permite tener en cuenta la respectiva variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales y de las sobrecargas de diversa naturaleza, mientras que los coeficientes de minoración, γ_m , de las resistencias características y los coeficientes de mayoración, γ_s , de las solicitaciones características consideran los demás factores de incertidumbre, tales como los defectos de ejecución, la inexactitud de las hipótesis de cálculo, los errores en la previsión del comportamiento de la estructura, etc... Se ve claramente que este proceso permite a cada uno de los responsables—fabricante de los materiales, proyectista, constructor—formarse una idea precisa del margen de seguridad de que dispone y, como consecuencia, de las responsabilidades que le corresponden.

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS Y RESISTENCIAS DE CÁLCULO DEL ACERO Y DEL HORMIGÓN



Definición general.

La *resistencia característica*, σ_k , de un material resulta de la interpretación estadística de los resultados de los ensayos; viene definida por la relación:

$$\sigma_k = \sigma_m(1 - k \cdot \delta)$$

en la cual σ_m es la media aritmética de los resultados de los ensayos; δ , la desviación cuadrática media relativa (o «coeficiente de dispersión»), y k , un coeficiente que depende del número de ensayos que intervienen en el cálculo de σ_m y de la probabilidad, previamente aceptada, de obtener en los ensayos resultados inferiores al valor característico, σ_k .

La *resistencia de cálculo*, σ^* , de un material viene definida por la relación:

$$\sigma^* = \frac{1}{\gamma_m} \sigma_k$$

en la cual el *coeficiente de minoración* γ_m , de la resistencia, es función de leyes estadísticas relativas a los errores o defectos que se producen durante la ejecución de la obra y que originan una reducción de la resistencia de las secciones transversales de la pieza que se considera.

Para el acero, puede tratarse, por ejemplo, de una insuficiencia en las secciones de las armaduras, ya como consecuencia de un defecto de fabricación, ya como resultado de imperfecciones en los trabajos de ferralla o en la colocación en obra de las barras.

En el caso del hormigón, los riesgos de dispersión son mucho mayores que cuando se trata de las armaduras:

a) mientras que la resistencia del acero se puede determinar de un modo preciso mediante ensayos sobre probetas, los ensayos del hormigón no siempre son representativos de la resistencia realmente alcanzada por el hormigón en obra. Esta resistencia puede resultar afectada:

- por pequeños errores accidentales en la dosis del cemento o del agua de una amasada,
- por el transporte,
- por las condiciones climatológicas en el momento del hormigonado (calor, hielo, lluvia, viento),
- por una defectuosa compactación;

b) la sección transversal de hormigón puede resultar insuficiente como consecuencia de la existencia de coqueas o de una disminución de las dimensiones del encofrado motivada por errores de ejecución o deformación accidental de dicho encofrado;

c) en la mayoría de los casos, en los ensayos de corta duración no se manifiestan los efectos desfavorables originados por las cargas mantenidas;

d) además, con mucha más frecuencia que en el caso del acero, un defecto en el hormigón puede provocar, sin aviso previo, la ruina total de la estructura.

Por todas estas causas, en la práctica resulta aconsejable adoptar para el hormigón un valor de γ_m igual a 1,25 ó 1,50 veces el correspondiente al acero (CP.1,421).

2 Resistencia característica y resistencia de cálculo del acero.

Como *resistencia característica* del acero se toma el valor que corresponde a la probabilidad de obtener, en una distribución estadística normal de resultados de ensayos para la determinación del límite elástico, un 5% de resultados inferiores al valor adoptado. Esta probabilidad del 5% corresponde a un valor de $k = 1,64$, es decir:

$$\sigma_{ak} = \sigma_{am}(1 - 1,64 \cdot \delta)$$

El valor de la *resistencia de cálculo* del acero se deduce del de la resistencia característica mediante la aplicación de un coeficiente de minoración, $\gamma_a = 1,15$, para el estado límite de agotamiento (1) y $\gamma_a = 1$ para los estados límites de fisuración o de deformación. Se obtiene así:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a^* = \frac{\sigma_{ak}}{1,15} = \frac{\sigma_{am}(1 - 1,64 \cdot \delta)}{1,15} \quad (\text{estado límite de agotamiento}) \\ \sigma_a^* = \sigma_{ak} = \sigma_{am}(1 - 1,64 \cdot \delta) \quad (\text{estados límites de fisuración o de deformación}) \end{array} \right.$$

3 Resistencia característica y resistencia de cálculo del hormigón.

El valor que se adopta para la *resistencia característica* del hormigón es el que corresponde a la probabilidad de obtener, en una distribución estadística normal de resultados de ensayos para la determinación de la resistencia (en compresión o en tracción), un 5% de resultados inferiores al valor que se fije. Esta probabilidad del 5% corresponde a un valor de $k = 1,64$. Sin embargo, en ningún caso se considerarán desviaciones cuadráticas medias relativas inferiores al 7%, con lo cual resulta:

$$\sigma'_{bk} = \sigma_{bm}(1 - 1,64 \cdot \delta) \leq 0,885 \cdot \sigma_{bm}$$

(1) En la versión española de las Recomendaciones del C.E.B. se designa con el término "estado límite último" al que en este trabajo se llama "estado límite de agotamiento".

Una aproximación que, conduciendo sensiblemente al mismo valor, evita, en cambio, el cálculo de las desviaciones cuadráticas, consiste en tomar como valor de la resistencia característica el doble de la media de los resultados inferiores al valor mediano de la serie, disminuido en la media de todos los resultados.

El valor de la *resistencia de cálculo* del hormigón se deduce aplicando al valor de su resistencia característica un coeficiente de minoración, $\gamma_b = 1,50$, para el estado límite de agotamiento; $\gamma_b = 1,30$ para el estado límite de fisuración, y $\gamma_b = 1$ para el estado límite de deformación, es decir:

$$\sigma'_{bk} = \frac{\sigma_{bk}}{1,50} = \frac{\sigma_{bm}(1 - 1,64 \cdot \delta)}{1,50} \leq 0,59 \cdot \sigma_{bm} \text{ (estado límite de agotamiento)}$$

$$\sigma'_{bk} = \frac{\sigma_{bk}}{1,30} = \frac{\sigma_{bm}(1 - 1,64 \cdot \delta)}{1,30} \leq 0,68 \cdot \sigma_{bm} \text{ (estado límite de fisuración)}$$

$$\sigma'_{bk} = \sigma_{bk} = \sigma_{bm}(1 - 1,64 \cdot \delta) \leq 0,885 \cdot \sigma_{bm} \text{ (estado límite de deformación)}$$

Estos valores son aplicables a hormigones fabricados en obra con una vigilancia normal. El valor $\gamma_b = 1,50$ puede reducirse a 1,40 en el caso de hormigones fabricados en taller y rigurosamente dosificados y vigilados; por el contrario, se elevará a 1,60 cuando la vigilancia sea escasa.

Por otra parte, las resistencias de cálculo deben minorarse en un 10 %, cuando se trate de elementos de pequeña sección, hormigonados verticalmente sin precauciones especiales, ya que, en estos casos, se ha observado que la calidad del hormigón varía considerablemente a lo alto de tales piezas.

VALORES CARACTERÍSTICOS Y VALORES DE CÁLCULO DE LAS CARGAS PERMANENTES, SOBRECARGAS Y OTRAS ACCIONES

1.º Definición general.

El *valor característico*, Q_k , de las solicitaciones que pueden considerarse como *aleatorias*, se define por la relación:

$$Q_k = Q_m(1 + k \cdot \delta)$$

en la cual:

Q_m , que se deduce del examen estadístico de un conjunto de estructuras del mismo tipo y de la misma durabilidad que la obra en estudio, representa el valor de la solicitación más desfavorable, cuya probabilidad de que se sobrepase (hacia valores anormalmente elevados) una sola vez, durante la vida de servicio prevista para la estructura, es del 50 %;

δ representa la desviación cuadrática media, relativa, o «coeficiente de dispersión» de la distribución de solicitaciones máximas;

k es un coeficiente que depende de la probabilidad, previamente aceptada, de que actúen solicitaciones de valor superior a Q_k .

A título informativo debe indicarse que las *dispersiones* registradas en diferentes países han oscilado entre 0 y 0,15 para las *cargas permanentes* (aproximadamente 0 para las vigas de grandes dimensiones; entre 0,08 y 0,10, como término medio, para las placas, y del orden de 0,15 en el caso de materiales cuyo peso específico no se conoce exactamente o es variable con la higrómetros del ambiente), y entre 0,10 y 0,20 para las *sobrecargas* (0,10, aproximadamente, para los locales de viviendas y oficinas, y del orden de 0,15 en el caso de ciertas sobrecargas industriales).

Es necesario hacer notar que, *en ciertos casos particulares, una reducción de la sollicitación puede resultar peligrosa para la estabilidad de la estructura*; estos casos particulares, evidentemente, sólo pueden presentarse para las cargas permanentes, ya que, para las sobrecargas, la sollicitación más pequeña corresponde siempre a la ausencia de las mismas. No ocurre lo mismo en el caso de las cargas permanentes; como ejemplo se puede citar el de una chimenea o un muro de contención, cuyo peso contribuye a la estabilidad. En estos casos, el valor característico, Q'_k , debe definirse por la relación:

$$Q'_k = Q'_m(1 - k \cdot \delta)$$

en donde:

Q'_m designa el valor de la sollicitación más desfavorable, cuya probabilidad de que se sobrepase (hacia valores anormalmente bajos) una sola vez, durante la vida de servicio prevista para la estructura, es del 50 %;

δ representa la desviación cuadrática media, relativa, o «coeficiente de dispersión» de la distribución de sollicitaciones mínimas;

k es un coeficiente que depende de la probabilidad, previamente aceptada, de que actúen sollicitaciones de valor inferior a Q'_k .

Para las sobrecargas que no pueden considerarse como aleatorias, su valor, establecido previamente por una disposición de carácter oficial (convoyes-tipo para carretera, trenes-tipo, convoyes militares) o elegido en función del uso a que se destine la estructura, se adoptará como valor característico.

El *valor de cálculo* de las cargas permanentes y sobrecargas se deduce de su valor característico mediante una relación del tipo:

$$Q^* = \gamma_s \cdot Q_k$$

en la cual el *coeficiente de mayoración*, γ_s , permite tener en cuenta:

a) *la probabilidad de alcanzar un determinado estado límite*, la cual puede elegirse en función de la importancia de los daños que podría ocasionar un eventual accidente (P.1,422). Cuanto mayor sea la probabilidad de alcanzar un estado límite, mayor habrá de ser el valor de γ_s ; no obstante, esta probabilidad no podrá ser nunca excesivamente elevada, ya que, de otra forma, el coste de la estructura resultaría prohibitivo (CP.1,422);

b) *el posible aumento* de las cargas permanentes o sobrecargas y de sus efectos más allá de lo previsto, no sólo como consecuencia de la dispersión estadística (representada por δ) de las propias cargas permanentes o sobrecargas, sino también a causa de: la inexactitud de las hipótesis admitidas para el proyecto, los eventuales errores de cálculo, y la influencia de ciertos efectos secundarios que algunas veces se desprecian (P.1,422). El coeficiente γ_s debe cubrir, entre otras, las causas de incertidumbre correspondientes: al riesgo de que el comportamiento real de la estructura sea distinto del previsto; al grado de aproximación del método de cálculo utilizado, y a otros factores que pueden influir en la variación de las sollicitaciones (P.1,422-1);

c) *los eventuales errores de ejecución* que repercuten en la importancia de los esfuerzos que deben resistir las armaduras y el hormigón; es el caso, por ejemplo, de una defectuosa colocación de las armaduras, del mal funcionamiento de una articulación, de un error en el trazado de la directriz de un arco, del desplome de un soporte, etc.; es también el caso del aumento o disminución de las sollicitaciones, como resultado de la deformación de los encofrados que repercute en el valor de las cargas permanentes, o bien de cualquier error susceptible de alterar sensiblemente las dimensiones geométricas de los elementos de la estructura (lucos de vigas, alturas de soportes, etc.), o su posición relativa (por ejemplo, excentricidades accidentales del punto de aplicación de las cargas). Los esfuerzos adicionales que resultan de estos defectos de ejecución en obra no han sido tenidos en cuenta en la valoración estadística de las sobrecargas y deben, por consiguiente, cubrirse mediante una mayoración de las sollicitaciones.

El proyectista deberá estudiar cada caso con la mayor atención. Por ejemplo:

- γ_s deberá ser mayor en el caso de placas delgadas, en las cuales los errores relativos en el espesor del hormigón y en la posición de las armaduras son más perjudiciales y pueden tener consecuencias más graves;
- lo mismo ocurre cuando la aplicación de una carga o sobrecarga dada ocasiona una tensión débil o nula, como resultado de la compensación de las componentes positivas y negativas de las líneas de influencia (barras de triangulación de una cercha, por ejemplo); el coeficiente γ_s , entonces, no será suficiente (ya que $\gamma_s \times 0 = 0$). En este tipo de estructuras la tensión deberá aumentarse siguiendo criterios que son difíciles de fijar en un Reglamento.

Es necesario llamar la atención sobre el hecho de que el coeficiente γ_s no cubre, ni los errores en la concepción del proyecto ni los defectos graves de ejecución (CP.1,422-1);

d) *la probabilidad de que no actúen simultáneamente varias cargas o sobrecargas*: el coeficiente γ_s debe tener en cuenta también las posibles combinaciones de las diversas clases de cargas y sobrecargas entre sí (peso propio, sobrecargas de explotación, viento, nieve, etc.). Cada una de estas cargas o sobrecargas alcanza, en muy raras ocasiones, su valor máximo y la probabilidad de que estos máximos actúen simultáneamente es, por consiguiente, muy pequeña. También podrá reducirse el valor de γ_s cuando se aplique sobre el conjunto de todas las cargas y sobrecargas posibles, cualquiera que sea su naturaleza (en algunos países, para estos casos se llega a admitir hasta un 30 % de reducción);

e) *la posibilidad de redistribución de esfuerzos*: el valor de γ_s debe depender también del tipo de estructura. En aquellas estructuras o elementos constructivos en los que pueda producirse una redistribución de esfuerzos, el valor de γ_s podrá ser menor que en aquellas otras en las cuales la rotura de uno solo de sus elementos puede ocasionar la destrucción total del conjunto, o que en las piezas susceptibles de experimentar una rotura brusca o frágil, sin aviso previo (CP.1,422-1).

En cuanto a las acciones originadas por los efectos de la retracción, la fluencia, la temperatura, etc., deben también multiplicarse por un coeficiente de mayoración, γ_s , cuya determinación se hará con arreglo a los mismos principios.

2.º Valores característicos y valores de cálculo de las cargas permanentes.

Salvo excepción, las cargas permanentes, valoradas en función del volumen y peso específico de los materiales en sus condiciones de empleo, no vendrán afectadas por ningún coeficiente de dispersión ($\delta = 0$). Como casos de excepción deben mencionarse aquellos en los cuales haya que tener en cuenta la estabilidad al vuelco o en los que no se conozca exactamente, o sea susceptible de variación, el peso específico de los materiales ($\delta \neq 0$); podrá adoptarse entonces: $k = 1$. Es decir, que para las *cargas permanentes características* se tendrá:

$$G_k = G_m(1 \pm \delta)$$

con el signo correspondiente al efecto más desfavorable.

Las *cargas permanentes de cálculo* se deducen de las cargas permanentes características mediante la aplicación de un coeficiente de mayoración que será: $\gamma_s = 1,40$ con respecto al estado límite de agotamiento y $\gamma_s = 1,00$ ó $1,10$ con respecto al estado límite de fisuración o de deformación, según se trate de cargas normales o alternas, respectivamente. No obstante, en el *caso límite excepcional*, en el que todas las condiciones más favorables de cálculo, ejecución y utilización se cumplan *simultáneamente* (exactitud de las hipótesis de partida, máximo rigor en los estudios y cálculos, cuidadoso estudio de las uniones y anclajes, ejecución muy cuidada, vigilancia continua, daños únicamente materiales en caso de accidente), se puede rebajar el coeficiente de mayoración correspondiente al estado límite de agotamiento a: $\gamma_s = 1,25$. En la práctica, es realmente difícil que todas estas condiciones ideales se cumplan simultáneamente; y si no ocurre así, será preciso entonces sumar o restar a 1,25:

- + 0,15 en el caso de hipótesis dudosas o de estudios o cálculos medianamente cuidados;
- + 0,15 para unas condiciones medias de ejecución;
- + 0,15 cuando exista el riesgo de daños muy importantes;
- 0,15 cuando los daños que puedan preverse sean mínimos.

En definitiva, acumulando estos aumentos o disminuciones, se vuelve a obtener, en la mayoría de los casos:

$$\gamma_s = 1,40$$

Como resumen se tiene:

$$G^* = 1,40G_k = 1,40G_m(1 \pm \delta) \text{ (estado límite de agotamiento)}$$

$$G^* = G_k = G_m(1 \pm \delta) \text{ (estado límite de fisuración o deformación; cargas normales)}$$

$$G^* = 1,10G_k = 1,10G_m(1 \pm \delta) \text{ (estado límite de fisuración o deformación; cargas alternas)}$$

3.º Valores característicos y valores de cálculo de las sobrecargas y otras acciones.

Estas sobrecargas y otras acciones comprenden:

- a) las sobrecargas fijas y las de explotación;
- b) las sobrecargas climáticas: nieve y viento;
- c) las acciones que pueden originar las sobrecargas de explotación, tales como los efectos de frenado, choques laterales, fuerzas centrífugas, y fenómenos vibratorios;
- d) los corrimientos, rozamientos y coacciones de los apoyos;
- e) los efectos de la retracción, la fluencia y las variaciones térmicas;
- f) los eventuales efectos sísmicos;
- g) en su caso, la influencia del proceso constructivo seguido.

La determinación de las *sobrecargas características* se hará aplicando la expresión:

$$Q_k = Q_m(1 + \delta)$$

en la cual se ha adoptado para el coeficiente k , multiplicador de δ , el valor 1, y en donde δ es el coeficiente de dispersión que viene fijado por los Reglamentos particulares de cargas. Debe también señalarse que, contrariamente a lo que con algunos tipos de cargas permanentes ocurre, la dispersión, δ , debe *siempre* sumarse (signo «más», con exclusión del signo «menos»), pues en el caso de que para ciertos tipos de sobrecarga fuese el signo «menos» el que teóricamente debiera tenerse en cuenta, resulta evidente que el efecto más desfavorable corresponderá siempre al valor nulo de esas sobrecargas.

Las Recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón imponen, igualmente, un *aumento del 15% de todas las sobrecargas variables y móviles*, cuyo efecto es mucho más peligroso que el de las sobrecargas fijas; este aumento del 15% ha sido fijado teniendo en cuenta las posibles variaciones de signo y magnitud de las tensiones, y no debe confundirse con los coeficientes dinámicos normales. En efecto, cuando las sobrecargas variables y móviles van acompañadas de efectos dinámicos, sus valores, además de mayorarlos como antes se ha indicado en un 15%, sufrirán un aumento complementario, bajo la forma de «*coeficientes dinámicos*», cuya magnitud, adecuadamente elegida, debe tener en cuenta la influencia de las fuerzas de inercia, choques o vibraciones y fenómenos de fatiga, que tales efectos dinámicos pueden ocasionar.

Las *sobrecargas de cálculo* se deducen aplicando a las características los mismos coeficientes de mayoración utilizados para las cargas permanentes, es decir: $\gamma_s = 1,40$ con respecto al estado límite de agotamiento y $\gamma_s = 1,00$ ó $1,10$ con respecto al estado límite de fisuración o deformación, según se trate de cargas normales o alternas, respectivamente. Del mismo modo que ocurría para las cargas permanentes, el valor $\gamma_s = 1,40$ relativo al estado límite de rotura puede, en casos excepcionales, reducirse a $\gamma_s = 1,25$.

Por otra parte, determinados casos de *superposición de sobrecargas* han sido objeto de prescripciones especiales:

Así, por ejemplo, cuando *el efecto del viento deba superponerse al de las cargas permanentes y las sobrecargas de explotación*, el coeficiente de mayoración, γ_s , podrá reducirse en un 10% (es decir: $\gamma_s = 0,90 \times 1,40 = 1,26$) siempre que la resistencia de la estructura en estas condiciones no resulte inferior a la correspondiente a la acción de la carga permanente de cálculo (o sea, multiplicada por $\gamma_s = 1,40$) y las sobrecargas variables de explotación mayoradas en el 15% (es decir, multiplicadas por: $\gamma_s = 1,40 \times 1,15 = 1,61$). No obstante, si no existe ninguna sobrecarga de explotación, como ocurre, por ejemplo, en el caso de una chimenea, no podrá aplicarse ningún coeficiente de reducción.

Lo mismo sucede cuando *el efecto de una sobrecarga excepcional* (tal como el efecto sísmico) se superpone al de las cargas permanentes, sobrecargas de explotación y otras acciones. El coeficiente γ_s de mayoración podrá entonces reducirse a $\gamma_s = 1$, pero manteniendo el aumento del 15% para las sobrecargas variables. Es más, en este caso pueden multiplicarse, igualmente, las resistencias de cálculo por 1,15. Dicho de otro modo, para este caso excepcional, la seguridad global podrá reducirse a 1 para el acero y a $1,50/1,15 = 1,30$ para el hormigón, a reserva de que la hipótesis de combinación de cargas considerada sea, efectivamente, la más desfavorable.

Por el contrario, en el caso especialmente peligroso en el que la *rotura sin aviso previo* de un solo elemento pueda ocasionar la ruina total de la estructura, el coeficiente γ_s que debe aplicarse a tal pieza deberá mayorarse adecuadamente con respecto a los coeficientes de los demás elementos de la estructura.

METODO PRACTICO PARA LA COMPROBACION DE LA SEGURIDAD

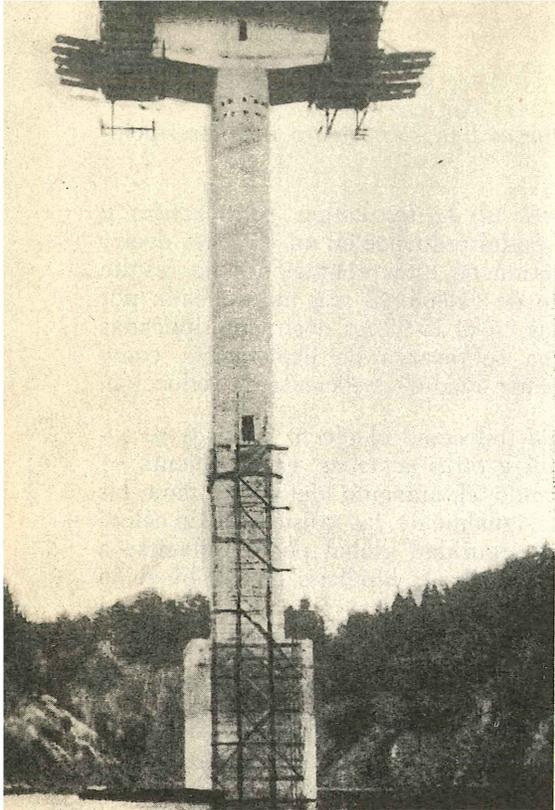
Esta comprobación deberá, como es lógico, efectuarse con relación a los diversos estados límites considerados y, especialmente, respecto al estado límite de agotamiento, al estado límite de fisuración, al estado límite de deformación, al estado límite de pandeo, etc... Consiste en comprobar que *los efectos de las solicitaciones de cálculo no exceden de los que puede soportar la estructura, calculados a partir de las resistencias de cálculo del acero y del hormigón.*

Esta comprobación de la seguridad puede esquematizarse mediante la siguiente expresión simbólica:

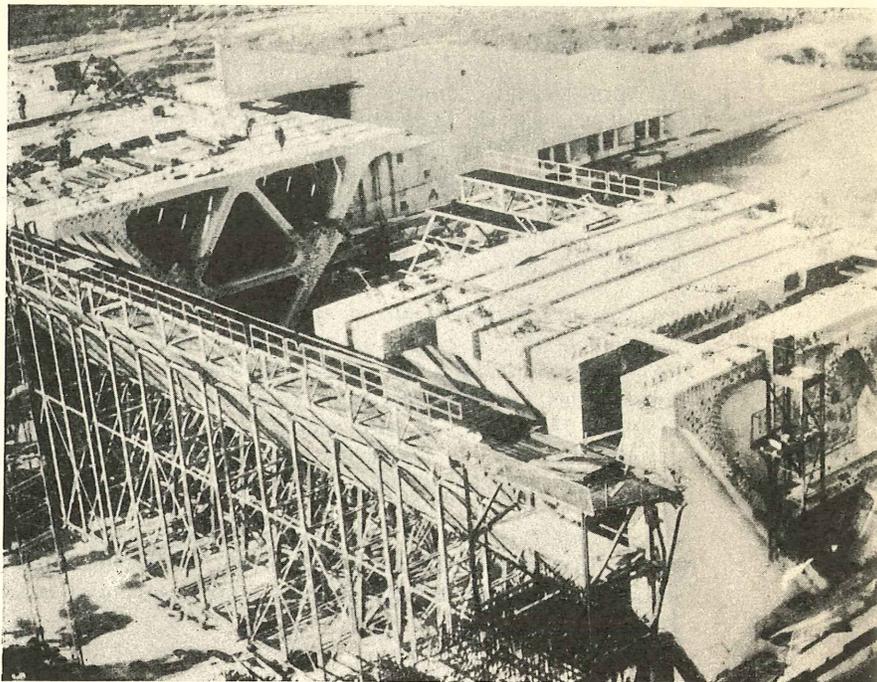
$$\gamma_g \cdot S_g + \gamma_{p1} S_{p1} + 1,15\gamma_{p2} \cdot S_{p2} + 1,15\alpha \cdot \gamma_{p3} \cdot S_{p3} + \gamma_v \cdot S_v + \gamma_t \cdot S_t + \\ + \gamma_r \cdot S_r + \dots \leq R \left(\text{función de } \frac{\sigma_{ak}}{\gamma_a} \text{ y } \frac{\sigma_{bk}}{\gamma_b} \right)$$

expresión en la cual:

- S_g representa las solicitaciones correspondientes a los valores característicos de las cargas permanentes;
- S_{p1} representa las solicitaciones correspondientes a los valores característicos de las sobrecargas *estáticas* de explotación;
- S_{p2} representa las solicitaciones correspondientes a los valores característicos de las sobrecargas *variables* de explotación;
- S_{p3} representa las solicitaciones correspondientes a los valores característicos de las sobrecargas *dinámicas* de explotación;
- S_v representa las solicitaciones correspondientes a los valores característicos de las sobrecargas de *viento y nieve*;
- S_t representa las acciones originadas por las *variaciones de temperatura*;
- S_r representa las acciones originadas por la *retracción*;
- α representa el coeficiente de impacto de las sobrecargas dinámicas de explotación;
- R representa la resistencia de cálculo, en el estado límite considerado, función de la resistencia mecánica de cálculo del acero y del hormigón.

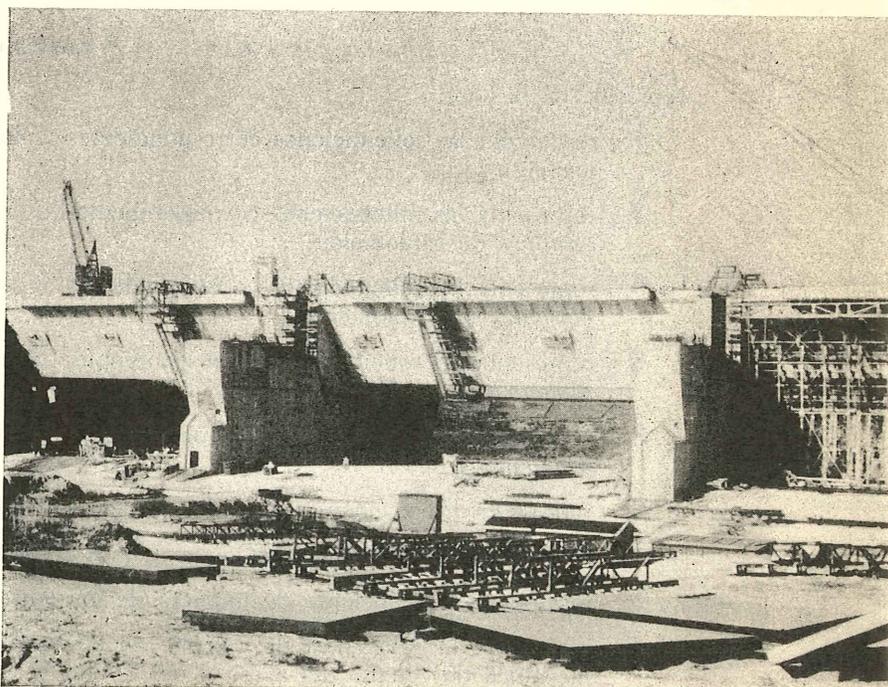


Puente carretero en Bohemia del Sur (Checoslovaquia): Los cuatro tramos de este puente son de 42, 84, 84 y 42 m de luz y la rasante del mismo se encuentra a 70 m por encima del lecho del río.

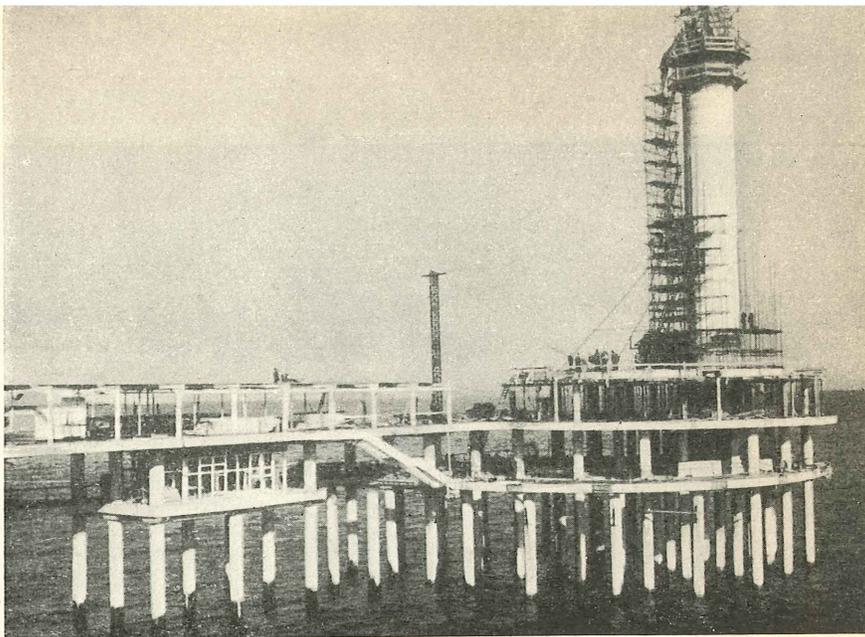


Esclusas de Haringvliet (Holanda): (Véanse detalles en la figura inferior).

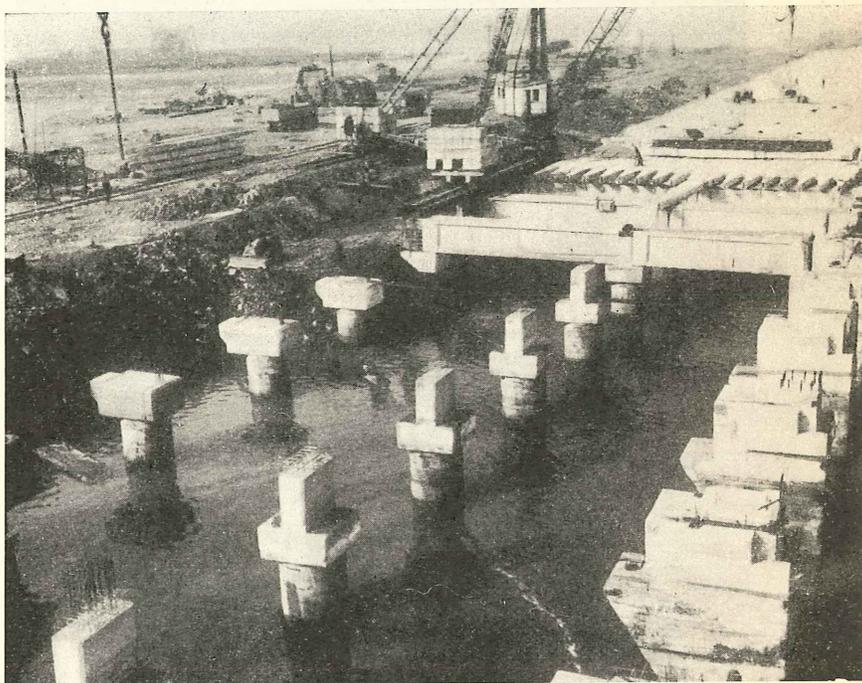
Esclusas de Haringvliet (Holanda): Hay 17 vigas triangulares, de sección hueca, cada una de las cuales tiene 58 m de luz, 12 m de altura y 22 m de anchura. Cada viga está formada por 22 elementos, más otros seis que constituyen las cabezas extremas, y cada elemento pesa 255 toneladas y está pretensado longitudinalmente. Estas vigas huecas soportan el tráfico rodado, así como el impacto de las olas sobre las compuertas metálicas. Se ha calculado que el empuje máximo de las olas puede llegar a 220 t/m².



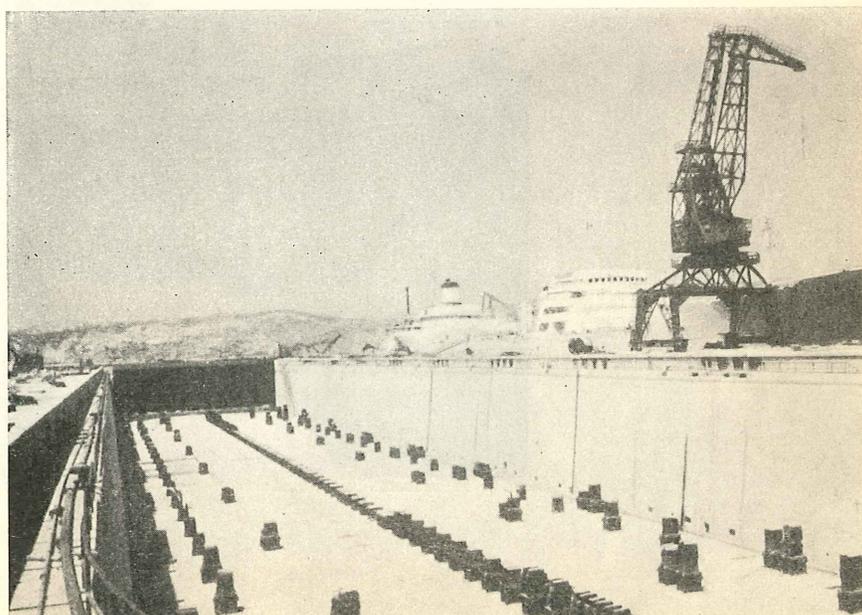
Espigón en Scheveningen (Holanda): Este espigón, de 380 m de longitud, tiene tres «islas» en su extremo, en las cuales se han construido diversas instalaciones de recreo y un restaurante. Los pilotes huecos, las vigas que enlazan sus cabezas y las placas del tablero, son prefabricadas y postensadas. El tablero está postensado transversalmente mediante barras de 26 mm de diámetro.

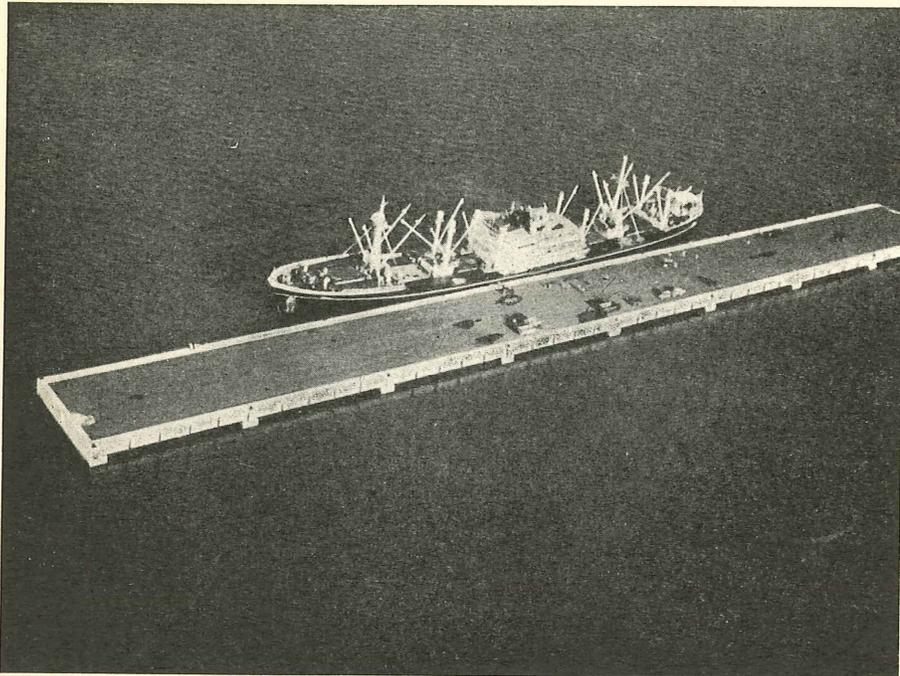


Muelle número 1, Tees Dock, Middlesbrough (Inglaterra): El muelle tiene 970 m de longitud y 27,4 m de anchura. Su infraestructura está formada por 330 soportes cilíndricos de hormigón, de sección tubular, prefabricados en trozos de 1,83 m de longitud y 1,84 metros de diámetro. Los distintos trozos se enlazaron después mediante un pretensado longitudinal, para el que se emplearon barras tipo Macalloy, y se rellenaron con un hormigón pobre y arena. La superestructura está constituida por una serie de placas, prefabricadas y pretensadas, que forman el tablero y se apoyan sobre vigas en I, también prefabricadas y pretensadas.



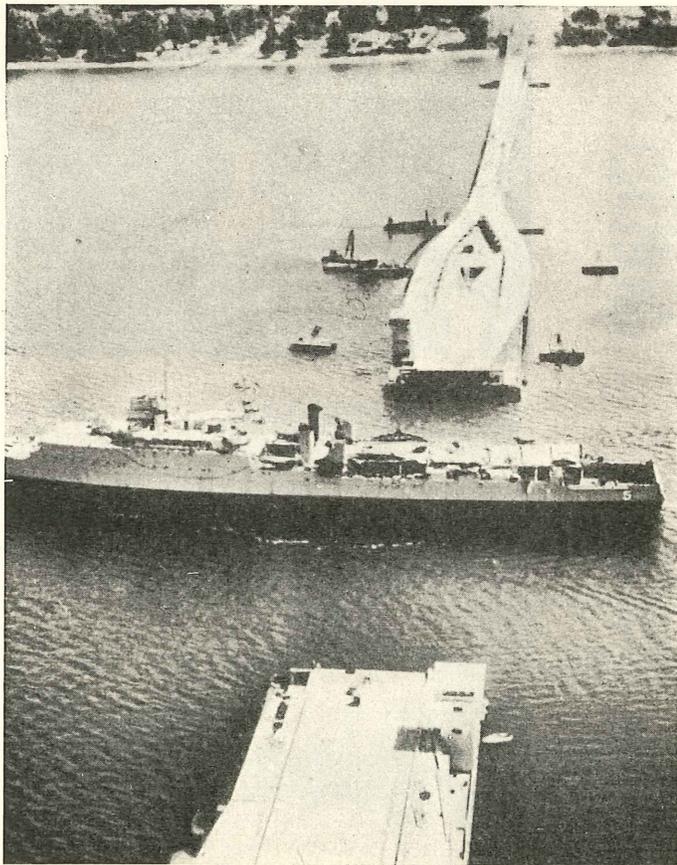
Dique número 8 en Marsella (Francia): La plataforma de este dique tiene 50 m de anchura y va pretensada transversalmente para evitar la fisuración debida a las flexiones producidas por la subpresión.





Espigón en Sihanoukville (Camboya): Este espigón tiene 280 m de longitud, 28 m de anchura y un viaducto de acceso de 175 metros.

Ambas estructuras tienen tramos de 35 m y se apoyan sobre cajones metálicos y de hormigón. El tablero está formado por un emparrillado de elementos pretensados montados con el auxilio de una viga triangulada de lanzamiento. Este método ha permitido construir con gran rapidez el tablero, una vez terminados los cajones de cimentación.



Puente flotante sobre el canal Hool, en Seattle (Estados Unidos): La longitud total de este puente es de 2.400 m. Los pontones sobre los que se apoya el tablero son de hormigón pretensado y sección en cajón, de 4,25 m de canto, 15,1 m de anchura y 109 m de longitud.

Para dar paso a la navegación, los dos tramos centrales, de 143 m de longitud cada uno, son móviles, pudiendo trasladarse, según puede apreciarse en la fotografía, hacia los extremos del puente, en la dirección de su eje, quedando incluidos entre dos pontones laterales que les sirven de guías. El canal central de navegación puede abrirse y cerrarse en 3 minutos.

estructuras hiperestáticas

FUNDAMENTOS DE LOS METODOS DE CALCULO EN LOS ESTADOS LIMITES

Como ya se ha dicho, el estudio sistemático de los métodos clásicos y las Instrucciones antiguas, la comprobación de sus imperfecciones y de sus numerosas lagunas y, muy especialmente, la imposibilidad de llegar, mediante la aplicación de estas normas, a una correcta valoración y a un ajuste uniforme del margen de seguridad de una estructura, han llevado al Comité Europeo del Hormigón a la convicción de que *la base esencial y única de todo método científico y de cualquier nuevo reglamento para el hormigón armado debe ser el conocimiento experimental del comportamiento real del complejo hormigón-acero, no solamente en lo que respecta a una sección aislada, sino, de un modo más general, en lo que afecta al conjunto de la estructura, sobre todo si se trata de estructuras hiperestáticas.*

Es evidente que los métodos clásicos, basados en la aplicación de la teoría elástica, sólo cumplen de un modo imperfecto estas exigencias, dado que *la aparición de deformaciones anelásticas* (deformaciones plásticas propiamente dichas o deformaciones locales por fisuración) modifica sensiblemente la distribución elástica de los esfuerzos interiores (momentos flectores, esfuerzos cortantes, etc.), en todas las fases del comportamiento de la estructura comprendidas entre la aparición de las primeras deformaciones anelásticas en el hormigón sometido a tracción y el estado límite de agotamiento. Es necesario, por consiguiente, tener en cuenta estas deformaciones no elásticas, cualesquiera que sean las condiciones de la acción exterior considerada. Este es el motivo por el cual el Comité Europeo del Hormigón ha llevado a cabo diversos estudios teóricos y experimentales, con el fin de conocer y definir el comportamiento real de las estructuras hiperestáticas y, como consecuencia, llegar a obtener unos métodos de cálculo elasto-plásticos, que tengan en cuenta la distribución más probable de esfuerzos interiores, no sólo en el estado límite de agotamiento, sino también en las condiciones de servicio de la estructura.

El problema fundamental consiste en cómo tener en cuenta, para los diferentes estados límites, la intervención de las deformaciones no elásticas (fisuración, plasticidad, fluencia) en la expresión de las condiciones de equilibrio de los esfuerzos y de las condiciones de compatibilidad de las deformaciones; para ello es necesario conocer previamente los *diagramas experimentales momentos-giros-curvaturas* y los *valores experimentales de los giros anelásticos límites*, con la condición, además, de que estos datos experimentales se hayan obtenido en condiciones que puedan compararse, tanto desde el punto de vista mecánico como el estructural, con las correspondientes a la estructura en estudio.

Por esta causa, con el fin de reunir resultados experimentales confiables y realmente utilizables, el Comité Europeo del Hormigón se ha comprometido resueltamente a la realización, a escala internacional, de un ambicioso programa de ensayos, en los que se hacen intervenir los parámetros esenciales (resistencias del hormigón, características mecánicas y de adherencia de los aceros, cuantías de armaduras, formas de la sección, excentricidad del esfuerzo normal, etc.). Estos ensayos fueron distribuidos inicialmente, de un modo coordinado, entre los laboratorios de Francia, Inglaterra e Italia, y a ellos se unieron en seguida los de Bélgica, Brasil, Canadá, Checoslovaquia, Estados Unidos, Méjico y Portugal. La amplia documentación internacional constituida por la recopilación de los resultados registrados en todos estos ensayos, y que próximamente será publicada y ampliamente difundida, constituye una síntesis de los conocimientos de que actualmente se dispone para el cálculo elasto-

plástico de las estructuras hiperestáticas, compuestas de piezas prismáticas. Esta síntesis permite determinar la evolución que experimenta el régimen de equilibrio entre el final del comportamiento elástico y el estado límite de agotamiento.

Partiendo de esta documentación fundamental, es necesario seguir el siguiente proceso de cálculo:

- a) tener en cuenta los diagramas experimentales momentos-giros-curvaturas para el planteamiento de las *ecuaciones generales de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformaciones*;
- b) comprobar, por medio de estas ecuaciones generales, las condiciones de equilibrio y de compatibilidad en el *estado límite de agotamiento*;
- c) comprobar la fisuración y deformación en las condiciones de servicio;
- d) comprobar las condiciones locales de seguridad, respecto al esfuerzo cortante, en el estado límite de agotamiento;
- e) comprobar la estabilidad de conjunto de la estructura.

BASES TEORICAS Y EXPERIMENTALES DE LOS METODOS DE CALCULO EN LOS ESTADOS LIMITES

Estos métodos de cálculo elasto-plásticos, que implican una generalización de las ecuaciones de compatibilidad y de equilibrio y tienen en cuenta, de un modo sistemático, las deformaciones anelásticas, se fundan en las siguientes bases teóricas y experimentales, entre otras:

1. Las deformaciones no elásticas del hormigón armado, únicamente en una proporción muy pequeña se deben a la plasticidad del hormigón; están ocasionadas, principalmente, por la fisuración. De este hecho se deduce que tales deformaciones han de ser: considerables en las vigas débilmente armadas; mucho más reducidas en las vigas con fuertes cuantías de armaduras, y muy limitadas en los elementos sometidos a compresión y flexión con pequeña excentricidad (sección frágil) (CR.3,111).
2. Los máximos giros no elásticos en las vigas se producen, principalmente, en zonas reducidas; esto permite considerarlos concentrados en las secciones críticas de la pieza y suponer que el resto del elemento continúa trabajando, todavía, en régimen elástico (CR.3,112).
3. La ley momentos-giros de las piezas sometidas a flexión puede asimilarse a una *ley tri-rectilínea* (estado elástico; estado de fisuración; estado de los grandes alargamientos del acero). El estado de fisuración se puede definir a partir de las teorías de la fisuración. El punto final del diagrama (rotura) corresponde al momento de agotamiento calculado de acuerdo con la teoría de la flexión; sin embargo, para el valor correspondiente al giro («*giro-límite*») es preciso tener en cuenta que en los ensayos se han registrado siempre acortamientos unitarios del hormigón superiores al valor convencional adoptado de 3,5%. Por otra parte, para la determinación de la «*longitud plástica*», es decir, aquella a lo largo de la cual se reparte la curvatura convencional calculada, se hace necesario esperar a ver lo que resulta de los ensayos actualmente en curso. No obstante, se pueden ya admitir ciertas simplificaciones para el dimensionamiento en rotura, esquematizando la ley momentos-giros en la forma de una *ley bi-rectilínea*, caracterizada por un límite elástico, L_1 , y una resistencia máxima, L_2 , prudentemente elegidos (CR.3,113).
4. La importante redistribución de momentos que puede provocar una fisuración moderada, facilita el que se respeten los límites admisibles establecidos para la abertura de fisuras (CR.3,114).

Partiendo de estas bases se puede estudiar cualquier configuración no elástica de una estructura hiperestática (en particular, la deformada de rotura, y las deformadas correspondientes a los otros estados límites) mediante una extrapolación de los métodos elásticos corrientes. Es posible, especialmente, adoptar el *método de los trabajos virtuales* imponiendo, al propio tiempo, el equilibrio del conjunto y la compatibilidad de la deformación total mediante una generalización de la ecuación clásica de Müller-Breslau.

BREVE EXPOSICION DE LOS METODOS DE CALCULO CONSIDERADOS

En principio, cualquier método de cálculo en estados límites, que esté fundado en las bases anteriormente expuestas, puede ser considerado como válido.

A la vista de los resultados hasta ahora obtenidos, el Comité Europeo del Hormigón preconiza los *tres métodos* indicados a continuación, que permiten simplificar las operaciones necesarias para el cálculo de las estructuras hiperestáticas constituidas por piezas lineales. Estos métodos son:

- el del profesor A. L. L. Baker;
- el de M. Macchi, conocido como método de los «giros impuestos»;
- el de M. Guyon.

1.º Método del profesor A. L. L. Baker.

Este método consiste en considerar una estructura n veces hiperestática, como plastificada en n rótulas, concentradas en n secciones críticas. Para cada una de estas rótulas plásticas se plantea la ecuación de equilibrio de esfuerzos y la ecuación de compatibilidad de deformaciones, introduciendo en la ecuación clásica de Müller-Breslau los términos que expresan los giros anelásticos. Resulta así un sistema de n ecuaciones, cuya resolución constituye un método científico general para el cálculo de los sistemas hiperestáticos y que permite determinar su carga de rotura.

No obstante, para conseguir un resultado satisfactorio es indispensable:

a) conocer para cada sección crítica la relación momentos-giros, la cual, para simplificar, el profesor Baker la asimila a una ley bi-rectilínea, caracterizada por dos puntos límites, L_1 y L_2 , que es necesario haber podido determinar «a priori». El *punto límite* L_1 corresponde, bien a la plastificación del hormigón para un acortamiento del 2 ‰, o bien a la fluencia del acero. El *punto límite* L_2 , que tiene la misma ordenada que L_1 (se supone que la recta L_1L_2 es horizontal), corresponde, o a la rotura del hormigón por aplastamiento para un acortamiento del 3,5 ‰, o a la rotura convencional del acero que se considera asimilada a un valor medio entre la tensión de fluencia y la tensión real de rotura;

b) distribuir los valores desconocidos de los momentos, de tal forma que los momentos correspondientes a cada una de las secciones críticas que se encuentran todavía en régimen elástico y a cada una de las secciones ya plastificadas, conduzcan a giros que puedan considerarse compatibles. Para obtener fácilmente esta compatibilidad de giros y de momentos resultantes en las rótulas, el profesor Baker propone, como simplificación complementaria, *suponer que la posición de las rótulas coincide con las secciones probables de tensiones máximas, deducidas considerando la pieza en régimen elástico*. De este modo, cada una de las ecuaciones de compatibilidad tiene una sola incógnita, con lo que la resolución del sistema y la solución del problema son inmediatas.

2.º Método de M. Macchi.

Este método, llamado «*método de los giros impuestos*», es un método exacto de cálculo, que tiene en cuenta los efectos anelásticos que se producen desde el momento mismo en que se inicia la carga. Se presenta como un procedimiento de comprobación y, en su estado actual de desarrollo, resulta solamente aplicable a las estructuras hiperestáticas sencillas, tales como vigas continuas y pórticos.

Los giros anelásticos se suponen concentrados en las secciones críticas, y el método consiste en valorar primero, de acuerdo con los principios normales de la elasticidad, los efectos *elásticos* de estos giros anelásticos, que se consideran *impuestos* a la estructura; estos efectos elásticos se superponen después a los de las cargas exteriores aplicadas.

No obstante, en la práctica este procedimiento exige admitir una *hipótesis previa* sobre el estado de la estructura en el momento de la rotura. La hipótesis más sencilla consiste en admitir que los momentos límites se alcanzan simultáneamente en todas las secciones críticas; de acuerdo con esta hipótesis, la redistribución resulta *total* y el rendimiento de la estructura máximo. De esta forma se deduce un diagrama final de momentos, al que corresponde un determinado valor, P_r , de las cargas aplicadas a la estructura.

Por otra parte, y de acuerdo con los propios principios del método, este diagrama final, que se deduce directamente de la hipótesis previa sobre el estado de la estructura, debe identificarse al diagrama que resulta de la superposición:

- a del diagrama elástico de los momentos originados por la carga, P_r , definida a partir de la hipótesis previa;
- b del diagrama representativo de los efectos elásticos producidos por los giros anelásticos impuestos, actuando en cada una de las secciones críticas.

En el caso en que el diagrama de redistribución total y el diagrama de superposición coincidan, el mecanismo de rotura imaginado por el proyectista resulta, a la vez, *compatible y en equilibrio*. El problema, por consiguiente, está resuelto. Si no se produce esta coincidencia, se puede, teniendo en cuenta el signo de la diferencia encontrada, determinar cuáles son las secciones en las que se ha alcanzado realmente el momento límite y en cuáles, por el contrario, sólo se ha aprovechado una parte de su capacidad de giro.

Pero, en estas condiciones, resulta indispensable conocer el diagrama *momentos-giros*, ya que si, en determinadas secciones, la redistribución completa no es posible, será necesario, para definir los giros en esas secciones, utilizar los puntos intermedios de dicho diagrama, en cualquiera de las tres fases consideradas: fase elástica, fase de fisuración y fase plástica.

En general, el método de M. Macchi permite determinar, después de dos o tres tanteos, el mecanismo de rotura buscado.

3.º Método de M. Guyon.

Este método establece directamente las normas de dimensionamiento, basándose en la seguridad a la rotura total. Hasta el momento, sólo es aplicable a los casos de tramos interiores; los tramos extremos y la influencia de los corrimientos horizontales requieren todavía nuevos estudios.

El fundamento del cálculo consiste en elegir las partes de la estructura en las cuales debe producirse la rotura, pero con la condición de que no puede formarse ninguna articulación plástica en los soportes. Esto significa que la estructura sólo puede romperse viga por viga. Por consiguiente, basta con calcular cada una de estas vigas para la carga total que haya de recibir. Por el contrario, la comprobación de los soportes debe hacerse para el caso de carga más desfavorable, es decir, considerando el soporte situado entre un tramo cargado y otro descargado.

En definitiva, para cada nudo de la estructura se obtiene una *desigualdad necesaria* entre los momentos resistidos por los soportes, el momento positivo resistido por el tramo cargado y el momento negativo resistido por el tramo descargado. Esta *desigualdad necesaria* se establece partiendo de las *condiciones de equilibrio*, planteadas suponiendo que la capacidad de giro de las rótulas plásticas es ilimitada, y de las *condiciones de compatibilidad*, establecidas por aproximación gráfica a base de un diagrama momentos-giros tri-rectilíneo. Basta, después, comprobar el comportamiento de la estructura en las condiciones de servicio.

METODO PROVISIONAL PRECONIZADO POR LAS RECOMENDACIONES UNIFICADAS DEL C.E.B.

Se ha objetado que los métodos anteriormente descritos y, especialmente, los datos experimentales que deben servirles de garantía para su aplicación en la práctica no han sido, todavía, suficientemente comprobados. Por esta causa, el Comité Europeo del Hormigón se ha visto forzado, provisionalmente, a falta de una mejor solución, y *en tanto no se logra la puesta a punto definitiva de un método debidamente garantizado y de general aceptación, a preconizar la adopción de una distribución elástica exacta o aproximada de los momentos flectores y esfuerzos cortantes*, limitando la aplicación del cálculo en rotura al dimensionamiento y a la comprobación de las secciones locales. Únicamente se admite una limitada redistribución de momentos, ya aceptada en las Instrucciones de algunos países y que, en general, alcanza al 15 %.

Debe señalarse, no obstante, que esta solución conservadora, no ofrece, necesariamente, una seguridad superior a la solución elasto-plástica. En efecto, las investigaciones teóricas y experimentales realizadas demuestran que este procedimiento de cálculo, aparentemente prudente, exige precauciones particulares, especialmente en el caso de *secciones armadas con cuantías supracríticas o sometidas a flexión compuesta*. Tales secciones presentan, efectivamente, una débil capacidad de adaptación, lo que puede provocar roturas localizadas mucho antes de que se agote la capacidad resistente de todas las secciones críticas.

Este fenómeno puede explicarse estudiando la evolución del estado de equilibrio de la estructura a partir del momento en que termina la fase elástica.

En general, las primeras deformaciones plásticas del hormigón en tracción se presentan primero solamente en algunas de las secciones críticas. A continuación se produce una redistribución de momentos que favorece, precisamente, a las zonas más solicitadas, retardando en ellas la fisuración.

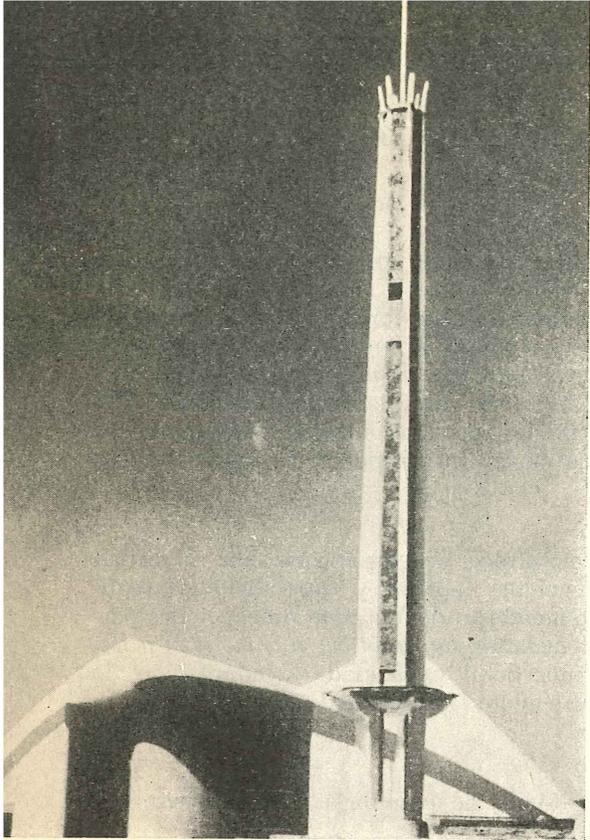
Para un posterior incremento de las cargas hasta rotura, nuevas zonas sometidas a momentos positivos o negativos entrarán en fase no elástica. La distribución de momentos resulta entonces de la suma algebraica de efectos contrarios, por lo que es mucho más difícil prever su influencia. Si, por ejemplo, se estudia el caso de estructuras localmente dimensionadas a rotura, partiendo de una distribución elástica de momentos, en el momento de la rotura se pueden presentar las siguientes variantes:

- a** si las redistribuciones provocadas por las deformaciones no elásticas de signos contrarios son prácticamente equivalentes, el margen de seguridad de la estructura, considerada en su conjunto, resultará aproximadamente igual al adoptado para la comprobación local de las secciones;
- b** si las redistribuciones provocadas por las deformaciones no elásticas de signos contrarios no se compensan, podrá producirse la rotura en aquellas secciones que poseen una menor capacidad de adaptación; como consecuencia, el margen de seguridad será entonces menor.

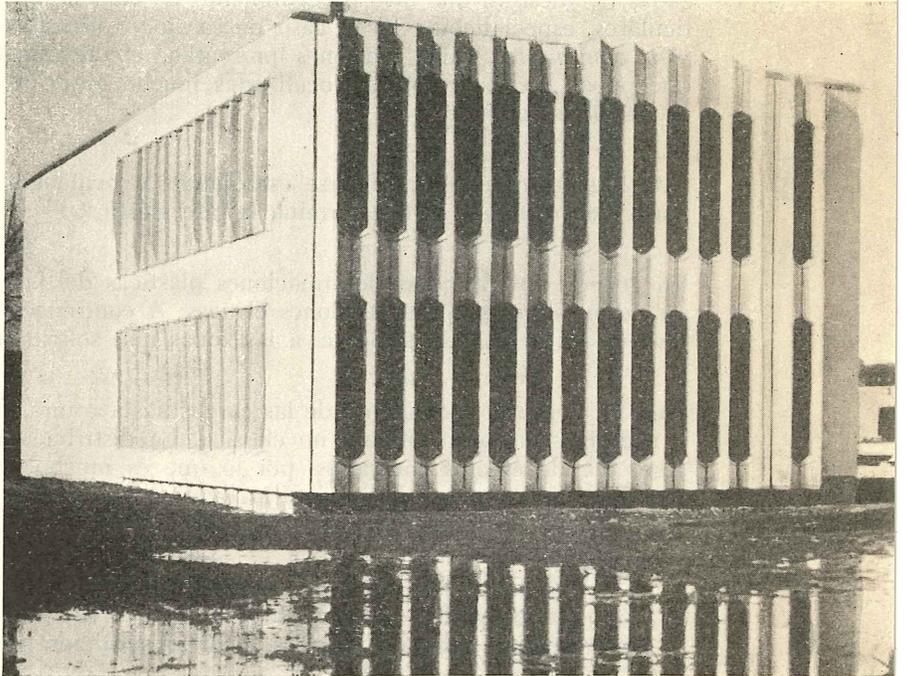
El peligro señalado será mayor:

- α) cuando se intente aprovechar al máximo la capacidad resistente de determinadas secciones, incluso por encima del valor correspondiente al de iniciación de las grandes deformaciones, ya que no existe seguridad de que las otras zonas puedan continuar adaptándose de un modo suficiente;
- β) si ciertas zonas de la estructura disponen solamente de una limitada capacidad de adaptación (CR.3,11).

En definitiva, la redistribución de momentos puede ser perjudicial, al menos, en la fase de rotura. Únicamente un cálculo elasto-plástico correcto podrá, por consiguiente, proporcionar una exacta valoración de los márgenes reales de seguridad y conducir a un dimensionamiento que garantice el total aprovechamiento de la capacidad resistente de las estructuras hiperestáticas.

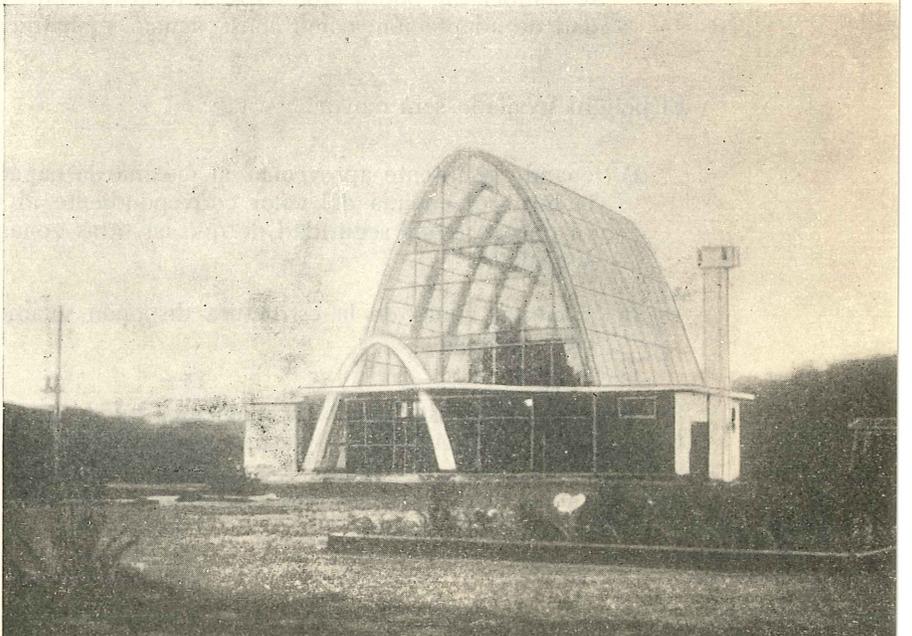


Iglesia de San Carlos, en Spokane (Estados Unidos): La cubierta laminar, de hormigón postensado, de esta iglesia, mide 45,6 m de vértice a vértice, y 42,6 m entre los arcos de apoyo. Es asimétrica y constituye la mayor cubierta laminar, en parabolóide hiperbólico, construida en los Estados Unidos.

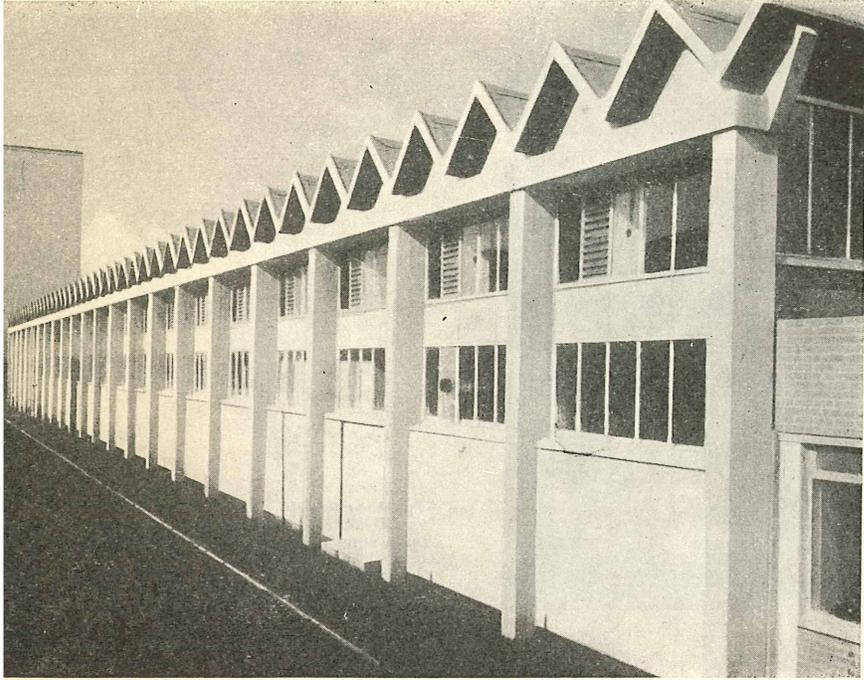


Edificio para las oficinas de la Compañía de Gas de Michigán (Estados Unidos): Los paneles de cerramiento, pretensados «in situ», tienen una altura equivalente a dos plantas del edificio. Su anchura es de 70 cm en unos trozos y de 16,5 cm en el resto. Las zonas estrechas sirven de marcos a los huecos de fachada, y las anchas constituyen un muro-cortina.

La fotografía muestra un pequeño edificio, de cuatro pisos, construido como un anteproyecto experimental. Posteriormente se construyó otro edificio, de 30 pisos, utilizando el mismo sistema.



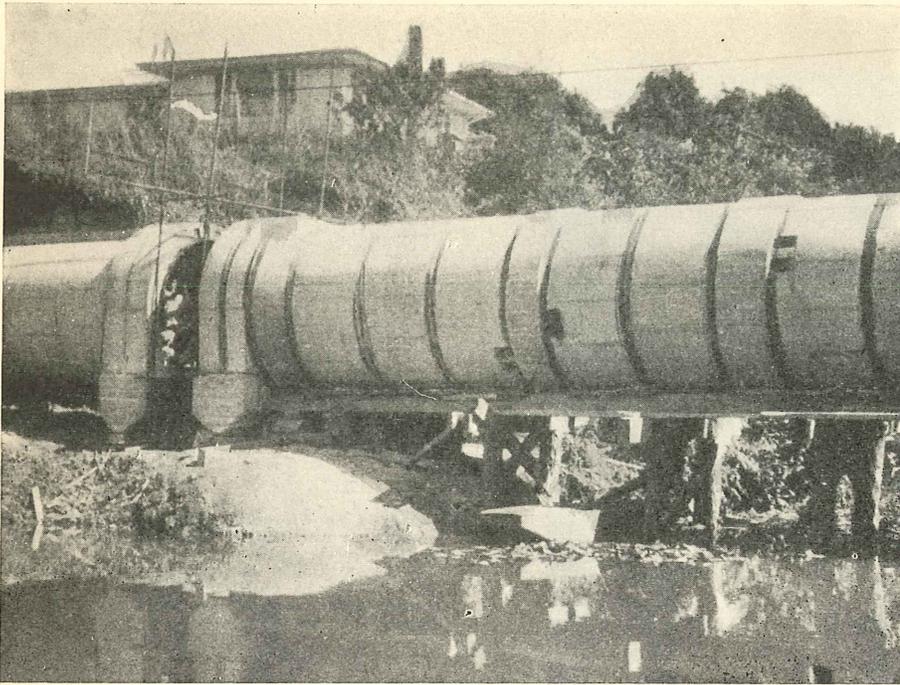
Invernadero en Fukuoka (Japón).



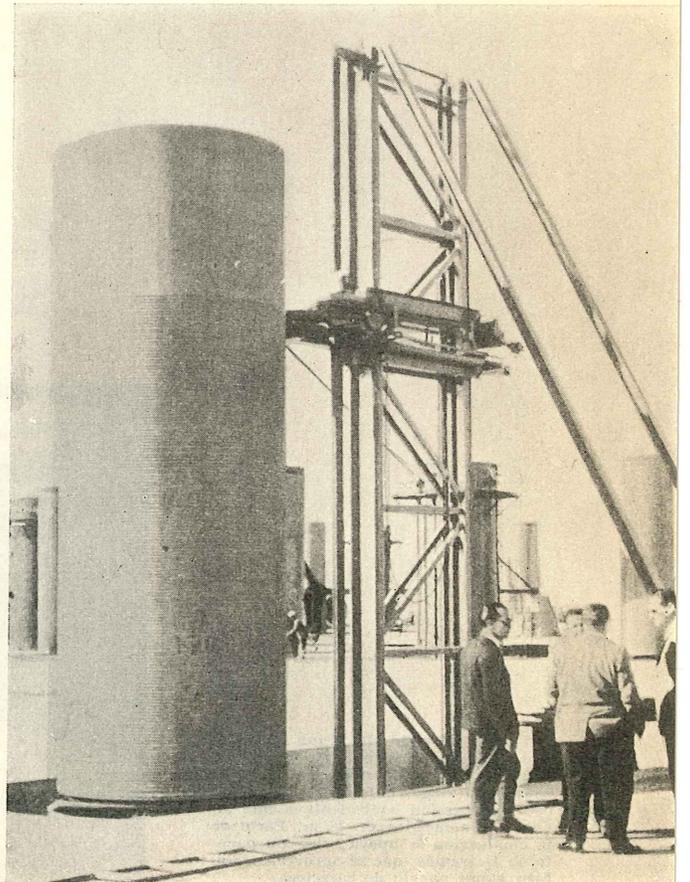
Panadería en Fforestfach, Swansea (Gales): La cubierta de este edificio está formada, principalmente, por elementos de sección en V, prefabricados, constituidos por dos placas pretensadas, hormigonadas en posición horizontal y colocadas después sobre un molde que las sitúa a 45°, formando la V. Los elementos en V completos, cuyo peso es de 6,6 t, se colocaron en su posición definitiva por medio de una grúa. Este tipo de estructura hace innecesarias las juntas de dilatación, ya que los movimientos producidos por los cambios de temperatura son absorbidos por los elementos en V, aumentando o disminuyendo su ángulo en el vértice.



Sifón en el valle de Kunu (India): Una conducción de más de 1,5 km de longitud y 6 m de diámetro, lleva el agua para riego, a lo largo del valle, con una presión equivalente a una altura monométrica de 26 m. Parte de la conducción se apoya sobre un puente de 11 tramos, que se aprovecha también como puente de carretera.



Puente-acueducto, en Auckland (Nueva Zelanda): Este puente-acueducto, cuya sección tiene 2,4 m de diámetro, está formado por un tramo de 37 m y compuesto por una serie de elementos tubulares, postensados, de 1,2 y 0,6 metros de longitud.



Proyecto para el abastecimiento de aguas a la ciudad de Teherán (Irán): En la fotografía puede verse la máquina utilizada para el tesado circunferencial de una tubería de hormigón, de 6 m de longitud. Cada tubería lleva 448 espiras de alambre sometidas a una tensión inicial de 2 toneladas.

CAMPO DE APLICACION DE LOS METODOS DE CALCULO

Hasta ahora, los métodos utilizados para el cálculo de las placas, losas nervadas y otras estructuras planas se basaban siempre en la teoría de la elasticidad. Pero en numerosos casos, la forma geométrica de la placa, la naturaleza de las diversas condiciones de apoyo, la disposición óptima de cargas a considerar conducían a desarrollos analíticos de una complejidad tal, que el proyectista se veía forzado, finalmente, a recurrir a soluciones más o menos aproximadas. Además de esto, los numerosos ensayos de placas realizados y llevados hasta rotura, han demostrado que los métodos de cálculo elástico, aun aplicándolos correctamente, eran incapaces de definir el margen real de seguridad de las estructuras planas. La única conclusión indiscutible, deducida de estos ensayos, era la de que este margen de seguridad, mal conocido, alcanzaba generalmente valores elevados, del orden de 4 a 5, lo que iba en contra de un aprovechamiento racional y económico del material.

Se hacía, por tanto, necesario, en el caso de estructuras planas, *limitar la aplicación de la teoría de la elasticidad al estudio de las condiciones de servicio* y, especialmente, al caso de los estados límites de fisuración y de deformación. Esta aplicación requiere, en general, adoptar unas determinadas hipótesis ideales, más o menos sencillas; pero puede también ampliarse a casos más complejos y más acordes con la realidad, recurriendo al empleo de los modernos métodos de cálculo o al ensayo sobre modelos reducidos elásticos. Con arreglo a este procedimiento se ha realizado el estudio del comportamiento de las placas con vigas de borde de rigidez variable; la influencia de las distintas formas geométricas y, especialmente, de la oblicuidad de las placas; la repercusión de los distintos tipos y formas de distribución de las cargas, en los casos más diversos; etc... En efecto, un análisis teórico de estos distintos casos, basado en las hipótesis elásticas, puede conducir a resultados satisfactorios, mediante la aplicación de los métodos matemáticos de iteración o el empleo de calculadores electrónicos.

Algunos especialistas han intentado (y conseguido en determinados casos sencillos) ampliar este método teórico incluso al estudio del comportamiento de las estructuras planas más allá de su fase puramente elástica, haciendo intervenir los fenómenos de fisuración y de plastificación. No parece aventurado suponer que, del mismo modo, podría llegarse hasta la rotura y a la determinación del margen real de seguridad de la estructura.

En realidad, estos métodos elasto-plásticos, llamados «evolutivos», presentan, sobre todo, un interés teórico y científico: especialmente, permiten precisar la evolución real del comportamiento de las estructuras planas sometidas a cargas crecientes y comprobar la validez de los resultados que, de un modo mucho más sencillo, se obtienen utilizando los métodos de la carga límite inferior y de la carga límite superior derivados de la aplicación de los teoremas de Prager. Entre estos métodos de cálculo, de empleo sencillo y cómodo en las oficinas de proyectos, el Comité Europeo del Hormigón ha elegido el «*método de las líneas de rotura*», completado con la teoría de las fuerzas nodales, puesto a punto por Johansen.

METODO DE CALCULO DE LAS LINEAS DE ROTURA

La teoría de las líneas de rotura de Johansen está basada en la consideración del efecto hiperestático de la plasticidad en las placas; supone que antes de llegar a la rotura se forman unas charnelas plás-

ticas que se presentan como bandas plastificadas de pequeño ancho y pueden asimilarse a líneas que son las llamadas «líneas de rotura». Se admite que, a todo lo largo de una de estas líneas, las deformaciones antes de llegar a la rotura son lo suficientemente importantes para que en cualquier punto se alcance el momento máximo. Se admite, además, que la rotura de la placa no puede producirse por esfuerzo cortante. Estas dos hipótesis marcan los límites de aplicación de la teoría. Teniendo en cuenta estas restricciones, *la teoría de las líneas de rotura permite calcular de un modo fácil y rápido la carga máxima y el margen de seguridad a la rotura de cualquier estructura plana*, con la condición de que todas las cargas y sobrecargas se supongan perpendiculares al plano medio y uniformemente crecientes.

A la vista de las confrontaciones hasta ahora realizadas entre los resultados teóricos y las medidas obtenidas experimentalmente, las Recomendaciones Prácticas Unificadas del Comité Europeo del Hormigón permiten utilizar el método de cálculo de las líneas de rotura para el dimensionamiento práctico de las estructuras planas, dentro de los límites marcados por las hipótesis básicas de dicha teoría, y siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

1 Se conoce la figura correcta de rotura.

Un verdadero «atlas» de las figuras de rotura corrientes, que comprende 134 casos de formas geométricas y condiciones de apoyo diferentes, junto con las fórmulas prácticas correspondientes, se está preparando por el Comité Europeo del Hormigón y se publicará como un «Anejo» a las Recomendaciones. Para los casos no comprendidos en dicho Anejo, bastará proceder por aproximaciones sucesivas; en general, los tanteos son rápidamente convergentes y bastan dos o tres intentos para llegar a obtener la figura de rotura correcta.

2 Los apoyos son perfectamente rígidos.

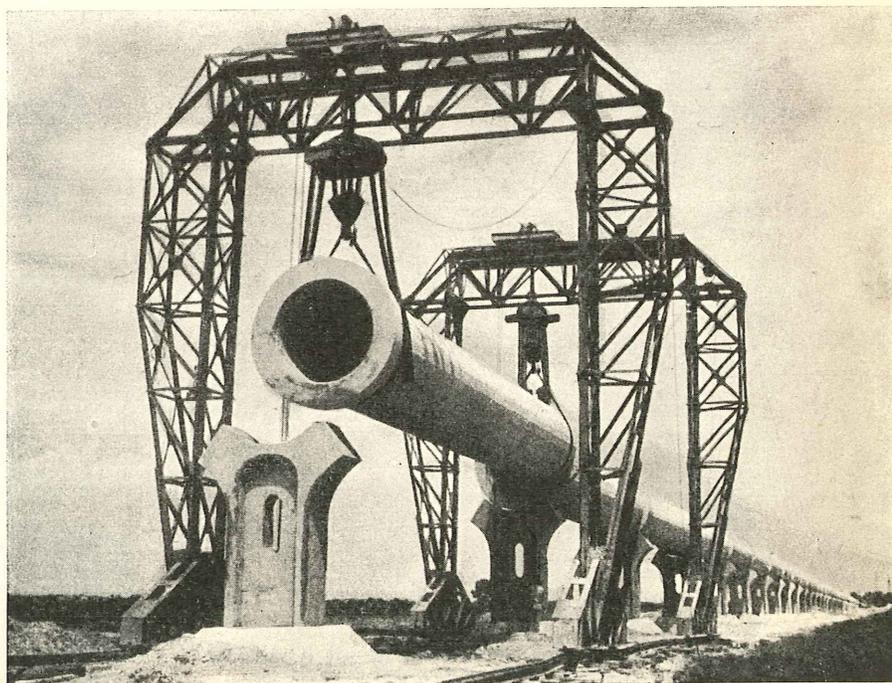
La ampliación de la teoría de las líneas de rotura a los casos de estructuras planas que descansan sobre apoyos no perfectamente rígidos es objeto de ensayos e investigaciones actualmente en curso. Los primeros resultados obtenidos con placas apoyadas sobre vigas de borde y con placas nervadas, han sido recogidos y publicados en los Boletines del Comité Europeo del Hormigón; de ellos parece deducirse que es posible la ampliación que se estudia de la aplicación de la teoría de las líneas de rotura, con ciertas reservas, especialmente por lo que respecta al comportamiento a torsión de las vigas de borde.

3 Los aceros utilizados en las armaduras son de dureza natural.

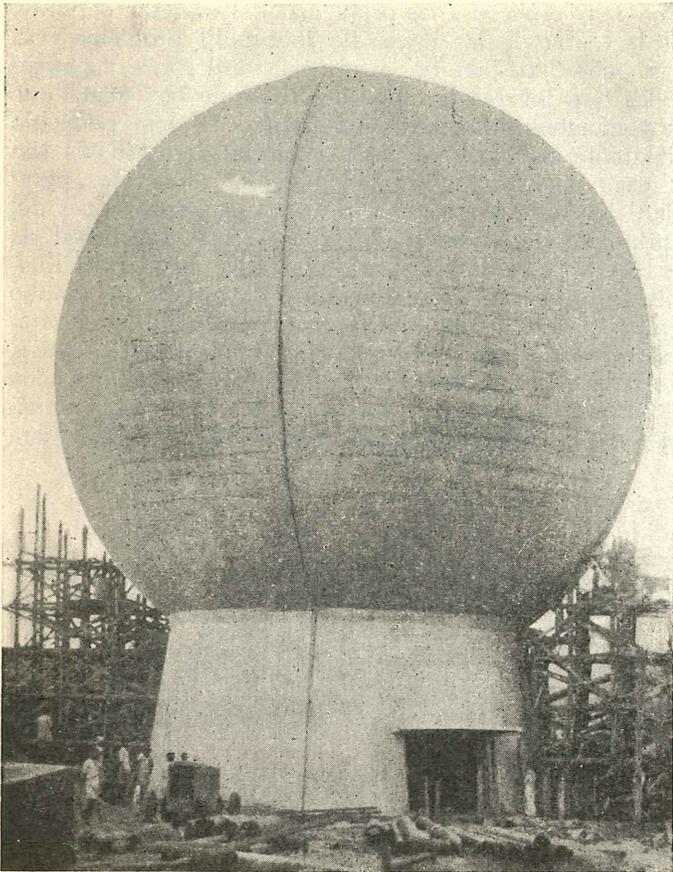
La teoría de las líneas de rotura supone que en el diagrama de los aceros existe un escalón de fluencia. Se han realizado estudios experimentales complementarios sobre placas armadas con aceros endurecidos por deformación en frío, sin escalón de fluencia; los resultados serán publicados, próximamente, por el Comité Europeo del Hormigón. Los primeros valores obtenidos no indican, en ningún caso, que se hayan producido roturas prematuras, quedando todos ellos, por el contrario, del lado de la seguridad. Esto permite pensar en la posibilidad de extender la validez de la teoría de las líneas de rotura a las estructuras planas armadas con aceros endurecidos por deformación en frío.

Es necesario señalar, igualmente, que la aplicación estricta de esta teoría permite una completa libertad en lo que se refiere a *la relación entre los momentos de rotura de las diferentes secciones*. Ahora bien, en la práctica, se considera necesario imponer un límite a esta relación, con el fin de evitar exageradas deformaciones, una fisuración excesiva o roturas prematuras. A tal fin se ha propuesto limitar las diferencias entre los momentos obtenidos mediante la aplicación de la teoría de las líneas de rotura y los correspondientes momentos calculados de acuerdo con la teoría elástica; de esta forma, además, podrán satisfacerse las condiciones de utilización.

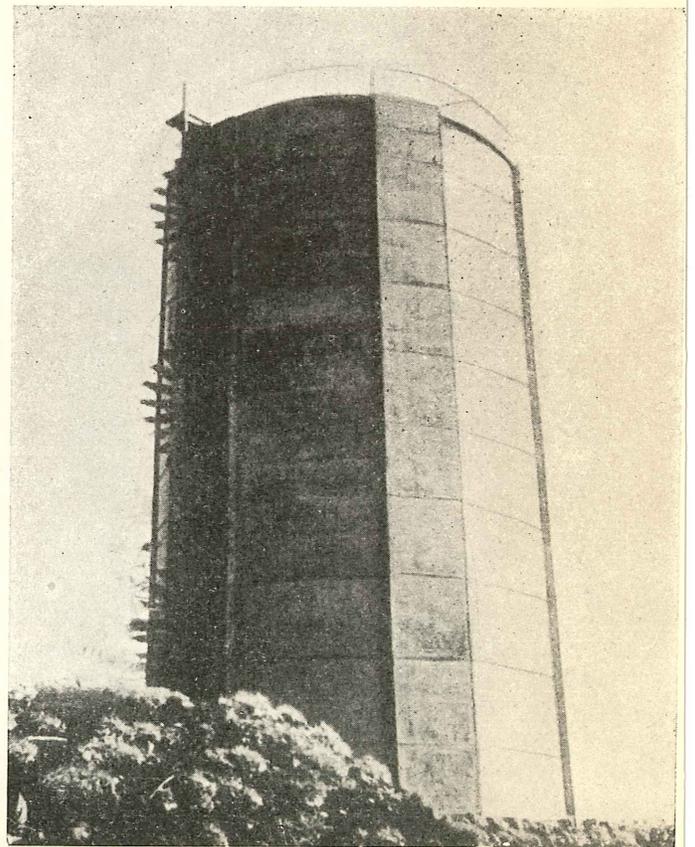
Finalmente, se hace preciso prestar una atención muy especial a los problemas del esfuerzo cortante, de los cuales, como ya se ha indicado, prescinde la teoría de las líneas de rotura. El problema más grave, y que todavía no ha sido resuelto de un modo satisfactorio, es el de la *resistencia al punzonamiento* de las placas en aquellas zonas en las que inciden los soportes, teniendo en cuenta que en dichas zonas concurren esfuerzos cortantes y momentos flectores importantes. Se han realizado estudios experimentales sobre este tema, especialmente en Estados Unidos y Suecia; pero todavía son necesarios numerosos ensayos complementarios para un estudio sistemático de los numerosos parámetros que intervienen en el problema: calidad del hormigón, espesor de la placa, dimensiones del soporte, naturaleza y cuantía de la armadura principal de flexión y de la armadura transversal de esfuerzo cortante, separación y distribución de las barras de la armadura, presencia eventual de huecos en la placa, etc. En la actualidad, el Comité Europeo del Hormigón tiene en estudio un amplio programa internacional de investigación, que será llevado a cabo con la colaboración de los laboratorios de todos los países interesados en la resolución de este problema, cuya importancia práctica, tanto desde el punto de vista económico como desde el punto de vista constructivo, condiciona, con frecuencia, la verdadera seguridad a rotura de las placas y losas de forjado y que, como consecuencia, tiene importantes repercusiones en la evolución de las técnicas constructivas de los inmuebles para viviendas y de los edificios industriales.



Conducción de aguas en Tarento (Italia): Está constituida por una tubería elevada, de 4 km de longitud y 1,6 m de diámetro interior. Las vigas tubulares, prefabricadas, tienen 16 m de longitud con anillos extremos de refuerzo de 40 centímetros. El pretensado longitudinal se efectúa mediante 30 alambres situados en la mitad inferior de la pared de la tubería.

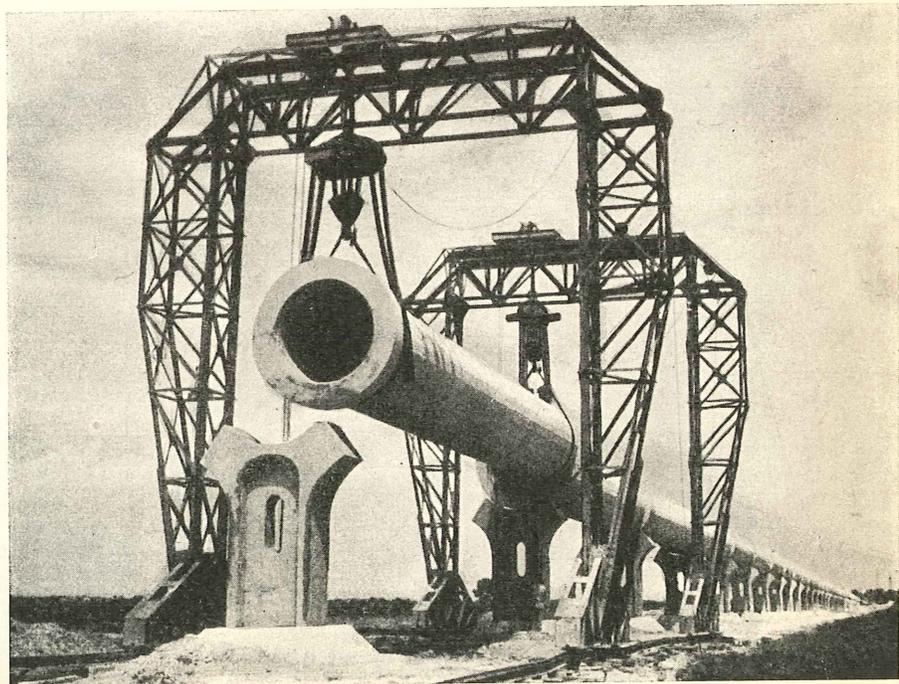


Depósito de agua, de forma esférica, en Trombay (India): Este depósito está destinado a almacenar el agua de refrigeración para la pila atómica de la Comisión de Energía Nuclear de la India. La esfera tiene un diámetro exterior de 21,9 m y su capacidad es de 3.850.000 litros. Se pretensó horizontalmente mediante 104 cables circulares y verticalmente con 92 cables, dispuestos según los meridianos y anclados en las vigas circulares superior e inferior.

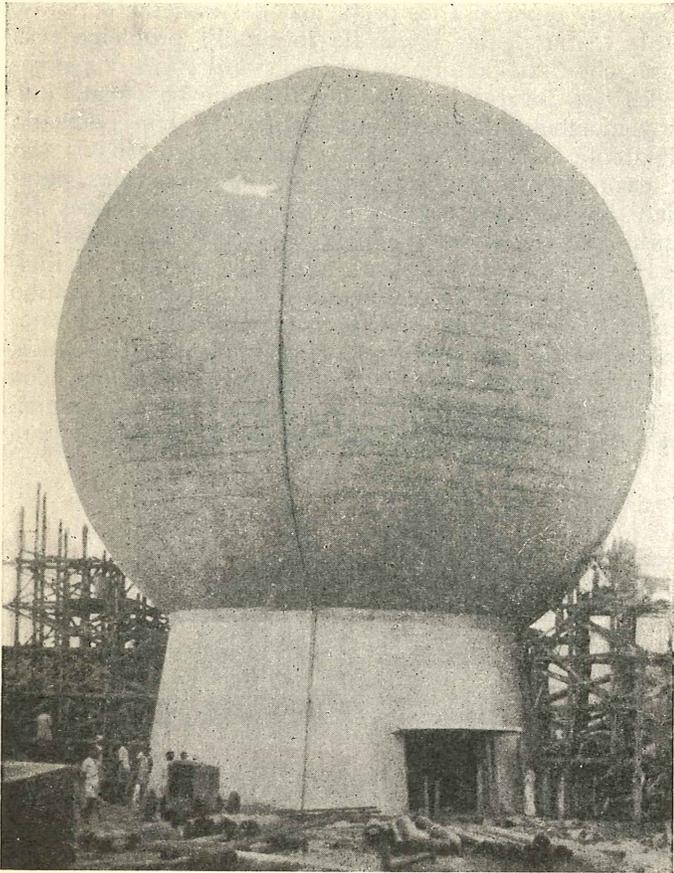


Depósito de agua en Koyasu (Japón): La capacidad de este depósito es de 854,5 m³ y su diámetro 17 m; el espesor de la pared es de 15 cm.

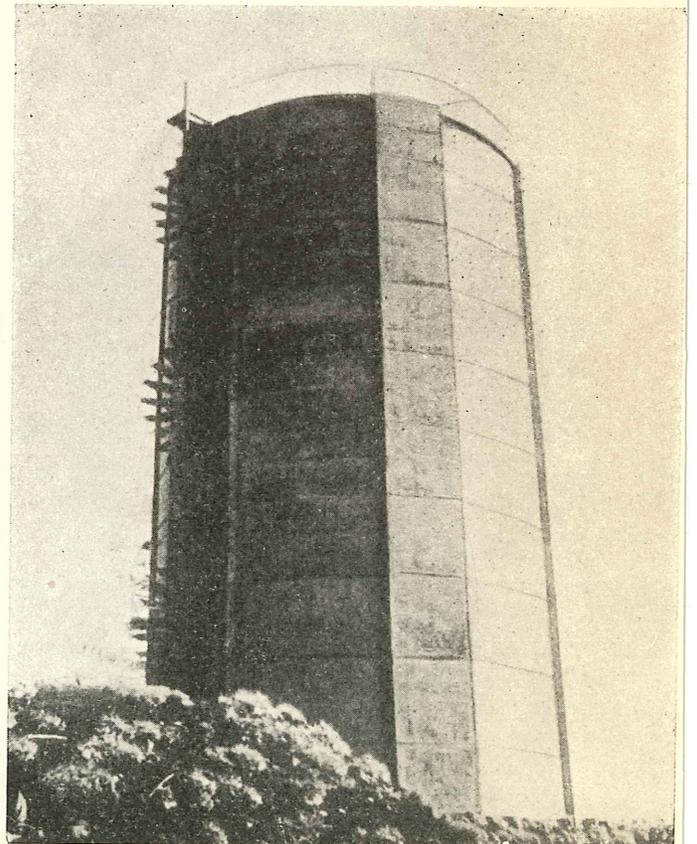
Finalmente, se hace preciso prestar una atención muy especial a los problemas del esfuerzo cortante, de los cuales, como ya se ha indicado, prescinde la teoría de las líneas de rotura. El problema más grave, y que todavía no ha sido resuelto de un modo satisfactorio, es el de la *resistencia al punzonamiento* de las placas en aquellas zonas en las que inciden los soportes, teniendo en cuenta que en dichas zonas concurren esfuerzos cortantes y momentos flectores importantes. Se han realizado estudios experimentales sobre este tema, especialmente en Estados Unidos y Suecia; pero todavía son necesarios numerosos ensayos complementarios para un estudio sistemático de los numerosos parámetros que intervienen en el problema: calidad del hormigón, espesor de la placa, dimensiones del soporte, naturaleza y cuantía de la armadura principal de flexión y de la armadura transversal de esfuerzo cortante, separación y distribución de las barras de la armadura, presencia eventual de huecos en la placa, etc. En la actualidad, el Comité Europeo del Hormigón tiene en estudio un amplio programa internacional de investigación, que será llevado a cabo con la colaboración de los laboratorios de todos los países interesados en la resolución de este problema, cuya importancia práctica, tanto desde el punto de vista económico como desde el punto de vista constructivo, condiciona, con frecuencia, la verdadera seguridad a rotura de las placas y losas de forjado y que, como consecuencia, tiene importantes repercusiones en la evolución de las técnicas constructivas de los inmuebles para viviendas y de los edificios industriales.



Conducción de aguas en Tarento (Italia): Está constituida por una tubería elevada, de 4 km de longitud y 1,6 m de diámetro interior. Las vigas tubulares, prefabricadas, tienen 16 m de longitud con anillos extremos de refuerzo de 40 centímetros. El pretensado longitudinal se efectúa mediante 30 alambres situados en la mitad inferior de la pared de la tubería.



Depósito de agua, de forma esférica, en Trombay (India): Este depósito está destinado a almacenar el agua de refrigeración para la pila atómica de la Comisión de Energía Nuclear de la India. La esfera tiene un diámetro exterior de 21,9 m y su capacidad es de 3.850.000 litros. Se pretensó horizontalmente mediante 104 cables circulares y verticalmente con 92 cables, dispuestos según los meridianos y anclados en las vigas circulares superior e inferior.



Depósito de agua en Koyasu (Japón): La capacidad de este depósito es de 854,5 m³ y su diámetro 17 m; el espesor de la pared es de 15 cm.

características mecánicas de los materiales

En relación con este tema, el Comité Europeo del Hormigón ha intentado poner a disposición de los proyectistas todos los conocimientos tecnológicos indispensables para poder realizar el cálculo de las estructuras, especialmente en lo relativo a:

- los diagramas tensiones-deformaciones de los aceros,
- los diagramas tensiones-deformaciones del hormigón,
- las deformaciones lineales diferidas (retracción y fluencia) del hormigón.

DIAGRAMAS TENSIONES-DEFORMACIONES DE LOS ACEROS

A) DIAGRAMA CONVENCIONAL CARACTERISTICO DEL ACERO

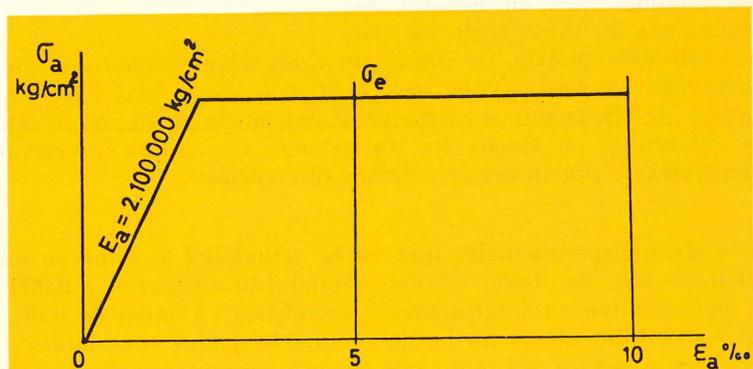
El Comité Europeo del Hormigón ha considerado necesario *unificar la forma del diagrama de deformaciones de los aceros*, que debe utilizarse para los cálculos, tanto en el caso de aceros de dureza natural como en el de los endurecidos por deformación en frío.

Este diagrama convencional característico unificado está basado, por una parte, en el valor de la *resistencia característica* referida al límite elástico del acero (límite aparente en el caso de aceros de dureza natural, y tensión que da lugar a una deformación remanente del 0,2 % en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío) y, por otra, en un valor uniforme del *módulo de deformación* que se toma igual a $2,1 \cdot 10^{-6}$ bars (21.000 kg/mm^2).

1.º Aceros de dureza natural.

El diagrama de deformaciones característico de los aceros de dureza natural, se ha asimilado a dos rectas (fig. 1):

- la recta de Hooke, entre el origen y el punto que representa el límite elástico característico, supuesto coincidente con el límite de proporcionalidad;



- b) una recta paralela al eje de las abscisas.

Para los aceros de alto límite elástico (por ejemplo, los aceros corrugados semiduros) cuyo escalón de fluencia es de muy pequeña longitud, la adopción de este diagrama simplificado supone, en el caso de vigas armadas con cuantías débiles o medias, una sensible subestimación de los momentos de rotura que, desgraciadamente, no es posible prever, a causa de la imposibilidad de garantizar industrialmente, al menos por ahora, la longitud del escalón de fluencia de un acero de dureza natural.

2.º Aceros endurecidos por deformación en frío.

El diagrama de deformaciones característico de los aceros endurecidos por deformación en frío está definido por (fig. 2):

- a) la recta de Hooke, entre el origen y el punto que representa el límite de proporcionalidad, supuesto igual al 80 % del límite elástico característico $\sigma_{0,2}$ (tensión correspondiente a una deformación remanente del 0,2 %);
- b) una parte curva, definida por puntos, que va desde el límite de proporcionalidad hasta el alargamiento unitario del 10 %.

Basándose en la interpretación de los datos estadísticos de control que el Comité Europeo del Hormigón ha podido reunir, procedentes de diversos fabricantes de acero para armaduras de hormigón, de diferentes países, se ha realizado una comprobación sistemática del diagrama unificado establecido, para numerosos aceros estirados en frío con límite elástico característico *no superior a los 6.000 bars* (60 kg/mm²). Los resultados de este estudio estadístico han confirmado, no sólo que dicho diagrama simplificado puede ser adoptado con plena confianza, sino también que, en general, los diagramas de tracción de los aceros estirados en frío, de diferentes categorías, pueden deducirse unos de otros *mediante una afinidad efectuada en dirección paralela a la recta de Hooke*. Estos resultados son válidos incluso cuando los aceros de los cuales se parte presentan inicialmente, en su estado natural, características sensiblemente diferentes; en efecto, los tratamientos de endurecimiento por deformación en frío tienden a hacer desaparecer, prácticamente, dichas diferencias.

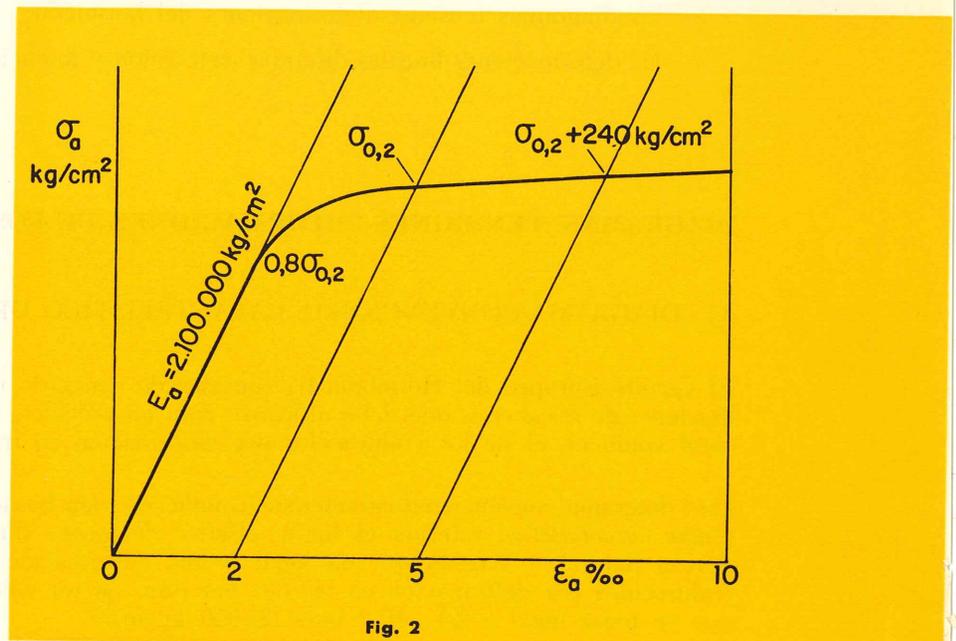


Fig. 2

Los datos experimentales que en la actualidad se conocen sobre los aceros endurecidos por deformación en frío, de límite elástico característico superior a 6.000 bars (60 kg/mm²), son poco numerosos y no permiten su interpretación estadística. A pesar de todo, el diagrama simplificado, unificado y al que anteriormente se ha hecho referencia, podrá considerarse, provisionalmente, como válido también para estos aceros, en tanto que nuevos ensayos complementarios no permitan adoptar conclusiones definitivas sobre el particular.

B) DIAGRAMA CONVENCIONAL DE CALCULO DEL ACERO

El diagrama convencional de cálculo del acero se deduce del diagrama convencional característico correspondiente, por medio de una afinidad, efectuada en dirección paralela a la recta de Hooke, en la relación $\frac{1}{\gamma_a} = \frac{1}{1,15} = 0,87$ (fig. 3).

Para todos los casos, el alargamiento unitario máximo se considera limitado al 10 ‰.

Este alargamiento máximo del 10 ‰ debe considerarse, no sólo como el límite de validez del diagrama convencional simplificado, sino también como *el límite máximo admisible de la deformación plástica*.

En el caso de pequeñas cuantías de armadura, para las cuales, en rotura, se producen alargamientos superiores a dicho límite, este exceso de deformación plástica es, precisamente, el determinante del estado límite de agotamiento. La introducción de este alargamiento límite, máximo, del 10 ‰, supone, por consiguiente, una reducción del momento de rotura. Para los

aceros de dureza natural esta reducción es prácticamente despreciable. Para los aceros endurecidos por deformación en frío, la reducción resulta igualmente muy pequeña si se introduce en el cálculo el valor de la tensión del acero correspondiente al alargamiento autorizado del 10 ‰.

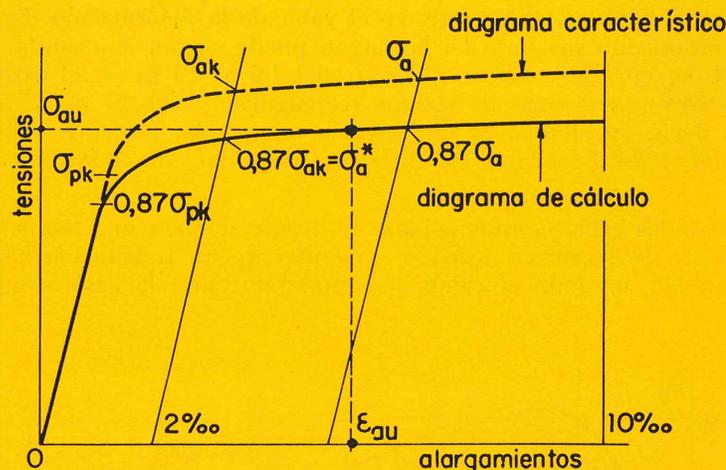


Fig. 3

DIAGRAMAS TENSIONES-DEFORMACIONES DEL HORMIGÓN

Una amplia serie de ensayos sistemáticos, realizados en Munich por el profesor Rüsçh, bajo los auspicios del Comité Europeo del Hormigón, han demostrado que la relación entre las tensiones de compresión y los acortamientos del hormigón en una sección, depende:

- a) de la velocidad de aplicación de las cargas;
- b) de la duración de la carga;
- c) de la naturaleza de las sollicitaciones;
- d) de la calidad del hormigón;
- e) de la posición del eje neutro en el estado límite de agotamiento;
- f) de la forma geométrica de la sección considerada;
- g) del ambiente en el que se encuentre situada la pieza.

Uno de los parámetros que desde la iniciación de las investigaciones se ha visto que tenía una influencia primordial, es la *velocidad de «puesta en carga»*. En efecto, en una pieza sometida a flexión, las diferentes fibras de la zona de compresión se ven deformadas a velocidades que varían proporcionalmente a su distancia a la fibra neutra. Esto influye, sensiblemente, en la distribución de las tensiones de compresión. Dicha influencia se ha visto confirmada experimentalmente mediante ensa-

Los resultados de los ensayos sobre probetas prismáticas sometidas a compresión simple de tal forma que la velocidad de deformación se mantenía constante en cada ensayo, pero variaba de uno a otro. Las medidas efectuadas han permitido trazar los diagramas tensiones-acortamientos del hormigón para cargas de duración variable entre 10 minutos y 1 año (fig. 4). De estos diagramas se deduce la influencia que en el comportamiento de la zona comprimida de la pieza ejerce la *velocidad de deformación*.

Para determinar el valor correspondiente al *acortamiento máximo del hormigón* en la fibra extrema más comprimida, basta calcular, a partir de los diagramas precedentes, para cada duración de la carga, el valor del acortamiento correspondiente al máximo momento resistente. Este estudio, realizado sobre diversos tipos de piezas, demuestra que la forma geométrica de la sección de la zona comprimida influye, notablemente, en el valor de la deformación (fig. 5). Así ocurre que el valor límite del acortamiento máximo del hormigón puede (según la cuantía de armaduras, y para un hormigón de 300 kg/cm² de resistencia) variar del 1,9 al 2,1‰ en el caso de una viga de sección en T; del 2,7 al 3,4‰ para vigas de sección rectangular, y del 3,7 al 5,2‰ en el caso de una sección triangular, es decir, en el caso de una sección rectangular sometida a flexión esviada. Si, además, se modifica la *calidad del hormigón*, las diferencias resultan aún más importantes.

De todas estas consideraciones se puede deducir una *teoría general* sobre el comportamiento de las piezas de hormigón armado sometidas a una sollicitación monoaxil, teoría que es válida, sin discontinuidad, en todo el campo comprendido entre la flexión simple y la compresión simple, y en la que se tienen en cuenta, científicamente, todos los parámetros que intervienen en el fenómeno. No obstante, la aplicación sistemática de esta teoría general presenta el inconveniente de que complicaría excesivamente la labor de los calculistas, a no ser que se pudiese simplificar este trabajo mediante el empleo de unos ábacos prácticos, de los cuales, por el momento, no se dispone (figs. 6 y 7).

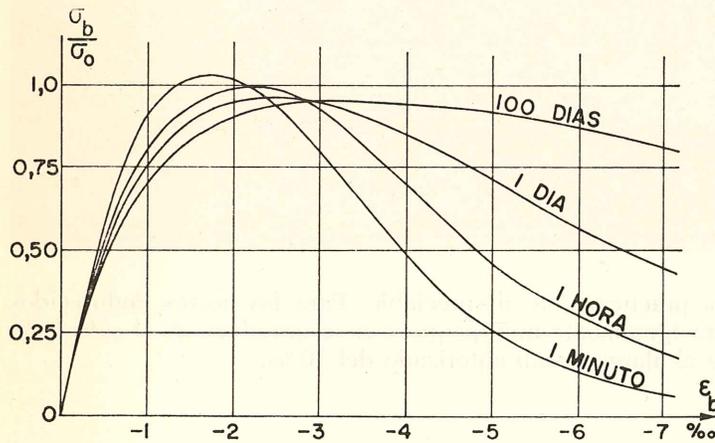


Fig. 4

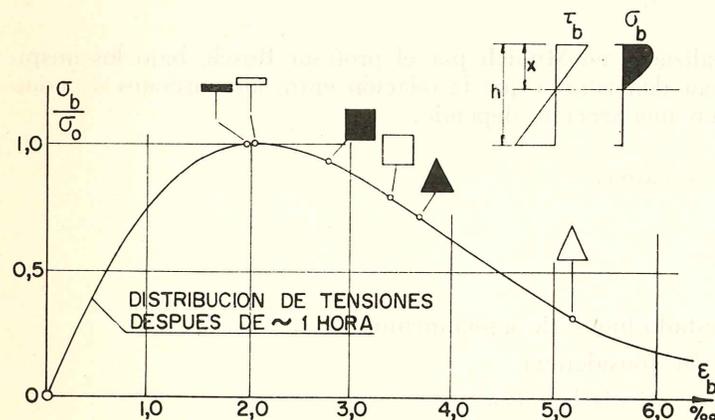


Fig. 5

Sin embargo, debe hacerse notar:

a) que la influencia de la velocidad de aplicación de las cargas y de la duración de las mismas, puede ser tenida en cuenta adoptando como resistencia del hormigón un valor juiciosamente elegido;

b) que para los elementos de las estructuras corrientes (excepto los de secciones muy esbeltas, como las secciones en T de alas muy anchas y muy delgadas), la sollicitación más desfavorable en flexión-compresión se produce cuando la carga total de cálculo se mantiene aplicada durante un día, aproximadamente, a los 28 días de edad.

En estas condiciones es posible tener en cuenta la influencia de la calidad del hormigón, de la posición del eje neutro y de la forma geométrica de la sección mediante una *relación única* entre las tensiones de compresión y los acortamientos del hormigón.

En estas condiciones es posible tener en cuenta la influencia de la calidad del hormigón, de la posición del eje neutro y de la forma geométrica de la sección mediante una *relación única* entre las tensiones de compresión y los acortamientos del hormigón.

Esta *relación única* viene representada por un *diagrama parabólico-rectangular* (fig. 8), constituido por una curva parabólica de segundo grado con vértice en la abscisa 2‰ y un tramo rectilíneo comprendido entre el acortamiento unitario del 2‰ y el acortamiento unitario máximo supuesto igual al 3,5‰. La correspondiente tensión máxima del hormigón se toma igual al 80 ó el 82 % de la resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

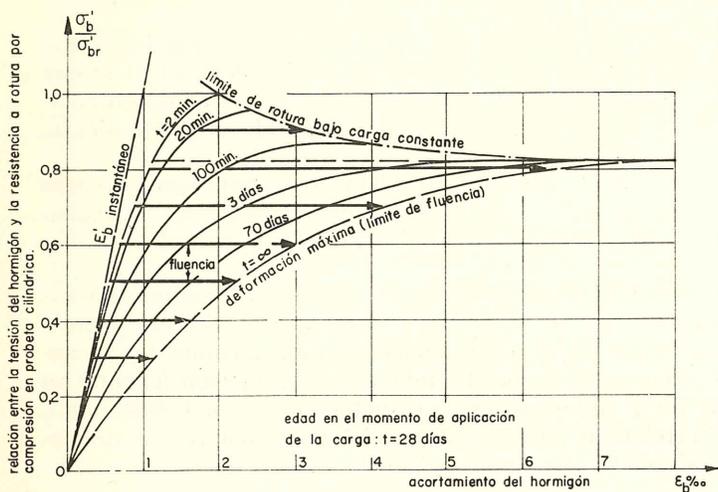


Fig. 6

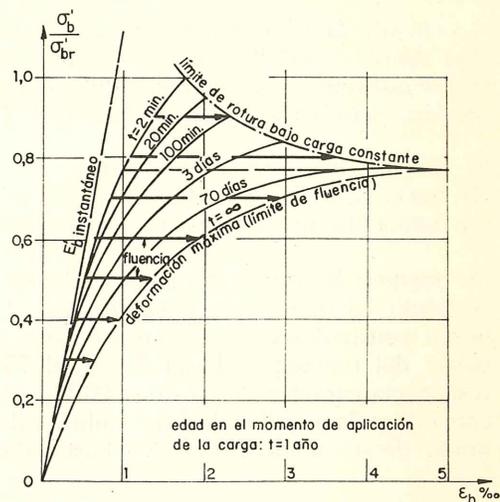


Fig. 7

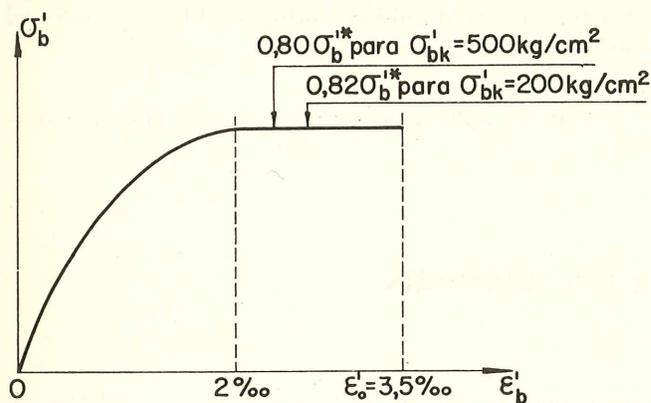


Fig. 8

tencia de cálculo del hormigón en compresión. Este diagrama cubre todos los tipos de sollicitación más desfavorables.

No obstante, en la práctica, el empleo de este diagrama, que concuerda con la teoría científica general de flexión-compresión, no es obligatorio. En efecto, el Comité Europeo del Hormigón permite utilizar cualquier otro diagrama simplificado de tensiones-acortamientos del hormigón, siempre que los resultados que se obtengan en los cálculos de flexión-compresión efectuados aplicando dicho diagrama concuerden, dentro de límites estimados aceptables, con los de un número suficiente de ensayos realizados con las necesarias bases y garantías científicas.

De entre estos diagramas simplificados se han elegido los dos siguientes:

1.º El diagrama parabólico.

Este diagrama parabólico está representado por una parábola de segundo grado cuyo vértice corresponde a la fibra que experimenta el máximo acortamiento, supuesto igual al 3,5‰. La correspondiente tensión máxima del hormigón se toma igual a la resistencia de cálculo del hormigón en compresión. Este diagrama simplificado permite, igualmente, determinar el máximo momento resistido con una buena aproximación, aunque con un ligero margen de seguridad.

2.º El diagrama rectangular «tope».

La adopción de este diagrama rectangular permite una mayor simplificación de los cálculos de las secciones, en la casi totalidad de los casos normales que debe resolver el proyectista. La definición de este diagrama rectangular, denominado «diagrama tope», es la siguiente:

- a) *cuando la fibra neutra cae dentro de la sección útil* (es decir, en todos los casos normales de flexión simple y de flexión compuesta, con cuantías de armaduras pequeñas o normales), el diagrama está constituido por un rectángulo cuya anchura se toma igual a la resistencia del hormigón en compresión, pero cuya altura se limita al 75 % de la altura total de la zona sometida a acortamiento;
- b) *cuando la fibra neutra coincide exactamente con el centro de gravedad de la armadura principal de tracción*, es decir, está situada en el límite de la sección útil, el valor correspondiente del máximo momento resistido posee un límite (tiene un «tope») que en ningún caso puede ser sobrepasado;
- c) *cuando la fibra neutra cae fuera de la sección útil* (especialmente en el caso de compresión excéntrica), el diagrama se transforma arbitrariamente de tal modo que el momento resistido permanezca constantemente fijo en su valor «tope». Para ello se va reduciendo, progresivamente, la anchura del rectángulo hasta llegar al 75 % de la resistencia del hormigón en compresión (cuando su resistencia característica es de 200 kg/cm²) o al 65 % (si la resistencia característica es de 600 kg/cm²), con interpolación lineal entre ambos valores. Correlativamente, la altura del diagrama se va aumentando de un modo progresivo hasta alcanzar el 100 % del canto útil de la sección.

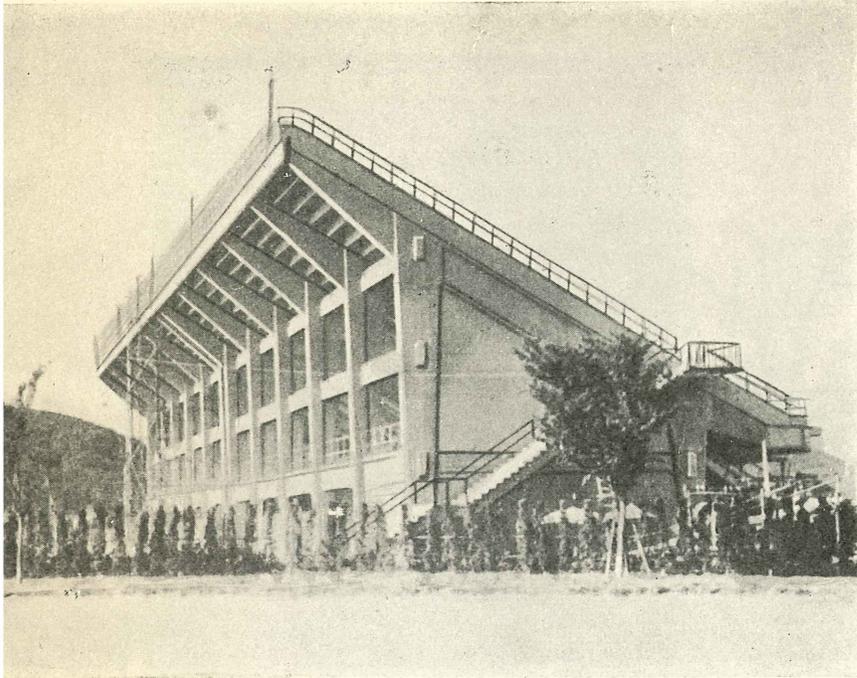
En resumen, *la introducción del momento «tope», en este último caso se traduce en una reducción progresiva y arbitraria de la resistencia a compresión del hormigón hasta un valor comprendido entre el 75 % y el 65 % de su valor real*; de esta manera, los resultados así obtenidos concuerdan perfectamente con los deducidos de la teoría científica general y con los registrados en los numerosos ensayos conocidos; al propio tiempo, se puede así tener en cuenta, de un modo muy simple, el efecto producido por los dos parámetros esenciales: la duración de la carga y la naturaleza de las sollicitaciones. Finalmente, este procedimiento permite conseguir la continuidad indispensable en todo el campo que se extiende desde la flexión simple hasta la compresión centrada.

En uno de los anejos a las Recomendaciones se expone la aplicación de este método práctico, simplificado.

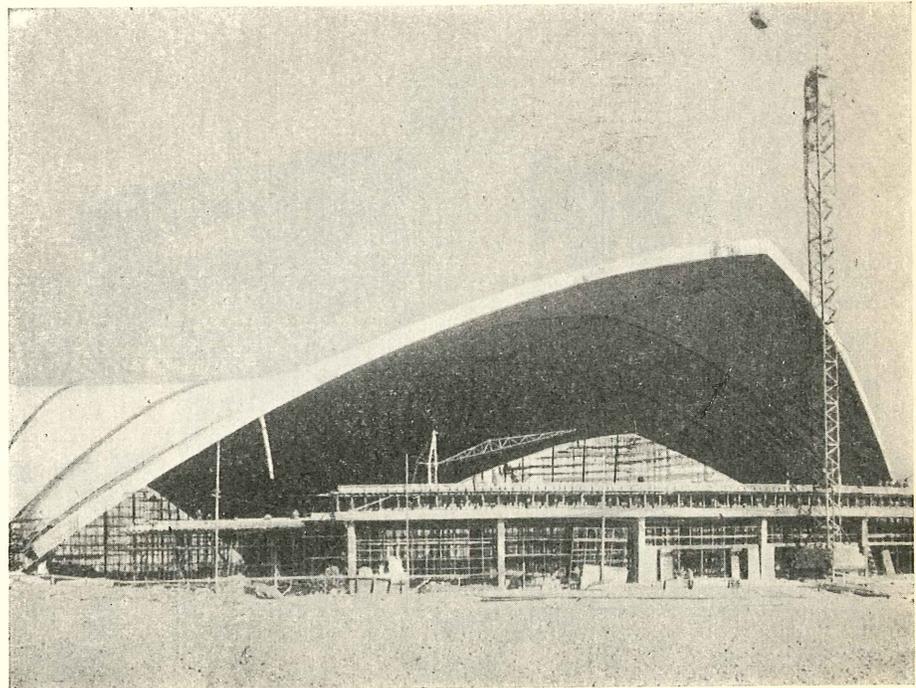
DEFORMACIONES LINEALES DIFERIDAS DEL HORMIGÓN (RETRACCION Y FLUENCIA)

Con ocasión de la puesta a punto de sus Recomendaciones unificadas, el Comité Europeo del Hormigón ha conseguido reunir una importante documentación sobre la retracción y la fluencia. Los datos que en las citadas Recomendaciones se incluyen han sido deducidos mediante un amplio estudio de síntesis de toda la bibliografía disponible y, gracias a ellos, es posible considerar la influencia de los principales parámetros que en tales fenómenos intervienen, y que son:

- el tiempo,
 - la humedad,
 - las dimensiones del elemento que se estudia,
 - la dosificación,
 - la relación agua-cemento,
- y, en el caso de la fluencia,
- la edad del hormigón en el momento de su puesta en carga.

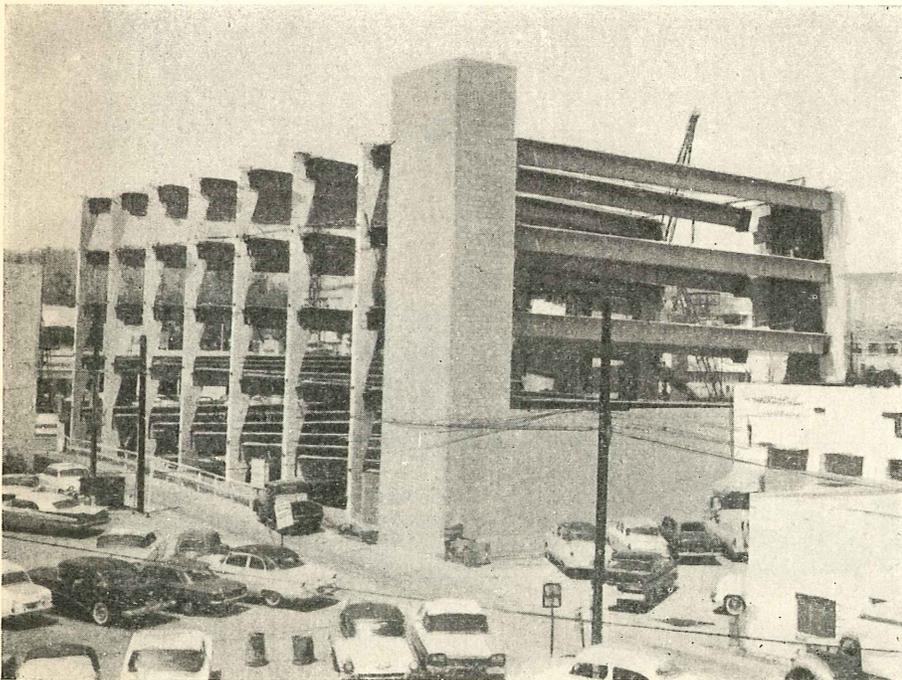
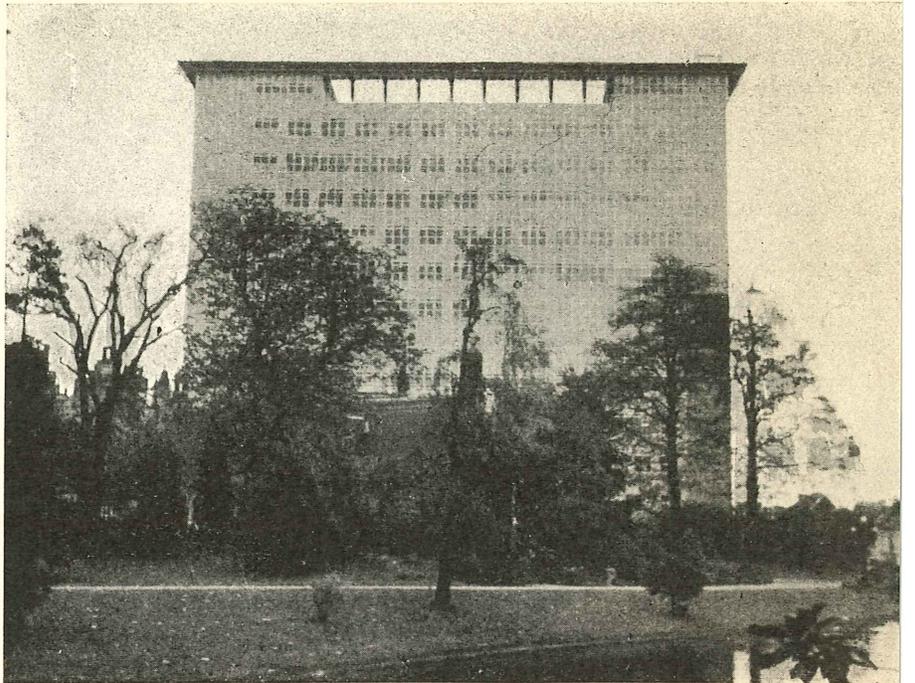


Tribuna de la piscina de Okayama (Japón): La longitud de la tribuna es de 72,5 m y la superficie total postensada mide 1.440 m².



Palacio de exposiciones en Turín (Italia): La cubierta se apoya sobre tres semiarcos que concurren en el centro de la planta hexagonal del edificio. Este trípode así constituido soporta tres bóvedas laminares de hormigón, cada una de las cuales mide 75 m de anchura, en el borde. Los arranques de los semiarcos van enlazados entre sí mediante tirantes pretensados.

Edificio de la Facultad de Ciencias de la Universidad de Gante (Bélgica): En la construcción de este edificio, de 13 plantas, se utilizaron vigas «Perflex».



Garaje en Beverley Hills (California): Sus dimensiones totales son: $48,70 \times 45,60$ m. Mediante el empleo de vigas pretensadas se han conseguido luces libres de $22,80$ m, dobles de las previstas inicialmente con una solución a base de vigas de hormigón armado.

En la fotografía aparecen ya colocadas la mitad de las vigas.

acciones y tensiones normales

FLEXION SIMPLE O COMPUESTA

El método de cálculo práctico en estados límites, preconizado por el Comité Europeo del Hormigón para dimensionar y comprobar las secciones sometidas a flexión, está basado en los siguientes principios:

1.º Hipótesis de la conservación de la planeidad de secciones.

Se supone que las deformaciones de las diferentes fibras de una misma sección permanecen siempre, hasta el estado límite de agotamiento, proporcionales a su distancia a la fibra neutra; en otras palabras, se admite que las secciones se mantienen planas hasta alcanzar dicho estado límite de agotamiento. En particular, se supone que no se produce deslizamiento alguno entre el acero y el hormigón.

2.º Comportamiento del hormigón en compresión.

El Comité Europeo del Hormigón recomienda que se adopte uno de los tres diagramas de cálculo del hormigón, definidos en el capítulo anterior, o sea (fig. 9):

- el diagrama parabólico-rectangular, deducido de la teoría general de flexión,
- el diagrama parabólico,
- el diagrama rectangular «tope», de acuerdo con el cual la magnitud límite del momento tope está comprendida, en valor relativo, entre 0,375 para una resistencia característica del hormigón de 200 kg/cm² y 0,325 cuando dicha resistencia es de 600 kg/cm². Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.

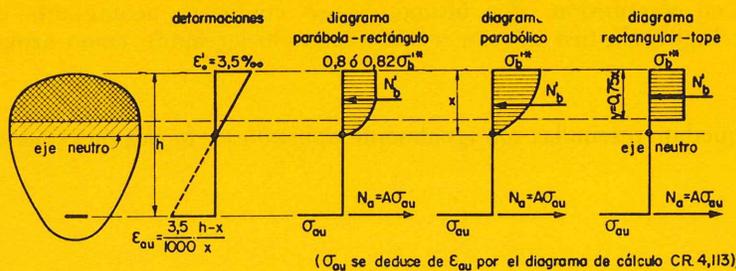


Fig. 9

El *acortamiento unitario máximo del hormigón* (en la fibra extrema comprimida) se toma, convencionalmente, igual al 3,5‰; se ha estimado que este valor puede considerarse como suficientemente aproximado aunque, realmente, la aplicación de la teoría general conduzca a valores sensiblemente diferentes, especialmente en el caso de cargas de larga duración, o en el de secciones de forma particular. Por otra parte, si bien este valor límite del 3,5‰ se alcanza siempre cuando la fibra neutra se encuentra en el interior de la sección,

no ocurre lo mismo en el caso de secciones totalmente comprimidas, en las cuales los acortamientos de las fibras extremas apenas exceden, en la práctica, del 2 ó el 2,5‰. Igual puede ocurrir cuan-

do se trata de secciones en T muy esbeltas. No obstante, en realidad, para los casos ordinarios, estas diferencias apenas influyen, de un modo sensible, en el valor del momento resistido.

3.º Comportamiento del hormigón en tracción.

El Comité Europeo del Hormigón prescinde de la colaboración del hormigón que trabaja a tracción.

4.º Comportamiento de la armadura principal de tracción.

El Comité Europeo del Hormigón recomienda adoptar, para los aceros de dureza natural y para los endurecidos por deformación en frío, los diagramas convencionales de cálculo, definidos en el capítulo anterior, deducidos de la interpretación de los datos estadísticos recogidos.

Estos diagramas se han limitado en un alargamiento unitario máximo del acero del 10 ‰; cualquier valor superior al indicado se considera que constituye un exceso de deformación plástica.

Finalmente, el Comité Europeo del Hormigón prescribe que en el caso de piezas muy débilmente armadas se debe adoptar una *cuantía mínima de armadura*, que sirva al proyectista de garantía frente al riesgo de rotura frágil o de una eventual infravaloración del valor real de la retracción.

5.º Comportamiento de la armadura principal de compresión.

Para el cálculo de la armadura principal de compresión, el Comité Europeo del Hormigón recomienda adoptar los mismos diagramas convencionales de cálculo indicados para el caso de la armadura principal de tracción. Se supone, en efecto, que en las condiciones de cálculo resultan equivalentes, en primera aproximación, las características mecánicas del acero en compresión y las del acero en tracción.

Se admite que el *acortamiento unitario máximo del acero*, medido sobre el eje de la armadura más solicitada, es igual al 2 ‰. Pero si el acortamiento real del acero no llega al 2 ‰, el calculista vendrá obligado a determinar dicho acortamiento a partir de la ecuación de compatibilidad (hipótesis de que las secciones se mantienen planas) y del diagrama convencional de cálculo del acero.

Por otra parte, desde el punto de vista constructivo, el Comité Europeo del Hormigón prescribe que para poder tener en cuenta en los cálculos de resistencia de un elemento la colaboración de la armadura de compresión, es indispensable que las barras de dicha armadura vayan sujetas por *cercos o estribos transversales* de sección adecuada y distanciados entre sí, como máximo, una longitud igual a doce veces el diámetro de las barras en compresión. Por último, no se considera aconsejable el empleo de redondos de acero dulce, de límite elástico inferior a 3.000 bars (30 kg/mm²), como armadura de compresión.

Las diversas hipótesis de cálculo que quedan reseñadas son igualmente *aplicables a la flexión esviada, simple o compuesta*.

VIGAS EN T

La resistencia a flexión de las vigas en T y de los forjados nervados plantea ciertos problemas particulares, entre los cuales el más importante es el de la *determinación de la «anchura eficaz» de la cabeza de compresión*, es decir, la anchura del ala que interviene de un modo eficaz en la resistencia

a rotura. Esta anchura eficaz ha sido definida como la de una viga ficticia, de sección rectangular, cuyas tensiones máximas de compresión fuesen las mismas que las de la viga real o cuya deformada en flexión fuese la misma que la de la viga real. Ambas definiciones conducen sensiblemente a los mismos resultados. Una vez calculada la anchura eficaz del ala, el dimensionamiento puede realizarse del mismo modo que para una sección rectangular.

El método indicado en las Recomendaciones unificadas del Comité Europeo del Hormigón para calcular la anchura eficaz tiene en cuenta diversos parámetros, entre los cuales deben citarse los siguientes:

- naturaleza de la viga considerada (viga continua o simplemente apoyada),
- modo de aplicación de las cargas (repartidas o concentradas),
- relación entre el espesor de las alas y el canto de la viga, teniendo en cuenta la eventual presencia de cartabones,
- relación entre la longitud de la viga entre puntos de momento nulo y la anchura del nervio y la distancia entre nervios.

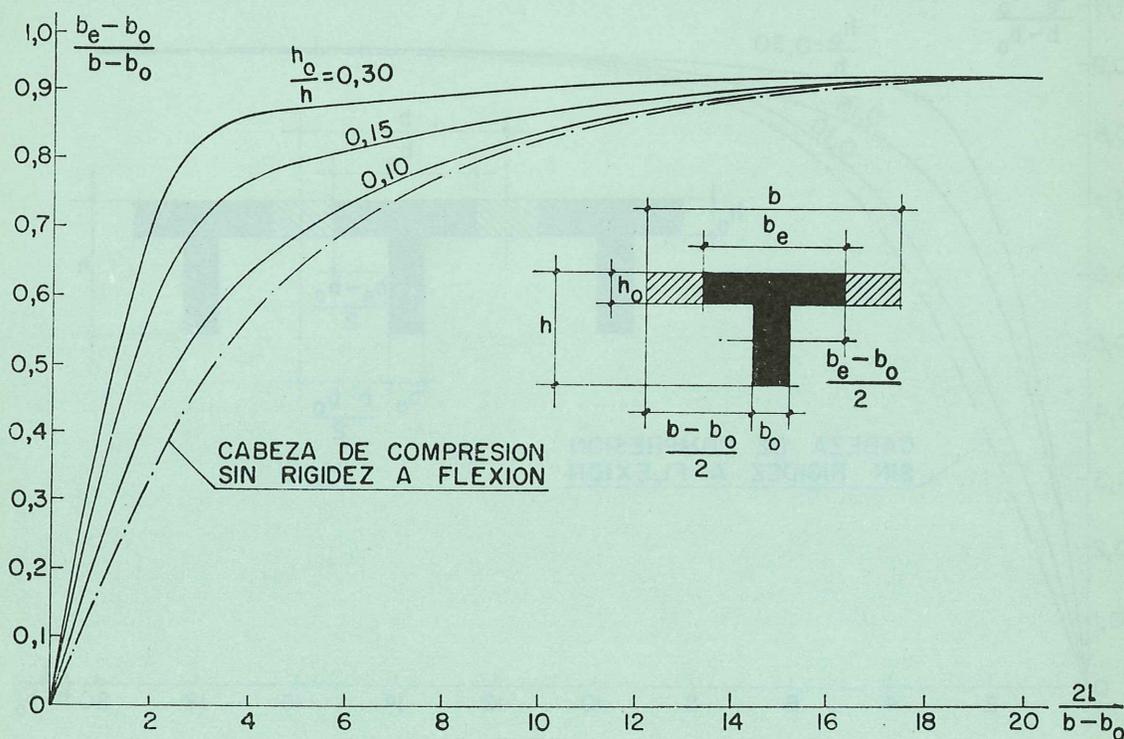


Fig. 10

Viga en T aislada. Anchura eficaz de la cabeza de compresión, en el centro de la luz, para una carga uniforme.

En las Recomendaciones unificadas del Comité Europeo del Hormigón se incluyen unas tablas numéricas, correspondientes a los diagramas de las figuras 10 y 11, que permiten determinar la anchura eficaz de la cabeza de compresión de las vigas en T simplemente apoyadas, cuando tienen un solo nervio o cuando poseen una serie de nervios paralelos asociados constituyendo un forjado común.

Estas tablas y estos diagramas demuestran claramente la notable influencia de la rigidez de las alas para diversos valores de la relación entre el espesor del ala y el canto de la viga y de la relación entre la luz de la viga y la anchura del nervio. Los valores indicados son válidos para el caso de *cargas repartidas* según una distribución uniforme, triangular, parabólica o sinusoidal.

Por el contrario, si la viga en T se encuentra sometida a la acción de una carga local, la anchura eficaz de las alas experimenta una disminución muy característica en las proximidades del punto de aplicación de la carga. Para una *carga rigurosamente concentrada*, las Recomendaciones proponen una disminución variable entre el 10 y el 40% cuando la relación entre la luz de la viga y la anchura de las alas decrece de 20 a 0. En la práctica, realmente, apenas existen cargas rigurosamente concentradas. Por otra parte, cuando la longitud sobre la cual se distribuye la carga local excede del décimo (1/10) de la luz de la viga, no es necesario aplicar ninguna reducción. Para los casos intermedios se puede interpolar linealmente.

Las mismas Recomendaciones son válidas cuando se trata de *vigas en T continuas*, a condición de que se sustituya el valor de la luz libre por el de la distancia entre puntos de momento nulo. Para los casos en que la sección que se estudia se encuentre situada en las *proximidades de un apoyo libre*, y para cuando el nervio se une a las alas mediante *cartelas*, se han preparado Recomendaciones especiales.

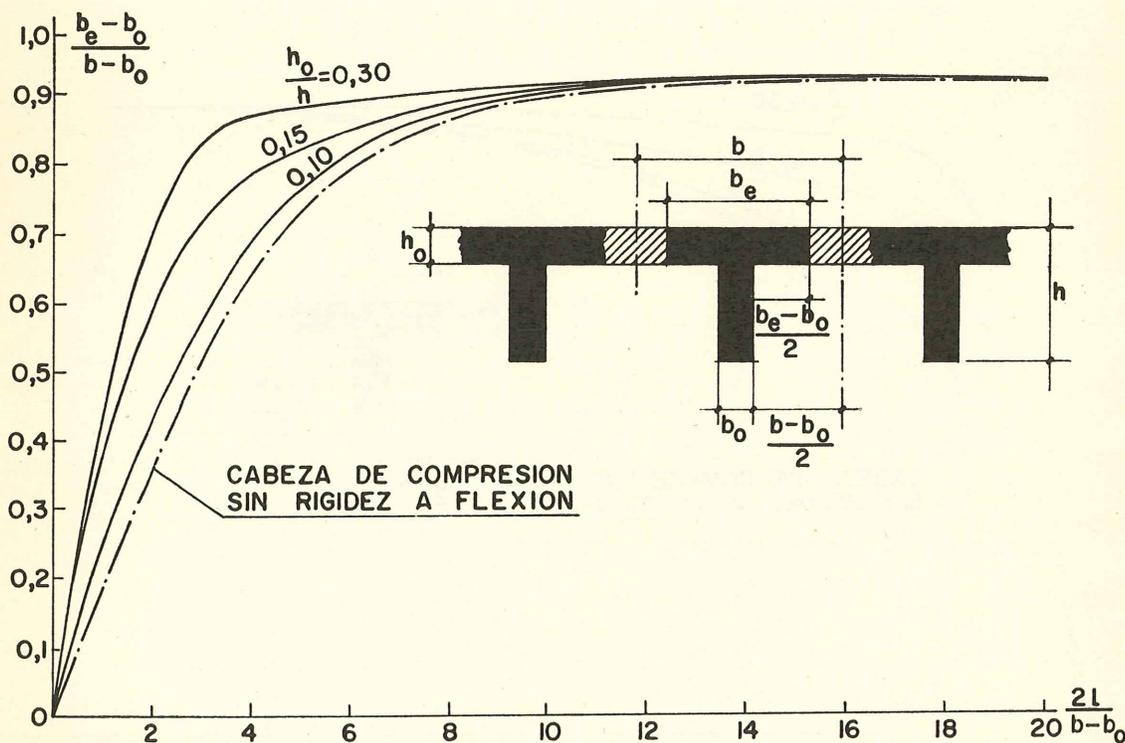


Fig. 11

Vigas en T múltiples. Anchura eficaz de la cabeza de compresión, en el centro de la luz, para una carga uniforme.

Finalmente, el Comité Europeo del Hormigón admite que para un cálculo aproximado, el proyectista, a falta de un cálculo más preciso, pueda adoptar, a uno y otro lado del nervio, una anchura de ala igual al décimo de la luz de la viga o de la distancia entre puntos de momento nulo, cualquiera que sea la forma de aplicación de las cargas y siempre, naturalmente, que dicha magnitud no exceda de la anchura real del ala.

COMPRESION CENTRADA

El cálculo se realiza de un modo distinto según que se trate de piezas zunchadas o no zunchadas.

1.º Piezas no zunchadas.

El cálculo de la compresión centrada constituye el *caso límite del método general de cálculo en flexión*. De acuerdo con este método resulta que el esfuerzo normal resistido en el caso de compresión centrada debe tomarse igual a la suma de:

- a) *el esfuerzo resistido por el hormigón*, es decir, el producto del área total de la sección transversal de la pieza por la resistencia de cálculo del hormigón, multiplicada por 0,75 cuando la resistencia característica del hormigón sea de 200 kg/cm² y por 0,65 cuando dicha resistencia sea de 600 kg/cm². Para los casos intermedios se interpolará linealmente;
- b) *el esfuerzo resistido por la armadura de compresión*, es decir, el producto del área total de la sección de armadura por la tensión de cálculo correspondiente a un acortamiento unitario del 2‰ del acero, siempre que existan cercos o estribos transversales situados, como máximo, a una distancia igual a doce veces el diámetro de las barras de la armadura.

Este cálculo se considera válido siempre que la esbeltez de la pieza (de acuerdo con el criterio de Euler) no exceda de 40. En caso contrario, el proyectista deberá considerar, en lugar del estado límite de agotamiento, el estado límite de pandeo y proceder al cálculo correspondiente.

2.º Piezas zunchadas.

El Comité Europeo del Hormigón ha juzgado indispensable prevenir al proyectista contra un empleo injustificado e incorrecto del zunchado, el cual, en otros tiempos, era considerado, frecuentemente, como un simple artificio de cálculo.

Se indica que, en principio, el zunchado debe *reservarse para refuerzos locales*, por ejemplo, en articulaciones y apoyos de cargas concentradas sobre pequeñas superficies. Por otra parte, el zunchado no puede considerarse como eficaz más que cuando se aplica a soportes de pequeña longitud y con excentricidades mínimas. Efectivamente, en el caso de soportes largos zunchados, la influencia del zunchado sobre el pandeo es muy pequeña y muy aleatoria, ya que, frecuentemente, se produce la destrucción prematura, por explosión, del recubrimiento de hormigón que envuelve a las armaduras del zuncho.

Las Recomendaciones unificadas del Comité Europeo del Hormigón incluyen dos fórmulas para el cálculo práctico de la resistencia máxima: una de ellas válida para piezas zunchadas mediante *espiras helicoidales* o *cercos*, y la otra válida para elementos zunchados mediante *parrillas de armaduras*.

PANDEO

En las Recomendaciones unificadas del Comité Europeo del Hormigón, en lo relativo al cálculo de la carga de pandeo de una pieza esbelta y a la comprobación de la estabilidad del conjunto de una estructura, se ha adoptado el criterio de proponer—de acuerdo con el comportamiento real de las piezas en los ensayos y con los resultados obtenidos en los estudios teóricos realizados considerando científicamente la influencia de los diversos parámetros que intervienen en el fenómeno—un método sencillo mediante el cual, en los casos más corrientes, el cálculo práctico del pandeo queda reducido al cálculo normal, en rotura, de un elemento sometido a compresión excéntrica.

1 Necesidad de una teoría de segundo orden.

Sin necesidad de recurrir a nuevas investigaciones, se llegó al convencimiento de que resultaba imposible e ilusorio intentar aplicar a las piezas esbeltas, de hormigón armado, la teoría clásica del pandeo elástico, es decir, la teoría de primer orden, tal como las antiguas Instrucciones lo venían, en ge-

neral, prescribiendo. Efectivamente, si se considera una pieza sometida a compresión en dirección paralela a su eje longitudinal, se comprueba que en una sección transversal cualquiera la excentricidad del esfuerzo normal viene dada, no sólo por la excentricidad intencional o conocida resultante de las disposiciones constructivas previstas, sino también por la inevitable excentricidad accidental originada por los defectos de ejecución y por la flecha correspondiente a las deformaciones de flexión de la pieza bajo la excentricidad intencional y la accidental. Tales hechos obligan a reconocer la *necesidad de una teoría de segundo orden*, en la cual la solución se logrará, de un modo progresivo, mediante un proceso de iteración.

Como la magnitud de las deformaciones ha de venir fuertemente influenciada por la *fisuración* y la *plastificación* del hormigón, así como por el efecto de la *fluencia* originada por una eventual larga duración de las cargas, para poder realizar de un modo adecuado la determinación del estado límite de pandeo y la comprobación de la estabilidad de conjunto de una estructura de hormigón armado, la teoría de segundo orden elegida deberá tener en cuenta el *comportamiento real* de dicha estructura, en función de los siguientes parámetros:

- resistencias y diagramas tensión-deformación del hormigón y del acero,
- cuantía y distribución de las armaduras,
- forma geométrica de la sección transversal de la pieza,
- esbeltez de la pieza,
- excentricidad intencional y excentricidad accidental de la carga,
- duración y tipo de carga.

No obstante, si en un método de cálculo por iteración se tuviesen en cuenta, de un modo sistemático, todos estos parámetros esenciales, se llegaría a una complejidad matemática de tal magnitud que haría imposible la resolución del problema. Por ello, la puesta a punto de una teoría exacta de segundo orden y su rigurosa aplicación a los problemas de pandeo en elementos de hormigón armado, sólo puede realizarse en algunos casos sencillos, tales como los soportes axilmente cargados y las placas sometidas a cargas paralelas a su plano medio.

Y son, precisamente, estos casos sencillos los únicos que, en la práctica, estudia el Comité Europeo del Hormigón, recomendando un método nuevo y cómodo, que está avalado por los resultados teóricos y la interpretación estadística de todos los ensayos disponibles. De acuerdo con este método, la comprobación del estado límite de pandeo puede efectuarse añadiendo a los esfuerzos calculados por la teoría de primer orden un «*momento complementario*», cuyo valor depende: del esfuerzo normal aplicado y su excentricidad, del canto de la sección, del módulo de deformación del hormigón y de la tensión crítica de Euler calculada según las hipótesis elásticas.

2 Método práctico para el cálculo del pandeo.

La expresión del momento complementario que debe añadirse a los esfuerzos calculados según la teoría clásica, se deduce mediante un razonamiento análogo al de Rankine, pero en el cual se tiene en cuenta, además, el comportamiento anelástico del hormigón, adoptando para este material un diagrama tensiones-deformaciones parabólico.

En el caso de *soportes axilmente cargados*, la expresión del momento complementario es la siguiente:

$$M_c^* = \frac{N^*(h_t + e_o)E_b}{3.300 \sigma_E}$$

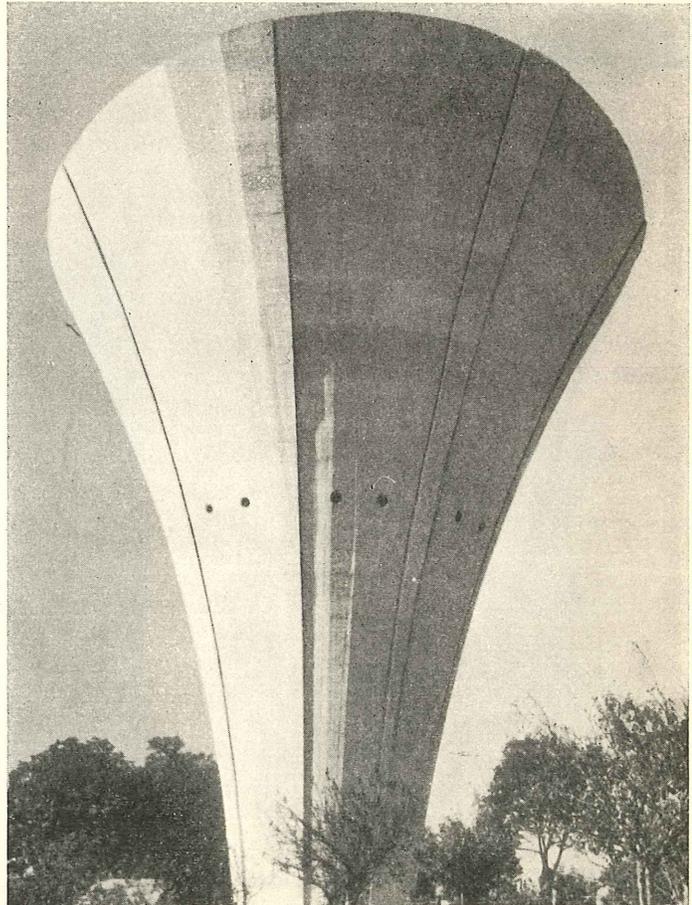
en donde: N^* representa el esfuerzo normal de cálculo, supuesto determinado de acuerdo con la teoría de primer orden y multiplicado por el coeficiente, γ_s , de mayoración de las cargas; h_t , el canto geométrico total de la sección, medido paralelamente al plano de flexión; e_o , la excentricidad del esfuerzo normal respecto al centro de gravedad de la sección de hormigón sólo, calculada según la teo-

ría de primer orden en el caso de que exista un momento transversal; E_b , el módulo de deformación longitudinal del hormigón, y σ_E , la tensión crítica de Euler calculada, de acuerdo con las hipótesis elásticas, con el mismo valor del módulo E_b .

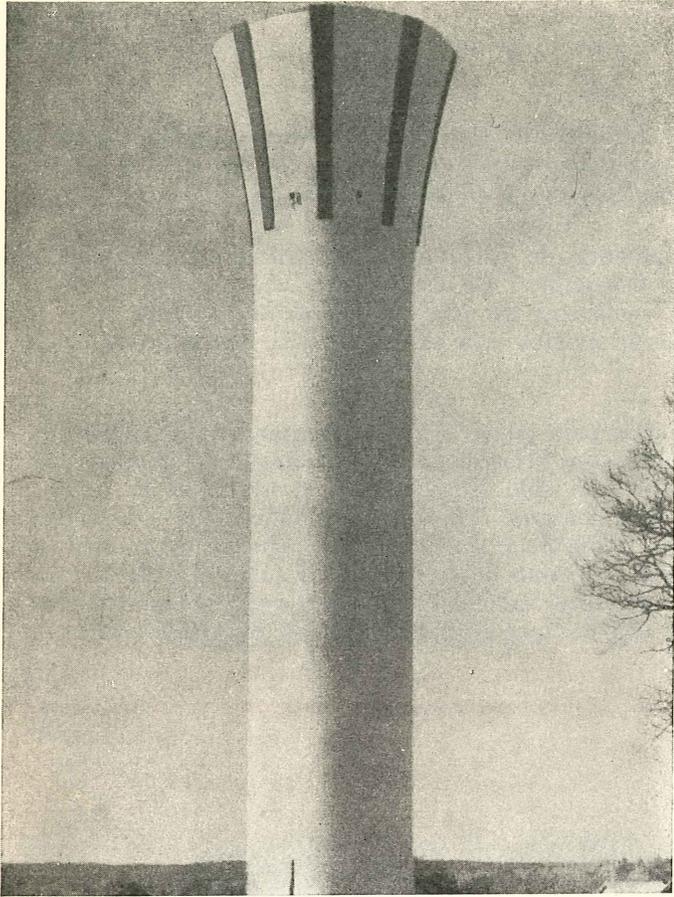
En las Recomendaciones unificadas del Comité Europeo del Hormigón se indican, igualmente, las expresiones de los momentos complementarios que deben introducirse, según las dos direcciones principales x e y , en el caso de *placas cargadas paralelamente a su plano medio*.

La comprobación experimental de este método práctico de cálculo se ha realizado comparando sus resultados con los obtenidos en los 143 ensayos disponibles. De este estudio comparativo se deduce la siguiente conclusión: que para valores del coeficiente de esbeltez comprendidos entre 40 y 140, la relación media entre la carga experimental de pandeo y la teórica es 1,16, con un error cuadrático medio del 15 %.

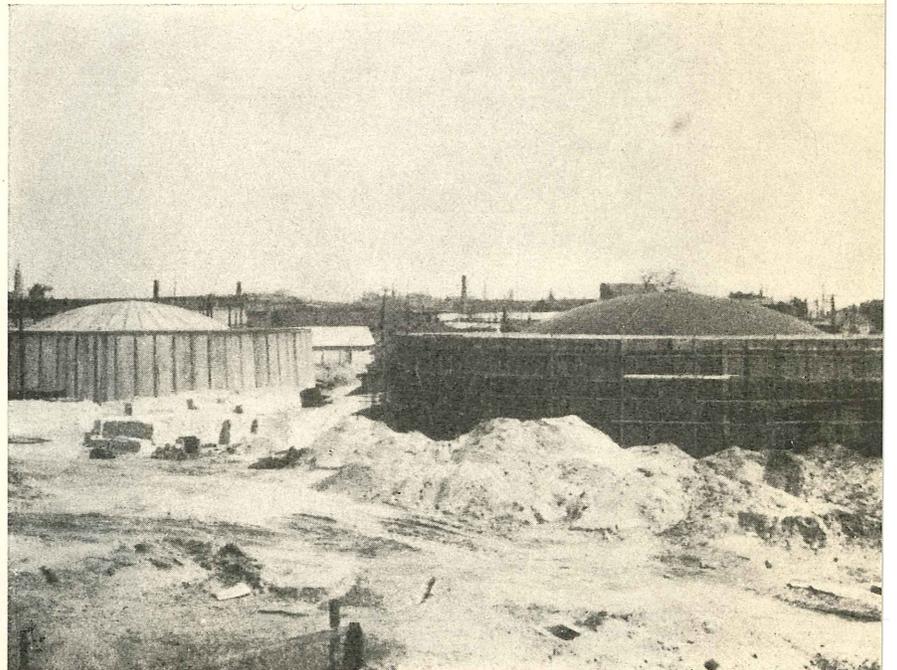
Se continúan realizando estudios complementarios para poder llegar a determinar cómo deben introducirse en los cálculos las *influencias excepcionales* que intervienen en el fenómeno del pandeo, aparte de las deformaciones elásticas y plásticas que ya han sido consideradas al establecer la teoría de segundo orden y la expresión del momento complementario. Entre dichas influencias excepcionales pueden citarse la *fluencia* y los fenómenos de *vibración* y *resonancia*. La solución provisional, preconizada por el Comité Europeo del Hormigón, en tanto no se reúnan los suficientes datos experimentales válidos a estos efectos, consiste en mayorar el valor del momento complementario mediante unos coeficientes prudentemente elegidos, que son los que se indican en las Recomendaciones.



Depósito elevado de agua, en Royan (Francia): Este depósito, de 29 m de altura, tiene una capacidad de 2.500 m³. Está pretensado horizontal y verticalmente.



Depósito elevado de agua, en Dax (Francia): El nivel máximo del agua está a 55 m por encima del suelo y la capacidad del depósito es de 1.000 m³.



Depósitos de agua en Kobánya (Hungria): Cada depósito tiene una capacidad de 5.000 m³.

acciones y tensiones tangentes

Las «*tensiones tangentes*» se denominan así por oposición a las tensiones normales. En el interior de algunos elementos estructurales se presentan ciertos estados de equilibrio en los cuales estas tensiones tangenciales juegan un papel preponderante. Es el caso, por ejemplo, del plano neutro de una viga (lugar geométrico de los ejes neutros de las diversas secciones transversales), de las zonas que rodean los empalmes de armaduras, de las secciones transversales y radiales de las piezas sometidas a torsión. Es, en resumen, y de un modo más general, el caso en el que, en el material no fisurado, el estado simple de tensiones cortantes sería preponderante.

El efecto común de todas estas acciones tangentes es tender a provocar la rotura oblicua del hormigón y, por consiguiente, la rotura de las piezas por separación de los elementos situados a uno y otro lado de la correspondiente fisura oblicua.

Cuando se quiere garantizar, de un modo eficaz, la seguridad de una pieza frente a estas acciones tangentes, resulta, por tanto, indispensable disponer, a través de las superficies sobre las cuales actúan tales acciones, armaduras transversales, convenientemente ancladas, destinadas a unir unos con otros los elementos que la fisuración oblicua tiende a separar.

Estas armaduras han recibido el nombre de «*costuras*» o «*armaduras de cosido*».

REGLA GENERAL PARA LAS ARMADURAS DE COSIDO

Se admite que el cálculo de las armaduras de cosido puede basarse en los siguientes principios fundamentales:

- a) *se desprecian las componentes normales* de las fuerzas susceptibles de actuar sobre las superficies solicitadas por acciones tangentes, siempre que, de no haberlas despreciado, la intervención de estas componentes no hubiera podido cambiar, de un modo fundamental, la dirección de las fisuras;
- b) se supone que las acciones tangentes *originan en el hormigón fisuras a 45°* (como en el caso de esfuerzo cortante simple);
- c) las armaduras de cosido se colocarán, *o bien perpendicularmente* a la superficie de la sección considerada, o bien en dirección perpendicular a las fisuras, formando un ángulo que no exceda de los 45° con la normal a dicha superficie (fig. 12);
- d) se admite que el sistema constituido, *por una parte, por las bielas de hormigón*, delimitadas por las fisuras consecutivas y sometidas a compresión simple, y *por otra, por las armaduras de cosido* trabajando a tracción, funciona como una viga triangulada múltiple («*hipótesis de la triangulación*»).

Estas hipótesis, que constituyen una generalización de la teoría de la triangulación de Mörsch, parecen capaces de garantizar una suficiente seguridad en todos los casos, pero, por otra parte, pueden

conducir, en numerosas ocasiones, a normas de dimensionamiento demasiado severas. Resulta, por consiguiente, legítimo separarse de tales hipótesis, haciéndolas menos exigentes, en aquellos casos en que la experimentación haya demostrado que, normalmente, pueden producirse distribuciones más favorables de los esfuerzos internos.

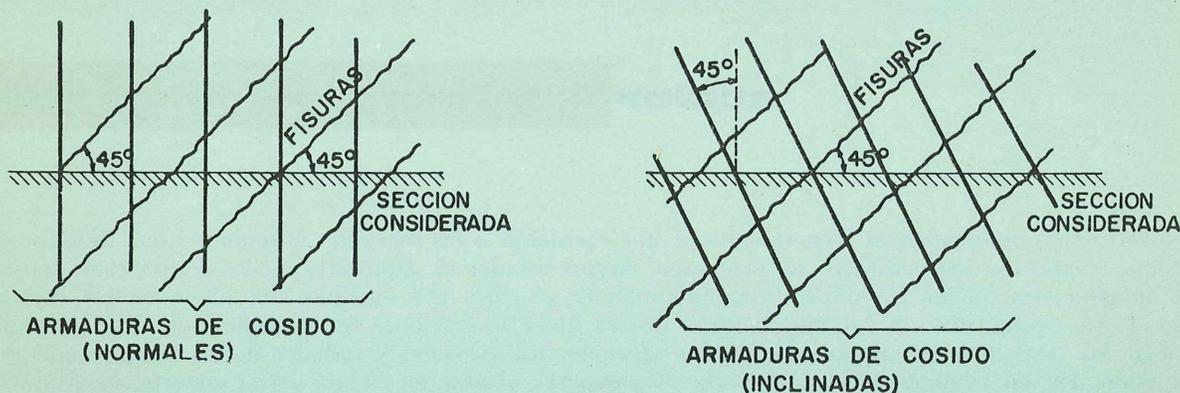


Fig. 12

ESFUERZO CORTANTE

1.º Discusión de la teoría de la triangulación.

La hipótesis de la triangulación de Morsch y la Regla general para las armaduras de cosido, constituyen una idealización del mecanismo resistente de las almas de las vigas sometidas a esfuerzo cortante. Este mecanismo ideal reproduce con suficiente aproximación el comportamiento real de las piezas en el caso de almas esbeltas y fuertemente solicitadas (por ejemplo, en las vigas en T invertida), pero se aleja sensiblemente de la realidad cuando se trata de nervios rectangulares (vigas de sección rectangular o de sección en T) sometidas a solicitaciones normales. En este último caso pueden obtenerse importantes economías si se toman en consideración los resultados experimentales. Como quiera que estos resultados no han podido todavía ser recogidos, de un modo satisfactorio, por una teoría de rotura de validez general, el Comité Europeo del Hormigón, ha considerado oportuno recurrir, con carácter transitorio, al empleo de fórmulas empíricas en las que se incluye, además del clásico término de Morsch que representa la *resistencia de la armadura transversal*, un término aditivo complementario que representa la *resistencia del hormigón* y en el cual se incluye globalmente, de un modo arbitrario, la contribución de la zona comprimida de la pieza, el efecto favorable de la redistribución de esfuerzos y la colaboración de la armadura longitudinal de tracción. Es necesario, no obstante, subrayar que esta «suma de términos» no describe el fenómeno físico y sólo es aplicable cuando existen armaduras transversales de suficiente resistencia.

2.º Método empírico de cálculo del esfuerzo cortante.

De acuerdo con el principio anteriormente enunciado, las Recomendaciones unificadas del Comité Europeo del Hormigón proponen considerar la resistencia al esfuerzo cortante como equivalente, en la práctica, a la suma:

a) de un término, T_a^* , que representa la *contribución de la armadura transversal* calculada de acuerdo con la teoría de la triangulación:

$$T_a^* = 0,9 \cdot h \cdot \frac{A_t}{t} \cdot \sigma_t^*$$

expresión en la cual el brazo del par de esfuerzos interiores se toma igual a 0,9 veces el canto útil de la sección; A_t representa la sección recta individual de una capa de la armadura transversal; t , la separación entre capas de la armadura transversal, medida paralelamente al eje de la pieza, y σ_{bt}^* , la resistencia de cálculo de dicha armadura transversal;

b) de un término, T_b^* , que representa la *contribución de la zona comprimida*, la cual sólo podrá tenerse en cuenta si no existe ningún esfuerzo normal de tracción capaz de actuar sobre la sección y si el momento flector al que se encuentra sometida la pieza alcanza, por lo menos, el valor $1,5 Th$. En general, este término T_b^* se tomará igual a:

$$T_b^* = \sigma_{bt}^* \cdot b_o \cdot h$$

en donde b_o es el ancho del alma de la viga y σ_{bt}^* representa un valor *convencional* de la resistencia a tracción del hormigón, expresada en kg/cm², mediante la relación:

$$\sigma_{bt}^* = \frac{0,5\sqrt{\sigma'_{bk}}}{\gamma_b}$$

en la cual σ'_{bk} es la resistencia característica del hormigón en compresión, y γ_b , el coeficiente de minoración de esta resistencia.

En algunos casos, cuando la armadura longitudinal es superabundante y permite absorber en la sección un momento ficticio de cálculo $|M^*| + 1,5 |T^*| h$, el término T_b^* puede llegar a alcanzar el valor:

$$T_b^* = 0,9 \left(1 + 0,10 \frac{A}{A_\mu} \right) \sigma_{bt}^* \cdot b_o \cdot h$$

siempre que dicho valor no exceda de: $2 \cdot \sigma_{bt}^* \cdot b_o \cdot h$. En la citada expresión, A representa la sección transversal total de las barras de la armadura principal de tracción que se encuentran perfectamente ancladas más allá de la sección que se estudia, y A_μ , el área de la sección mínima de la armadura principal de tracción que sería necesaria para resistir el momento ficticio de cálculo $|M^*| + 1,5 |T^*| h$.

En definitiva, el valor de la *resistencia total de cálculo al esfuerzo cortante* se toma igual a la suma:

$$T^* = T_a^* + T_b^*$$

Según que la pieza posea o no cabeza de compresión (piezas en T), este valor se limita, respectivamente, a $6\sigma_{bt}^* \cdot b_o \cdot h$ ó a $5\sigma_{bt}^* \cdot b_o \cdot h$. Estos dos límites pueden aumentarse en un 40 % cuando la pieza posea armaduras transversales inclinadas a 65° sobre el eje neutro, cuando posea un sistema mixto de armaduras constituido por barras inclinadas entre 40° y 50° y cercos o estribos normales al eje neutro, o cuando exista una red ortogonal de armaduras cuya cuantía mecánica sea la misma en ambas direcciones.

3.º Necesidad y cuantía mínima de la armadura transversal.

Por la razón indicada al final del apartado 1.º, el Comité Europeo del Hormigón recomienda, expresamente, que *no se construyan nunca, salvo justificación especial, piezas de hormigón armado que no vayan provistas de armadura transversal*. Por otra parte, para poder tener en cuenta en el cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante la colaboración de estas armaduras, es indispensable que:

- a) su cuantía mecánica sea igual o superior al 2 %;
- b) la separación entre capas de armaduras transversales no exceda del 0,85 del canto útil, h , de la sección.

TORSION

Se sabe que el comportamiento de una pieza de hormigón armado solicitada a torsión, e incluso su mecanismo resistente y de rotura, varían notablemente en función de numerosos parámetros, entre los cuales deben citarse: la forma geométrica de la sección, la cuantía y disposición de las armaduras, las características mecánicas del hormigón y del acero, y la naturaleza e intensidad de las diversas solicitaciones que pueden acompañar al momento de torsión. Desgraciadamente, el estudio teórico y experimental del problema no permite, por ahora, establecer sobre el particular una teoría general. Ni siquiera existe absoluta seguridad de que sea el estado de agotamiento el que deba elegirse, en todos los casos, como estado de referencia.

En esta actual situación de ignorancia, únicamente algunos resultados experimentales pueden, dentro de su limitado campo de validez, servir útilmente de guía al proyectista. Estos resultados experimentales constituyen la base de las Recomendaciones dadas por el Comité Europeo del Hormigón sobre este tema, a falta de un método de cálculo en agotamiento de validez general.

Las citadas Recomendaciones se refieren a:

- a) *las piezas huecas, de paredes delgadas*, armadas con tirantes y cercos, las cuales pueden considerarse como asimilables a los casos en que resulta aplicable la teoría de la triangulación y de la formación de bielas a 45°;
- b) *las piezas macizas, de contorno circular o poligonal*, armadas con cercos cerrados, las cuales pueden asimilarse a tubos cuyo plano medio coincida con el de las armaduras.

ADHERENCIA

El Comité Europeo del Hormigón llama la atención sobre la doble función que desempeña la adherencia, y que consiste en:

- a) *el anclaje* (mecanismo de los anclajes por prolongación recta, de los anclajes curvos, de los recubrimientos);
- b) *la trabazón* * (resultado de las variaciones de los esfuerzos de tracción a lo largo de las armaduras).

Sin embargo, los conocimientos actuales sobre el mecanismo de estos fenómenos son insuficientes para poder establecer una teoría en rotura. Por esta razón, las actuales Recomendaciones relativas a la adherencia, admitidas con carácter provisional, constituyen únicamente una adaptación de los métodos de cálculo clásicos.

1.º Anclaje.

El cálculo del anclaje se basa en las tres hipótesis siguientes:

- a) sobre toda la longitud afectada por el anclaje, *la tensión de adherencia se supone constante e igual a su valor máximo*, es decir: 0,75 veces ó 1,35 veces la resistencia de cálculo del hormigón en tracción, σ_b^* , según se trate de barras lisas o de barras de alta adherencia, respectivamente. En estos valores globales de la tensión límite de adherencia se tiene en cuenta, implícitamente, el mecanismo del anclaje y, especialmente, el peligro de hendimiento del hormigón de recubrimiento a lo largo de la barra. No se consideran, sin embargo, otros parámetros importantes, tales como, por ejemplo, la posición de las barras con respecto a la dirección en que se haya hecho el hormigonado;

* *N. del T.*—En el original francés se utiliza la palabra "entraînement", que en la versión española de las "Recomendaciones" del C.E.B. ha sido traducida literalmente por "arrastre". En este trabajo se ha preferido emplear la palabra "trabazón", por estimar que es más representativa del fenómeno que designa.

b) en las partes curvas de un anclaje se superponen, por una parte, el *esfuerzo máximo de adherencia*, calculado en función de la tensión máxima de adherencia, y por otra, el *esfuerzo de rozamiento*, que se asimila a la reacción del redondo considerado como un hilo enrollado sobre un cilindro, tomando como coeficiente de rozamiento acero-hormigón 0,40;

c) *se considera que el anclaje es total* cuando la suma del máximo esfuerzo de adherencia y el esfuerzo de rozamiento resulta equilibrada por el esfuerzo de tracción de la barra calculado a partir de la resistencia de cálculo, σ^*_a , de dicha barra.

Estas hipótesis permiten, especialmente, calcular los *anclajes por prolongación recta* y definir los llamados *ganchos «normales» de anclaje*.

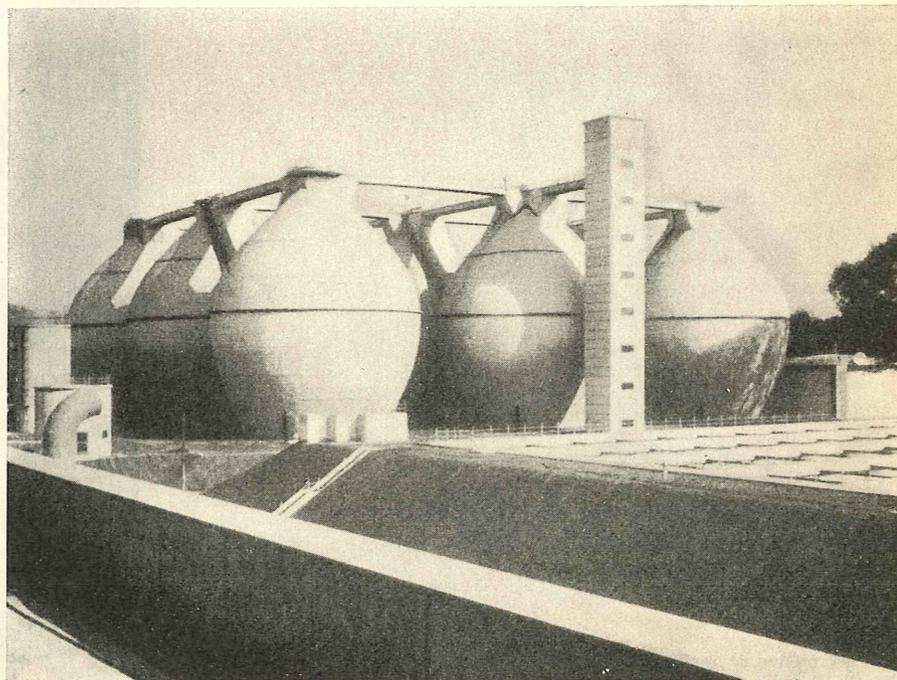
En cuanto a la determinación de las *armaduras de cosido*, necesarias en algunos tipos de anclaje, se efectúa de acuerdo con la «Regla general» de dichas armaduras, teniendo en cuenta que la resistencia de los aceros en ellas empleados debe ser equivalente a la de las barras que se van a anclar. Como ejemplo característico puede citarse el caso de los empalmes *por solapo y «anclaje mutuo»* de dos barras, entre las cuales los esfuerzos se transmiten por una acción tangente en el hormigón. La unión debe asegurarse mediante una armadura de cosido perpendicular a las barras que se empalman.

2.º Trabazón.

El cálculo de la adherencia por trabazón se refiere a la adherencia de las armaduras fuera de las zonas de anclaje y a la transmisión de las acciones tangentes que puedan originar las variaciones de los esfuerzos de tracción. En la hipótesis de una fisuración a 45° es necesario comprobar que el esfuerzo cortante de cálculo, T^* , no excede, en el estado de agotamiento, de:

$$0,9 h \cdot n \cdot p \cdot \tau^*_{dl}$$

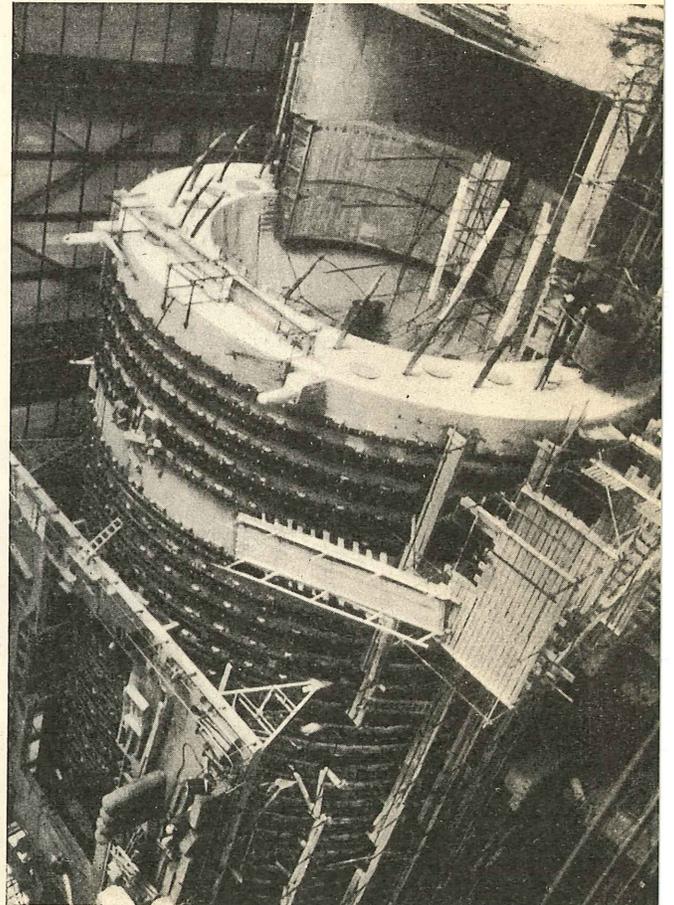
en donde: $0,9 h$ representa el brazo del par interior de esfuerzos; n , el número de barras; p , su perímetro, y τ^*_{dl} , el valor de la tensión máxima de adherencia, cuyo valor, en las vigas trabajando a flexión, se toma igual a 1,35 veces la resistencia de cálculo del hormigón en el caso de barras lisas y entre 2,60 y 2 veces esta misma resistencia, σ^*_b , en el caso de barras de alta adherencia, según que tales barras se encuentren más o menos alejadas de los paramentos de la pieza y su recubrimiento más o menos sujeto por las correspondientes armaduras de cosido.



Depósitos para sedimentación de aguas, en Berlín occidental.



Silos para fertilizantes, en Bonanka (Polonia): Los silos se construyeron a base de segmentos prefabricados que se unían por medio de un pretensado circular. Los alambres de esta armadura de pretensado se recubrieron después con gunita.



Pila del reactor de la Central Nuclear de Marcoule (Francia): (Ver detalles en la figura de la página 62, 1.ª)

BASES FUNDAMENTALES DE LA COMPROBACION DEL ESTADO LIMITE DE FISURACION

Todos los constructores saben que la fisuración constituye un fenómeno específico del hormigón armado en su estado normal de servicio; saben también que, independientemente de sus repercusiones en el aspecto estético de las obras, la fisuración puede ejercer una gran influencia en su durabilidad a consecuencia del peligro de corrosión que representa para los aceros de las armaduras. La probabilidad de esta corrosión depende, *en primer lugar*, por una parte de las *condiciones atmosféricas* y de las demás características del ambiente en que se encuentra situada la estructura y, por otra, de la magnitud de *la anchura de las fisuras* y, sobre todo, de su anchura máxima.

Estos principios elementales son los que ha recogido el Comité Europeo del Hormigón en sus Recomendaciones internacionales unificadas. No obstante, los constructores no deben olvidar que, en la práctica, el proceso de corrosión de las armaduras depende de otros muchos parámetros, entre los cuales destacan, especialmente: la orientación de las fisuras (las fisuras paralelas a la dirección de las barras son, frecuentemente, más perjudiciales que las transversales), el espesor del recubrimiento, y la calidad del hormigón en él utilizado (especialmente su compacidad). Por ello, la disminución sistemática de la anchura máxima de las fisuras, tal como se impone a los proyectistas, no puede estimarse que constituye, en todos los casos, una protección absoluta contra la corrosión, sobre todo cuando esta disminución en la anchura máxima de las fisuras únicamente puede lograrse utilizando barras de diámetro muy pequeño, las cuales, en la práctica, son muy sensibles a los efectos de la corrosión.

METODO SIMPLIFICADO PARA EL CALCULO DE LA ANCHURA MAXIMA DE LAS FISURAS

En el curso de sus trabajos, el Comité Europeo del Hormigón había establecido una «*teoría de síntesis*» para el cálculo de la fisuración en tracción y en flexión, acorde con la mayoría de las teorías ya existentes (teorías del profesor Saliger, de M. L. P. Brice; del profesor Wästlund; del profesor Kuuskoski, de M. Watstein; del profesor Efsen; etc.). Pero la necesidad de simplificar al máximo el cálculo en los casos ordinarios, así como el carácter aleatorio de los datos experimentales, han inducido al Comité a adoptar, provisionalmente, un método simplificado para el cálculo de la anchura máxima de las fisuras, supuestas perpendiculares a la dirección de las armaduras.

De acuerdo con este método simplificado, la anchura máxima, W , de las fisuras podrá considerarse, en primera aproximación, como proporcional al alargamiento unitario medio, ε_a , de la armadura y como función de la relación entre la sección transversal, B , del hormigón, afectada por el fenómeno de la fisuración, y el perímetro, p , de las barras a través del cual se transmite la adherencia del hormigón al acero. Es decir:

$$W = \varepsilon_a \cdot f \left(\zeta \cdot \frac{B}{p} \right)$$

en donde el coeficiente ζ representa la influencia de las características de adherencia de la armadura. En la práctica, la función f se ha tomado como una función lineal, y la sección transversal B de referencia del hormigón se ha asimilado a la superficie del hormigón en tracción que tiene el mismo centro de gravedad que el haz de barras de la armadura. No obstante, se admiten también, para esta sección de referencia del hormigón, otras definiciones (por ejemplo, la sección total de hormigón).

LIMITACION DE LA ANCHURA MAXIMA DE FISURAS

En general, pueden admitirse los siguientes límites para la anchura máxima de fisuras:

- para elementos interiores en atmósfera normal 0,3 mm.
- para elementos interiores en atmósfera húmeda o agresiva y elementos exteriores expuestos a la intemperie 0,2 mm.
- para elementos interiores o exteriores expuestos a un ambiente particularmente agresivo o cuando sea necesario garantizar una estanquidad 0,1 mm.
(P.3,311)

LIMITACION DEL DIAMETRO MAXIMO DE LAS BARRAS

Con el fin de evitar el cálculo sistemático, y siempre molesto, de la anchura máxima de las fisuras, las Recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón proponen, para la comprobación práctica del estado límite de fisuración en los casos corrientes, el empleo de unas *tablas numéricas* que dan, directamente, el valor de los diámetros máximos admisibles de las barras en función de la cuantía de armadura, \bar{w}_o , y de la resistencia característica del acero, σ_{ak} , tanto para redondos lisos como para barras de alta adherencia.

Se consideran tres casos distintos, en relación con los tres valores límites admitidos para la anchura máxima de las fisuras:

1.º Estructuras ordinarias no protegidas (anchura máxima de fisura: 0,2 mm).

En las estructuras ordinarias no protegidas, cuando el producto $\gamma_a \cdot \gamma_s$ de los coeficientes de seguridad correspondientes al estado de agotamiento sea igual a $1,15 \times 1,40 = 1,61$, los diámetros de las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a flexión, de sección rectangular o en T, armadas con cuantías normales mediante barras dispuestas del modo ordinario, serán, como máximo, iguales a los dados por el siguiente gráfico, en función de la resistencia característica del acero y de la cuantía de armaduras respecto al alma de la sección (fig. 13).

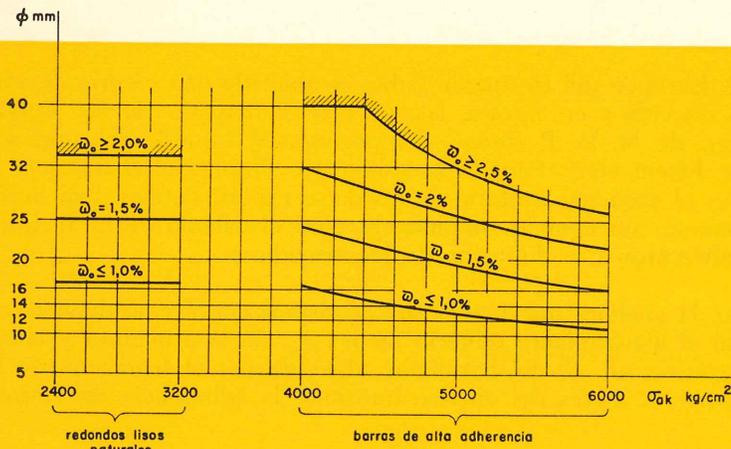


Fig. 13

Si el producto $\gamma_a \cdot \gamma_s$ no es igual a 1,61 podrán utilizarse, como máximo, diámetros iguales a los que resultan de multiplicar los dados en el gráfico anterior por el coeficiente:

$$\frac{\gamma_a \cdot \gamma_s}{1,61}$$

Por otra parte, en los casos normales no deberá tomarse como resistencia característica, σ_{ak} , del acero, valores superiores a 3.200 kilogramos/cm² cuando se trate de redondos lisos naturales, cualquiera que sea la clase real del acero utilizado (R.4,411).

2.º Estructuras ordinarias protegidas (anchura máxima de fisura: 0,3 mm).

En este caso, los diámetros máximos podrán tomarse iguales a los indicados en el apartado 1.º, anterior, aumentados en un 50 %.

3.º Estructuras en atmósferas muy agresivas o que deban garantizar una estanquidad.

En este caso, deberán estudiarse precauciones especiales por el proyectista, el cual, además, procederá obligatoriamente al cálculo de la anchura máxima de las fisuras, teniendo en cuenta:

- a) *la influencia del espesor del hormigón de recubrimiento*, el cual puede, en estos casos, resultar más importante que el diámetro de las barras;
- b) *el peligro de una reducción excesiva de los diámetros de las barras*, que las hace más sensibles a los efectos de una eventual corrosión (en estos casos será preferible recurrir a una mejora de la compacidad del hormigón o, incluso, a una reducción de la tensión del acero para las condiciones de servicio de la estructura);
- c) *la eventual redistribución de los momentos flectores* en las estructuras hiperestáticas y el aumento de las tensiones reales de las armaduras que dicha redistribución puede originar.

DISPOSICIONES ESPECIALES RELATIVAS A CIERTOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

Las Recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón incluyen también diversas prescripciones relativas a la disposición y distribución de las armaduras en *placas, muros planos, láminas curvas* (separación máxima entre barras) y en las *alas de las vigas en T* en las zonas de momentos negativos (distribución y armaduras de cosido transversal). También se incluyen indicaciones sobre las armaduras de las *vigas de gran canto superior* (en cm) al valor:

$$2 \left(80 - \frac{\sigma_{ak}}{100} \right), \text{ con } \sigma_{ak} \text{ expresada en bars (kg/cm}^2\text{)}$$

es decir, cuyo canto exceda de unos: $2(80 - 24) = 116$ cm, para armaduras de acero dulce, y de: $2(80 - 40) = 80$ cm, para un acero de $\sigma_{ak} = 4.000$ kg/cm².

En estas vigas de gran canto, el hormigón se encuentra sometido, por encima de la zona de recubrimiento de las armaduras principales, a esfuerzos complejos cortantes y de tracción. Las tensiones oblicuas que tales esfuerzos originan provocan la concentración de un cierto número de fisuras, previamente formadas en la zona de las armaduras principales, en una *fisura única* en el alma de la viga cuya anchura supera sensiblemente a la de cada una de las fisuras elementales. Para asegurar una distribución conveniente de esta fisuración del alma, las Recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón prescriben colocar, en las proximidades del paramento de la pieza, armaduras longitudinales de pequeño diámetro, llamadas «*armaduras de piel*», del mismo tipo que la armadura principal, con una cuantía geométrica, en cada cara, no inferior al 0,5 % respecto al alma de la pieza y colocadas a 20 cm de distancia, como máximo. La experiencia ha confirmado la eficacia real de estas armaduras. Se puede también procurar distribuir gradualmente, sobre una zona suficiente de la parte inferior de la viga, las barras que forman el haz de las armaduras principales; pero, en estos casos, habrá que tener en cuenta la situación exacta de cada una de estas barras al hacer el cálculo de la sección en agotamiento (disminución del brazo del par).



Pila del reactor de la Central Nuclear de Marcoule (Francia): Las cabezas de anclaje de los cables longitudinales de pretensado fueron hormigonadas «in situ». Los cables del pretensado circunferencial se apoyan sobre unos patines de fundición que descansan sobre placas, también de fundición, lubricadas. Sus cabezas de anclaje apoyan sobre tres cilindros de hormigón armado. La tensión inicial, de 1.230 toneladas, se introduce mediante tres gatos hidráulicos.



El «Euromast» de Rotterdam (Holanda): Por uno de sus lados va pretensado verticalmente, con el fin de compensar el peso ex-céntrico del restaurante.

METODO GENERAL PARA EL CALCULO DE FLECHAS

El cálculo de las flechas, f , de un elemento constructivo en estado de servicio debe tener en cuenta, evidentemente, las deformaciones elásticas, las deformaciones lineales diferidas del hormigón (retracción y fluencia), el desarrollo de la fisuración y el efecto de las variaciones de temperatura.

El método general de cálculo está basado en la expresión geométrica de la curvatura en una sección cualquiera, expresión que es:

a) *en una pieza parcialmente sometida a tracción* (flexión simple y flexión compuesta):

$$f'' = \frac{|\varepsilon_a| + |\varepsilon_b|}{h}$$

donde f'' designa la derivada segunda de la deformada con relación a la abscisa de la sección considerada; ε_a , el alargamiento unitario del acero, teniendo en cuenta la contribución del hormigón de la zona en tracción, en fisuración; ε_b , el acortamiento unitario del hormigón de la fibra extrema comprimida, teniendo en cuenta los efectos de la fluencia y de la retracción, y h , el canto útil de la sección.

b) *en una pieza totalmente comprimida* (compresión excéntrica):

$$f'' = \frac{\varepsilon'_{b1} - \varepsilon'_{b2}}{h_t}$$

siendo ε'_{b1} y ε'_{b2} los acortamientos unitarios del hormigón de las fibras más comprimida y menos comprimida, respectivamente, de la sección, considerando los efectos de la retracción y de la fluencia, y h_t , el canto total de la sección.

El *método general* de cálculo de las flechas consiste en establecer, para un número suficiente de secciones repartidas a lo largo de la pieza comprimida, esta expresión geométrica de la curvatura. Una vez así obtenida la ley de variación de la curvatura todo a lo largo de la pieza considerada se determina la deformada, por doble integración.

Pero dada la complejidad de este método, cuya aplicación no se justifica, prácticamente, más que en el caso de estructuras excepcionales, el Comité Europeo del Hormigón ha juzgado conveniente incluir, en sus Recomendaciones, un *método simplificado* para el cálculo de flechas, válido para las estructuras corrientes.

METODO SIMPLIFICADO PARA EL CALCULO DE FLECHAS

Este método simplificado para el cálculo de flechas consiste en añadir a la deformación elástica calculada para la sección homogénea (estado I, sin fisuración), una deformación complementaria calculada para la sección fisurada (estado II, en fisuración), teniendo en cuenta, eventualmente, el efecto de la

fluencia y de la retracción en el caso de cargas de larga duración. Este método es aplicable a las piezas en flexión cuya cuantía mecánica de armaduras no exceda de 0,25.

El *primer término*, que representa la flecha parcial que se alcanza al llegar a la fisuración (estado I), tiene por valor:

$$f_I = \beta \cdot \frac{M_I \cdot l^2}{E_b \cdot I_I}$$

donde: β representa, de acuerdo con las fórmulas clásicas para el cálculo de flechas en Resistencia de Materiales, el coeficiente que tiene en cuenta la disposición de las cargas y la correspondiente distribución de momentos flectores; M_I , el momento flector calculado, en sección homogénea, partiendo de la resistencia en tracción del hormigón, medida en flexión; E_b , el módulo de deformación longitudinal del hormigón correspondiente a su resistencia característica, e I_I , el momento de inercia de la sección homogénea.

El *segundo término*, que representa la flecha parcial que se produce después de la fisuración (estado II), tiene por valor:

$$f'_{II} = \beta \frac{M_{II} \cdot l^2}{0,75 \cdot E_a \cdot A \cdot h^2 (1 - 2 \bar{\omega}) \left(1 - \frac{2}{3} \bar{\omega} \right)}$$

siendo: M_{II} , la diferencia entre el momento flector total de dimensionamiento, M , y el parcial, M_I :

$$M_{II} = M - M_I;$$

l es la luz libre de la pieza (o, eventualmente, la distancia entre los puntos de momento nulo); E_a , el módulo de elasticidad longitudinal del acero; h , el canto útil; A , el área de la sección total de la

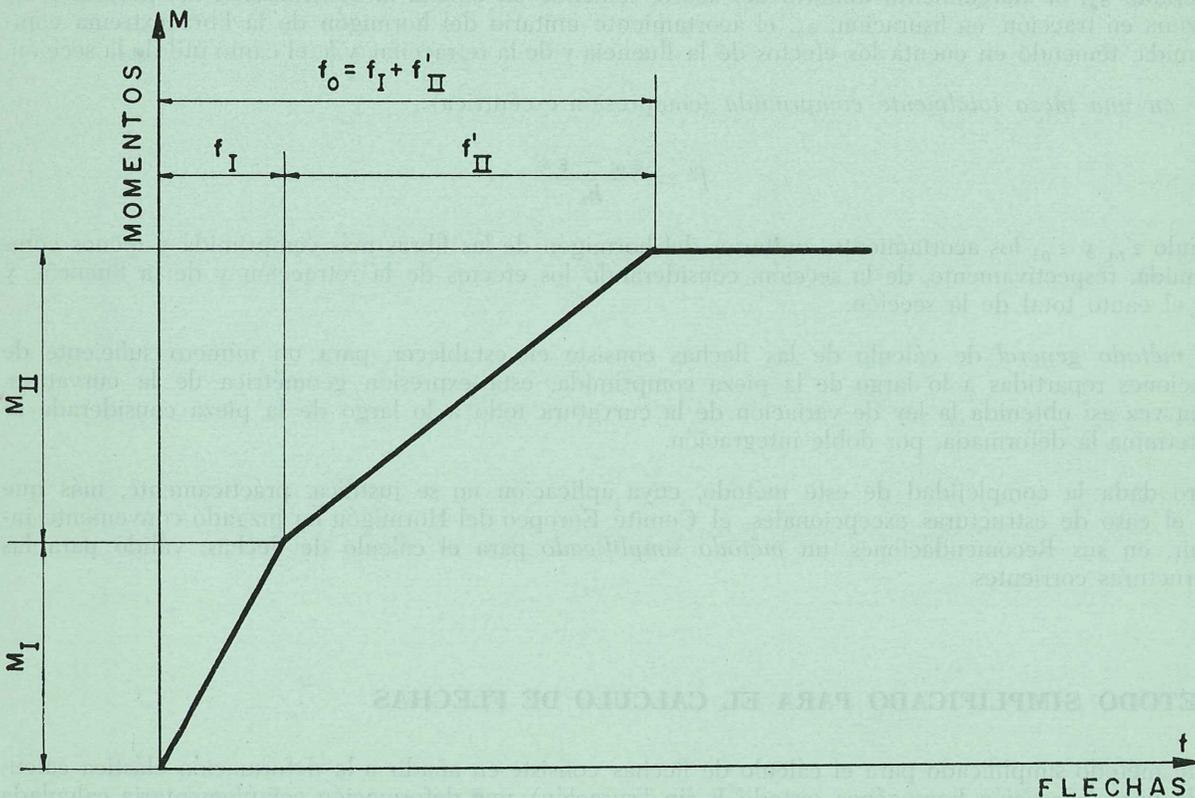


Fig. 14

Carga de corta duración.

armadura principal de tracción, y $\bar{\omega}$, la cuantía mecánica de la armadura referida a las resistencias características del acero y del hormigón.

La suma de los dos términos reconstituye la flecha instantánea total, f_0 :

$$f_0 = f_I + f_{II}$$

Pero el método implica que este valor total, f_0 , quede *limitado en el valor máximo*, f_{II} , calculado según la siguiente expresión:

$$f_0 = f_I + f_{II} \leq f_{II} = \beta \frac{M \cdot l^2}{E_a \cdot A \cdot h^2 (1 - 2\bar{\omega}) \left(1 - \frac{2}{3}\bar{\omega}\right)}$$

En algunos casos, todavía puede simplificarse aún más el cálculo reduciéndolo al de $f_0 = f_{II}$, especialmente si $M_I < \frac{M}{3}$ o si se trata de una viga de sección en T de ancha cabeza de compresión.

CONSIDERACION DEL EFECTO DE LA FLUENCIA Y DE LA RETRACCION

Se puede tener en cuenta la influencia de una carga de larga duración, incluyendo en ella el efecto de la fluencia y de la retracción, triplicando la parte de flecha que, en los cálculos precedentes, corresponde a la parte de carga que puede considerarse como de larga duración (carga permanente o sobrecarga de larga duración).

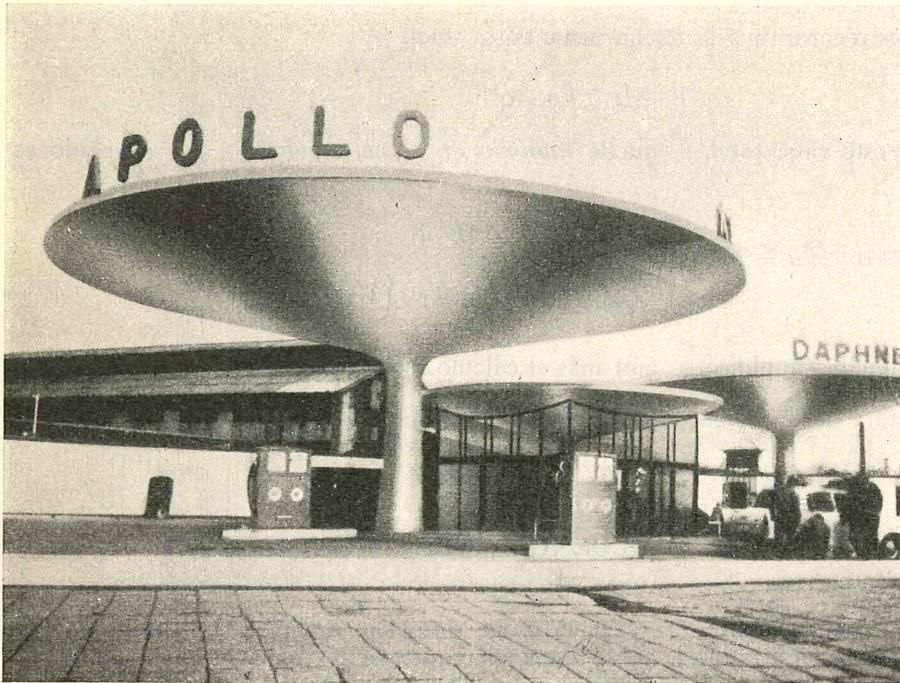
De un modo general, la flecha así obtenida corresponde al estado estable final del elemento considerado, siempre que la constitución de la estructura, la naturaleza de las tensiones y las condiciones ambientales sean las que corresponden a la media de las estructuras ordinarias (CR.4,422).

LIMITACION DE LOS VALORES MAXIMOS DE LAS FLECHAS ADMISIBLES

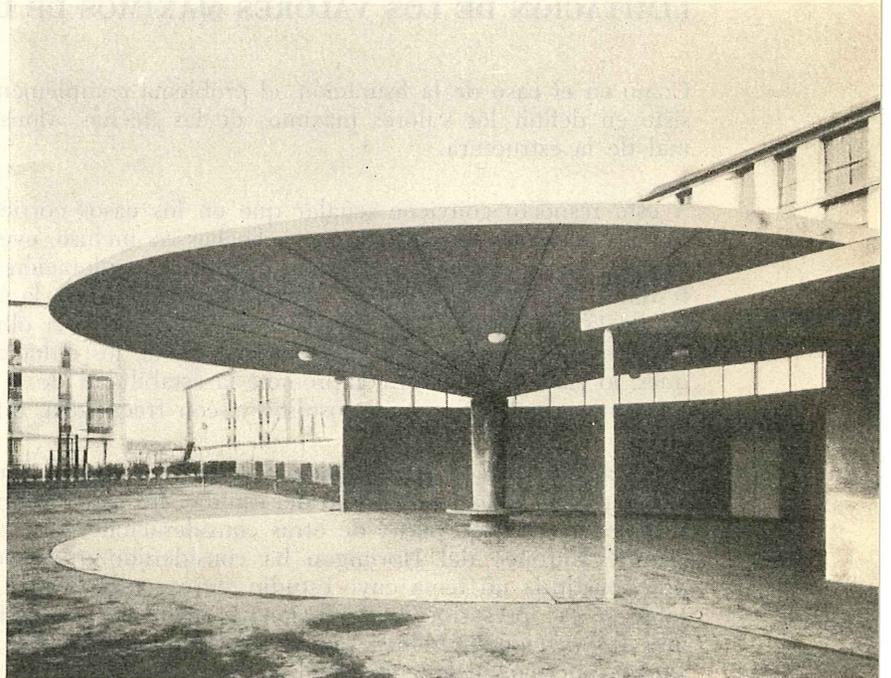
Como en el caso de la fisuración, el problema complementario del cálculo de las deformaciones consiste en definir los valores máximos de las flechas admisibles, compatibles con una explotación normal de la estructura.

A este respecto conviene señalar que en los casos corrientes, y sobre todo si se trata de edificios, no son las excesivas deformaciones o flechas (o incluso, eventualmente, curvaturas) las únicas que constituyen, en sí mismas, un perjuicio para la explotación de la obra. La mayor parte de las veces resultan más perjudiciales los desgastes o daños que la excesiva deformación de un elemento particular de la estructura puede acarrear al conjunto de la obra. Como ejemplo, puede citarse, en el caso de edificios, la fisuración y desprendimiento de los enlucidos y revestimientos superficiales de los tabiques, lo cual, aunque no compromete la estabilidad de la estructura, puede, sin embargo, causar daños muy importantes, muy costosos y, con frecuencia, difícilmente reparables.

Este rápido examen del problema demuestra que la limitación de las flechas admisibles desborda, ampliamente, el campo estricto del estudio del comportamiento de las estructuras de hormigón armado y depende, en gran parte, de otras consideraciones técnicas de la construcción. Por este motivo, el Comité Europeo del Hormigón ha considerado que este problema no debía resolverlo él solo, sino que constituía un tema cuyo estudio correspondía a los Organismos internacionales encargados de establecer las prescripciones funcionales relativas a los diferentes tipos de obras. Entre estos Organismos internacionales deben citarse, especialmente, el Comité Técnico ISO/TC/98 de la I.S.O. (Organización Internacional de Normalización) y el Comité Técnico W23 del C.I.B. (Consejo Internacional de la Edificación), los cuales han incluido este tema en sus respectivos programas de estudio.



Cubierta de una estación de servicio en el Japón.



Cubiertas de los patios de recreo en una escuela de Sarcelles, cerca de París: Existen tres patios de recreo cuyas cubiertas tienen un diámetro de 21,70, 16,70 y 15 m, respectivamente. Las cubiertas son de forma cónica y se apoyan sobre un soporte central, hueco. Las vigas de borde son pretensadas.

notación unificada

En tanto no se apruebe por la I.S.O. un sistema internacional de notación unificada, el Comité Europeo del Hormigón ha adoptado su propio sistema, basado en un pequeño número de *principios generales*, que son los que se indican a continuación:

1.º Empleo de letras de los alfabetos romano y griego (P.4,11).

- a) *las letras mayúsculas del alfabeto romano* designan:
 - las fuerzas aplicadas (fuerzas totales repartidas o fuerzas concentradas) y sus momentos,
 - las características geométricas y mecánicas de las secciones transversales de piezas prismáticas: áreas, momentos estáticos, momentos de inercia, módulos de resistencia,
 - los módulos de deformación longitudinal de los materiales;
- b) *las letras minúsculas del alfabeto romano* designan:
 - las longitudes,
 - las fuerzas, momentos y esfuerzos cortantes por unidad de longitud o las fuerzas repartidas por unidad de superficie;
- c) *las letras mayúsculas del alfabeto griego* no se consideran recomendables;
- d) *las letras minúsculas del alfabeto griego* designan:
 - las tensiones,
 - las deformaciones unitarias,
 - los ángulos y pendientes,
 - los coeficientes adimensionales;
- e) existen una serie de *excepciones*, consagradas por el uso, en la mayor parte de los países, que se refieren especialmente a las siguientes notaciones:
 - diámetro: \varnothing , en lugar de una minúscula romana,
 - coeficiente de equivalencia: n ó m , en lugar de una minúscula griega.

Del mismo modo, la distancia entre fisuras se designa por Δl y no por una simple minúscula romana.

2.º Empleo de exponentes (P.4,12).

- a) la compresión y la tracción se distinguen mediante la adición de un apóstrofo (') en el caso de la compresión;

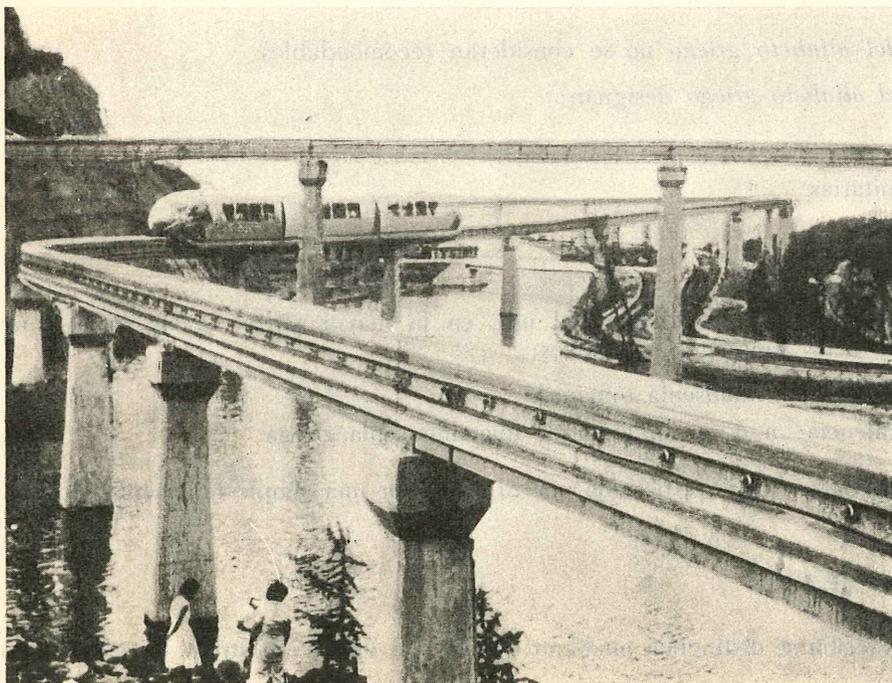
- b) los símbolos de las tensiones admisibles se distinguen colocándoles encima un guión ($\bar{\quad}$);
- c) los símbolos de las magnitudes de cálculo correspondientes a un determinado estado límite, se marcan con un asterisco (*);
- d) en la práctica, sin embargo, tanto el apóstrofo como el guión y el asterisco, pueden omitirse en todos aquellos casos en que no exista ninguna posibilidad de error de interpretación. En particular, el empleo del apóstrofo se suprime cuando, en el cálculo, la tracción y la compresión se distinguen por el signo de su valor numérico: $+$ para la tracción, $-$ para la compresión.

3.º Empleo de subíndices (P.4,13).

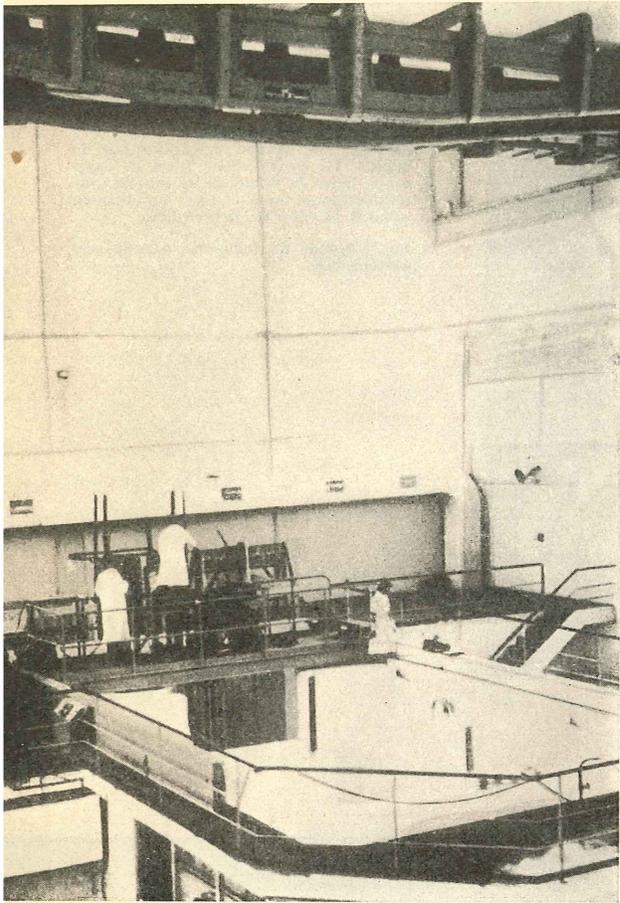
Se utilizan los siguientes subíndices:

- a para designar el acero,
- b para designar el hormigón (béton),
- c para designar el estado crítico de pandeo,
- d para designar el enlace hormigón-acero (adherencia),
- e para designar el límite de elasticidad (aparante o convencional) del acero,
- m para designar los valores medios (especialmente en el cálculo de la seguridad),
- k para designar los valores característicos, especialmente, en el cálculo de la seguridad,
- r para designar las características de rotura del acero y del hormigón considerados como materiales,
- u para designar el estado de agotamiento por flexión o esfuerzo cortante (estado último) (el asterisco puede, entonces, suprimirse).

En todos aquellos casos en que sea posible, sin perjudicar la claridad de presentación, se evitará el empleo de subíndices múltiples.



Mono-raíl del parque de atracciones de Kara (Japón): Las vigas, de 15 m de longitud, son de hormigón pretensado.



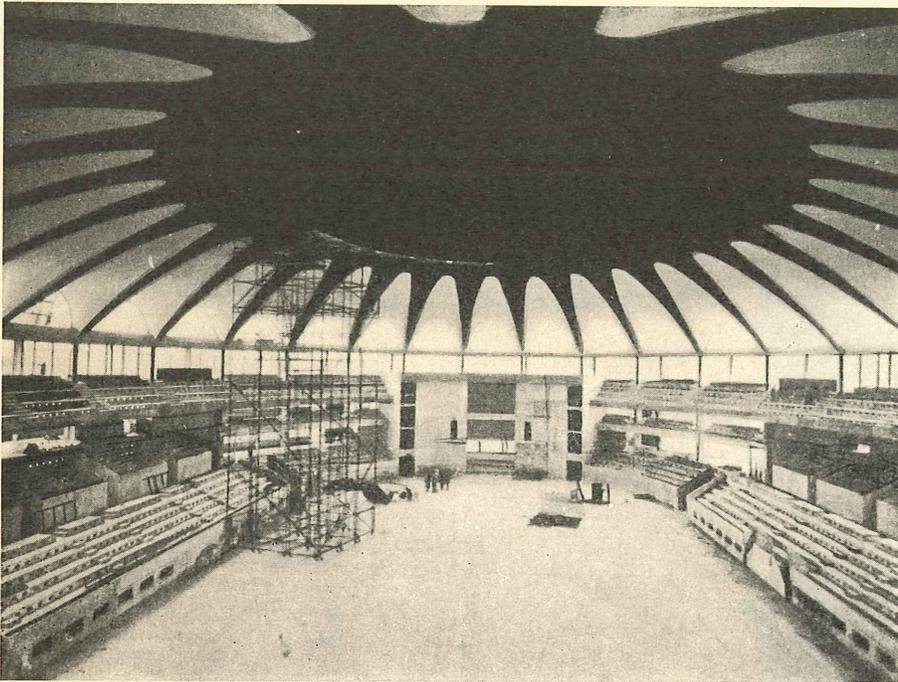
Pila del reactor nuclear de Melusine, cerca de Grénoble (Francia): La pila, que es perfectamente estanca, tiene 12,2 m de longitud, 6,2 m de anchura y 9,62 m de profundidad. La plataforma, que sobresale unos 3 m alrededor de la pila, tiene un canto variable entre 0,80 y 1,00 m, y va pretensada horizontalmente en dos direcciones ortogonales. Los muros de la pila llevan también un pretensado vertical y otro horizontal, para asegurar su estanquidad.



Palacio de deportes, en Rennes (Francia): Este edificio, de 78 m de longitud y 46,80 m de anchura, tiene una cubierta cuya estructura resistente está constituida por dos arcos parabólicos que se apoyan, en el centro, sobre otro arco parabólico de luz igual a la longitud del local.

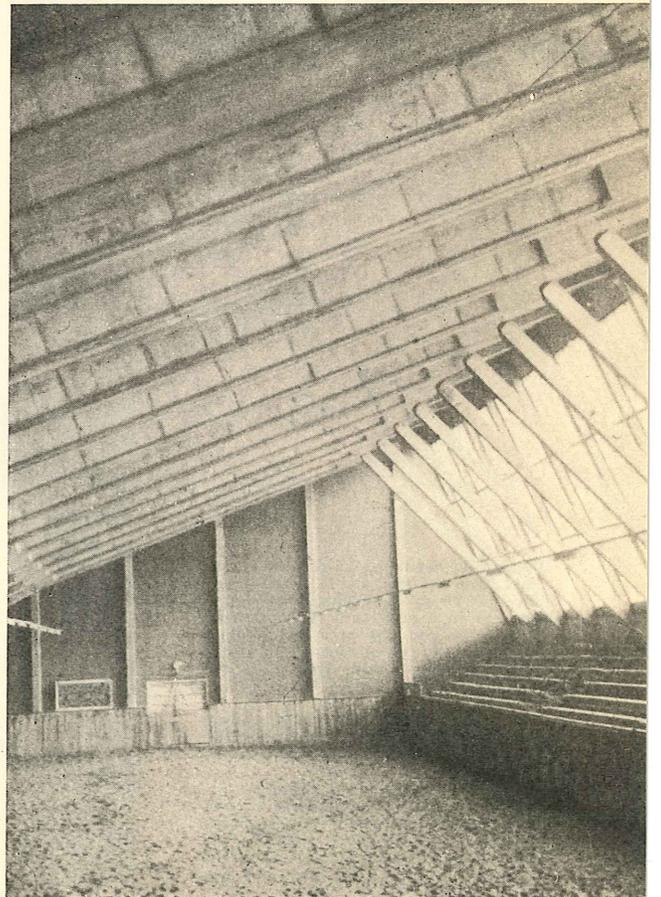
Los bordes de la cubierta descansan sobre las vigas horizontales superiores del entramado de las fachadas.

El gran arco parabólico dispuesto paralelamente al eje longitudinal del edificio se apoya, en sus extremos, sobre tripodes cuyas dos patas frontales van pretensadas. Cada una de las patas del tripode se enlaza a las otras dos mediante tirantes pretensados.



Palacio de deportes, en Lyon (Francia): La cúpula de la cubierta, que tiene 85 m de diámetro, descansa sobre un anillo pretensado que se apoya, a su vez, sobre 28 soportes. Este anillo, al propio tiempo, forma la cubierta-terrazza de la galería. La gran anchura del anillo le permite resistir el esfuerzo de pandeo originado por la cúpula. La cúpula tiene 7 cm de espesor y lleva en el borde 28 lunetos que proporcionan una buena iluminación natural al interior del edificio.

Los forjados de todas las plantas son pretensados.



Escuela de equitación en Malmö (Suecia): Este edificio tiene 72 m de longitud. Sus vigas principales son de hormigón pretensado.

proyecto y ejecución de las estructuras

En las Recomendaciones internacionales unificadas del Comité Europeo del Hormigón se incluye una exposición, muy detallada, de todas las prescripciones de orden práctico que deben cumplir los proyectistas y constructores para asegurar una ejecución correcta de las obras. Aunque es difícil resumir estas diversas recomendaciones, parece interesante indicar los diferentes campos que han sido objeto de estudios particulares por parte del Comité Europeo del Hormigón.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS RELATIVAS A LAS ARMADURAS

Se establecen prescripciones detalladas para definir:

- a) las condiciones en que pueden utilizarse, simultáneamente, diversos tipos o clases de aceros;
- b) la distancia entre las barras de las armaduras, tanto si se trata de barras de una misma capa como si son barras de una misma fila o grupos de barras en contacto;
- c) las distancias de las armaduras a las paredes de los encofrados o a la superficie libre del hormigón, en el caso de barras aisladas y en el de grupos de barras en contacto;
- d) las curvaturas admisibles en las barras de las armaduras, desde el punto de vista de la ductilidad del acero y de la resistencia del hormigón;
- e) los cortes de barras en las armaduras que no llegan a los extremos de las piezas (medidas que deben adoptarse cuando se cortan las barras, distribución de las barras para evitar los cambios bruscos de sección de armaduras);
- f) los empalmes de las barras de la armadura (empalmes por solapo de las armaduras en tracción y de las barras comprimidas, empalmes por soldadura).

DISPOSICIONES ESPECIALES RELATIVAS A DETERMINADOS ELEMENTOS

Para el caso de *soportes* se incluyen numerosas Recomendaciones, especialmente en relación con la cuantía y disposición de las armaduras longitudinales y transversales. Se prescriben, asimismo, determinadas restricciones para los soportes de pequeña sección, para los cuales se exige un suplemento de armadura y el empleo de hormigones de alta resistencia.

Otras disposiciones se refieren a las *piezas zunchadas*, indicándose que su sección transversal no puede ser excesivamente pequeña y que los zunchos deben cumplir determinadas precauciones constructivas. En relación con los *tirantes* se exige que, salvo justificación especial, no se hormigonen en tanto no estén ya sometidos, total o parcialmente, a su sollicitación de servicio.

NATURALEZA Y CALIDAD DE LOS MATERIALES

1.º Aceros.

Las Recomendaciones internacionales unificadas del Comité Europeo del Hormigón señalan los aceros que pueden utilizarse, sin necesidad de justificación especial, como armaduras en el hormigón armado. Estos son:

- los redondos lisos,
- las barras de alta adherencia de acero de dureza natural o endurecido por deformación en frío,
- los mallazos soldados,
- las chapas cortadas y estiradas.

Estos aceros se definirán por sus características geométricas, mecánicas y de adherencia. Se normalizarán los diámetros de las barras, tomándose como base la serie siguiente: $\varnothing 5$, $\varnothing 6$, $\varnothing 8$, $\varnothing 10$, $\varnothing 12$, $\varnothing 16$, $\varnothing 20$, $\varnothing 25$, $\varnothing 32$ y $\varnothing 40$. Estos diámetros pueden distinguirse unos de otros a simple vista y la sección de cada redondo corresponde, sensiblemente, a la suma de las secciones de los redondos de los dos diámetros inferiores que le preceden en la serie, lo cual facilita la realización práctica de toda clase de combinaciones. En cuanto a las características mecánicas y adherentes, se establece que vengan definidas mediante los ensayos internacionales preconizados por la Reunión Internacional de Laboratorios de Ensayos de Materiales (R.I.L.E.M.).

2.º Hormigones.

Se incluyen diversas prescripciones de carácter general relativas a:

- la composición de los hormigones,
- la naturaleza de los áridos,
- la calidad y dosificación del cemento,
- las características del agua de amasado,
- el empleo de adiciones,
- la limitación de la retracción.

En otros artículos, mucho más detallados, se trata de los *ensayos de hormigones* y su interpretación. La importancia de estos ensayos estriba en que son los que constituyen la propia base de la determinación semi-probabilista de la seguridad y están íntimamente ligados a la noción de «resistencia característica» del hormigón, en compresión y en tracción. Los ensayos se efectúan a los 28 días de edad, de acuerdo con los métodos preconizados internacionalmente por la R.I.L.E.M.

a) Ensayos preliminares:

Cuando no se pueda justificar, mediante investigaciones y ensayos conocidos, las resistencias mecánicas de los hormigones que pueden obtenerse con los áridos, la granulometría, las dosificaciones, las adiciones y el proceso de fabricación previstos, convendrá justificar mediante ensayos preliminares, y antes de iniciar la obra, las resistencias alcanzables de acuerdo con los datos previstos en el proyecto. Estos ensayos se realizarán sobre un mínimo de veinte probetas, tanto para determinar la compresión como la tracción (R.5,227-2).

b) Ensayos de control:

En cualquier caso se efectuarán, durante la ejecución, ensayos de control con el fin de comprobar que las resistencias previstas para los hormigones son alcanzadas, realmente, en obra. Cada ensayo de control se realizará, por lo menos, sobre tres probetas de compresión y tres de tracción.

Los diferentes lotes de probetas se tomarán, durante el hormigonado, a razón de un lote por cada elemento de la estructura que se hormigona de una sola vez, y, como mínimo, un lote cada semana en el caso de hormigonado continuo.

En las obras importantes deberá llevarse un cuadro estadístico con los resultados de los ensayos (R.5,227-3).

Para el control, es más importante el ensayo de tracción que el de compresión. Con él se ponen en evidencia, más fácilmente, determinados defectos, tales como la suciedad de los áridos (CR.5,227-3).

c) *Interpretación de los resultados de los ensayos:*

1. Si la resistencia característica deducida de los ensayos es inferior a la resistencia característica prevista en el proyecto, se procederá, dentro de un plazo razonable, a la realización de ensayos no destructivos o a la extracción de probetas-testigo, siempre que pueda hacerse sin afectar, de un modo sensible, la capacidad resistente de las piezas en entredicho. Si estos ensayos dan resultados satisfactorios se considerará la obra como correcta.
2. Si tanto en estos ensayos como en los de control, las resistencias obtenidas resultan inferiores a las previstas, se deben considerar dos casos:
 - 2.1. Si la resistencia deducida de los ensayos no destructivos o de las probetas-testigo extraídas resulta comprendida entre el 80 % y el 100 % de la resistencia característica prevista, se procederá a la realización de ensayos de carga directos sobre la estructura, convenientemente ejecutados, de forma que quede eliminada la colaboración que pudieran prestar a la pieza en estudio los elementos vecinos.

Si estos ensayos resultan satisfactorios, podrá aceptarse la obra.

- 2.2. Si la resistencia deducida de los ensayos no destructivos o de las probetas-testigo extraídas resulta inferior al 80 % de la resistencia característica prevista, podrá, sin embargo, conservarse la estructura si existe la posibilidad de reducir las sobrecargas de explotación a un valor compatible con los resultados de los diferentes ensayos, teniendo en cuenta, además, los refuerzos que, con un juicioso criterio, puedan disponerse en este caso (R.5,227-4).

DISPOSICIONES ESPECIALES RELATIVAS AL PROYECTO

En las Recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón se recuerdan los datos que, obligatoriamente, deben incluirse en los planos y en el Anejo de cálculo del proyecto.

En especial se advierte que: En todos los planos de obra se debe indicar, de un modo perfectamente claro, las bases de cálculo que imprescindiblemente deben respetar, tanto los encargados de la ejecución de la obra como los usuarios de la misma, sobre todo en lo que se refiere a las sobrecargas de explotación. En particular, se harán constar:

- las resistencias características exigidas a las armaduras y al hormigón (en compresión y en tracción),
- las cargas permanentes y las sobrecargas de explotación, fijas o móviles, previstas,
- la presión unitaria sobre el terreno de cimentación (R.6,2).

Los proyectos deberán, además, definir aquellas condiciones de ejecución previstas, que puedan tener influencia sobre el comportamiento final de la estructura. En particular, deberán detallar:

- las condiciones de estabilidad y de realización de los encofrados que no sean corrientes,
- los dispositivos de sujeción de las armaduras a los encofrados,
- los procesos de ejecución por etapas sucesivas,
- las juntas de hormigonado que puedan influir en la estabilidad de la estructura,
- las condiciones en que deba realizarse el desencofrado o descimbramiento,
- las juntas provisionales de retracción, etc. (R.6,3).

DISPOSICIONES ESPECIALES RELATIVAS A LA EJECUCION

El Comité Europeo del Hormigón preconiza diversas disposiciones que se refieren, de un modo especial, a las *condiciones de ejecución*. Entre ellas cabe destacar las relativas:

- a los encofrados y andamios (estanquidad y deformabilidad de los encofrados, precauciones para los casos de hormigonado de piezas de gran altura),
- a la preparación, colocación y sujeción de las armaduras (mecanización de los trabajos de ferralla, limpieza de barras, dispositivos de sujeción),
- a la fabricación, transporte y puesta en obra del hormigón, así como a la fabricación de probetas de ensayo,
- a las juntas de hormigonado (orientación de las juntas perpendicularmente a la dirección de las tensiones de compresión, picado y lavado de las superficies de hormigón que hayan podido experimentar ya un principio de fraguado),
- a las precauciones que deben adoptarse en los casos de bajas temperaturas,
- a los procedimientos de curado del hormigón,
- al endurecimiento por calor,
- a las condiciones de desencofrado,
- al transporte, montaje y fijación de los elementos prefabricados,
- a las tolerancias admisibles.



Palacio de deportes, en Bellahj (Copenhague): Las cerchas rígidas de la cubierta tienen 30 m de luz y son prefabricadas y postensadas.

pruebas de las obras

Las Recomendaciones internacionales unificadas del Comité Europeo del Hormigón dedican varios artículos a las pruebas a que deben someterse las obras de hormigón armado, y en ellos se trata, especialmente, de cuándo y cómo deben efectuarse y de su interpretación:

Salvo prescripción particular en contrario, no se realizarán pruebas de carga sobre las obras calculadas de acuerdo con las presentes Recomendaciones, y cuyo hormigón se compruebe que posee la calidad prevista, bien mediante ensayos sobre probetas fabricadas con muestras sacadas de las propias masas utilizadas en la ejecución de la obra, bien mediante ensayos no destructivos o bien mediante ensayos sobre probetas-testigo extraídas de la obra (R.7,71).

Si hay que realizar las pruebas (en particular, cuando los resultados sobre probetas-testigo no son satisfactorios, o la obra no cumple los límites de tolerancia impuestos o presenta defectos de ejecución), la amplitud de las zonas que hayan de cargarse y la naturaleza de las mediciones que deban efectuarse se decidirán de acuerdo con el director de la obra.

Las condiciones que se establezcan para la puesta en carga, la duración de la carga, la descarga, los ciclos sucesivos de carga y descarga, la medición de las flechas y la determinación de la influencia de la temperatura, serán objeto de un programa previo (R.7,72).

Las sobrecargas de prueba serán, por lo menos, iguales a las establecidas por el director de la obra en las bases de cálculo; en ningún caso excederán de la sobrecarga característica definida en los cálculos (R.7,73).

Los ensayos no se realizarán antes de que la resistencia característica del hormigón haya alcanzado el valor adoptado en el dimensionamiento (R.7,74). La prueba se considerará como satisfactoria para el elemento ensayado, cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

- a) las flechas medidas no exceden de los valores fijados en el proyecto, teniendo en cuenta las condiciones de explotación;
- b) la flecha residual después de la descarga es suficientemente pequeña (teniendo en cuenta el tiempo durante el cual se ha mantenido aplicada la carga) para poder estimar que la obra presenta un comportamiento esencialmente elástico. Esta condición deberá satisfacerse, bien después de la aplicación de la primera carga, o bien después de aplicada la segunda carga (suponiendo que se haya juzgado necesario proceder a esta segunda carga) (R.7,76).

N O T A

Las Recomendaciones internacionales unificadas del Comité Europeo del Hormigón han sido objeto de las siguientes ediciones:

1.º Texto original francés.

Editado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Costillares (Chamartín). Madrid-16. Apartado 19.002 (España).

2.º Traducción inglesa.

Editada por la Cement and Concrete Association. 52 Grosvenor Gardens. London S.W. 1 (Inglaterra).

3.º Traducción española.

Editada por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Costillares (Chamartín). Madrid-16. Apartado 19.002 (España).

4.º Traducción italiana.

Editada por la Associazione Italiana Tecnico-Económica del Cemento (A.I.T.E.C.). Via di Santa Teresa, 23. Roma (Italia).

5.º Traducción alemana.

Está editándose por la Deutscher Beton-Verein. 6200 Wiesbaden, Bahnhofstrasse 61, Postfach 543 (República Federal Alemana).

6.º Traducción holandesa.

Está editándose por la Commissie voor Uitvoering van Research (C.U.R.). Amsterdam-C. Keizersgracht 727 (Holanda).

7.º Traducción rusa.

Está editándose por la Academia de la Edificación y Arquitectura de la U.R.S.S. Moscou-K9. Pouchkinskaya, 24 (Rusia).

8.º Traducción portuguesa.

Está editándose por la Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rua Almirante Barroso, 54. Caixa Postal 1680. Río de Janeiro (Brasil), y la Faculdade de Engenharia do Porto. Rua de Carlos Malheiro Dias, 71. Porto (Portugal).

Además del texto de los Principios, Recomendaciones y Comentarios, se incluyen también en las Recomendaciones diversos *Anejos* explicativos, firmados por sus respectivos autores, relativos a:

- a) las *Referencias bibliográficas* (725 trabajos utilizados en la elaboración de las Recomendaciones y clasificados por temas);
- b) la *Notación* (notación unificada del C.E.B. clasificada por conceptos y por orden alfabético);
- c) el *Cálculo práctico de la flexión compuesta* (método del diagrama rectangular tope);
- d) la *Interpretación estadística de los ensayos de resistencia del hormigón*.

Más adelante se añadirán otros *Anejos* relativos a «Forma de tener en cuenta las deformaciones diferidas del hormigón», «Fisuración», «Pandeo», «Placas» y «Teoría general de la flexión compuesta».

Debe señalarse, igualmente, que en mayo de 1962 se creó un *Comité Mixto F.I.P./C.E.B.*, entre la Federación Internacional del Pretensado y el Comité Europeo del Hormigón, cuyo objetivo es el estudio de una Instrucción internacional para el hormigón pretensado, como continuación y complemento de las Recomendaciones internacionales unificadas del C.E.B. En la actualidad, los trabajos de este Comité mixto se prosiguen activamente.

prólogo a la versión española

profesor FRANCO LEVI

Presidente del Comité Europeo del Hormigón

M. Yves Saillard, quien con un interés y una competencia que merecen los más vivos elogios, desempeña la Secretaría del Comité Europeo del Hormigón desde su fundación, presenta hoy un detallado informe sobre el contenido de las "Recomendaciones prácticas para el cálculo y la ejecución de las obras de hormigón armado", cuya publicación en nueve idiomas efectúa actualmente el Comité. En mi calidad de Presidente del Comité Europeo, no puedo por menos de felicitarle por la aparición, en una de las principales revistas técnicas españolas, de un trabajo tan ampliamente documentado en el que se comenta, en forma sintética, pero muy precisa, los principales resultados obtenidos por el C.E.B. en sus esfuerzos para establecer las bases de un reglamento internacional unificado, cimentado en datos estrictamente científicos.

Quisiera, por otra parte, aprovechar esta ocasión para rendir un homenaje a la colaboración de la delegación española en los trabajos del Comité, colaboración que se ha materializado, ante todo, en la aportación fundamental del profesor Eduardo Torroja, como así ha sido reconocido mediante la unánime decisión de dedicar a su memoria la primera edición de las Recomendaciones. Por otro lado, otros delegados o expertos españoles han participado activamente en los trabajos para la redacción de la mayor parte de los capítulos.

Nadie puede poner en duda que Eduardo Torroja ha sido verdaderamente el alma del Comité Europeo desde su fundación hasta 1961. Efectivamente, la primera resolución importante aprobada por la Asamblea se refiere a la teoría semiprobabilista de la seguridad, fruto de los trabajos originales de Torroja y Páez. Esta aportación que constituye en cierto modo el esqueleto de las Recomendaciones, lleva, por consiguiente, claramente marcado el sello de la escuela española del hormigón armado.

Más adelante fue una propuesta de Torroja la que permitió resolver otro problema fundamental: el del cálculo en rotura por flexión simple o compuesta. Después de un estudio estadístico muy amplio realizado en el Instituto de la Construcción y del Cemento de Madrid, se decidió, en efecto, adoptar, junto con el método teórico basado en el diagrama parabólico-rectangular, el procedimiento simplificado designado con el nombre de "diagrama rectangular tope", que tan favorable acogida ha tenido entre los calculistas de todos los países.

Finalmente, fue también Torroja, con la colaboración de Páez y Meseguer, quien consiguió que la Asamblea del C.E.B. aceptase un método provisional de cálculo en rotura por esfuerzo cortante. Y puede afirmarse que el logro de este acuerdo, sobre uno de los puntos más debatidos de la teoría del hormigón armado, constituyó un paso esencial en la elaboración de las Recomendaciones, permitiendo terminar la puesta a punto de la primera edición.

Todavía es preciso agregar que la aportación de Torroja no se hizo notar únicamente en el campo técnico. Su autoridad científica indiscutible, su tacto diplomático, su fervorosa dedicación al ideal de la unificación europea; en fin, el ascendiente de su personalidad incomparable le permitían, en efecto, dominar la discusión y ayudar a la Asamblea a superar todas las dificultades.

Todo ello justifica ampliamente el reconocimiento que, por unanimidad, ha querido testimoniarle el Comité.

La extraordinaria labor del jefe de la delegación española no debe hacernos olvidar la valiosa y variada colaboración de los otros representantes españoles: del profesor Páez, que, además de su decisiva participación en los problemas de la seguridad y del esfuerzo cortante, ha contribuido de un modo eficaz a la redacción de las Recomendaciones y al estudio de los problemas relativos a la adherencia-anclaje; del profesor Benito, de cuya gran cultura y experiencia han obtenido provechosos frutos las Comisiones "Placas" e "Hiperestática"; del Dr. Ing. Meseguer, en fin, fiel colaborador de Torroja en el tema del esfuerzo cortante.

Pero todavía tiene el Comité Europeo otra deuda de gratitud con España: efectivamente el señor Nadal, director del Instituto Eduardo Torroja, fue el que asumió la pesada carga de asegurar la publicación de la primera edición original de las Recomendaciones, cuya puesta a punto ha sido realizada con admirable dedicación por el Dr. Ing. Meseguer.

Es, por consiguiente, indiscutible que sin la colaboración española el Comité Europeo del Hormigón no sería lo que ha llegado a ser, y justo es afirmar que, dentro del grupo de naciones que le han dado vida, España ocupa un lugar de primer orden.

Pero para conseguir poner a punto un reglamento internacional que, en cierto modo, constituye un lazo de unión entre las principales escuelas de hormigón armado del mundo entero, es preciso todavía otra cosa. Hace falta que alguien sepa reunir los esfuerzos dispersos, establecer contactos humanos, encontrar en los más arduos problemas técnicos el elemento que conjunte puntos de vista aparentemente muy dispares. Hace falta la colaboración de alguien que sea capaz de suscitar el interés de todos los países en el progreso de los trabajos de unificación y normalización... Esta ha sido la labor que M. Saillard ha venido efectuando sin desmayo durante los diez años transcurridos desde la fundación del C.E.B., recorriendo Europa, Hispanoamérica y el Oriente próximo, estableciendo contactos con toda clase de asociaciones internacionales, tales como la I.S.O., las secciones científicas y técnicas de la O.N.U. y la U.N.E.S.C.O., o las agrupaciones de especialistas de Norteamérica y el Japón.

Es, precisamente, a esta serie de esfuerzos combinados, a este conjunto de buenas voluntades, a las que el Comité Europeo del Hormigón debe su desarrollo y prestigio mundial. Son estos elementos potenciales acumulados los que permiten prever un incesante progreso de su nivel científico y técnico y la posibilidad de extender su influencia a nuevos campos, tales como el hormigón pretensado o la prefabricación.

última publicación

cálculo en rotura del hormigón armado

recomendaciones prácticas del Comité Europeo del Hormigón

A los diez años de su fundación, el C. E. B. ha ultimado este Reglamento unificado a escala internacional. Se abandonan los métodos clásicos de cálculo del hormigón armado y se da entrada al llamado «cálculo en rotura», aprovechando el mejor conocimiento (obtenido por vía experimental) del comportamiento de los materiales, especialmente en su fase plástica. La teoría semiprobabilista de la seguridad y la noción de los «estados límites» son dos de los pilares de este nuevo Reglamento, cuya aplicación conduce a proyectar, calcular y construir con mayor eficacia. Es decir, de un modo más científico, más seguro y más económico.

principios
recomendaciones
comentarios

anejo de notación
anejo de bibliografía
anejo de flexión
(método del momento
tope)
anejo de ensayos
(interpretación estadística)

tomo I

tomo II

**Pedidos a: Instituto Eduardo Torroja
Sección de Distribución
Apartado 19.002 - MADRID**