

# CUADERNOS INTEMAC

**Cálculo de estructuras de hormigón frente al fuego**

**Design of fireproof concrete structures**

**José M<sup>a</sup> IZQUIERDO BERNALDO DE QUIRÓS**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



**INTEMAC**

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

**N.º 23**

**3.º TRIMESTRE '96**

# INTEMAC



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

## INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTIA DE CALIDAD

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

INFORMES DE PATOLOGIA, REHABILITACION Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS  
EDIFICACION  
INSTALACIONES



INTEMAC  
AUDIT

## AUDITORIA TECNICO-ECONOMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORIA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACION DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCION
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACION DE LA OBRA



INTEMAC  
ECO

## AUDITORIA TECNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas  
Edificación  
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

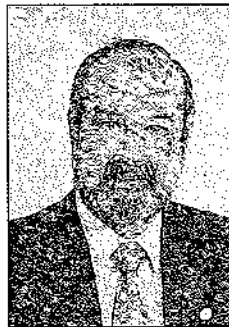
Aire  
Agua  
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

# **CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON FRENTE AL FUEGO**

## **DESIGN OF FIREPROOF CONCRETE STRUCTURES**



**José Mª IZQUIERDO BERNALDO DE QUIRÓS**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Jefe del Departamento de Rehabilitación  
y Patología de INTEMAC

Civil Engineer  
Head of the Rehabilitation and  
Pathology Department of INTEMAC

Copyright © 1996, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del autor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M-29717-1996  
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

## **I N D E X**

1. GENERAL SAFETY PRACTICE IN CASE OF FIRE
2. THE EFFECT OF FIRE ON CONCRETE STRUCTURES
3. EFFECT OF HIGH TEMPERATURES ON THE CHARACTERISTICS OF CONCRETE
4. EFFECT OF FIRE ON STEEL CHARACTERISTICS
5. EFFECT OF THE BONDING AND ANCHORAGE OF REINFORCEMENT
6. STRESSES INCURRED BY DEFORMATION
7. STRESSES INCURRED BY RATE OF HEATING
8. SECONDARY EFFECTS
9. EUROCODE 2 CHECKING PROCEDURES
10. WALL SPECIFICATIONS
11. COLUMN SPECIFICATIONS
12. SLAB SPECIFICATIONS
13. BEAM SPECIFICATIONS
14. SLAB SPECIFICATIONS. SPECIAL CASE FOR FORMED SLABS
15. ARRANGEMENT OF PROTECTIVE LAYERS
16. CONCLUSION

## **I N D I C E**

1. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA SEGURIDAD EN CASO DE INCENDIO
2. EFECTO DEL FUEGO SOBRE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON
3. EFECTO DE LAS ALTAS TEMPERATURAS SOBRE LAS CARACTERISTICAS DEL HORMIGÓN
4. EFECTOS DEL INCENDIO SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DEL ACERO
5. EFECTOS DEL INCENDIO SOBRE LA ADHERENCIA Y EL ANCLAJE DE LAS ARMADURAS
6. INTRODUCCIÓN DE ESFUERZOS POR DEFORMACIONES IMPUESTAS
7. INTRODUCCIÓN DE ESFUERZOS POR EL GRADIENTE TÉRMICO
8. EFECTOS SECUNDARIOS
9. LOS PROCEDIMIENTOS DE COMPROBACIÓN EN EL EUROCODIGO 2
10. ESPECIFICACIONES PARA MUROS
11. ESPECIFICACIONES PARA PILARES
12. ESPECIFICACIONES PARA LOSAS
13. ESPECIFICACIONES PARA VIGAS
14. ESPECIFICACIONES PARA FORJADOS. CASO ESPECIAL DE LOS FORJADOS RETICULARES
15. DISPOSICION DE CAPAS DE PROTECCIÓN
16. CONCLUSIÓN

## SUMMARY

This quarterly considers the basic behaviour of reinforced and prestressed concrete exposed to fire and evaluates the criteria for approval established in the Eurocode ENV 1992-2-2 and its influence on the future HE-96 Code, in comparison with the existing EH-91 and CPI-91 codes.

### 1. GENERAL SAFETY PRACTICE IN CASE OF FIRE

Safety measures against the risk of fire in a building are, generally, established as follows:

- Reducing the risk of injury to people
- Reducing the risk of material loss

The first concept covers the habitual users of the building as well as any visitors, passers-by or fire fighters.

The second concept is much more ambiguous as it covers aspects which are relatively easy to measure, such as the value of both container and contents of a building, as well as aspects which are much more difficult to evaluate, such as the possible amount of damage caused to adjacent buildings and property, the devaluation of a building due to the psychological impact of a fire, the losses due to rehousing or the loss of income due to the termination of activities within the building, damage to the environment, costs due to laying off personnel employed in factories, shops or offices, etc.

Fire protection measures and particularly the specifications covering the structural elements of a building must, therefore, take into consideration both the costs arising from increased safety measures and the statistical possibility of increased costs arising from the starting and spreading of fire.

However, the relevant authorities, when establishing these requirements, employ criteria which is difficult, if not impossible, to translate in structural terms. The reasons why an underground carpark need not meet the same structural requirements as one set below a block of flats, or why the structure of a small clinic, with twenty rooms should be considerably more fire resistant than an auditorium seating an audience of 1,200, are purely of a political and social nature and, therefore, the structural designer finds it absolutely impossible to set these criteria in objective terms.

The simple placing of all mitigating factors affecting the structure in the case of fire within one sole parameter (period of fire resistance) is very debatable, and can only be justified by way of tests, which in turn cannot truly reflect the real situation in any given case.

Furthermore, the ambiguity of these objectives makes it impossible for the technician to study alternative solutions. The increase in safety as a result of fire detection devices and automatic extinguishers (sprinklers), when they are not required, or when they are over and above the established stipulations, cannot be evaluated in structural terms, and in the same manner it is impossible to establish the increase in structural risk as a result of non-compliance or possible failure of these measures.

### 2. THE EFFECT OF FIRE ON CONCRETE STRUCTURES

In addition to the aforementioned problems, the effect of fire on concrete structures is very complex as we are dealing with a composite material whose components react in different ways under high temperatures. In simple terms we may classify the basic effects under the following sub-headings:

## RESUMEN

Se presentan en este cuaderno los principios básicos del comportamiento del hormigón armado y pretensado en condiciones de exposición al fuego y se exponen los criterios de comprobación del Eurocódigo ENV 1992-2-2 que inspiran asimismo a la futura Instrucción HE-96, en comparación con los actuales de la EH-91 y de la CPI-91

### 1. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA SEGURIDAD EN CASO DE INCENDIO

Los objetivos de la seguridad frente al fuego de un edificio, son, en líneas generales los siguientes:

- Reducir el riesgo de daños a las personas
- Reducir el riesgo de pérdidas materiales

Dentro del primer concepto, las personas implicadas son tanto los ocupantes usuales o accidentales del edificio como los habitantes de los edificios, transeúntes y personal de los equipos de extinción.

El segundo concepto es notablemente más ambiguo, pues contiene tanto conceptos relativamente fáciles de medir, como el valor del continente y del contenido de un edificio, como conceptos de evaluación mucho más complicada, tales como el valor posible de los daños producidos a los edificios y bienes adyacentes, la devaluación del edificio por el efecto psicológico del incendio, las pérdidas por realojamiento o lucro cesante de las actividades que se realizan en el edificio, el eventual daño producido al medio ambiente, el coste social inherente al eventual cese de la actividad laboral de los trabajadores, en el caso de industrias, locales comerciales u oficinas, etc.

Las medidas de prevención de incendios y en particular las especificaciones sobre los requerimientos que deben cumplir los elementos estructurales de un edificio resultan así de un compromiso entre el costo que supone incrementar las medidas de seguridad y la esperanza matemática del costo social integrado de la aparición y propagación del incendio.

Sin embargo, al establecer estos requerimientos, las autoridades competentes utilizan criterios que resulta difícil, cuando no imposible, traducir en términos estructurales. Las razones por las cuales la estructura de la planta de un estacionamiento subterráneo precisa satisfacer exigencias del tipo estructural inferiores a las de la misma estructura, con el mismo uso, pero situada en un edificio de viviendas, o de que la estructura de una clínica pequeña, con veinte habitaciones, por ejemplo, deba ser considerablemente más resistente, en caso de incendio, que un auditorio de 1.200 localidades, son de carácter político y social, y por consiguiente el técnico estructural se ve absolutamente incapacitado para traducir estos criterios en términos objetivos.

La simplificación de considerar todos los posibles factores actuantes sobre la estructura en caso de fuego en términos de un sólo parámetro (el tiempo de resistencia al fuego) es cuando menos discutible, y sólo puede justificarse mediante ensayos, cuya representatividad de la situación real en un caso concreto es muy difícilmente asumible.

Por otra parte, la ambigüedad de los objetivos a satisfacer hace imposible para el técnico el estudio de soluciones alternativas. El incremento de seguridad que supone la instalación de medidas de detección y extinción automática (rociadores), cuando no son exigibles, o de disponerlos con mayor intensidad y capacidad que la reglamentada, no puede traducirse, en términos estructurales, con el sistema actual como tampoco resulta posible evaluar el incremento de riesgo estructural que supone el incumplimiento o posible fallo de estas medidas.

### 2. EFECTO DEL FUEGO SOBRE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Además de los problemas anteriores, en el caso que nos ocupa tenemos que el efecto del fuego en las estructuras de hormigón es en sí mismo muy complejo, al tratarse de un material compuesto, cuyos distintos componentes reaccionan de forma diferente a la acción de temperaturas elevadas. Como primera simplificación, podemos

- a) Effects on the mechanical characteristics of the concrete.
- b) Effects on the mechanical characteristics of steel.
- c) Effects on the bonding and anchorage of the reinforcement.
- d) Introduction of thermal stresses as a result of the expansion.
- e) Introduction of thermal stresses by gradient of temperature.
- f) Secondary effects.

The general study of a structure exposed to fire, when considering the modification of each its elements as a result of the above effects, is extremely complex. The analysis of the problem can only be carried out by specialists, and its practical application to a specific case makes it necessary to make a whole host of simplifications thereby undermining the essential validity of the same.

Studies carried out in developed countries come across a formidable obstacle when attempting to modelise the effects of a real fire. This modelisation depends on a large number of variables such as the character and arrangement of the combustible materials, the nature of comburent (ventilation), the efficiency and permanence of barriers such as coverings and finishings, the nature and availability of fire protection devices, or the speed of fire fighting services and the methods they employ.

As such we feel that it is currently impossible to make a theoretical evaluation of the effects of fire based on the nature of the fire itself, and, instead, it is necessary to study the effects of each particular case of fire by way of a suitable sampling of the damage and a subsequent evaluation of the residual strength of each individual element affected, and then, if necessary, to study the probable effects to the structure as a whole.

During the design stage the safety of the concrete structure when exposed to fire is verified by way of very simplified models with regards to the real theoretical situation.

In the first place, the effect of a real fire is reduced to that of a standardised fire in accordance with the ISO-834. The temperature of a real fire is semi-empirically compared to that of a standardised fire, or to be more precise, the structure is required to behave correctly when exposed to a standardised fire for a period of time in which the same effects would occur under the probable real fire (Figure 1).

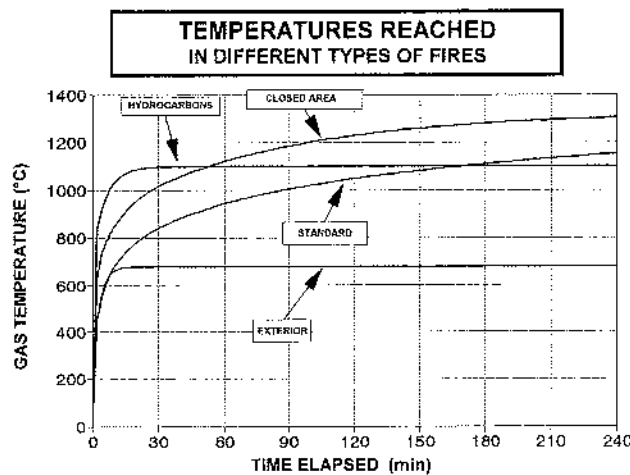


Fig. 1

It is obvious that the inherent lack of definition on the term "probable real fire" presents a subjective factor when setting out basic assumptions, but if this criteria is accepted it greatly simplifies the definition of the requirements to be met by the structure as a whole and each of its individual elements.

The suitability of each individual resisting or non-resisting element of a building exposed to fire is established according to the following criteria:

- E CRITERIA** (Entirety): No breakage, cracks or openings which allow the passage of flames or high-temperature gases should occur throughout a sufficient period of time.
- I CRITERIA** (Insulation): The insulating capacity of the element should prevent the non-exposed face of the element from reaching temperatures liable to cause the spontaneous combustion of the materials for a sufficient period of time ( $T_m < 140^\circ\text{C}$   $T_{max} < 180^\circ\text{C}$ ).



considerar que los efectos fundamentales se clasifican en los grupos siguientes:

- a) Efectos sobre las características mecánicas del hormigón.
- b) Efectos sobre las características mecánicas del acero.
- c) Efectos sobre la adherencia y el anclaje de las armaduras.
- d) Introducción de esfuerzos térmicos por dilataciones impuestas.
- e) Introducción de esfuerzos térmicos por gradientes de temperatura.
- f) Efectos secundarios.

El estudio general de una estructura en condiciones de fuego, teniendo en cuenta la modificación en el tiempo de cada uno de sus elementos por causa de los efectos anteriores, es extraordinariamente complicado. El planteamiento teórico sólo está al alcance de los especialistas, y su aplicación práctica a un caso concreto, obliga a realizar un cúmulo de simplificaciones cuya validez no está demostrada con carácter general.

Los estudios que se realizan en los países desarrollados sobre este asunto tropiezan con el formidable obstáculo que supone la modelización de un fuego real, que depende de un gran número de variables tales como el carácter y la disposición espacial de los materiales combustibles, la facilidad de aporte de comburente (la ventilación), la eficacia y permanencia de las barreras (recubrimientos y acabados), el carácter y disposición de los medios contra incendios, o la rapidez de los servicios de extinción y los medios empleados por éstos.

Por estas razones consideramos que en el estado actual del conocimiento, no es posible una evaluación teórica de los efectos de un incendio basada en las circunstancias del propio siniestro, y que es preciso estudiar cada caso particular por los efectos producidos, determinando mediante ensayos apropiados el daño producido y evaluando posteriormente la resistencia residual de los elementos afectados individualmente, para estudiar en una segunda etapa los efectos probables en el conjunto de la estructura si se considera necesario.

En fase de proyecto, las comprobaciones de seguridad de una estructura de hormigón en caso de incendio se realizan sobre modelos muy simplificados, con respecto a la situación teórica real.

En primer lugar, se reduce el efecto del fuego real al fuego normalizado según ISO-834. De forma semiempírica, se asimilan las condiciones de temperatura en un incendio real a las producidas por el fuego normalizado, o para ser más exacto se exige a la estructura un comportamiento adecuado frente a una exposición al fuego normalizado durante un tiempo tal que produzca en aquélla los mismos efectos que el fuego real probable (Figura 1).

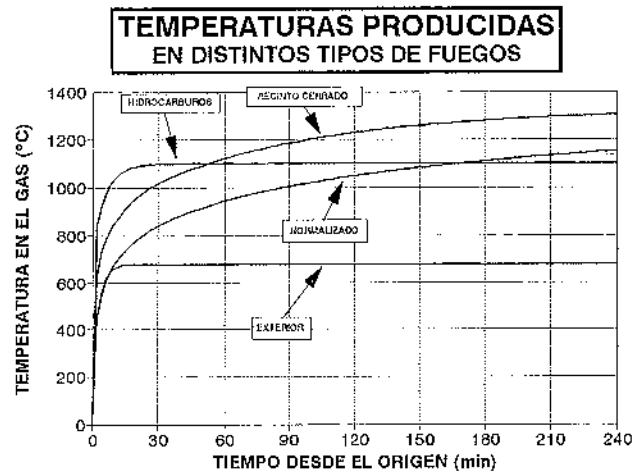


Fig. 1

Es obvio que la indefinición inherente al término "fuego real probable" introduce un factor de subjetividad en el establecimiento de las hipótesis de partida, pero aceptado este criterio, resulta ya mucho más simple la definición de los requisitos a cumplir por la estructura en su conjunto y por cada uno de sus elementos en particular. Los criterios por los que debe juzgarse la idoneidad de cada elemento, resistente o no, de un edificio en caso de incendio son los siguientes:

- CRITERIO E (de integridad): No deben producirse roturas, fisuras o aberturas que permitan el paso de las llamas o los gases a alta temperatura durante un tiempo suficiente.
- CRITERIO I (de aislamiento): La capacidad aislante del elemento debe ser suficiente como para que no se produzcan en la cara no expuesta temperaturas que puedan generar la ignición espontánea de los materiales durante un tiempo suficiente. ( $T_m < 140^\circ\text{C}$   $T_{m\acute{a}x} < 180^\circ\text{C}$ ).

R CRITERIA (Resisting capacity): If the failure of an element affects the safety of the structure when exposed to fire, it should be able to provide its bearing capacity for a sufficient period of time.

This focus then leads us to the conceptual problem of "sufficient time". In steel structures, with the exception of specific local phenomena (tempering or failure of welds due to sudden cooling throughout the extinguishing process), the worst situation arises at the moment of maximum gas temperature which coincides with the maximum stress and minimum resistance of the material.

In concrete structures this cannot be verified in a general manner. The low thermal conductivity of concrete means that once the focus of heat has been removed temperatures continue to spread within its interior down to the deepest fibres of the same, thereby affecting concrete layers which had previously been unaffected or only slightly altered when subjected to maximum gas temperatures. Though the concrete does recover some of its mechanical characteristics when the temperature of a specific fibre has been reduced, this recuperation will depend in each case on the type of aggregate employed, the shape of section and the time exposed to high external temperatures and the final situation after cooling ("completely developed" fire) will appear more or less favourable than that occurring at the time of maximum gas temperature. In addition, the effects on bonding are particularly critical in this regard, as we will see later on.

This factor presents a further complication to the problem, which is only avoided by establishing specific requirements for structural elements at the moment of maximum gas temperature. The well founded opinion of several experts against this criteria has been rejected by the Commission responsible for the writing of the corresponding Eurocode. The reasons for the said rejection being as follows:

- The Code should assure sufficient protection to structures in order to minimise the risk to those persons affected by a fire, that is to say; users, passers-by and fire fighting services.
- The risks to material property should be covered by measures other than structural ones.
- The risk of damage to the structure itself should be covered globally, but the increase in cost arising from a form of protection which would make repairs unnecessary in the case of fire, would far outweigh the probability of fire itself.
- The technicians entrusted with repair work must evaluate the residual capacity of the structure and the repair of damage produced by a completely developed fire using evaluation methods which are substantially different to those established in the Design, and which should be covered by the Code.
- It is considered to be acceptable if the structure is suitably safe at the moment of maximum gas temperature. In this case, test results on samples of structural elements may define for each type and class of fire the time a fully developed fire takes to cause the same damage as that of a standardised fire for an established period of time.

When establishing the calculation model of the building the following simplification is made. The stress analysis of the same from the ignition of the source of fire to the moment of maximum spreading and complete extinction, established by considering probable sources of the same and possible paths of spreading. This, however, is totally unviable in practice.

Therefore it is acceptable to analyse the structure when divided into substructures and even single elements, independently subjected to the action of fire and taking borderline conditions to be maintained throughout the duration of the fire.

A further simplification is introduced by establishing proportional factors of the materials through variants in the calculation model, verification method and the material itself, and the fraction of admissible failure. The statistical analysis of values obtained for accidental fire show that these may range from 0.96 and 1.04 in accordance with the material, and therefore it is taken that  $\gamma_m = 1.0$  for all of the same.

Finally, and while not a simplification but a criteria of acceptance, the Eurocode does not explicitly establish the  $\psi_{ij}$  factors applicable in the case of fire, though from the context of the same the following criteria is accepted for stresses and deformations when establishing the edge conditions of a substructure:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \times E_d$$

where  $E_d$  is the value corresponding to E.L.U in the ENV 1992-1-1 under the basic combination, it therefore seems logical to consider this general criteria.

**CRITERIO R** (de capacidad Resistente): Si el fallo del elemento compromete la seguridad de la estructura en caso de fuego, debe mantener su función portante durante un tiempo suficiente.

Con este planteamiento llegamos al problema del concepto de "tiempo suficiente". En estructuras metálicas, salvo fenómenos de tipo local (templado o fallo de las soldaduras por enfriamiento brusco durante los trabajos de extinción), la situación pésima se produce en el momento de máxima temperatura del gas, que coincide con el de solicitaciones máximas y menor resistencia del material.

En estructuras de hormigón esto no se verifica de forma general. La baja conductividad térmica del hormigón hace que las temperaturas en su interior se propaguen, una vez retirado el foco de calor, hacia fibras más profundas, afectando a capas de hormigón que habían sido poco o nada alteradas en el instante de máxima temperatura del gas. Aunque al disminuir la temperatura de una fibra determinada el hormigón recupere parte de sus características mecánicas, dependerá, en cada caso, del tipo de árido, de la forma de la sección y del tiempo de exposición a las altas temperaturas por el exterior, el que la situación final tras el enfriamiento (fuego "completamente desarrollado") resulte más o menos favorable que la que se produce en el instante de máxima temperatura del gas. Por otra parte, los efectos sobre la adherencia son especialmente críticos en este sentido, como luego veremos.

Esto introduce una nueva complicación en el estudio, que se soslaya estableciendo los requisitos para los elementos estructurales sólo para el instante de máxima temperatura del gas. La opinión, muy fundamentada, de algunos expertos en contra de este criterio, ha sido desestimada en la Comisión que ha redactado el Eurocódigo correspondiente. Los motivos aducidos fueron los siguientes:

- El Código debe asegurar protección suficiente a las estructuras para minimizar el riesgo a las personas implicadas en un incendio, esto es, los usuarios, los transeúntes y los equipos de extinción.
- Los riesgos sobre los bienes materiales que constituyen el contenido deben cubrirse por medidas no estructurales.
- Los riesgos de daños sobre la propia estructura deben cubrirse de forma global, pero el incremento de coste que supondría una protección suficiente para hacer innecesaria una reparación tras el incendio probable resultan desmesurados con respecto a la probabilidad de aparición de éste.
- Corresponderá a los técnicos encargados del proyecto de reparación la evaluación de la capacidad residual de la estructura y la corrección de los daños producidos en ésta tras el fuego completamente desarrollado, por métodos de evaluación sustancialmente distintos de los establecidos para el Proyecto, que son los que debe cubrir el Código.
- Es suficiente, pues, con que la estructura sea suficientemente segura en el momento de máxima temperatura del gas. En su caso, los resultados de ensayos de elementos estructurales podrán definir, en cada tipo y para cada clase de fuego, qué duración de fuego real completamente desarrollado produce daños equivalentes a los del fuego normalizado de la duración establecida.

La siguiente simplificación se establece en cuanto al modelo de cálculo de la estructura. El estudio de los esfuerzos en ésta desde la ignición del foco hasta el momento de máxima propagación y finalización de la extinción, con el análisis de los focos probables y vías de propagación posibles es inviable en la práctica.

Por ello se admite el estudio de la estructura dividida en subestructuras e incluso en sus elementos singulares, sometidos aisladamente a la acción del fuego y suponiendo que las condiciones de borde se mantienen a lo largo de toda la duración del incendio.

Una nueva simplificación se introduce en el establecimiento de los coeficientes de minoración de los materiales a partir de las varianzas del modelo de cálculo, del método de verificación y del propio material, así como del cuantil de fallo permisible. El análisis estadístico de los valores obtenidos para el caso accidental del incendio, indica que pueden oscilar, en función del material, entre 0,96 y 1,04, por lo que se ha optado por adoptar  $\gamma_m = 1,0$  para todos ellos.

Por último, y aunque esto ya no es una simplificación sino un criterio de aceptación, el Eurocódigo no propone explícitamente los coeficientes  $\psi_{fi}$  aplicables en la hipótesis de fuego, aunque del contexto resulta que al admitirse para solicitaciones y deformaciones en el establecimiento de las condiciones de borde de una subestructura el criterio

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \times E_d$$

siendo  $E_d$  los valores correspondientes al E.L.U. en ENV 1992-1-1 bajo combinación fundamental

$$\eta_{fi} = \frac{1.0 + \psi_{1,1} \frac{Q_k}{G_k}}{\gamma_g + \gamma_q - \frac{Q_k}{G_k}} \approx \begin{cases} 0,6 \text{ en caso general} \\ 0,7 \text{ en carga de tipo D (almacenes, depósitos, etc.)} \end{cases}$$

parece lógico considerar este criterio con carácter general.

$$\gamma \quad \eta_{ff} = \frac{1.0 + \psi_{1,1} \frac{Q_k}{G_k}}{\gamma_g + \gamma_q \frac{Q_k}{G_k}} = \left. \begin{array}{l} 0.6 \text{ in general cases} \\ 0.7 \text{ in loads type D (warehouses, stores, etc.)} \end{array} \right\}$$

### 3. EFFECT OF HIGH TEMPERATURES ON THE CHARACTERISTICS OF CONCRETE

The specific heat of normal concrete increases with temperature by almost a third of its initial value. However, on reaching a temperature of around 100°C the heat supplied is absorbed as a result of the latent heat of interstitial water up to the point where this completely evaporates. This produces a virtual peak of this temperature in the specific heat of the concrete, causing a delay in the spreading of heat towards the interior of the mass (Figure 2).

The favourable effect of moisture is counteracted when the water in inaccessible pores is evaporated as this latter produces a large increase in internal pressure which may well lead to spalling of the covering.

In order to avoid this phenomenon, the Eurocode established minimum coverings in accordance with the moisture of equilibrium of the member.

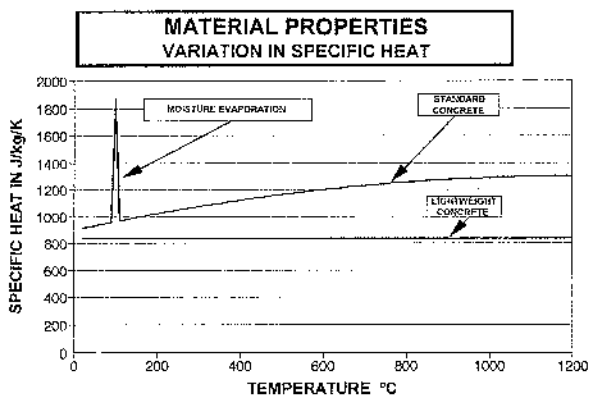


Fig. 2

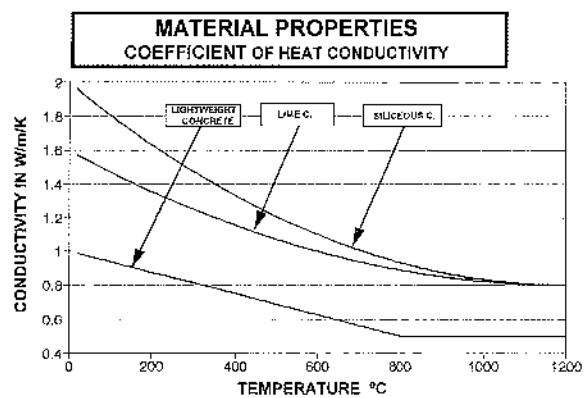


Fig. 3

The thermal conductivity of concrete is low, but is lower in lightweight concretes than those employing lime aggregates, these latter being, in turn, lower in thermal conductivity than concretes employing siliceous aggregates (Figure 3).

The coefficient of heat expansion varies with different types of concrete and temperature (Figure 4).

The expansion occurring under rises of temperature from room temperature up to 900°C are very similar in concretes made with limestone aggregates and in steel, however, this expansion is noticeably higher in concretes employing siliceous aggregates and noticeably lower in lightweight concretes.

From the above it can be taken that the behaviour of concretes exposed to fire is worse in those employing siliceous aggregates. As such, the specifications of the ENV 1992-1-2 admit more tolerant values for concretes which do not contain the said aggregates (10% for limestone aggregates and a maximum of 20% for lightweight concretes).

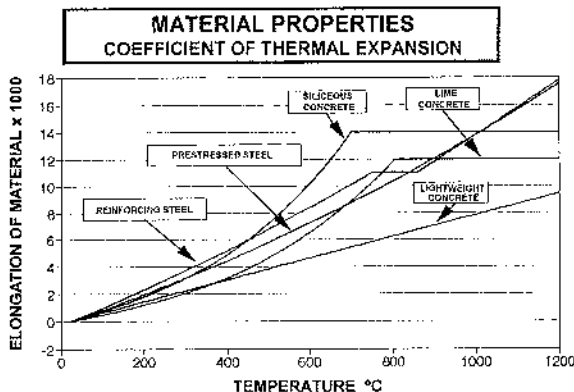


Fig. 4

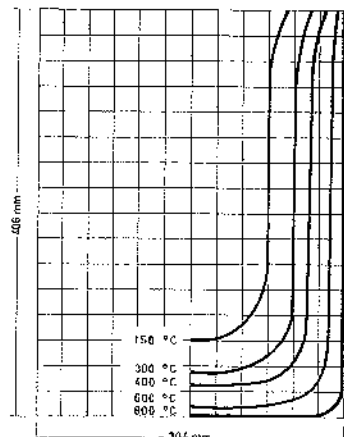


Fig. 5

### 3. EFECTO DE LAS ALTAS TEMPERATURAS SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN

El **calor específico** del hormigón normal aumenta con la temperatura, hasta cerca de un tercio de su valor inicial. Sin embargo, al alcanzarse una temperatura del orden de los 100°C, el calor aportado es absorbido debido al calor latente del agua intersticial, hasta que ésta se evapora totalmente. Esto produce un pico virtual a esta temperatura en el calor específico del hormigón, que se traduce en un retardo de la propagación del calor hacia el interior de la masa (Figura 2).

Como contrapartida a este efecto favorable de la humedad, la evaporación del agua contenida en los poros no accesibles produce un fuerte incremento de la presión interna, que puede producir el desprendimiento explosivo del recubrimiento (spalling).

Para evitar este fenómeno, el Eurocódigo impone unos recubrimientos mínimos en función de la humedad de equilibrio de la pieza.

La **conductividad térmica** del hormigón es baja, pero es inferior en hormigones ligeros que en los fabricados con áridos calizos, y en estos que en los fabricados con áridos silíceos (Figura 3).

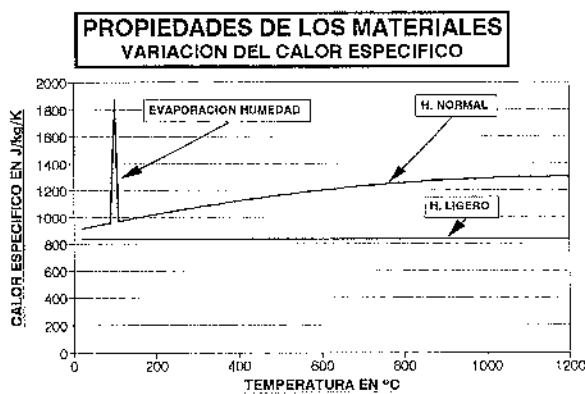


Fig. 2

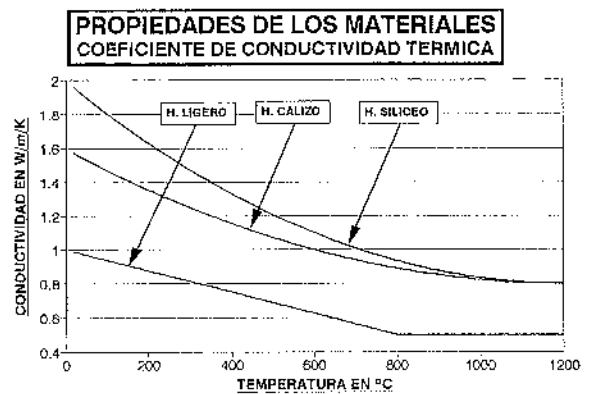


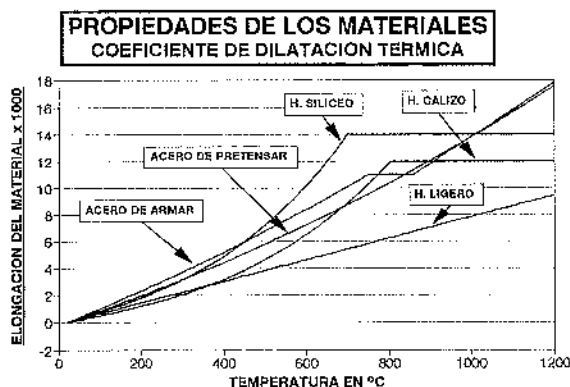
Fig. 3

Asimismo, el **coeficiente de dilatación térmica** es variable con los distintos tipos de hormigones y con la temperatura (Figura 4).

Las dilataciones que se producen desde temperatura ambiente hasta una temperatura determinada son muy similares, hasta los 900°C, en el hormigón fabricado con áridos calizos y en el acero, mientras que son sensiblemente superiores en los hormigones fabricados con áridos silíceos e inferiores en los hormigones ligeros.

Estos dos últimos aspectos, fundamentalmente, hacen que el comportamiento frente al fuego de los hormigones fabricados con áridos silíceos sea más desfavorable que el de los otros tipos de hormigones. Por esta razón, las especificaciones de ENV 1992-1-2 se refieren a hormigones de áridos silíceos, admitiendo unos valores más tolerantes para los demás (un 10% para el caso de áridos calizos y un 20% como máximo para los hormigones ligeros).

La penetración del calor hacia el interior de la pieza es, pues, lenta, pero el incremento de temperatura es más rápido en las esquinas, en que el aporte de calor se realiza por dos caras afectando en poco tiempo a las armaduras dispuestas en esta posición (Figura 5). Por esta causa, entre otras, la pérdida de la capacidad a flexión de un pilar es



DISTRIBUCION TIPICA DE ISOTERMAS EN LA SECCION RECTA DE UNA VIGA

Fig. 4

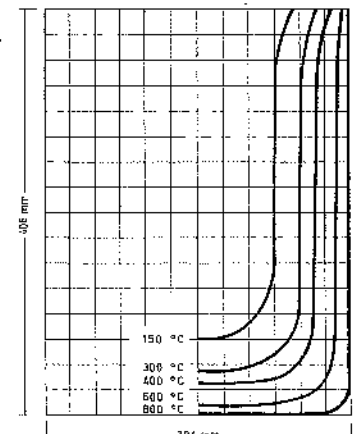


Fig. 5

The heat penetration to the inner part of the member is, therefore, slow, but the temperature rises more quickly at corners, which receive heat on two sides, and subsequently the reinforcement arranged in this position is affected in only a short time (Figure 5). As such, the loss of bending capacity of a column is greater than the loss of compressive capacity and therefore when giving specifications regarding centred compression or minimum eccentricity, as is the case of the Code CPI-91, this tends to lean on the side of insecurity, as a specific section may be safe against fire with regards to centred compression or small eccentricities, yet be unsatisfactory under moderate eccentricity. One should remember that the most exposed area of a column during a fire is the head of the same, as this is where the highest temperatures occur and the area where bending forces are greater.

Figure 6 shows this phenomenon for a specific case. If we observe the axial load-bending diagram of a section at room temperature and take strict dimensioning, the geometric point of stress when exposed to fire is, firstly, a homothetic figure of the said diagram with initial centre and ratio of similitude of 0.7. If we then calculate the diagram of interaction when exposed to fire, we may see that under small eccentricities the section is still admissible given that the decrease in the resisting capacity has been lower than the variation resulting from increased stress ratios, but where these eccentricities are slightly larger than the minimum eccentricity the section can no longer be considered safe. This without considering the buckling effect caused by the decreasing stiffness of the column.

The appearance of standard concrete made with Portland cement and siliceous or limestone aggregates suffers a number of changes when subjected to high temperatures, and therefore a preliminary visual examination may be made after a fire in order to evaluate the damage that has occurred.

- At temperatures between 300° and 600°C the concrete takes on a rosy hue, as a result of changes in the iron compounds. The concrete may lose up to 60% of its initial compressive strength. After cooling, and in accordance with the particular site conditions, this may either decrease even further or recover part of its strength, until regaining a maximum of 60 to 75% of its initial strength.
- Between 600 and 900°C the concrete turns a more or less light grey colour. The temperature on the facing of structural elements is already high enough to cause high temperatures throughout a considerable thickness of the same, causing the loss of interstitial water and the initial degradation of components of the hardened conglomerate, starting with the plaster. The concrete then turns porous and friable. On the cooling of the surface, while the interior remains very hot, tension occurs throughout the same which often cause pattern of cracks which are usually orthogonal in shape ("alligatoring or checking"). The loss of strength may range between 60 and 90%, and this tends to decrease even further on cooling as no recovery usually occurs.
- Over 900°C the destruction of the conglomerate occurs, the concrete taking on a whitish or yellowish tone. The concrete completely lacks any residual strength above these temperatures. The current recommendations in many countries reduce the tolerable limit for residual strength in concrete to between 500°C and 700°C in accordance with country and usage.

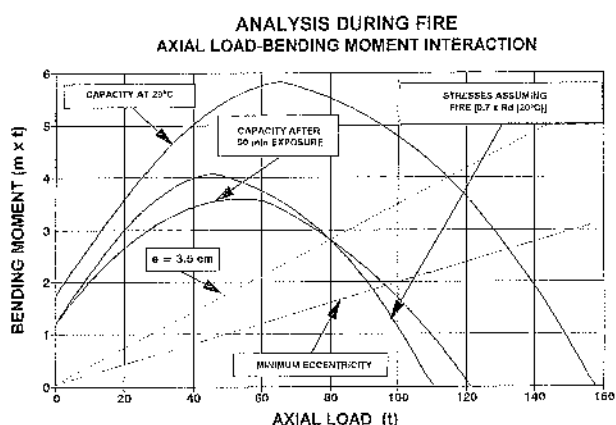


Fig. 6

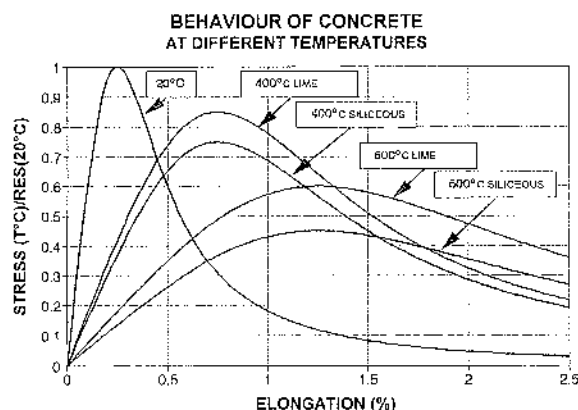


Fig. 7

Therefore, on increasing the temperature the ultimate resistance of the concrete decreases, its strain at fracture rises dramatically while at the same time the strain modulus falls very noticeably (Figure 7)

superior a la pérdida de capacidad a compresión y queda del lado de la inseguridad el dar especificaciones para compresión centrada o excentricidad mínima, como hace la Norma CPI-91, dado que una sección concreta puede tener seguridad frente al fuego suficiente en compresión centrada o con pequeñas excentricidades, y ser inadmisibles, sin embargo con excentricidades moderadas. En este sentido, recordemos que la zona más expuesta de un pilar frente a un fuego real es su cabeza, dado que es en la que se producen las mayores temperaturas en el entorno, y es precisamente en las secciones extremas del pilar donde las flexiones son más elevadas.

En la Figura 6 se ilustra este fenómeno en un caso concreto. Si consideramos el diagrama de interacción de la sección en situación a temperatura ambiente y suponemos dimensionamiento estricto, el lugar geométrico de las solicitaciones en situación de fuego es, en primera aproximación, una figura homotética de dicho diagrama con centro el origen y razón 0,7. Si calculamos ahora el diagrama de interacción en situación de fuego, observamos que para excentricidades pequeñas la sección considerada resulta admisible, dado que el descenso de capacidad resistente ha sido inferior a la variación producida en los coeficientes de mayoración de acciones, pero para excentricidades ligeramente superiores incluso a la excentricidad mínima la sección resulta inadmisibles a efectos de seguridad, todo ello incluso sin tener en cuenta el efecto que sobre las condiciones de pandeo tiene el descenso en la rigidez del pilar.

El aspecto del hormigón normal de cemento Portland, con áridos silíceos o calcáreos, sufre una serie de cambios al ser sometido a altas temperaturas que nos van a permitir, en un primer examen visual, tras el incendio apreciar con carácter cualitativo el daño que se ha producido.

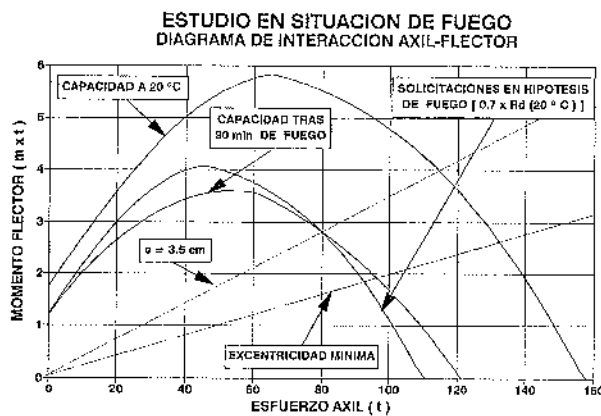


Fig. 6

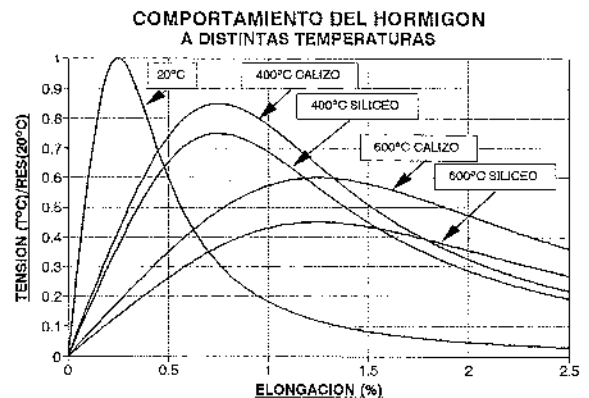


Fig. 7

- A una temperatura entre 300 y 600°C, el hormigón adquiere una tonalidad rosácea, por causa de la alteración de compuestos de hierro. El hormigón puede perder hasta un 60% de su resistencia inicial a compresión. Tras el enfriamiento, y según las condiciones particulares de la obra, puede disminuir aún más o recuperar parte de la resistencia, hasta quedar en todo caso con un máximo del 60% al 75% de la inicial.
- Por encima de esa temperatura, y hasta los 900°C, el hormigón se vuelve de un color gris más o menos claro. La temperatura en el paramento de los elementos estructurales es ya lo suficientemente elevada como para que una capa de espesor considerable de hormigón esté a alta temperatura, haya perdido el agua intersticial y comiencen a degradarse los compuestos del conglomerante endurecido, comenzando por el yeso. El hormigón se vuelve poroso y friable. Al enfriarse la superficie de las piezas mientras que el interior permanece muy caliente, va a producirse un estado de tracción plana en toda la superficie que se traduce muy frecuentemente en una red de fisuras que tienden a cortarse ortogonalmente (fisuración "en piel de cocodrilo"). La pérdida de resistencia puede oscilar entre el 60% y el 90%, y en general no es recuperable en caso alguno, sino que disminuye aún más al enfriarse la pieza.
- A partir de los 900°C, se produce la destrucción del conglomerante, que adquiere un tono blancuzco a amarillento. El hormigón carece de resistencia residual alguna por encima de esta temperatura. Las recomendaciones existentes en los distintos países, reducen incluso el límite tolerable para poder considerar resistencia residual en el hormigón a valores entre 500°C y 700°C, según los países y el uso que vaya a hacerse de este valor.

Así pues, al incrementarse la temperatura, la resistencia última del hormigón desciende, pero su deformación de rotura aumenta espectacularmente, disminuyendo asimismo muy notablemente el módulo de deformación (Figura 7).

This effect allows the concrete to absorb the compressive stresses occurring in hyperstatic members through external coaction caused by the free expansion of the same, without causing brittle fracture of the concrete (Figure 8).

The tensile strength of the concrete is affected by even lower temperatures than that given for the compressive strength, which causes an increase in cracking and subsequently affects the stiffness of the structure and its durability in those cases where tensile capacity has not been considered when analysing structural safety, as is often the case in plain concrete elements.

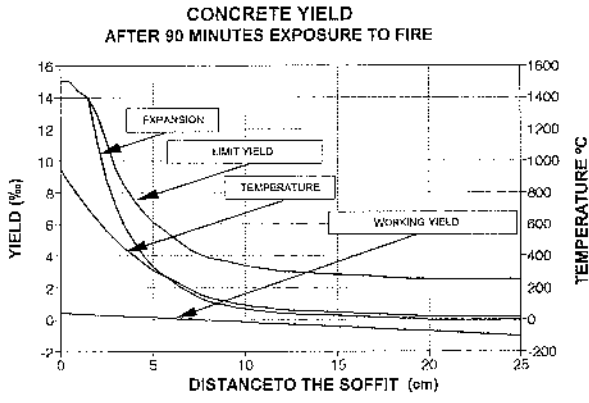


Fig. 8

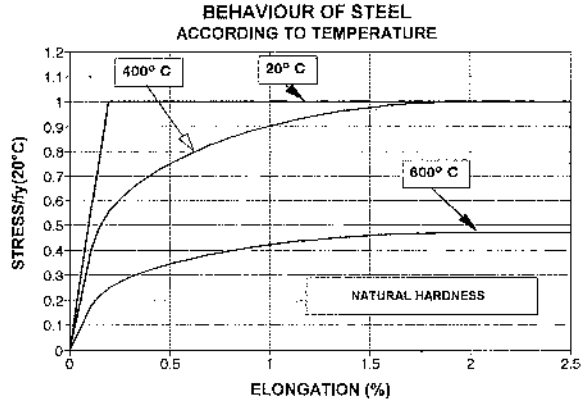


Fig. 9

**4. EFFECT OF FIRE ON STEEL CHARACTERISTICS**

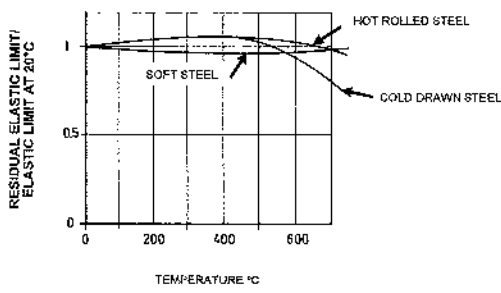
Steel behaves slightly differently from concrete when exposed to fire, and this difference noticeably affects the behaviour of the member (Figure 9).

The ultimate capacity of steel decreases with temperature, but the maximum strain remains stable at around 2.5% and the stress-strain diagram is affected by much lower temperatures than those which cause a reduction in the said ultimate capacity.

In a flexural member working under high ultimate limit states of steel strain, this phenomenon is of quite some importance, and even when this is not the case changes occur in the behaviour of the element as a whole.

In columns the breaking strain of concrete at 400°C is around 0.7% and while the steel does not suffer a noticeable loss of ultimate capacity at this temperature, the working stress is around 80% that of its limit state, and the member suffers premature failure under compression. Similarly, if the ultimate strain of steel is conditioned by room temperature, in a flexural member of around 0.3% the depth of the compressed block, the failure of the piece when the reinforcement reaches 400°C occurs as a result of a steel strain of around 0.5%, and therefore 75% of its ultimate capacity, with the subsequent decrease in the capacity of the member.

However, after being subjected to temperatures below 600°C the steel regains almost all its initial capacity on cooling.



EFFECT OF TEMPERATURE ON RESIDUAL ELASTIC LIMIT

Fig. 10

Under higher temperatures (Figure 10)



Este efecto permite que el hormigón absorba los esfuerzos de compresión producidos en piezas hiperestáticas por las coacciones exteriores a la libre dilatación de la pieza, sin que se produzca la rotura frágil del hormigón (Figura 8).

La resistencia a tracción del hormigón, resulta afectada para temperaturas incluso inferiores a las indicadas para la resistencia a compresión, lo que se traduce en un incremento de la fisuración, con los efectos consiguientes, al menos, sobre la rigidez de la estructura y sobre su durabilidad suponiendo que no se haya tenido en cuenta la capacidad a tracción para la seguridad de la estructura, lo que podría ocurrir en elementos de hormigón en masa.

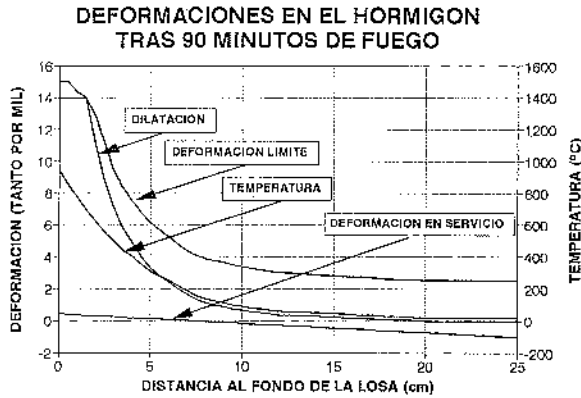


Fig. 8

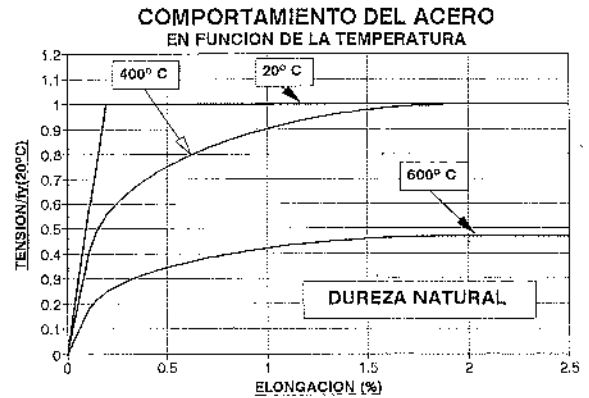


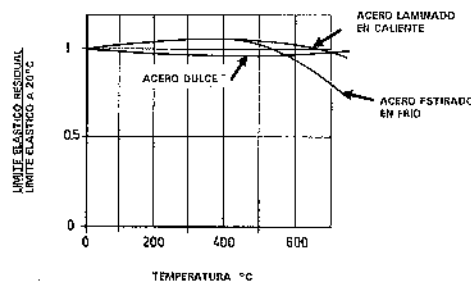
Fig. 9

#### 4. EFECTOS DEL INCENDIO SOBRE LAS CARACTERISTICAS DEL ACERO

El comportamiento del acero es ligeramente diferente del indicado para el hormigón, y esta diferencia tiene una importancia notable en el comportamiento de la pieza (Figura 9).

La capacidad última del acero disminuye con la temperatura, pero la deformación máxima permanece estable en torno al 2,5% y el diagrama tensión-deformación resulta alterado para temperaturas muy inferiores a las que producen la disminución de capacidad última.

En una pieza trabajando a flexión con deformaciones del acero en E.L.U. altas, este fenómeno tiene menor trascendencia, pero en otro caso se producen alteraciones en el comportamiento de conjunto del elemento.



EFECTO DE LA TEMPERATURA EN EL LIMITE ELASTICO RESIDUAL

Fig. 10

Así, en el caso de los pilares tenemos que la deformación de rotura de un hormigón a 400°C es próxima al 0,7%, y pese a que el acero como tal a esa temperatura no tiene una pérdida notable de su capacidad última, a la deformación del 0,7%, la tensión de trabajo es del orden de un 80% de la de rotura, y se produce el agotamiento prematuro de la pieza a compresión. Análogamente, si la deformación última del acero viene condicionada a temperatura ambiente en una pieza trabajando a flexión por la profundidad del bloque comprimido a valores en torno al 0,3%, el agotamiento de la pieza al alcanzarse los 400°C en la armadura se produce por compresión del hormigón a deformaciones en el acero en torno al 0,5%, y por consiguiente al 75% de su capacidad última, con el descenso derivado en la capacidad de la pieza.

Tras enfriarse, el acero, sin embargo, recupera la práctica totalidad de su capacidad inicial, si ha estado sometido a temperaturas inferiores a 600°C.

Para temperaturas más elevadas (Figura 10)

- Naturally hardened steels recover almost all their strength on cooling after being subjected to temperatures of up to over 1000°C.
- Cold rolled steels, which were widely used in this country between 1960 and 1975 until the energy crisis gradually made them unviable, show a reduction in residual strength on cooling of around 25-30% after being exposed to temperatures of around 700°C.
- Steels normally employed in prestressing may suffer even greater initial losses. However, in building construction these steels are generally employed in floor joists which have very specific coverings which means that they often reach very high temperatures in the case of fire.
- Furthermore due to the nature of extinguishing fires by abundant quantities of water, this frequently causes a rapid cooling of reinforcement exposed through the loss of covering, and leads to the subsequent tempering and embrittlement of the steel.

Figure 11 shows the fall in strength of different types of materials in accordance with temperature. However, additional aspects should be considered when evaluating the safety of the structure in the event of fire.

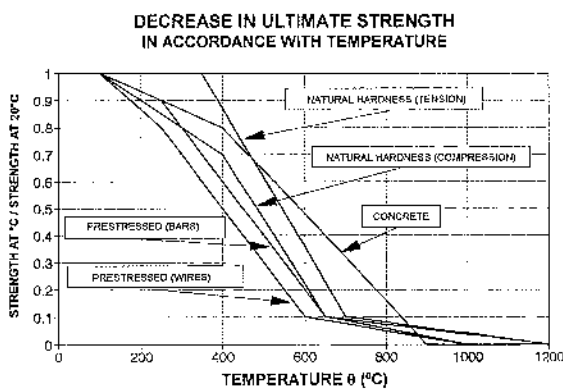


Fig. 11

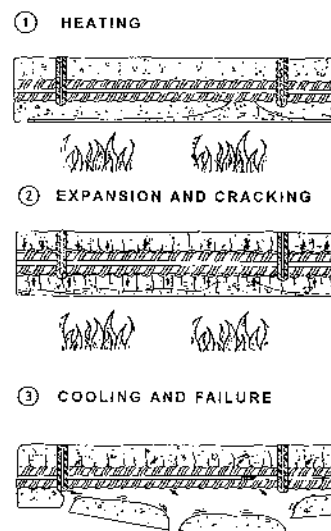


Fig. 12

## 5. EFFECT OF FIRE ON THE BONDING AND ANCHORAGE OF REINFORCEMENT

The bonding of the reinforcement is of critical importance in a reinforced concrete structure which has been exposed to fire. The damage to the bonding of the reinforcement occurs as a direct result of the change in the concrete's mechanical characteristics, but this is not the only cause.

Site tolerances in building make the covering to reinforcement far from constant, even within the length of the same reinforcing bar. Furthermore, the presence of pores, hollows, clusters of aggregate or any variation in the compactness of the concrete cover, generally mean that the protection to the bar, offered by the said cover, widely varies according to area, and this also applies to those additional coverings and finishings applied to the element. Even in the best constructions a fire always produces air currents and local sources of heat which cause appreciable differences in heat within different areas of the same structural element, even when these are relatively close together (Figure 12).

A particular characteristic of concrete and steel is that both materials have similar heat expansion ratios, which enables them to work together and, therefore, it is not necessary consider the stress which would occur at their interface as a result of temperature variations. However, their ratios of heat transmission differ widely, steel being a good conductor of heat and concrete serving as thermal insulation.

When there is localised heating of the reinforcement, the steel quickly transmits the heat, thereby producing an expansion of the bars in areas where the concrete is relatively cool. This leads to compression which is over and above the capacity of the concrete, and gives rise to microcracking in the area of concrete encasing the bar. While

- Los aceros de dureza natural, recuperan la práctica totalidad de su capacidad resistente tras el enfriamiento desde la hipótesis de fuego, hasta temperaturas alcanzadas superiores a 1000°C.
- Los aceros deformados en frío, de uso generalizado en nuestro país entre los años 1960 y 1975, en que la crisis de la energía acabó gradualmente con ellos, sí presentan una merma en su resistencia residual tras el enfriamiento, que puede llegar al 25-30% para temperaturas del orden de 700°C.
- Los aceros normalmente usados en pretensado, pueden alcanzar pérdidas incluso mayores. Por otra parte, en edificación estos aceros se utilizan normalmente en viguetas de forjado, cuyos recubrimientos suelen ser muy estrictos, y por ello adquieren rápidamente altas temperaturas en caso de incendio.
- Por otra parte, los trabajos de extinción, con abundante aporte de agua, producen frecuentemente un rápido enfriamiento de las armaduras que hayan podido quedar al descubierto por pérdida del recubrimiento, con el consiguiente templado y fragilización del acero.

En definitiva, en la Figura 11 se indican las reducciones de la capacidad resistente de distintos tipos de materiales en función de la temperatura. No obstante, en la comprobación de la seguridad de la estructura frente al fuego deben tenerse en cuenta otros aspectos.

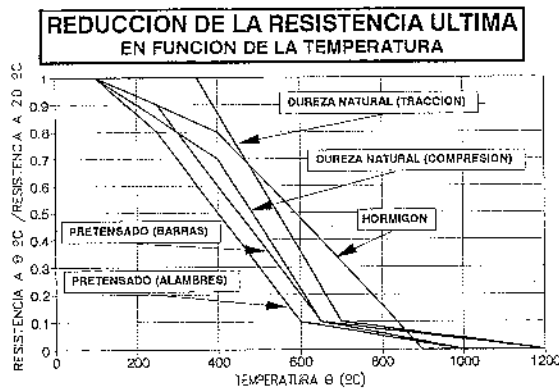
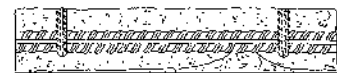
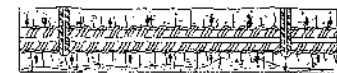


Fig. 11

① CALENTAMIENTO



② DILATACION Y FISURACION



③ ENFRIAMIENTO Y ROTURA

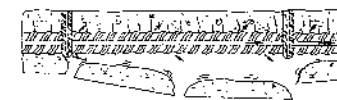


Fig. 12

## 5. EFECTOS DEL INCENDIO SOBRE LA ADHERENCIA Y EL ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

Una característica que suele resultar crítica en el estudio de las condiciones de una estructura de hormigón armado tras haber soportado un incendio es la adherencia de las armaduras. El daño en la adherencia se produce directamente al afectarse las características mecánicas del hormigón, pero no es ésta la única causa.

Las tolerancias de ejecución en una obra hacen que el recubrimiento de las armaduras diste mucho de ser constante, incluso a lo largo de una misma barra. Por otra parte, la presencia de poros, coqueas, nidos de grava o cualquier alteración en la compacidad del hormigón en la capa de recubrimiento, hacen que a lo largo de la barra la protección que le confiere el hormigón sea, en la generalidad de los casos, muy variable de una a otra zona, lo que es también aplicable a las capas de revestimiento y acabado que rodean la pieza. Por otra parte, en un incendio se producen siempre corrientes de aire y microfocos de calor puntuales, que, incluso en las mejores condiciones de ejecución de la obra, hacen que las temperaturas alcanzadas en distintas zonas de un mismo elemento estructural, incluso relativamente próximas, puedan tener diferencias apreciables (Figura 12).

Una característica particular del hormigón y del acero es que ambos materiales tienen sensiblemente el mismo coeficiente de dilatación térmica, lo que permite su empleo conjunto sin tener en cuenta las tensiones que de otra forma se producirían en la interfase por causa de las variaciones de temperatura. Sin embargo, sus coeficientes de transmisibilidad térmica difieren grandemente, y el acero es un buen conductor del calor, mientras que el hormigón es un aislante térmico.

Al producirse calentamientos localizados de las armaduras, el acero transmite rápidamente el calor, produciéndose la dilatación de las barras en zonas en que el hormigón todavía está relativamente frío, y este fenómeno produce unas compresiones que superan ampliamente la capacidad del hormigón, que resulta así microfisurado en una zona tubular que envuelve a la barra. Mientras persisten las temperaturas altas, el acero sigue comprimiendo al hormigón,

high temperatures persist the steel continues to compress the concrete and while the loss of anchorage may be somewhat camouflaged, the severe lack of bonding becomes evident and the residual strength of the member on cooling is even less than that during the fire (Figure 13).

This means that when determining the residual strength of a structure after being exposed to fully developed fire, the bonding conditions are generally of extreme importance, though this is not the case, however, at the moment of maximum gas temperature, and subsequently does not appear in the definition of design conditions. This is precisely why ultrasonic inspection is the most widely used method for evaluating the conditions of a structure after a fire, due to the almost exact coincidence between the temperatures where bonding and residual strength fail in accordance with the speed of spreading.

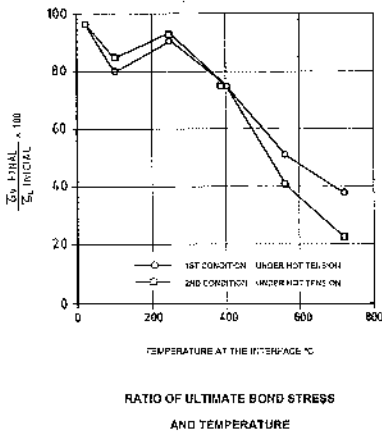


Fig. 13

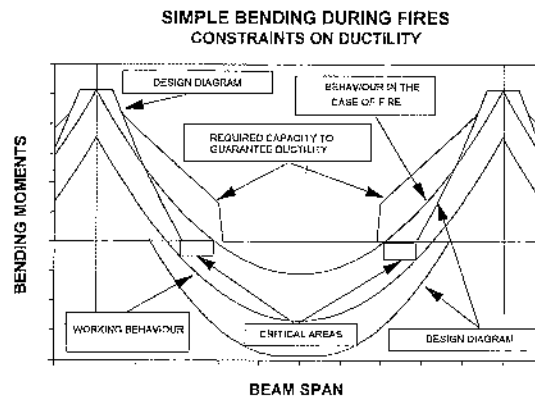


Fig. 14

## 6. STRESSES INCURRED BY DEFORMATION

As internal areas of the structure begin to reach high temperatures, the affected components began to expand longitudinally as a result of the heat. This causes horizontal stresses which may be of particular concern at the heads of supports and which lead to an increase in the bending moments at the connections and eventually may lead to failure as a result of the shear stress at the end supports of a frame.

## 7. STRESSES INCURRED BY RATE OF HEATING

The passage of heat from the outside to the interior a concrete element leads to different temperatures within the various fibres of a section, causing two simultaneous effects:

- An **average** temperature which causes differential deformation in the different fibres of the section, with greater expansion in the hotter and generally internal fibres. Heating is usually more severe at the ceilings of the structure due to the rising of heat and the fact that buildings are generally much less protected on the internal face, as welds and levelling materials act as heat insulators and do not become detached when damages, as opposed to ceiling finishings.
- If this expansion is not restricted this leads to an increase in deflection causing the curving of an element in the direction of the positive moments. However, in a member with end restraint, even though the bend continues to have the same sign, there is an increase in **negative** moments (Figure 14), due to compression on the lower face of the same. This may cause tension in areas on the upper face where there is insufficient reinforcement to counteract this force, or, indeed, where there is no reinforcement at all as is the case of floor slabs built according to standards prior to those of the EF-88. As such it is always necessary to inspect the upper face of a floor which has suffered a fire below, even when there are no visible signs of damage to the same.
- This increase in negative moments has further implications: In the first place, there is a direct increase in the depth of compressed blocks in areas which are very stressed already, as is the case of sections around supports to flat beams or floor slabs. Furthermore, as the internal fibres are subjected to high temperatures, both their capacity and yield modulus are lower than before and this causes even greater depths of compression. This is all to the detriment of the ductility of the section which has to undergo serious rotation to accommodate the new distribution of bending moments as a result of the increase in

y el descenso en la capacidad del anclaje puede resultar parcialmente enmascarado, pero las condiciones de adherencia han quedado irremisiblemente y gravemente dañadas, y la capacidad residual tras el enfriamiento resulta en todo caso inferior a la de la pieza durante el incendio (Figura 13).

Esto hace que en la determinación de la capacidad residual de la estructura tras un fuego completamente desarrollado sean generalmente determinantes las condiciones de adherencia, que no lo son, sin embargo, en el instante de máxima temperatura del gas, y consecuentemente en la definición de las condiciones de proyecto. Precisamente es por esta causa por lo que el método más utilizado para la evaluación de las condiciones de la estructura tras el incendio es la inspección por ultrasonidos, porque se da la circunstancia de que coinciden casi exactamente las temperaturas en que la pérdida de adherencia es notable con las de caída residual en la velocidad de propagación.

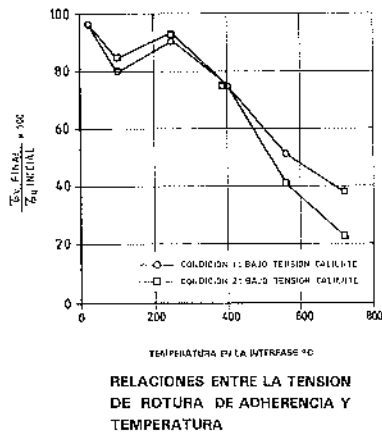


Fig. 13

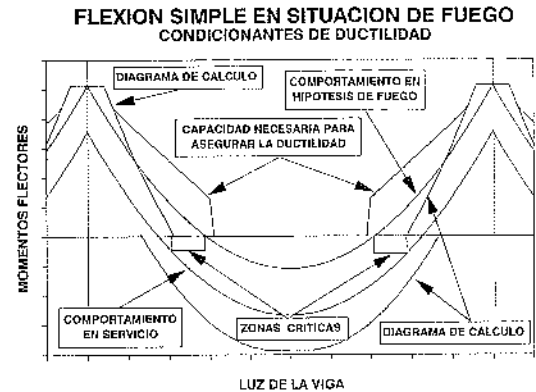


Fig. 14

## 6. INTRODUCCION DE ESFUERZOS POR DEFORMACIONES IMPUESTAS

La aparición de zonas con altas temperaturas en el interior de una estructura, produce una respuesta general de ésta al incremento de longitud de los elementos afectados por causa de la dilatación térmica. Por esta causa, aparecen esfuerzos horizontales, que pueden ser de gran importancia en las cabezas de los soportes, los cuales incrementan los momentos flectores en los nudos y eventualmente pueden llegar incluso a producir el agotamiento por esfuerzo cortante en los soportes de extremo de los pórticos.

## 7. INTRODUCCION DE ESFUERZOS POR EL GRADIENTE TERMICO

El calentamiento de una pieza de hormigón desde su superficie hacia el interior, conduce a la presencia de temperaturas diferentes en las distintas fibras de la sección, lo que produce dos efectos simultáneos:

- Por un lado, la existencia de un gradiente de temperaturas **medio**, se traduce en una deformación diferencial de las distintas fibras de la sección, con un mayor alargamiento de las fibras más calientes, que en general, serán las inferiores. En efecto, el calentamiento suele ser de mayor importancia en los techos de las zonas incendiadas, tanto por ser mayores las temperaturas en las zonas altas como por el hecho de que las estructuras suelen estar mucho menos protegidas por su cara inferior, pues los solados y materiales de nivelación actúan como aislantes térmicos, y no se desprenden al dañarse, como ocurre con los revestimientos de techos.
- Este alargamiento, si no está coaccionado, tiene como consecuencia un incremento de las flechas, pues se traduce en una curvatura de la pieza en el mismo sentido que los momentos positivos. En una pieza coaccionada en los extremos, sin embargo, incluso aunque la curvatura sigue teniendo el mismo signo, se produce un incremento de los momentos **negativos** (Figura 14), pues genera compresiones en la cara inferior de la pieza. Con ello, pueden llegar a producirse tracciones en la cara superior en zonas en que la armadura sea insuficiente para absorberlas, o incluso sea inexistente, en el caso de forjados contruidos con arreglo a las normas anteriores a la EF-88. Por ello, debe siempre inspeccionarse la cara superior de un piso que haya sufrido un incendio en la planta inferior, incluso aunque parezca que no haya habido daño alguno en el solado.
- Además, este incremento de los momentos negativos tiene otras consecuencias: En primer lugar, se incrementa directamente la profundidad de los bloques comprimidos en zonas que pueden estar ya muy solicitadas, como las secciones próximas a los apoyos de vigas planas y forjados. Pero además, al estar las fibras inferiores sometidas a altas temperaturas, tanto su capacidad como su módulo de deformación son inferiores a las iniciales, lo que exige aún mayores profundidades de bloque. Pero esto va en detrimento de la necesaria ductilidad de la sección para permitir los importantes giros que le exige la nueva

negative moments. The section may, therefore, suffer brittle failure due to the crushing of the concrete, even though this effect is partially compensated by the large increase in the ductility of the concrete at high temperatures, given the positive variation in its ultimate yield.

- Finally it is necessary to consider one further effect: Given the low thermal conductivity of concrete, the gradients of temperature are far from uniform and the effect of high temperatures on the yield modulus of the concrete is similarly, non-linear (Figure 15). Therefore throughout a section the fibres are stressed in such a way that if they were to act individually would produce a deformed and non-flat section. The geometrical equilibrium of a section makes it necessary for flat sections to remain flat, and this, therefore, leads to shear at the interface between different fibres which are supposed to balance out the strains within a section. The combination of these last two effects provokes an area of high tension in the core of the member, which might lead to internal micro-cracking which is very difficult to observe, but which affects the resistance to shear stress in elements without transversal reinforcement (slabs) and is particularly critical in honeycombed slabs.

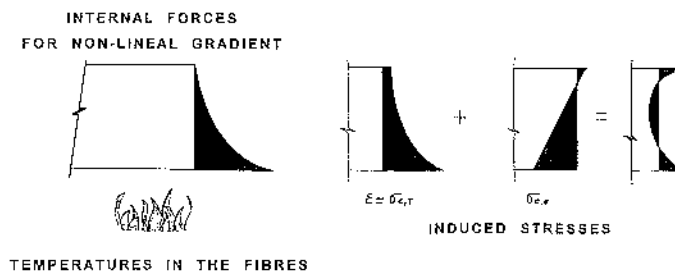


Fig. 15

## 8. SECONDARY EFFECTS

One of the more obvious secondary effects of fire on a concrete structure is that of the spalling of the concrete. This is caused by a combination of the aforementioned causes, namely the increase in compression, loss of resistance and the explosive and sudden loss of interstitial water.

The spalling of concrete, in addition to aiding the spreading of heat by exposing the inner layers of the concrete, also has a direct effect on the bonding of the reinforcement bars and obviously on the durability of the same.

Furthermore, the concrete layers which have been subjected to relatively high temperatures may also suffer premature surface carbonatation which, once again, affects its durability.

Finally, if cracking is increased (as is common in horizontal elements) whether by the non-recoupable changes in the yield modulus of the affected concrete or in that of the inertia of the piece or by non-recoupable transient strains in sections which have been highly stressed during the fire, this then leads to an increase in deflections and a redistribution of stresses throughout the structure which is practically impossible to evaluate.

## 9. EUROCODE 2 CHECKING PROCEDURES

The Eurocode 2, part 2 proposes an analytical checking of sections, as opposed to that given in the CPI-91 which only considers an empirical method, even though it does give some examples in the Appendix (which appear to have been obtained by analytical methods) of specific types of straight sections of structural elements which under certain conditions satisfy the fire resistance requirements described.

To summarise, the Eurocode 2 recommends the design of a mathematical model of the structure or part of the same based on the established principles of spreading of heat, of variation of material characteristics in accordance with heat (Appendix 11 providing sufficient information in this regard) and the general theory of material strength.

As an alternative to this procedure, the complexity of which having been established in previous sections, it offers a simplified method of calculation based on characteristic graphs of isotherm distribution in rectangular sections (slabs, beams and columns), which basically consists of determining the equivalent effective section of concrete and the proportional mechanical characteristics of both concrete and steel, and from the results obtained to then



1. FISURACIÓN CARACTERÍSTICA "EN PIEL DE COCODRILO" DE VIGA DAÑADA POR EL FUEGO.  
1. CHARACTERISTIC "ALLIGATORING" CRACKING OF A FIRE DAMAGED BEAM.



2. DESCATILLADO DE ARISTAS EN PILARES POR DILATACIÓN DE ARMADURA.  
2. SPALLING OF COLUMN EDGES DUE TO EXPANSION OF REINFORCEMENT.



3. ROTURA DE FONDOS DE BOVEDILLA Y DESCARNADO DEL HORMIGÓN DEJANDO LA ARMADURA AL DESCUBIERTO.  
3. FAILURE OF VAULT BASES AND SCARFING OF CONCRETE REVEALING REINFORCEMENT.



4. LOS DAÑOS POR FUEGO SUELEN SER MAS INTENSOS EN LAS ZONAS DE CABEZA DE PILARES, EN QUE LA TEMPERATURA ES MAS ELEVADA.
4. FIRE DAMAGE IS USUALLY MORE INTENSE AT COLUMN HEADS WHERE TEMPERATURES ARE HIGHER.



5. EN LAS ZONAS PRÓXIMAS AL SUELO LAS TEMPERATURAS SON MAS BAJAS, SALVO ACOPIOS LOCALES DE MATERIAL INFLAMABLE.
5. LOWER TEMPERATURES OCCUR IN AREAS CLOSE TO FLOOR LEVEL, EXCEPT WHERE INFLAMMABLE MATERIALS ARE STORED.



6. LAS ALTAS TEMPERATURAS EN CARA INFERIOR DE LOSAS PUEDEN DEJAR SIN ANCLAJE A LAS BARRAS INCLINADAS DE PUNZONAMIENTO.
6. HIGH TEMPERATURES ON THE LOWER FACE OF SLABS MAY ELIMINATE THE ANCHORAGE OF PUNCHED REINFORCING BARS.





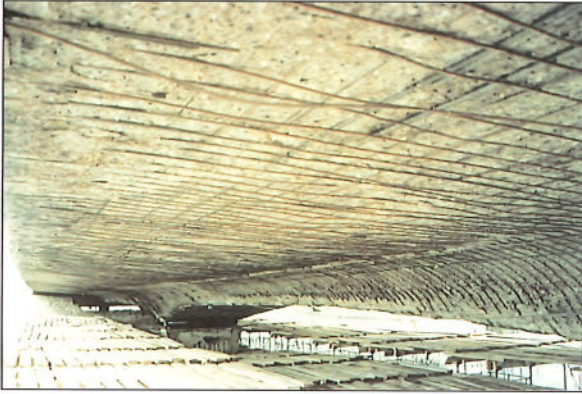
7. EN OCASIONES EL DAÑO ES TAN INTENSO QUE AFECTA A LA TOTALIDAD DE LA ARMADURA TRACCIONADA.
7. *AT TIMES THE FIRE DAMAGE IS SO INTENSE THAT IT AFFECTS ALL THE TENSILE REINFORCEMENT.*



8. EL ASCENSO DE LA LEY DE MOMENTOS FLECTORES EN CONDICIONES DE FUEGO PUEDE PRODUCIR ROTURAS FRÁGILES EN LOS PUNTOS DE CORTE DE LA ARMADURA NEGATIVA.
8. *THE INCREASE IN BENDING MOMENTS DURING A FIRE MAY CAUSE BRITTLE FAILURE AT THE CUTTING POINT OF NEGATIVE REINFORCEMENT.*



9. ROTURA DE PILARES POR ESFUERZO CORTANTE INCENDIO POR LAS DILATAIONES DE LOSA.
9. *FAILURE OF A COLUMN DUE TO SHEAR STRESS CAUSED BY EXPANSION OF THE SLAB.*



10. CARA INFERIOR DE LOSA DE PUENTE AFECTADA POR INCENDIO DE ENCOFRADO.  
 10. LOWER FACE OF A DECK AFFECTED BY FIRE IN THE FORMWORK.



11. DAÑOS EN LOS APOYOS EN EL CASO DE LA FOTO N.º 10.  
 11. DAMAGE TO SUPPORTS TO THE DECK SHOWN IN PHOTOGRAPH 10.



12. DAÑOS POR INCENDIO EN EL ESTRIBO DE UN PUENTE.  
 12. FIRE DAMAGE TO A BRIDGE ABUTMENT.



13. HUNDIMIENTO PARCIAL DE ESCALERA DURANTE UN INCENDIO.  
 13. PARTIAL COLLAPSE OF A STAIRWAY DURING A FIRE.

distribución de momentos flectores en la pieza para descargar el incremento de momentos negativos, con lo que la sección podría agotarse frágilmente por aplastamiento del hormigón, por más que el efecto quede parcialmente compensado por el importante incremento de ductilidad del hormigón a altas temperaturas, dada la variación positiva que experimenta su deformación de rotura.

- Por último, hay que tener en cuenta otro efecto: Dada la baja conductibilidad térmica del hormigón, el gradiente de temperaturas dista mucho de ser uniforme, y no sólo eso, sino que el efecto de las temperaturas sobre el módulo de deformación del hormigón tampoco es lineal (Figura 15). Todo ello tiene como consecuencia que, a lo largo de una sección, las fibras están sometidas a unas condiciones tales que la deformación que tendrían si actuaran individualmente conduciría a una sección deformada no plana. Como quiera que el equilibrio geométrico de la sección obliga a que las secciones planas permanezcan planas, ello conduce a la aparición de unas tensiones rasantes entre las distintas fibras que equilibren las deformaciones entre ellas. La combinación de este efecto con el anterior conduce a la existencia de una zona de tracciones importantes en el alma de la pieza, que pueden conducir a una microfisuración interna de muy difícil observación, pero que afectaría a la capacidad frente a esfuerzo cortante de elementos sin armadura transversal (losas y forjados), y es especialmente crítica en las losas alveoladas.

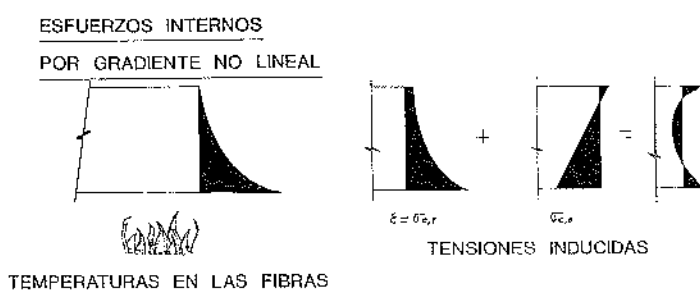


Fig. 15

## 8. EFECTOS SECUNDARIOS

Dentro de los efectos secundarios que el fuego produce en las estructuras de hormigón, el más aparatoso es el ya comentado de desprendimiento de amplias lajas de hormigón (**spalling**). Su origen está en una combinación de las causas anteriormente mencionadas, de las que recordaremos el incremento de compresiones, la disminución de capacidad resistente y la pérdida brusca, con carácter explosivo, del agua intersticial.

Con independencia del efecto multiplicador que tiene este fenómeno sobre la propagación del calor, al dejar expuestas directamente al fuego capas más profundas de hormigón, la pérdida del recubrimiento tiene un efecto directo sobre la adherencia de las barras, sin contar con el obvio sobre la durabilidad de las armaduras.

Por otra parte, parece ser que las capas de hormigón que han estado sometidas a temperaturas relativamente elevadas podrían tener unos procesos de carbonatación superficial del hormigón más rápidos que en condiciones normales, lo que actúa también en detrimento de la durabilidad.

Por último, debido al efecto de los cambios no recuperables del módulo de deformación de los hormigones afectados, y de la inercia de las piezas si se incrementa la fisuración, (lo que es habitual en los elementos horizontales), así como por efecto de las deformaciones plásticas no recuperables de algunas secciones que hayan sido altamente solicitadas durante el incendio (transient strains), se produce un incremento de las flechas y una redistribución de esfuerzos en toda la estructura cuya evaluación resulta, por lo general, inabordable en la práctica.

## 9. LOS PROCEDIMIENTOS DE COMPROBACION EN EL EUROCODIGO 2

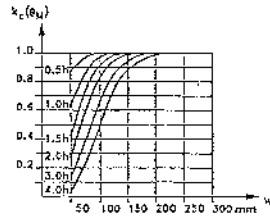
El Eurocódigo 2, parte 2 propone un método de comprobación de secciones analítico, en contraposición con el articulado de la CPI-91 que sólo da como válido el método empírico, aunque proporciona en el Anejo algunos ejemplos (obtenidos sin embargo al parecer por métodos analíticos) de determinados tipos de secciones rectas de elementos estructurales que en condiciones concretas satisfacerían las exigencias de resistencia al fuego que describe.

En resumen, el Eurocódigo 2 preconiza el diseño de un modelo matemático de la estructura o de parte de ella a partir de los principios establecidos de propagación del calor, de variación de las características de los materiales con la temperatura (para lo cual proporciona datos suficientes en el Anejo nº 1) y de la teoría general de resistencia de materiales.

Como alternativa a este procedimiento, cuya complejidad ha quedado establecida en los apartados anteriores, proporciona un método simplificado de cálculo, a partir de unos gráficos-tipo de distribución de isothermas en

complete the calculation in accordance with the procedures recommended in the ENV 1992-1-1.

A summary of this method is given in Figs. 16 to 19. This basically consists of calculating the equivalent proportional section of concrete, when eliminating the outer layer, and considering the proportional properties of the residual concrete in the said section. Each of the reinforcement bars is taken to have a reduced capacity in accordance with



a) Fall in compressive strength in a geometrically proportional section of concrete with siliceous aggregates

- Evaluation of  $w$ :  $w$  is evaluated as:
- The thickness of a plate
  - The thickness of a wall or column exposed to fire on one face
  - Half the width of a beam web
  - Half thickness of a wall exposed to fire on two faces
  - Half the smaller dimension of a straight section of a column exposed on all four sides

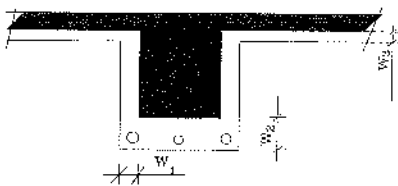
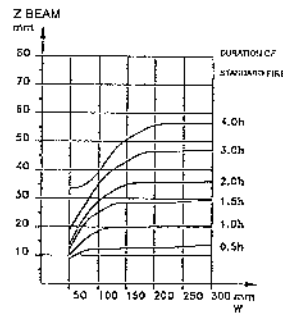
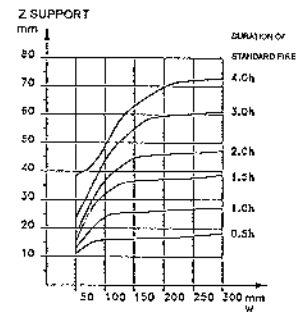


Fig. 16 Effective straight section



b) Proportion of concrete beam of slab with siliceous aggregates



c) Proportion of concrete column or wall with siliceous aggregates

The figures given for siliceous aggregates are on the safe side for most other types of concrete

Fig. 17

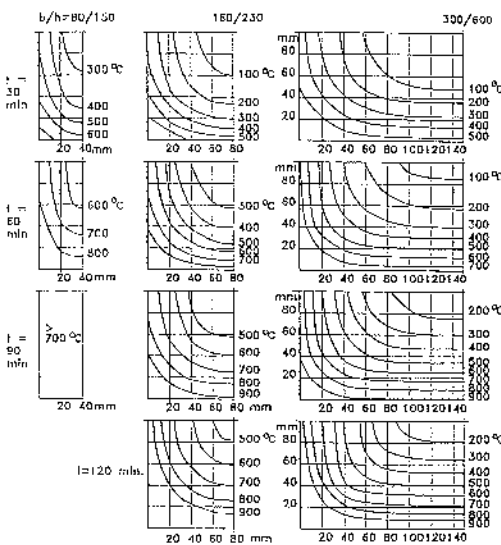


Fig. 18 Temperature profiles for beams

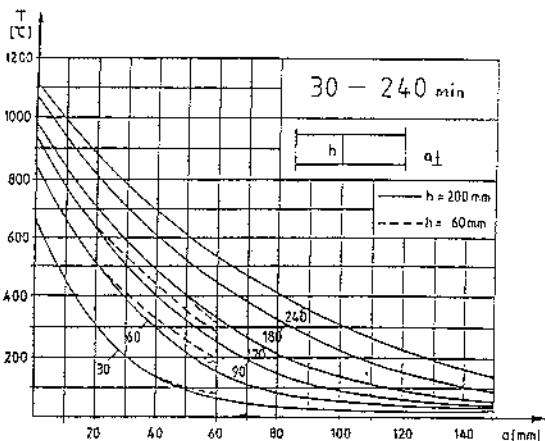
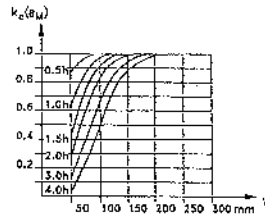


Fig. 19 Temperature profiles for slabs

secciones rectangulares (losas, vigas y pilares), consistente básicamente en determinar una sección útil equivalente de hormigón y unas características mecánicas reducidas tanto del hormigón como del acero, y a partir de ellas realizar el cálculo por los procedimientos de ENV 1992-1-1.

En las Figuras 16 a 19 se indica de forma resumida este método. En resumen consiste en determinar una sección reducida equivalente de hormigón, eliminando una capa superficial y considerando unas propiedades reducidas del hormigón residual en dicha sección. Con respecto a las armaduras, se considera en cada una de ellas una capacidad



Evaluación de  $w$ :  $w$  se evalúa como:

- El espesor de una placa
- El espesor de un muro o columna expuestos al fuego sólo por una cara
- La mitad del ancho de alma de una viga
- La mitad del espesor de un muro o columna expuestos al fuego por dos caras
- La mitad de la menor dimensión de la sección recta de un pilar expuesto por sus cuatro caras

a) Reducción de la resistencia a compresión en una sección recta reducida geoméricamente de hormigón de áridos silíceos

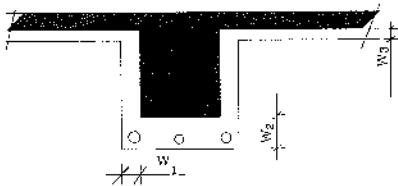
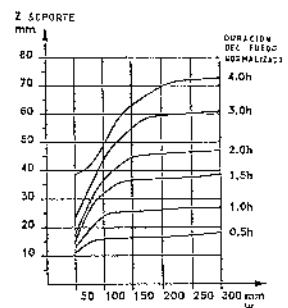
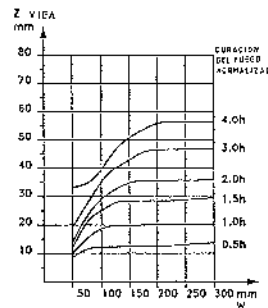


Fig. 16 Sección recta equivalente



b) Reducción geométrica de una viga o losa de hormigón de áridos silíceos

c) Reducción geométrica de un soporte o muro de hormigón de áridos silíceos

Los valores dados para áridos silíceos quedan del lado de la seguridad para la mayoría de otros tipos de hormigones

Fig. 17

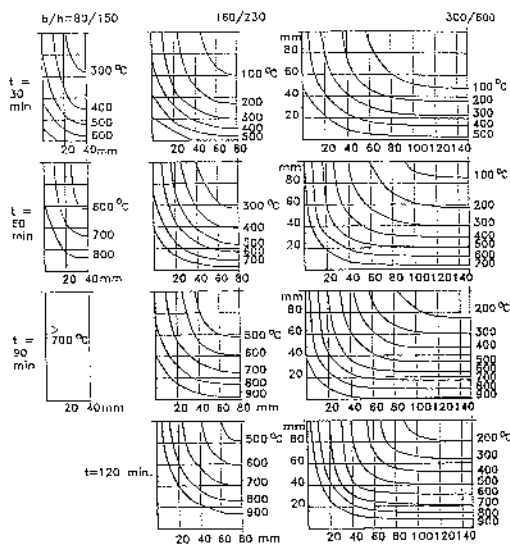


Fig. 18 Perfiles de temperatura para vigas

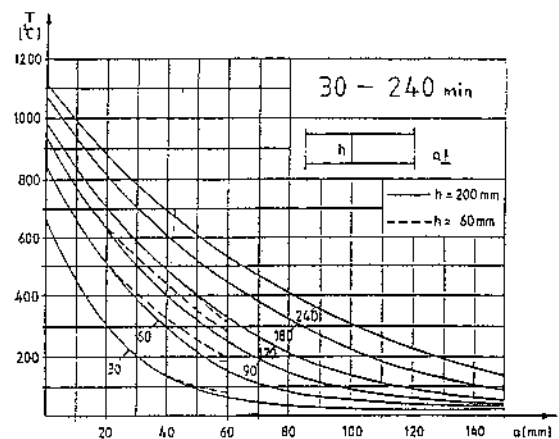


Fig. 19 Perfiles de temperatura para losa

the temperatures reached at the considered position of the bar, obtained from profiles of characteristic isotherms, and considering the fall in resistance with heat as indicated in Fig. 11.

However, once the isotherms of a section have been obtained or defined in some manner, the simplified method proposed by the Eurocode does not offer any particular advantage in terms of calculation time nor is the ease of programming much greater than that of the general method. As such this simplified method is not particularly useful except in the case of specific verifications of elements which do not directly comply with the tables of specifications given in the same Code, or when it is necessary to apply these tables to specific cases which require special limits for the critical temperature of the steel.

The third method of verification considered in Part 2 of the Eurocode 2 consists of checking that the section complies with specific geometrical specifications with regards to width or thickness of a straight section and with regards to the reinforcement cover. The concept is the same as that employed in Appendix 6 of the Spanish code (IEH), and, when compared to the tables given in the CPI-91, has the unquestionable advantage of allowing interpolation, as it gives the necessary coverings and thicknesses for each period of time of exposure instead of simply stating that a specific section with an established reinforcement cover has a period of resistance to a specific type of fire as is the case in the CPI-91, which makes it difficult or causes doubt when studying situations which are different from those considered in the tables.

There follows a comparative analysis of the tables of specifications in the Eurocode with those considered in the two aforementioned Spanish codes. As such it should be borne in mind that the Eurocode uses the concept of "distance from axis" of the reinforcement with regards to the nearest exposed facing, while the Spanish codes specify the minimum cover necessary, and, therefore, the two requirements differ by half the diameter of the reinforcement, as a minimum, when this is arranged in one layer, and are absolutely incomparable when the reinforcement is arranged with various layers.

It should also be noted that the Spanish specifications refer exclusively to reinforced concrete members and do not consider prestressed concrete. This is extremely anomalous as prestressed steel is much more sensitive to high temperatures than naturally hardened steel.

## 10. WALL SPECIFICATIONS

The minimum wall thickness required by the Spanish code (IEH) are similar to that specified by the Eurocode for walls exposed on one face and for lightly loaded walls, but are very much lower in the case of walls exposed on both faces or for heavily stressed walls (Figure 20).

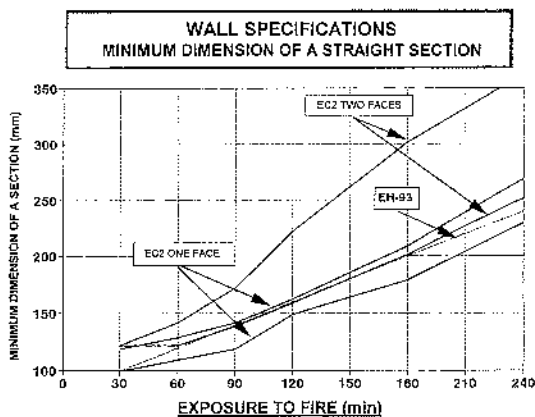


Fig. 20

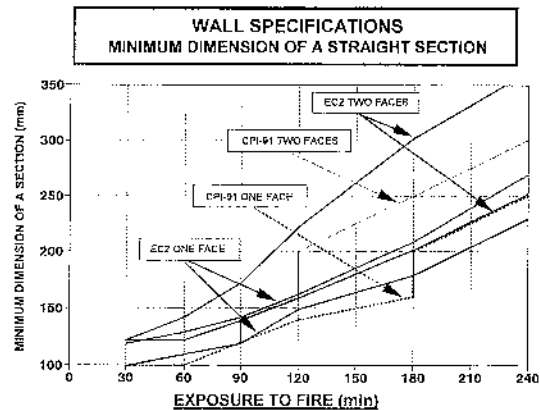


Fig. 21

The CPI-91 is somewhat improved but still less demanding than the Eurocode in the case of walls exposed on one face to standardised fire for between 120 and 180 minutes (this not being the case with the I.E.H) and for highly stressed walls (Figure 21).

reducida, en función de la temperatura alcanzada en su posición frente al fuego considerado, obtenida a través de unos perfiles de isotermas tipo, y teniendo en cuenta la disminución de la capacidad resistente con la temperatura que hemos indicado en la Figura 11.

Lo cierto es que una vez obtenidas o definidas de algún modo las isotermas en la sección, el método simplificado propuesto en el Eurocódigo no proporciona una ventaja sustancial, en tiempo de cálculo ni resulta decisiva la mayor facilidad de programación con respecto a la aplicación del método general por lo que no parece que resulte muy útil salvo para comprobaciones puntuales de elementos que no cumplen directamente con las tablas de especificaciones que el mismo Código proporciona, o para aplicar esas tablas en casos especiales en que sean precisas limitaciones especiales en la temperatura crítica del acero.

El tercer método de comprobación contemplado en la Parte 2 del Eurocódigo 2 es la verificación a nivel de sección del cumplimiento de determinadas especificaciones geométricas sobre el ancho o espesor de la sección recta y sobre el recubrimiento de las armaduras. El concepto es el mismo que el utilizado en el Anejo 6 de la Instrucción Española, y frente al utilizado en las tablas de la CPI-91 presenta la indudable ventaja de que permite la interpolación, al dar los recubrimientos y espesores necesarios para cada tiempo de exposición en lugar de decir simplemente que una determinada sección con un recubrimiento de armaduras fijado tiene un período de resistencia al fuego concreto, como hace aquella, lo que dificulta o al menos crea incertidumbres para el estudio de situaciones distintas de las contempladas directamente en los cuadros.

A continuación vamos a ir analizando comparativamente los cuadros de especificaciones del Eurocódigo con respecto a los contemplados en las dos normas españolas citadas. Para ello, debe tenerse en cuenta que el Eurocódigo utiliza el concepto de "distancia del eje" de la armadura con respecto al paramento expuesto más próximo, mientras que las normas españolas especifican el recubrimiento mínimo necesario, por lo que ambos requisitos difieren al menos en el radio de las armaduras, cuando éstas se disponen en una sola capa, y no son comparables en absoluto cuando la armadura se dispone en varias capas.

Indicaremos además que las tablas de especificaciones españolas se refieren exclusivamente a piezas de hormigón armado, y no cubren en absoluto a los elementos de hormigón pretensado, situación extremadamente anómala, pues el acero de pretensado resulta mucho más sensible a las altas temperaturas que el acero de dureza natural.

## 10. ESPECIFICACIONES PARA MUROS

El espesor mínimo de muro exigido por la Instrucción Española es del mismo orden de magnitud que el exigido por el Eurocódigo para muros expuestos por una cara o para muros con bajo nivel de carga, pero se queda muy por debajo del exigible para muros (o pantallas) expuestos por ambas caras y con solicitaciones elevadas (Figura 20).

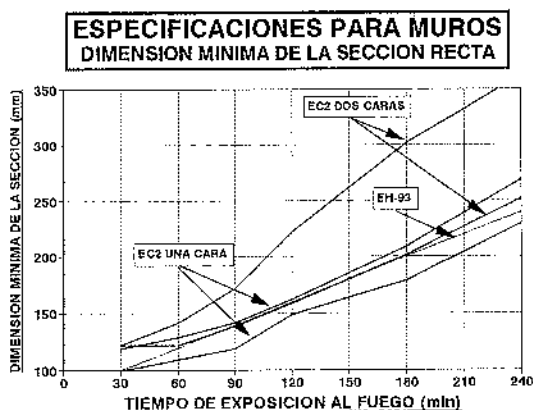


Fig. 20

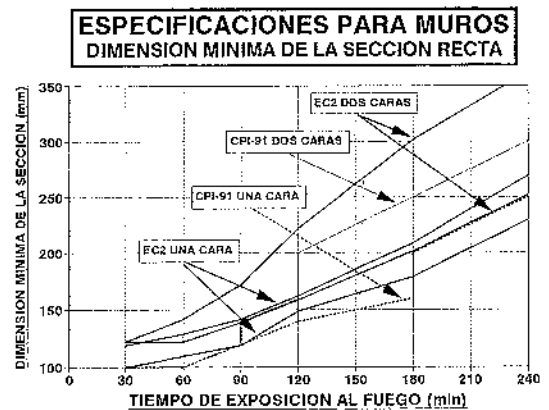


Fig. 21

La CPI-91 mejora algo la situación, pero sigue siendo menos exigente que el Eurocódigo para muros expuestos por una cara y exposiciones al fuego normalizado comprendidas entre 120 y 180 minutos (lo cual no pasa con la I.E.H.) y en muros altamente solicitados (Figura 21).

With regards to the minimum cover, both the CPI-91 (which does not impose covers other than those required at room temperature) and the IEH are difficult to defend and remain clearly unsafe for periods of exposure to fire of over 120 minutes (Figure 22).

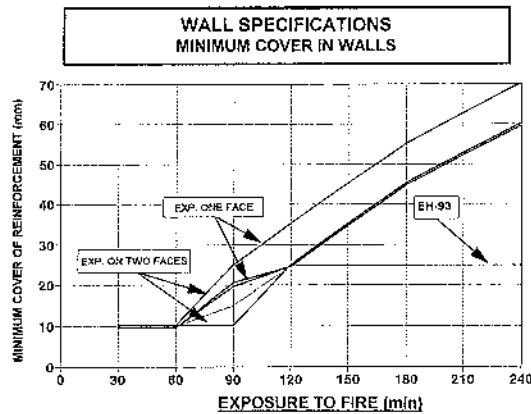


Fig. 22

The Eurocode introduces a limit of 40 to the geometrical slenderness of the wall, in order to prevent excess deformations from interrupting the continuity of the wall and enabling the passage of flames or gases. This aspect is not considered in the Spanish codes, and in the case of double height screens this may on occasions be particularly limiting.

## 11. COLUMN SPECIFICATIONS

The behaviour of columns exposed to fire is far more complicated than that of walls.

Firstly, and as we have already seen, the loss of bearing capacity particularly in columns with only corner reinforcement is not only dependent on the eccentricity of the load, but is, in fact, higher in cases of predominant bending than in cases of compression with small eccentricity. As such the Eurocode stipulates that the reinforcement should be distributed throughout the length of the faces when a fire resistance of greater than 90 minutes is required.

Furthermore, as a fire is an external attack, it is obvious that the greater the amount of reinforcement arranged in a column the greater the susceptibility to attack, as the load capacity is confined to more superficial layers and the steel is noticeably more prone to temperatures between 500 and 800°C than concrete. What is more, in columns with high quantities of reinforcement the incompatibility of deformations occurring between the concrete and the steel at intermediate temperatures may cause the member to fail before the ultimate capacity of the steel is reached.

The variation in the yield modulus of layers affected by the fire, with regards to both concrete and steel, have a clear influence on the moment-curve diagram of the member, even in fires of moderate duration. If a straight column with a 30cm square section and reinforced at the corners is exposed to a standard fire for even just 60 minutes, the temperatures in the reinforcement will rise to around 550°C, with a corresponding loss in modulus of tangent elasticity of up to half its original value, while the concrete will be very seriously affected up to an average depth of around 30/40 mm, that is to say, the external facing composing around 40% of the area and 65% of the moment of inertia of its straight section, with an ensuing increase in geometrical slenderness of around 11%.

As such stability is affected in varying degrees according to each case and it is extremely difficult to analyse the safety of the same with any great precision. The tables of specifications given in the Eurocode have established a compromise which aims to cover these aspects for more general cases under different levels of stress with regards to failure, but do not include the possible secondary effects caused by the expansion of the slab, nor are they valid in cases where the effective length is greater than the length of the support (e.g. cantilever supports).



Con respecto al recubrimiento mínimo exigible, los criterios tanto de la CPI-91 (que no impone recubrimientos diferentes de los de la situación a temperatura ambiente) como de la I.E.H. son muy difícilmente defendibles, y resultan muy del lado de la inseguridad para periodos de exposición al fuego superiores a 120 minutos (Figura 22).

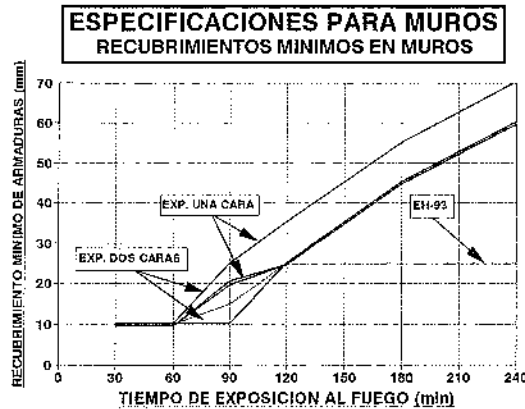


Fig. 22

Se hace notar que el Eurocódigo introduce una limitación de la esbeltez geométrica del muro al valor 40, para evitar que las deformaciones excesivas produzcan discontinuidades con el forjado que permitan el paso de las llamas o los gases, lo que no es contemplado por la normativa española, y en los tramos de pantalla con doble altura podría ser, en algún caso, limitativo.

## 11. ESPECIFICACIONES PARA PILARES

El caso del comportamiento frente al fuego de los pilares se complica notablemente con respecto al caso del comportamiento de los muros.

En primer lugar, ya hemos visto anteriormente cómo la pérdida de capacidad portante, especialmente en pilares con armadura dispuesta únicamente en las esquinas no es independiente de la excentricidad de la carga, sino que es superior en los casos de flexión dominante que en los casos de compresión con pequeñas excentricidades. Por esta razón el Eurocódigo obliga a que las armaduras estén distribuidas a lo largo de las caras para tiempos de resistencia al fuego requeridos superiores a 90 minutos.

Por otra parte, al ser el incendio una agresión por el exterior, resulta evidente que resultan más sensibles a su efecto los pilares cuanto mayor cuantía de armadura posean, tanto porque su capacidad de carga está confiada a capas más superficiales cuanto porque el acero es notablemente más sensible que el hormigón a temperaturas comprendidas entre 500 y 800°C. Recordemos, por otra parte, la incompatibilidad de deformaciones que se produce entre el hormigón y el acero para temperaturas intermedias, que produce que pueda sobrevenir el fallo de la pieza sin que llegue a agotarse la capacidad última del acero, en pilares con cuantías elevadas.

Además, la variación de los módulos de deformación de las capas afectadas por el incendio, tanto en el hormigón como en el acero, tienen una influencia clara en el diagrama momento-curvatura de la pieza, incluso para fuegos de duración moderada. Hay que tener en cuenta que una exposición de tan sólo 60 minutos al fuego normalizado en un pilar de sección recta cuadrada de 30 cm de lado, con armaduras en las esquinas, produce una temperatura en éstas del orden de los 550°C, con una caída del módulo de elasticidad tangente hasta menos de la mitad de su valor inicial, mientras que el hormigón se ve asimismo afectado muy seriamente en una profundidad media de unos 30/40 mm, esto es, en una corona externa que contiene del orden del 40% del área y del 65% del momento de inercia de su sección recta, mientras que su esbeltez geométrica se incrementa en un 11%, aproximadamente.

Por todo ello, las condiciones de estabilidad resultan afectadas de forma diferente en cada caso concreto y el estudio riguroso de seguridad se vuelve extremadamente complejo. Las tablas de especificaciones del Eurocódigo se han establecido de un compromiso que pretende cubrir estos aspectos en el caso más general para distintos niveles de sollicitación con respecto a la de agotamiento, pero no incluyen los posibles efectos secundarios por dilataciones térmicas de los forjados ni son válidas para los casos en que la longitud eficaz sea superior a la longitud del soporte (pilares en voladizo, por ejemplo).

With regards to the minimum dimension of the straight section, both the IEH and the CPI-91 are clearly more conservative than those of the Eurocode (Figs. 23 and 24).

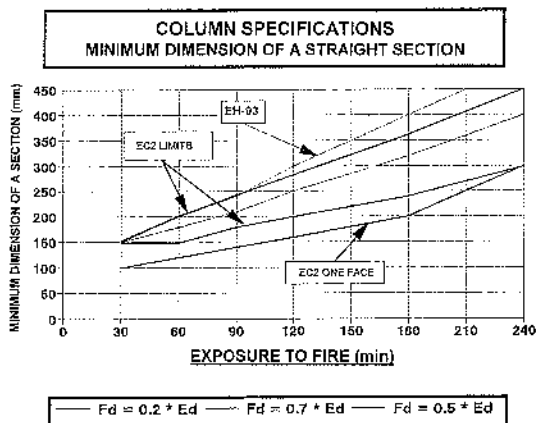


Fig. 23

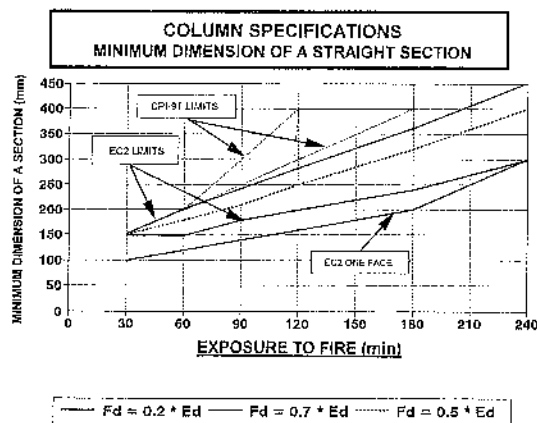


Fig. 24

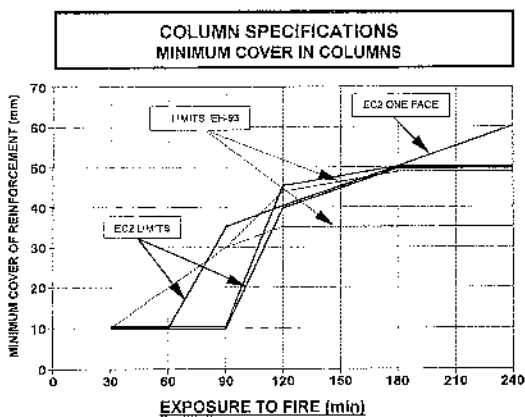


Fig. 25

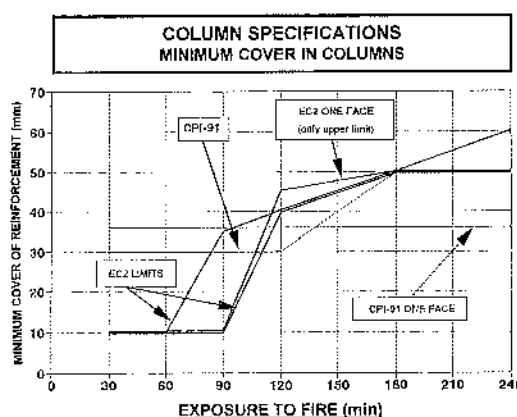


Fig. 26

However, the opposite is true for the case of minimum cover, though if we consider that for a specific period of exposure to fire the Spanish codes stipulate a greater dimension of bearings and, therefore, a greater dissipation of heat, then we may take it that less cover is required. When making the corresponding calculations the safety levels prove to be totally comparable (in fact, practically identical) between Spanish codes and the Eurocode (Figs. 25 and 26).

## 12. SLAB SPECIFICATIONS

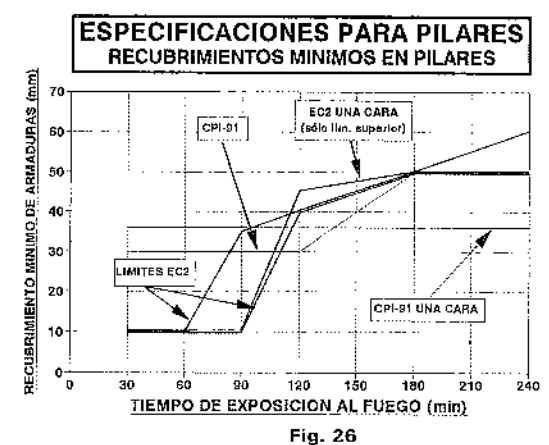
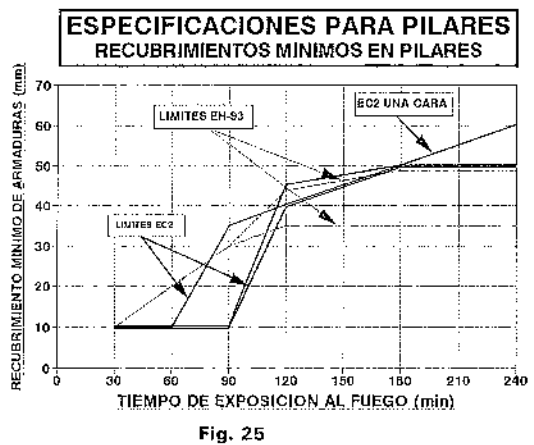
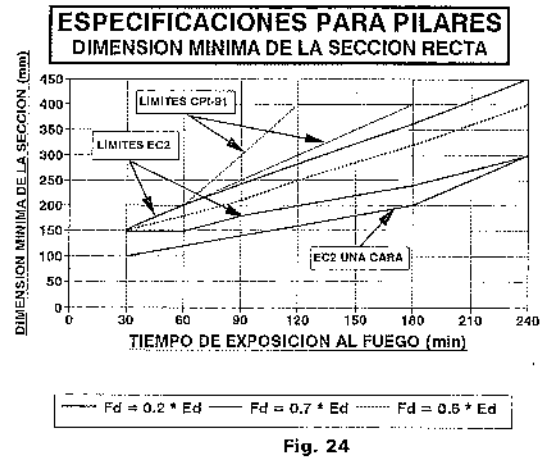
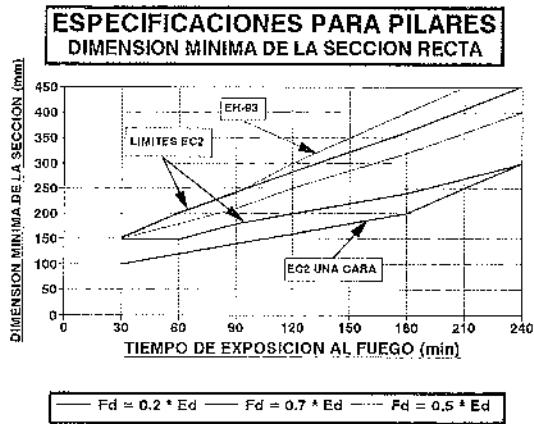
There are clear differences between the Spanish codes and the Eurocode with regards to flexural members, especially in that concerning reinforcement details and the prevailing conditions for applying the tables of specifications which are not considered by the Spanish codes.

The Eurocode specifications for slabs differentiates between slabs of constant thickness supported on columns and slabs supported on beams, and draws further differences between the span ratios in the two directions of bending.

However, the most exacting aspect of the Eurocode deals with the prevailing conditions for the application of the tables, which in the more common case of continuous beams are as follows:

- The maximum admissible redistribution of moments is only 15%.
- In order to resist a fire for 90 minutes or more (e.g. car parks, commercial centres, etc.), all negative reinforcement over each intermediate support must extend from the axis of the support by at least 30% of the effective span (distance between support axes).

Con respecto a la dimensión mínima de la sección recta, las especificaciones españolas, tanto de la instrucción como de la CPI-91, son netamente conservadoras frente a las del Eurocódigo (Figuras 23 y 24).



No ocurre así, sin embargo, con los recubrimientos mínimos exigidos, en que la situación se invierte. Sin embargo, si tenemos en cuenta que para un tiempo de exposición al fuego determinado la normativa española exige mayor dimensión del soporte, como acabamos de exponer, y por consiguiente la disipación del calor es mayor, podemos traducir este efecto en términos de menor requisito de recubrimiento. Al efectuar el cálculo correspondiente resultan los niveles de seguridad totalmente comparables (es más, prácticamente idénticos) entre la normativa española y el Eurocódigo (Figuras 25 y 26).

## 12. ESPECIFICACIONES PARA LOSAS

En los elementos a flexión las diferencias entre los requisitos de la normativa española y el Eurocódigo son evidentes, sustancialmente en lo referente a los detalles de armado y condiciones que deben cumplir los elementos considerados para la aplicación de las tablas de especificaciones, que no son recogidos por la normativa española.

En primer lugar, en el caso de las losas, el Eurocódigo hace distinción entre las losas de espesor uniforme apoyadas sobre pilares y las losas apoyadas sobre vigas, y dentro de éstas entre las de distinta relación de luces en las dos direcciones de flexión.

Pero en lo que resulta especialmente duro el Eurocódigo es en las condiciones de aplicación de las tablas, que son las siguientes, para el caso de losas continuas, que es el más corriente:

- La máxima redistribución de momentos admitida es de tan sólo el 15%.

- At least 20% of all reinforcement in flat slabs should be extended throughout the whole span, and distributed within the margins of the columns.
- In simply supported double span slabs, the minimum geometrical quantity of the negative reinforcement at the central support should be 0.5% (this stipulation is very exacting as it means arranging 1  $\varnothing$  8 mm at a distance equal to the slab thickness).

In other cases the slabs should be taken to be double hinged in each span.

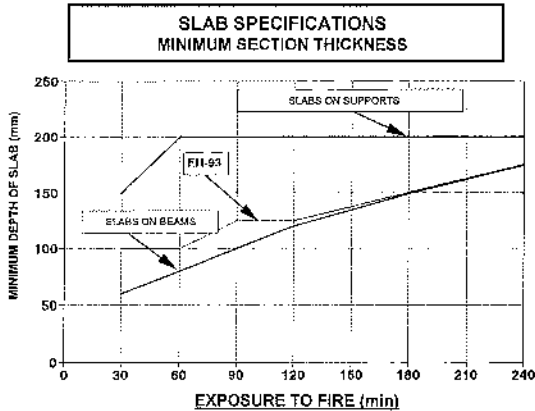


Fig. 27

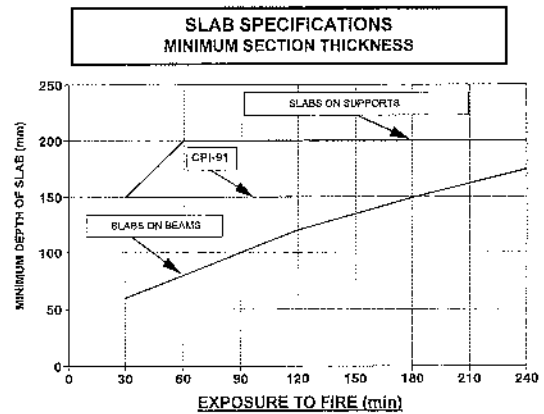


Fig. 28

The Spanish specifications (Figs. 27 and 28) regarding the minimum slab thickness, are correct in the case of slabs supported on beams, but are notoriously low with respect to the ENV 1992-1-2 in the case of slabs supported on columns, and where the minimum requirement for exposure to standard fires of over 30 minutes is of 20 centimetres.

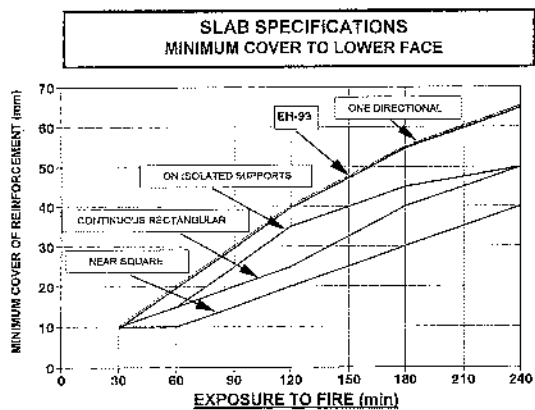


Fig. 29

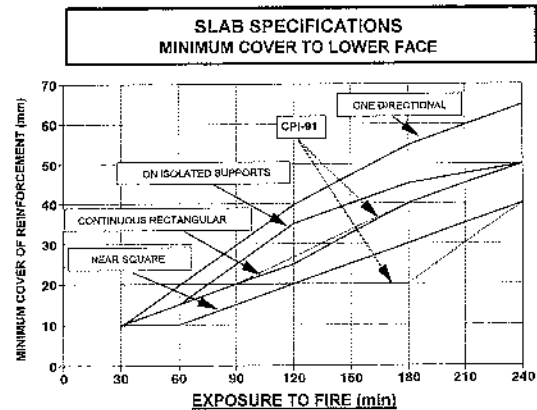


Fig. 30

The Spanish Code IEH complies with the Eurocode with regards to the specified cover (Figs. 29 and 30), the minimum cover being identical in both for unidirectional end supported slabs. However, this is not the case with the CPI-91 where the minimum specified covers are noticeably lower than those stipulated in the Eurocode, especially for slabs reinforced with bars of over 16 mm diameter, the justification made for same being more than doubtful.

- La totalidad de la armadura negativa sobre cada apoyo intermedio, para tiempos de resistencia al fuego iguales o superiores a 90 minutos (ejemplo: estacionamiento de vehículos, zonas comerciales, etc.) debe extenderse desde el eje del apoyo como mínimo en un 30% de la luz efectiva del vano (distancia a ejes de apoyos).
- En las losas planas, al menos el 20% de la totalidad de esta armadura debe continuarse a lo largo de todo el vano, distribuyéndola en la banda de pilares.
- En caso de losas de dos vanos simplemente apoyadas en los extremos, la cuantía geométrica mínima de la armadura negativa en el apoyo central debe ser del 0,5% (este requisito es muy exigente: supone disponer 1  $\varnothing$  8 mm distanciados el canto total de la losa).

En otro caso, las losas deberán ser tratadas como biapoyadas en cada vano.

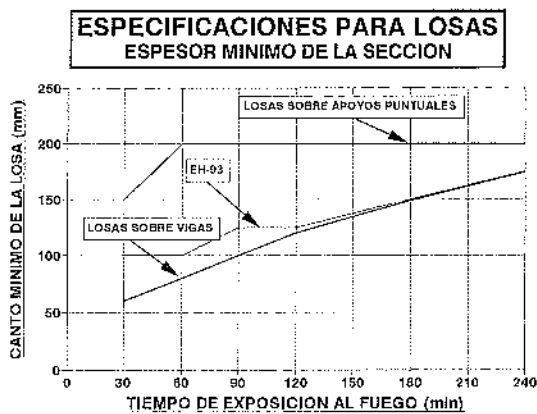


Fig. 27

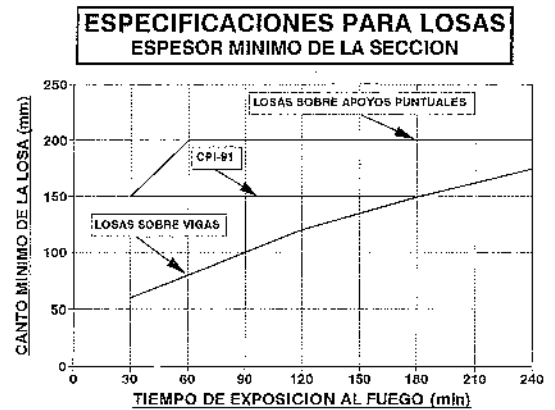


Fig. 28

Las especificaciones españolas (Figuras 27 y 28) con respecto al espesor mínimo de las losas, resultan correctas en el caso de losas apoyadas sobre vigas, pero son notoriamente inferiores a las exigencias de ENV 1992-1-2 para el caso de losas apoyadas sobre pilares, donde el canto mínimo requerido para exposiciones al fuego normalizado superiores a 30 minutos es de 20 centímetros.

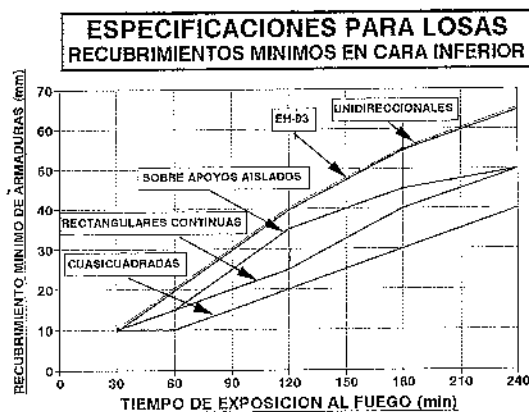


Fig. 29

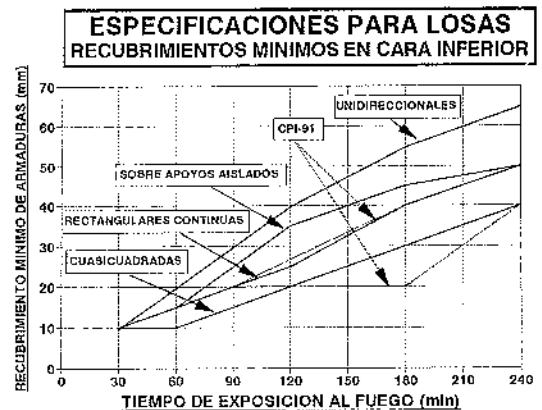


Fig. 30

Con respecto a los recubrimientos exigidos (Figuras 29 y 30) la Instrucción Española cumple con las especificaciones del Eurocódigo, al resultar los recubrimientos mínimos idénticos a los requeridos por éste para losas unidireccionales biapoyadas. No así la norma CPI-91, en la cual los recubrimientos mínimos especificados son notoriamente inferiores a los requeridos por el Eurocódigo, especialmente en losas armadas con diámetros superiores a 16 mm, distinción ésta que realiza la normativa española y cuya justificación resulta dudosa.

In order to comply with the Eurocode specifications, the reinforced slabs according to CPI-91 tables must satisfy the stipulations regarding length, distribution and quantity of upper reinforcement and maximum redistribution of bending moments established in the same.

Finally, the Eurocode accepts the use of tables of specifications for prestressed slabs, in this case increasing the cover by 10 mm in the case of prestressed bars and by 15 mm in the case of wires and cables. It is necessary to note the distortions that may occur in non bonded tendons and it is recommended that special analysis be made where possible for critical temperatures higher than 350°C (corresponding to an approximate increase in cover of 15 mm with regard to that established in the tables).

### 13. BEAM SPECIFICATIONS

The case of flat beams is similar to that of slabs supported on columns, though the former are always provided with transversal reinforcement.

The case of hanging beams is also very similar but in this case they receive heat on three faces instead of just one.

The requirements regarding maximum redistribution of moments and length of negative reinforcement are identical to those for continuous slabs supported on beams, though the Spanish delegation has presented an amendment to relax these same and to allow a reduction of quantity in direct proportion to the distance from the support axis. The corrections for prestressed elements are retained.

The high temperatures that occur at the corners of beams leads causes a premature drop in collaboration of the end reinforcement in the lower layer. This effect is not considered in the IEH specifications, but the CPI-91 goes further by rejecting any fire resistance whatsoever of reinforced beams with only two bars at the corners.

The position of the CPI-91 is excessively conservative and can well lead to serious consequences as a result of the large number of beams supporting facings or stairs or small span beams which meet this condition, and due to the fact that it questions the fire resistance of a large proportion of unidirectional beam supported floor slabs, which are totally comparable to the case of beams or even reusable profiles

The position of the Eurocode commission was to demand greater cover when the reinforcement was arranged in just one layer, and finally, at the Spanish proposal it was decided to stipulate 10 mm more cover only to bars placed in the corners.

These exceptions apart, the specifications of the ENV 1992-1-2 and the Spanish code IEH are very similar (Figs. 31 and 32) with discrepancies which may be compensated for when considering that the Eurocode refers to distance from the axis and the Spanish code IEH to that of covers.

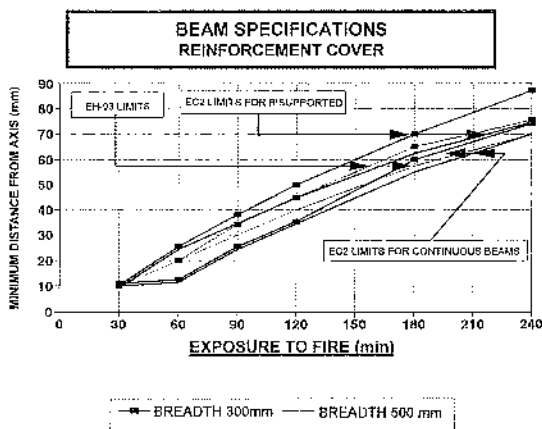


Fig. 31

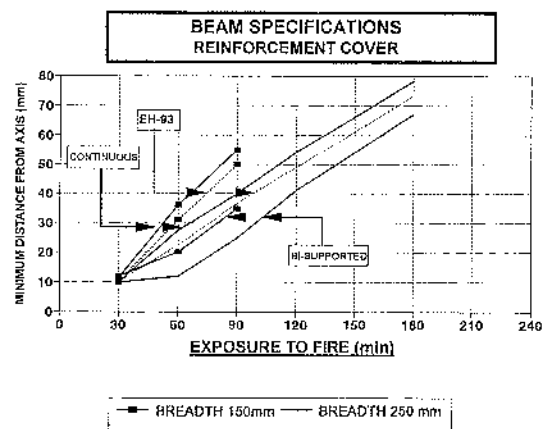


Fig. 32

En cualquier caso, para cumplir con las especificaciones del Eurocódigo, las losas armadas siguiendo las tablas de la CPI-91 deberían satisfacer los requisitos de longitud, distribución y cuantía de la armadura superior y de máxima redistribución de momentos flectores establecidos en aquél.

Por último indicaremos que el Eurocódigo admite el empleo de las tablas de especificaciones para losas pretensadas, incrementando los recubrimientos en 10 mm para el caso de barras de pretensado y en 15 mm para el caso de alambres y cordones. Asimismo llama la atención sobre las distorsiones que pueden presentarse en los tendones no adherentes recomendando hacer estudios específicos cuando se admitan para éstos temperaturas críticas superiores a 350°C (que corresponden, aproximadamente, a un incremento del recubrimiento de 15 mm con respecto al especificado en las tablas).

### 13. ESPECIFICACIONES PARA VIGAS

El caso de las vigas planas es similar al de las losas sobre pilares, con la diferencia de que siempre están provistas de armadura transversal.

Con respecto a las vigas de cuelgue, el tratamiento teórico es asimismo muy parecido, pero teniendo en cuenta que reciben aporte de calor por tres caras, en lugar de sólo por el fondo.

Las exigencias de máxima redistribución de momentos y de longitud de la armadura negativa son idénticas a las de las losas continuas sobre vigas, si bien la delegación española ha presentado una enmienda para relajarlas y permitir una disminución lineal de la cuantía con la distancia al eje de apoyo. Se mantienen también las correcciones para elementos pretensados.

En el caso de las vigas, las altas temperaturas que se producen en las esquinas hacen que disminuya prematuramente la colaboración de las armaduras extremas de la capa inferior. Este efecto no está contemplado en las especificaciones de la Instrucción Española, y por el contrario en la CPI-91 se magnifica negando cualquier resistencia al fuego a las vigas armadas con sólo dos redondos en las esquinas.

La postura de la CPI-91 es excesivamente conservadora y de ella se derivarían consecuencias muy serias no sólo por la gran cantidad de vigas de apoyo de cerramiento, de escalera o simplemente de luces reducidas que se encuentran en estas condiciones sino porque pone en entredicho la capacidad resistente en condiciones de fuego de una porción considerable de forjados de losa nervada unidireccional, totalmente asimilables al caso de las vigas e incluso los sistemas de bovedillas recuperables.

La postura de la comisión de Eurocódigos fue la de exigir un mayor recubrimiento cuando las armaduras estuvieran dispuestas en una sola capa, y finalmente, a propuesta española, se decidió exigir 10 mm más de recubrimiento sólo a las barras situadas en las esquinas.

Con estas salvedades, las especificaciones de ENV 1992-1-2 y de la Instrucción Española son muy similares (Figuras 31 y 32) con discrepancias totalmente salvables teniendo en cuenta que el Eurocódigo habla de distancias al eje y la Instrucción Española de recubrimientos.

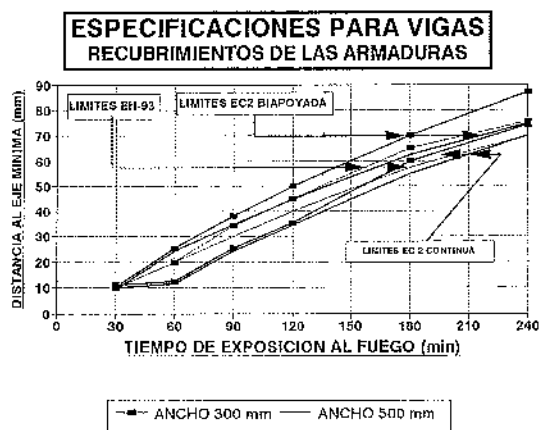


Fig. 31

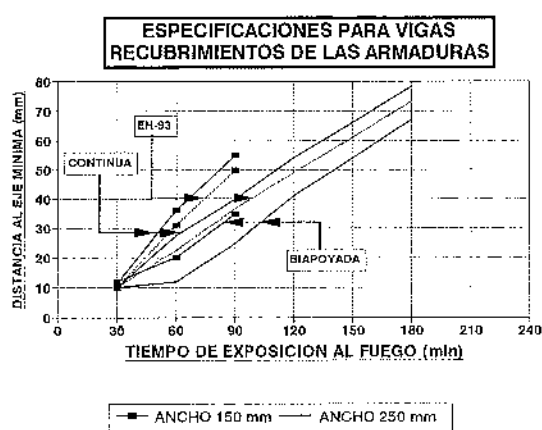


Fig. 32

#### 14. SLAB SPECIFICATIONS. SPECIAL CASE FOR FORMED SLABS

The Eurocode does not specifically consider floor slabs as a structural element. Similarly, floor slabs with hidden profiles are considered to be comparable to floor slabs on the condition that the profiles suitably conform to the stipulations regarding time of exposure, but should consider, however, the limitations in the use of the tables, which is not common in continuous slabs, especially with regards to the maximum permissible redistribution.

The widely spread practice of placing minimum covering in prestressed half joists makes it necessary to place layers of protection on the lower face of the great majority of slabs and prevent the use of recoverable or permanent beam filling such as plastic or porex profiles.

The particular case of grid floor slabs made up of removable vault forms is described below:

- Formed floor slabs are not included under the different types of structures listed in the Appendix of the CPI-91, nor in Appendix 6 of the current EH-91 code.
- When this type of floor is made with removable forms, it is not possible to compare the floor in each direction to unidirectional floor slab, as the said documents only consider floor slabs lightened with forms.
- Neither is it possible to compare each individual rib to a hanging beam in the case of hyperstatic structures, as the distribution of thermal stresses in the whole section causes serious compression over the centre of gravity of the section, as a result of the heater of the upper slab which definitely alters the gradient of temperature with regards to the case of the hanging beam, and, therefore, the hyperstatic forces induced.
- It is necessary to employ different criteria when analysing exposure to fire of central strips or the span and in the case of bearing strips, as these include the abacuses, and subsequently a different thermal behaviour to that of the ribs.
- It is extremely unsafe to compare these floors to those of continuous slabs as the ribs receive heat on three faces.

The current standards and regulations in Spain do not offer adequate criteria in order to judge the fire resistance of this type of structure by way of simple dimensional verification of a straight design section. The problem of this particular case lies in the fact that the Eurocode does not consider the application of tables of specifications under normal circumstances.

To all extents and purposes the areas between ribs behave in the same way as a slab, and when the thickness of the upper slab is less than 8 cm, the concrete deteriorates very quickly. Even though this area does not generally receive any considerable amount of stress, the tables of specifications are logically established for the worst possible case, and this demands thicknesses which would make most of the more common applications totally impractical, and therefore, these slabs should be verified by other means.

If we analyse the behaviour of these slabs for a specific case, we may observe the following:

- The capacity against negative moments in the area of the grid (Fig. 33) is hardly altered when resisting moderate fires, due to the small compressible block generally necessary to balance the tensions of

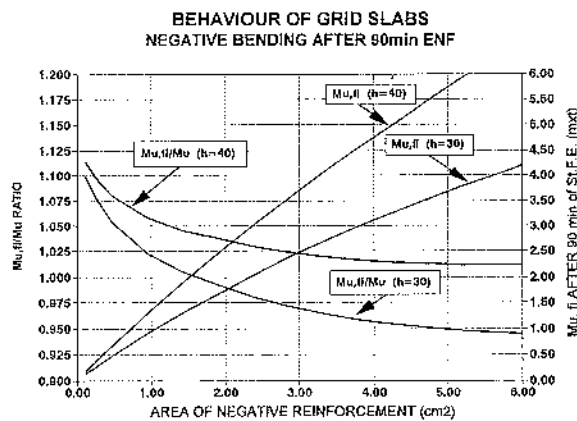


Fig. 33



#### 14. ESPECIFICACIONES PARA FORJADOS. CASO ESPECIAL DE LOS FORJADOS RETICULARES

El Eurocódigo no contempla específicamente a los forjados como elemento estructural. Por analogía, los forjados con bovedillas perdidas son asimilables a las losas, siempre que las bovedillas cumplan adecuadamente los requisitos para el tiempo de exposición exigible, pero deben tenerse en cuenta las limitaciones para el empleo de las tablas, que no es frecuente que se den en los forjados continuos, especialmente en lo referente a la máxima redistribución permitida.

La práctica de disponer recubrimientos mínimos en las semiviguetas pretensadas, tan usual actualmente, obligaría necesariamente a la disposición de capas de protección por cara inferior en buena parte de los forjados, y dejaría fuera del mercado a los sistemas de entrevigado recuperables o no refractarios, como son las bovedillas de plástico o porexpán.

Un caso especial lo forman los forjados reticulares de bovedillas recuperables, por las siguientes causas

- Los forjados reticulares no están contemplados en las distintas tipologías estructurales relacionadas en el Anejo de la CFI-91, ni en el Anejo 6 de la vigente Instrucción EH-91.
- Su asimilación a forjados unidireccionales en cada una de las dos direcciones no es posible, en el caso de casetones recuperables, pues en dichos documentos se contemplan exclusivamente los forjados aligerados con bovedillas.
- Su asimilación a vigas en descuelgue de cada nervio individualizado tampoco es posible, en estructuras hiperestáticas, pues la distribución de esfuerzos térmicos en la sección completa produce la existencia de compresiones importantes por encima del centro de gravedad de la sección, inducidas por el calentamiento de la losa superior, alterando decisivamente el gradiente térmico con respecto al caso de la viga en descuelgue y con ello los esfuerzos hiperestáticos inducidos.
- La comprobación en condiciones de exposición al fuego debe hacerse con criterios diferenciados en el caso de las bandas centrales o de vano y en el caso de las bandas de soportes, al comprender éstas los ábacos, en los que el comportamiento térmico es diferente que en los nervios.
- La asimilación a una losa continua es extremadamente insegura, al recibir los nervios calentamiento por tres caras.

Las normas y ordenanzas vigentes en España no proporcionan, pues, criterios válidos suficientes para juzgar la idoneidad frente al fuego de este tipo de estructuras mediante una simple comprobación dimensional de la sección recta de proyecto. El problema estriba en que, en este caso, las exigencias del Eurocódigo hacen que tampoco sean aplicables las tablas de especificaciones en los casos normales.

En efecto: las zonas entre nervios se comportan como una losa a todos los efectos, y con espesores de losa superior inferiores a 8 centímetros el hormigón se degrada muy rápidamente. Ciertamente esta zona está, en los casos habituales, muy poco solicitada; pero como las tablas de especificaciones deben establecerse, como es lógico, para los casos más desfavorables, se exigen unos espesores tales que dejan fuera de juego a la mayor parte de las aplicaciones usuales, que deberán ser comprobadas por otros métodos.

Si analizamos el comportamiento de estos forjados en un caso concreto observamos los siguientes aspectos:

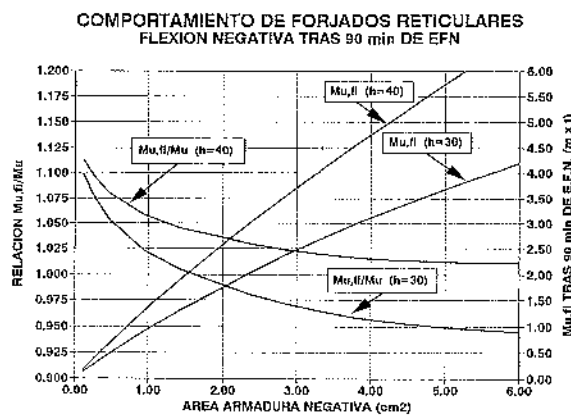


Fig. 33

- La capacidad frente a momentos negativos en la zona de ábacos (Figura 33) resulta muy escasamente alterada para períodos de resistencia al fuego moderados, debido a lo reducido del bloque comprimido necesario, generalmente, para equilibrar las tracciones de la armadura negativa. Incluso, para cuantías muy bajas, esta

negative reinforcement. When employing very low quantities, this capacity may even increase under exposure to fire as the situation requires using  $\gamma_m = 1.0$ .

- The distribution of the isotherms in a straight section lead to very variable thermal stresses. If the thickness of the upper slab is moderate (Fig. 34) we may note that the average expansion is greater in the inner fibre, as is to be expected, gradually decreasing until reaching the rib and then sharply increasing at the connection with the upper slab due to the expansion of the coffer base, and then decreasing once more as it spreads deeper within the slab.
- The stresses offset by these strains have a slightly different behaviour, as, opposed to what might seem normal, these are lowest in the fibres with maximum expansion, due to the change in the concrete's properties with heat and particularly due to the large increase in the yield modulus. The stress then increases as the average expansion and average temperature decrease, thereby increasing the mechanical characteristics of the concrete until reaching a maximum and then falling once more until settling at around a certain height of the rib. On reaching the level of the lower face of the slab they decrease once again, only to increase with the repetition of the previous phenomenon in the upper slab.

The distribution of axial loads related to these stresses is similar, it only being necessary to consider the different widths throughout the rib and in the area of the slab.

If the upper slab is thick enough (Fig. 35), a similar situation occurs to that described for the rib, and once again the average internal offsetting stresses are at a maximum and decrease towards the upper face of the slab.

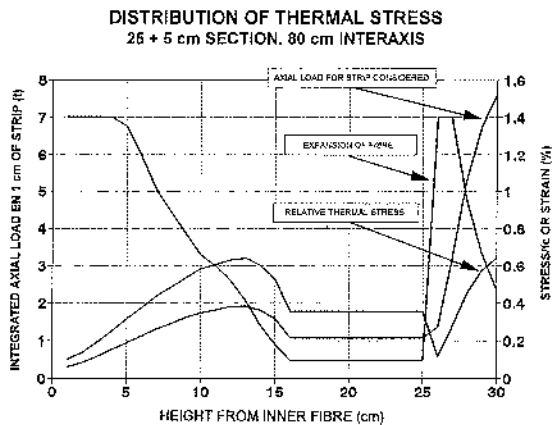


Fig. 34

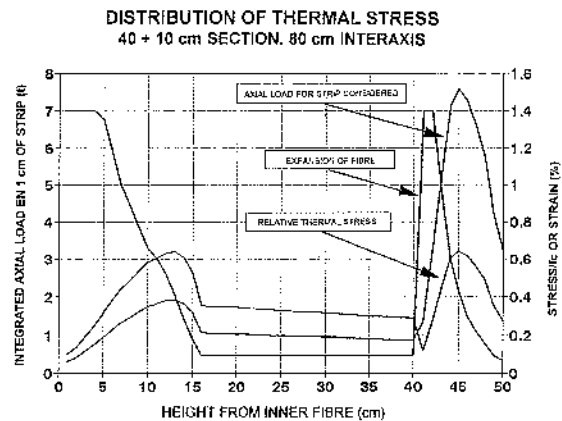


Fig. 35

Once the offsetting forces have been established it is easy to discover their numerical integration and then determine the value and position of the resultant.

It is then necessary to define the mean temperature and the gradient of temperature which, when applied to a proportional section of concrete obtained from the yield modulus between two isotherms, produces the same deformations as in the affected section.

Using conventional calculating software it is then possible to determine the stresses occurring during a fire and together with the proportional mechanical characteristics of the straight section, obtained by either the general or simplified method given in the Eurocode, to then study the safety of the structure.

This study generally discovers an increase in negative moments within the line of columns when compared to the design situation at 20°C, and, therefore, it is necessary to provide the ribs within this line with sufficient ductility to absorb these forces without causing the fragile failure of the slab.

## 15. ARRANGEMENT OF PROTECTIVE LAYERS

The fire resistance of the structure may be improved, where necessary, by the placing protective layers. The Eurocode does not specify the types of materials which may be employed in these layers, and therefore, implicitly accepts the use of asbestos or glass fibre insulating sealants, heat resistant plates or intumescent paints.

capacidad puede paradójicamente, incrementarse en situación de fuego, dado que esta situación conlleva el utilizar  $\gamma_m = 1,0$ .

- La distribución de las isotermas en la sección recta produce unos esfuerzos de origen térmico muy variables. Si el espesor de la losa superior es moderado (Figura 34) observamos que las dilataciones medias son máximas en la fibra inferior, como cabría esperar, disminuyen paulatinamente hasta estabilizarse en el nervio y vuelven a incrementarse bruscamente en el entronque con la losa superior, debido a la influencia de la dilatación del fondo del casetón, para luego disminuir nuevamente al profundizar en la losa.
- Las tensiones que equilibrarían estas deformaciones tienen un comportamiento ligeramente distinto, pues, en contra de lo que parece intuitivo son mínimas en las fibras de dilatación máxima, debido a la alteración de las propiedades del hormigón con la temperatura y en concreto a la fuerte disminución del módulo de deformación. A continuación van creciendo al disminuir la dilatación media, y análogamente la temperatura media, con lo que se mejoran las características mecánicas del hormigón, hasta alcanzar un máximo, para luego después decrecer y llegar a estabilizarse, aproximadamente, a cierta altura del nervio. Al alcanzarse el nivel de la cara inferior de la losa vuelven a decrecer, para luego incrementarse nuevamente por repetirse el fenómeno anterior en la losa superior.

La distribución de axiles correspondientes a estas tensiones es similar a éstas, simplemente teniendo en cuenta los distintos anchos a lo largo del nervio y en la zona de la losa.

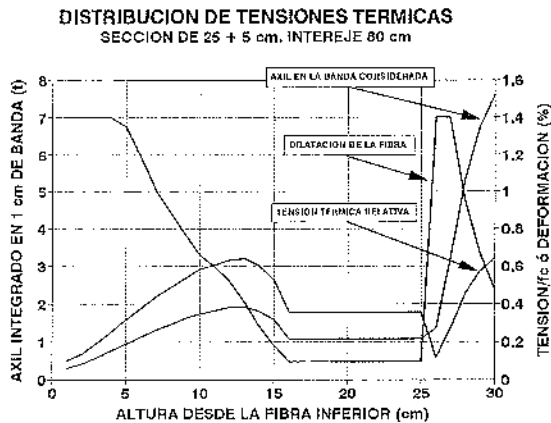


Fig. 34

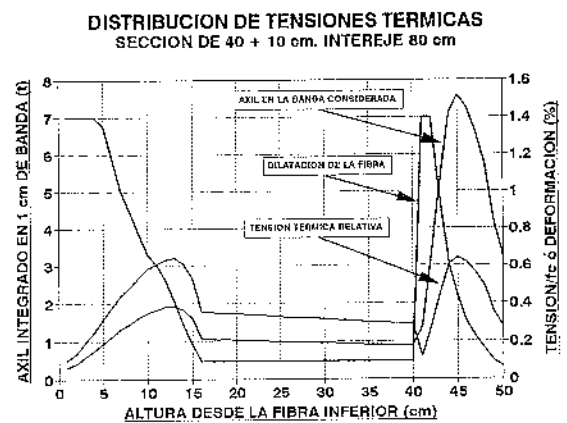


Fig. 35

Si la losa superior tiene espesor suficiente (Figura 35), volveremos a encontrarnos un fenómeno similar al explicado en el nervio, y nuevamente las tensiones medias internas de equilibrio alcanzarán un máximo, decreciendo hasta la cara superior de la losa.

Una vez determinados estos esfuerzos de equilibrio, es fácil realizar su integración numérica, y consiguientemente determinar el valor y posición de su resultante.

Con ello, resulta inmediato definir la temperatura media y el gradiente térmico que, aplicado a la sección reducida equivalente de hormigón obtenida a partir de los módulos de deformación medias entre dos isotermas, produce las mismas deformaciones que en la sección alterada.

A continuación cualquier programa de cálculo convencional nos permite determinar los esfuerzos que se producen en situación de fuego, y con las características mecánicas reducidas de la sección recta, obtenidas por el método general o el simplificado del Eurocódigo, estudiar la seguridad de la estructura.

En general, este estudio conduce a un incremento de los momentos negativos en las bandas de pilares con respecto a la situación de cálculo a 20°C, y será preciso dotar de ductilidad suficiente a los nervios situados en estas bandas para que absorban estos esfuerzos sin que se produzca la rotura frágil del forjado.

## 15. DISPOSICION DE CAPAS DE PROTECCION

En caso necesario, puede mejorarse la resistencia al fuego de la estructura mediante la disposición de capas protectoras. El Eurocódigo no especifica los tipos de materiales que pueden emplearse en estas capas, y así admite implícitamente el empleo tanto de masillas aislantes de asbestos o fibra de vidrio como el chapado con refractarios o el uso de pinturas intumescentes.

It is, however, necessary to guarantee the suitability of these layers by adequate testing methods, and in this regard the relevant commissions have already published various procedures by which to approve the different systems.

The Eurocode only demands that these tests prove the coherence and cohesion of the protective material against all foreseen temperatures and strains, and that the tests offer sufficient information on the following aspects:

- Distribution of isotherms in the interior of a straight concrete section in accordance with the duration of the fire, the type of material and the thickness of the layer.
- Equivalent thickness in concrete of the material employed as a protective layer in accordance with the duration of the fire.
- Thermal properties of the protective material according to temperature (this information alone implies that the application of protective material is conditioned to structural analysis using the general method of calculation, and, therefore, makes it only viable for very specific applications).

## 16. CONCLUSION

The publication of part 1-2 of the Eurocode 2 forces a change of focus in the design of concrete structures which is comparable to that caused by the publication of the CEB's Durability Manual.

Many current building practices, or rather, vices should subsequently be immediately revised. It is particularly pressing that the Spanish prefabrication industry become aware of the problems arising from the community safety requirements included in the Eurocode and take the necessary measures, and if need be varying joist and coffer moulds and the arrangement of bed wiring.

It is of extreme importance to carry out relevant tests of approval for both mortar and concrete profiles, protective layers, and the design, testing and commercialisation of Spanish patents for other types of protective layers.

Sin embargo obliga a que la efectividad de estas capas esté garantizada mediante ensayos apropiados, de los cuales ya las comisiones correspondientes tienen publicados algunos procedimientos para sancionar diversos sistemas.

El Eurocódigo tan sólo exige que el resultado de estos ensayos indique que el material protector permanece coherente y cohesivo frente a todo el campo de temperaturas y deformaciones previsto, y que proporcione información suficiente sobre alguno de los siguientes aspectos:

- Distribución de las isotermas en el interior de la sección recta de hormigón en función de la duración del fuego, del tipo de material y del espesor de la capa.
- Espesor equivalente en hormigón del material empleado como capa de protección en función de la duración del fuego.
- Propiedades térmicas del material de protección en función de la temperatura (esta información por sí sola obligaría en la práctica a que la aplicación del material de protección estuviera condicionada al análisis de la estructura por el método general de cálculo, lo que la hace útil sólo para aplicaciones muy específicas.

## 16. CONCLUSION

La publicación de la parte 1-2 del Eurocódigo 2 obliga a un cambio de mentalidad en el proyecto de estructuras de hormigón cualitativamente similar al que produjo en su día la publicación de la Guía de Durabilidad del C.E.B.

Muchos de los hábitos, o mejor dicho, de los vicios de construcción actualmente comunes deben ser inmediatamente revisados. En particular, es urgente que la industria española de prefabricación tome conciencia del problema que se plantea con las exigencias comunitarias de seguridad que recoge el Eurocódigo y tome las medidas oportunas, variando lo que sea necesario los moldes de viguetas y casetones y la disposición de los alambres en las bancadas.

Es asimismo urgente la realización de los ensayos pertinentes para la homologación de bovedillas tanto de mortero como de hormigón, como capas de protección, y el diseño, ensayo y comercialización de patentes españolas de otros tipos de capas de protección.

# Relación de Personal Titulado

## Arquitectos

Jalvo García, Jaime  
Luzón Cánovas, José M<sup>a</sup>

## Ingenieros de Caminos

Acón Robleda, Miguel Angel  
Calavera Ruiz, José  
Cortés Bretón, Juan María  
Corral Folgado, Claudio  
Cuesta Martín, José Ignacio  
Díaz Lozano, Justo  
Fernández Gómez, Jaime Antonio  
González González, Juan José  
González Valle, Enrique  
Hostalet Alba, Francisco  
Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M<sup>a</sup>  
Jordán de Urríes de la Riva, Jorge  
Ley Urzaiz, Jorge  
Penón Molins, Eduardo  
Rodríguez Escribano, Raul Rubén  
Rodríguez Moragón, Julio  
Sanz Pérez, Lorenzo  
Sirvent Sirvent, Enrique  
Tapia Menéndez, José  
Torre Cobo, María Carmen  
Verges Coll, David

## Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

## Ingenieros Industriales

Alvarez Cabal, Ramón Amado  
Arroyo Arroyo, José Ramón  
Bueno Bueno, Jorge  
Durán Boldova, José Miguel  
Santos Olalla, Francisco  
Valenciano Carles, Federico

## Ingeniero de Telecomunicación

San José Arribas, José

## Licenciados en Ciencias Geológicas

Blanco Zorroza, Alberto  
Massana Milá, Joan  
Rodríguez Duque, Josu

## Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Sylvia María  
López Sánchez, Pedro  
Morgado Sánchez, José Carlos

## Licenciada en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

## Arquitectos Técnicos

Cervera García, Eduardo  
Custodio Sánchez, José M<sup>a</sup>  
Díez García, Francisco Javier  
Fuente Rivera, Jesús de la  
Miranda Valdés, Javier  
Montejano Jiménez, María del Carmen  
Muñoz Mesto, Angel

## Diplomado en Informática

Escudero Leiva, Juan Manuel

## Ingenieros Técnicos Industriales

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio  
González Carmona, Manuel  
Madueño Moraño, Antonio  
Sánchez Orgaz, Miguel Angel

## Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Aranda Cabezas, Lluís  
Blanco García, Fernando  
Carrero Crespo, Rafael  
Esteban García, Juan José  
Galán de Cáceres, M<sup>a</sup> del Puerto  
González Isabel, Germán  
González Nuño, Luis  
Mata Soriano, Juan Carlos  
Montiel Sánchez, Ernesto  
Muñoz Mesto, Angel  
Rosa Moreno, José Andrés  
Rozas Hernando, José Juan  
Sánchez Vicente, Andrés

## Ingenieros Técnicos Topógrafos

Carreras Ruiz, Francisco  
García Martín, M<sup>a</sup> Mercedes  
Molero Vicente, M<sup>a</sup> Isabel

## Profesores Mercantiles

González Álvarez, Vicente  
Sampedro Portas, Arturo

## Técnico en Administración de Empresas

González del Olmo, M<sup>a</sup> de la Peña de F.

## Técnico en Informática

García Rodríguez, Juan Tomás

## Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

## Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

## CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

• Tarifa de suscripción anual ..... 2.800 ptas.



### ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

#### Cuaderno Nº 22

"Un resumen de las investigaciones realizadas en INTEMAC sobre armaduras de hormigón armado".

Autores: Prof. J. CALAVERA  
Prof. E. GONZALEZ VALLE  
Prof. J. FERNANDEZ GOMEZ  
Dres. Ingenieros de Caminos.

#### Cuaderno Nº 23

"Proyecto de estructuras de hormigón frente al fuego".

Autor: J. M<sup>a</sup>. IZQUIERDO BERNALDO DE QUIROS.  
Ingeniero de Caminos.

### CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

#### Cuaderno Nº 24

"Ensayo dinámico de puentes de ferrocarril sometidos a tráfico de alta velocidad".

Prof. Ramón ALVAREZ.  
Dr. Ing. Industrial.  
J. DIAZ LOZANO.  
Ing. Caminos.

Prof. J. FERNANDEZ GOMEZ  
Dr. Ing. Caminos.

J. LEY.  
Ing. Caminos.

Julián SANTOS MESA.  
Ing. Caminos.

Francisco SANTOS OLALLA  
Ing. Industrial.

#### Cuaderno Nº 25

"Detección de la resistencia del hormigón en obra mediante la extracción de microprobetas testigo de hormigón endurecido".

Autor Francisco HOSTALET ALBA  
Dr. Ing. Caminos.

#### Cuaderno Nº 26

"Comprobaciones finales de funcionamiento de instalaciones en la edificación".

Gonzalo MARIN ESTEVEZ  
Ingeniero I.C.A.I.  
Federico VALENCIANO CARLES  
Ingeniero Industrial

## VIDEOS TECNICOS

INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la formación, ha iniciado la edición de una serie de VIDEOS TECNICOS, analizando distintos campos de la construcción.



### SERIE OBRAS DE HORMIGON EN MASA, ARMADO Y PRETENSADO.

REFERENCIA	TITULO	CONTENIDO	DURACION	PRECIO
Nº 8801 (1)	FABRICACION Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGON	Contempla, de forma completa y detallada, el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, medida de consistencia con el cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.	27 min.	80.000 ptas* IVA INCLUIDO

### EN PREPARACION

REFERENCIA	TITULO	REFERENCIA	TITULO
Nº 8802 (2)	MUESTREO Y ENSAYO DE ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO	Nº 9002 (6)	EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON (II)
Nº 8901 (3)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A FLEXION SIMPLE...	Nº 9101 (7)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A ESFUERZO CORTANTE
Nº 8902 (4)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A COMPRESION	Nº 9102 (8)	PIEZAS DE HORMIGON PRETENSADO SOMETIDAS A FLEXION SIMPLE
Nº 9001 (5)	EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON (I)		

\* PRECIO para entregas dentro del territorio español

## BOLETIN BIBLIOGRAFICO

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

El BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

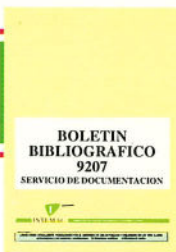
- Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo.

- Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera.

- Secciones de Bibliografía y Cursos.

- Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

- Tarifa de suscripción anual (6 números) . . . . . 18.000 ptas.



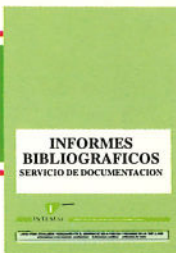
## CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

EL INSTITUTO tiene un SERVICIO DE DOCUMENTACION, que pone a su disposición y que le puede informar sobre cualquier tema relacionado con la Edificación, Instalaciones, Obra Civil y Urbanismo. Se efectúan CONSULTAS BIBLIOGRAFICAS sobre cualquiera de los temas indicados anteriormente, de acuerdo con las siguientes tarifas:

Apertura de expediente . . . . .	2.000 ptas.
Cantidad a abonar por referencia . . . . .	60 ptas.
Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento . . . . .	20 ptas.

Además de la Consulta Bibliográfica correspondiente, el INFORME BIBLIOGRAFICO contiene un breve documento redactado por un especialista en el tema, miembro de INTEMAC, con una serie de recomendaciones sobre la Bibliografía básica, así como los comentarios correspondientes.

Tarifa correspondiente al Informe Bibliográfico: 15.000 ptas. más la tarifa de la consulta.



## ARTICULOS TECNICOS

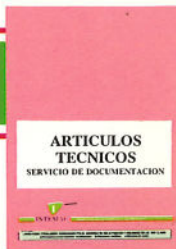
INTEMAC dispone de una amplia serie de trabajos publicados por nuestros técnicos en diferentes revistas.

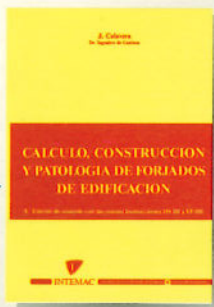
A continuación incluimos la lista de los últimos.

Si está Vd. interesado, solicite relación completa de títulos.

- 66 INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD Y LA CUANTÍA DE COSIDO EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS PIEZAS COMPUESTAS SOLICITADAS A FLEXIÓN  
Enrique González Valle; Jaime Gálvez Ruiz; Luis García Dutari; Ramón Álvarez Caval.
- 67 EL HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA (HSC): LAS CARACTERÍSTICAS QUE CONDICIONAN EL CALCULO ESTRUCTURAL. Enrique González Valle.
- 68 LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE INFORMACIÓN EN LAS OBRAS. Adolfo Delibes Liniers.
- 69 INVESTIGACIÓN SOBRE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO DAÑADAS POR CORROSION DE ARMADURAS. Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez.
- 70 HORMIGONADO EN CONDICIONES METEOROLÓGICAS ADVERSAS: ESTUDIO DE LOS ACCIDENTES OCURRIDOS DURANTE EL HORMIGONADO DE UN TABLERO POSTENSADO.  
Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez; Miguel Ángel Acón Robleña.
- 71 LA INFLUENCIA DEL DIAGRAMA TENSION DEFORMACIÓN EN EL CÁLCULO A FLEXIÓN DE SECCIONES REALIZADAS CON HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA.  
Enrique González Valle; José M<sup>a</sup> Izquierdo; Bernaldo de Quirós.
- 72 EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO.  
Enrique López del Hierro Fernández; Juan José Benito Muñoz; Javier Gallego Valarde; Ramón Álvarez Cabal.
- 73 CUBIERTAS METÁLICAS DE GRAN LUZ. Mercedes Gómez Álvarez; Justo Díaz Lozano; Ramón Álvarez Cabal.
- 74 LA INSPECCIÓN Y ENSAYO. ORGANIZACIONES DE CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIOS.  
José Calavera Ruiz.

P. V. P. 300 ptas. / ejemplar.





## CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN Y PATOLOGÍA DE FORJADOS DE EDIFICACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**4ª Edición** (1988)

- 678 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 7.900 Pta.**



## HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (1993)

G. GONZÁLEZ-ISABEL  
(Ingeniero Técnico de O. P.)

- 316 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 6.500 Pta.**



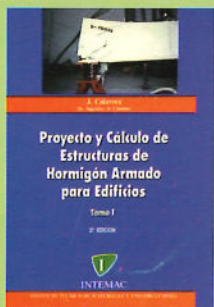
## CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**3ª Edición** (1991)

- 418 páginas

**Precio: 8.000 Pta.**

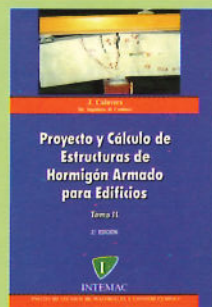


## PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS (TOMO I)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición** (1991)

- Tomo I - Cálculo de esfuerzos
- 568 páginas
- Encuadernación en gualflex



## PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS (TOMO II)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición** (1991)

- Tomo II - Dimensionamiento y detalles constructivos
- 871 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio obra completa: 17.500 Pta.**



## MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición** (1989)

- 307 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 7.000 Pta.**



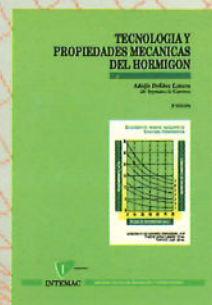
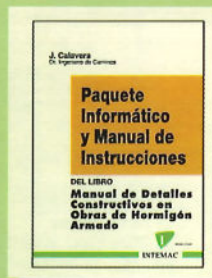
## MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO (1993)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- 506 páginas, tamaño UNE A-4 • 210 detalles constructivos • 210 páginas de comentarios y recomendaciones • Encuadernación en gualflex

**Precio: - Libro: 16.000 Pta. - Paquete informático: 30.000 Pta. (Manual de Instrucciones y Disquetes)**

El libro y el programa se venden por separado



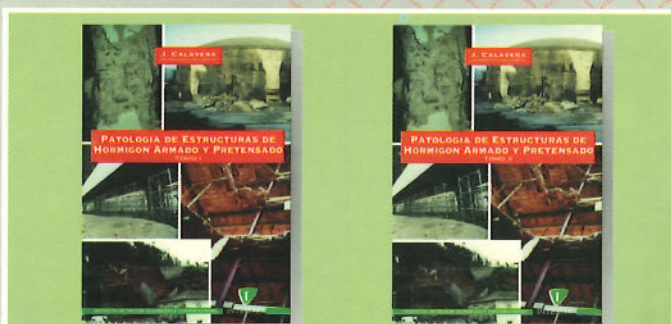
## TECNOLOGÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

A. DELIBES (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición** (1993)

- 396 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 7.500 Pta.**

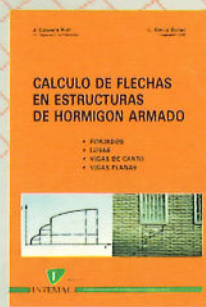


## PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO (1995)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- Tomo I - Capítulos 1 a 12 • Tomo II - Atlas de fisuras - Ábacos de cálculo
- 680 páginas • 231 fotografías • 258 figuras • 118 referencias bibliográficas
- Encuadernación en gualflex

**Precio de la obra completa: 16.000 Pta.**



## CÁLCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO (1992)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

L. GARCÍA DUTARI (Ingeniero Civil)

• 336 páginas

- 312 tablas de comprobación de Forjados, Losas, Vigas de Canto y Vigas Planas

- Un disquete conteniendo tres programas informáticos de Cálculo de Flechas, para secciones de forma cualquiera
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 7.400 Pta.**

**(Libro más paquete Informático)**