

CUADERNOS INTEMAC

Cálculo de estructuras metálicas. Principales diferencias entre el Eurocódigo EC3 y la norma básica EA-95

Steel structures design. Differences between the Eurocode and spanish standards

Jesús M^a Rodríguez Romero
Ingeniero de Caminos

Francisco Santos Olalla
Ingeniero Industrial

José Ramón Arroyo Arroyo
Ingeniero Industrial

Prof. Ramón Álvarez Cabal
Dr. Ingeniero Industrial





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

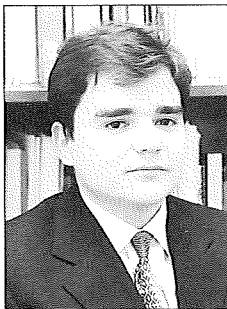
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

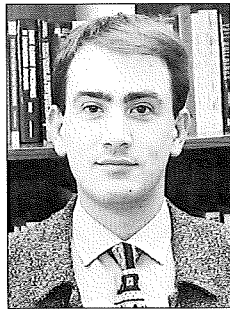
**“CÁLCULO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.
PRINCIPALES DIFERENCIAS ENTRE EL EUROCÓDIGO EC3
Y LA NORMA BÁSICA EA-95”**

**“STEEL STRUCTURES DESIGN. DIFFERENCES BETWEEN THE
EUROCODE AND SPANISH STANDARDS”**



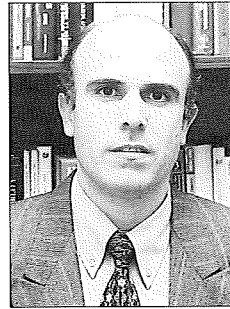
Jesús Mª Rodríguez Romero
Ingeniero de Caminos
Sección de Estructuras
de INTEMAC

Civil Engineer
Structures Section
of INTEMAC



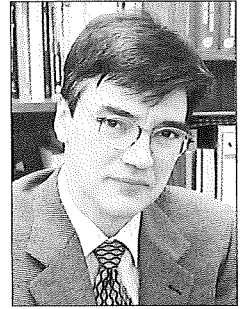
Francisco Santos Olalla
Ingeniero Industrial
Sección de Estructuras
de INTEMAC

Mechanical Engineer
Structures Section
of INTEMAC



José Ramón Arroyo Arroyo
Ingeniero Industrial
Sección de Estructuras
de INTEMAC

Mechanical Engineer
Structures Section
of INTEMAC



Prof. Ramón Álvarez Cabal
Dr. Ingeniero Industrial
Jefe de la Sección de
Estructuras de INTEMAC

PhD. Mechanical Engineer
Head of the Structures
Section of INTEMAC

Copyright © 2000, 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 editor.

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 - 1146 -2000
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

I N D E X

- 1. INTRODUCTION**
 - 2. BASIS OF DESIGN**
 - 3. MATERIALS**
 - 4. SERVICEABILITY LIMIT STATE VERIFICATIONS**
 - 5. ULTIMATE LIMIT STATE VERIFICATION**
 - 6. CONCLUSIONS**
- BIBLIOGRAPHY**

Í N D I C E

- 1. INTRODUCCIÓN**
 - 2. BASES DE CÁLCULO**
 - 3. MATERIALES**
 - 4. COMPROBACIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**
 - 5. COMPROBACIONES EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO**
 - 6. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFÍA**

SUMMARY

The paper below illustrates some of the differences between the two codes on steel structures design published in our country. The purpose of the comparison is to draw attention to the importance of these differences and to the need for an in-depth revision of the present situation. Indeed, at this time there are two codes, one legally in force based on premises dating from the sixties and the other which, while relatively up-to-date, is not legally binding on designers.

1. INTRODUCTION

The availability of extensive, effective and updated regulations is, according to many authors, one of the distinguishing features of more developed societies. Assuming this to be the case, a review of the situation of steel structure design in our country may be in order, governed as it by codes drafted in the sixties which, in all the years lapsing in the interim, have never been revised.

The first general code for steel structures, "e.m.62" (Figure 1) was published by the Eduardo Torroja Institute in the early sixties. Inspired by DIN 4114, it constituted the grounds for the code known as M.V. 103, published in 1973 as ministerial regulations by the –since defunct– Ministry of Housing. Although there are some differences between the two texts (the ministerial regulations based verification on the limit state method while the e.m.62 was still recommending allowable tension), the fact of the matter is that the wording of whole articles is identical in the two publications.

Figure 2, a photograph of the cover of the text, provides an indication of just how dated the existing regulations are, with its illustration of the computing tool most commonly used in the year it was published... the slide rule!

Current code E.A. 95, a re-edition of the M.V. code, was published in 1996. Together with the regulations on design (M.V. 103 mentioned above), it includes aspects relating to execution (former MV104), products (M.V. 102, M.V. 105 *et sequentes*, on profiles, bolts, rivets, bolts for preloaded connections, etc.) and the code on designing with cold formed profiles, M.V. 110 (a code with a relatively modern approach). This re-edition incorporates only minor changes.

In short, it is no exaggeration to say that the technology reflected in our present regulations dates from in and around the sixties. In a rapidly evolving market in which construction and design practices change so speedily that codes need to be revised at increasingly shorter intervals (consider, for instance, the codes for reinforced concrete design), the worst possible service that can be rendered to any code is to allow it to become obsolete.

Fortunately, many professionals have been gearing their designs to or basing their university lectures on postulates in keeping with present technologies, as reflected in other codes. The Eurocode is perhaps one of the ones most frequently used in this context.

The Eurocode programme, which arose in the mid-eighties after long and complex preliminary deliberations, is the European Union's attempt to provide a common set of standards for all Member States that would facilitate, in practice, the eradication of barriers to the free movement of designs and designers. It is one of the most ambitious regulatory schemes ever attempted, addressing not only aspects of design relating to the different materials (concrete, steel, mixed, wood and aluminium structures) but also defining the common grounds for design and loads and takes account of geotechnical aspects as well as construction in areas with seismic risk. It is articulated around 9 major units or parts (number 3 of which deals with steel structures) which are subdivided in turn into specific chapters (general and building rules, specific rules for verification of fire safety and for bridge, tower, mast and chimney design...).

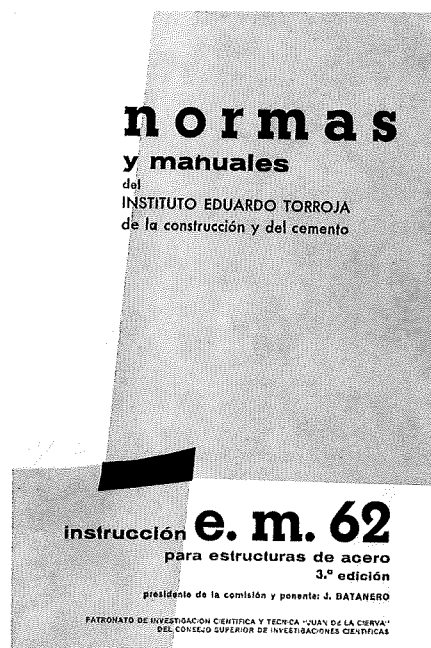


Fig. 1

RESUMEN

Se ilustran en lo que sigue algunas de las diferencias entre las dos normativas de proyecto de estructuras metálicas publicadas en nuestro país. La comparación tiene por objetivo mostrar la importancia de tales diferencias y concluir la necesidad de una revisión profunda de la situación actual, en la que coexiste una norma de obligado cumplimiento, pero basada en los postulados de los años 60, con otra relativamente moderna pero sin ningún carácter vinculante para el Projectista.

1. INTRODUCCIÓN

Son muchos los autores que señalan la disponibilidad de una normativa amplia, eficaz y actualizada como uno de los aspectos que distinguen a las sociedades más desarrolladas. De ser cierto cabría preguntarse acerca de la situación del proyecto de estructuras metálicas en nuestro país, regido por una normativa que data de los años 60 sin haber sido sometida, en todos estos años, a ninguna revisión.

La primera instrucción de uso general en el campo de las estructuras metálicas, la "e.m.62" (Figura 1), fue publicada por el Instituto Eduardo Torroja en los primeros años 60. Inspirada en la DIN 4114 fue la base de la conocida M.V. 103, publicada en 1973 como normativa por el desaparecido Ministerio de la Vivienda. Aunque se pueden señalar algunas diferencias (la M.V. basa ya la comprobación en el método de los estados límites mientras que la em. 62 mantiene aún el formato de tensiones admisibles), la realidad es que la redacción de artículos enteros permanece idéntica en ambas publicaciones.

Con el único objeto de situar el contexto en el que se publicó la aún vigente normativa, la Figura 2 muestra la portada del texto, publicado el mismo año, sobre el uso de la herramienta de cálculo entonces disponible... ¡la regla de cálculo!

En el año 96 se publicó la vigente E.A 95, una reedición de las normas M.V. que, junto a la de proyecto (la citada M.V. 103), incorpora los aspectos relativos a la ejecución (la antigua MV104), productos (las M.V. 102, M.V. 105 y sucesivas, relativas a perfiles, tornillos, roblones, tornillos para uniones pretensadas, etc.) y también la norma de proyecto con perfiles conformados, la M.V 110 (una norma relativamente moderna en su planteamiento). Esta reedición no presenta más que cambios menores.

En resumen, no es exagerado situar la tecnología que refleja nuestra actual normativa en el entorno de los años 60. En un mercado en rápida evolución, en el que las prácticas constructivas y de proyecto cambian con tal velocidad que las normas han de revisarse en plazos cada vez más cortos (y en esto sería necesario hacer referencia a las normas de proyecto en hormigón armado) ello supone el peor servicio que se le puede hacer a la que, en su día, fue una magnífica norma: dejarla caer en la obsolescencia.

Afortunadamente, son muchos los profesionales que en estos años han guiado sus proyectos o basado sus clases en planteamientos acordes a las tecnologías actuales, reflejados en otras normativas. El Eurocódigo es, probablemente, una de las más utilizadas de tales normativas.

De larga y compleja gestación, el programa de Eurocódigos surge a mediados de los años 80 como un intento por parte de la Unión Europea de procurar una normativa, común a todos los estados miembros, que facilite en la práctica la eliminación de barreras a la libre circulación de Proyectos y Projectistas. Constituye uno de los más ambiciosos esquemas normativos jamás planteados, que no sólo aborda los aspectos de proyecto relativos a los diferentes materiales (estructuras de hormigón, de acero, mixtas, de madera y de aluminio), sino que también define unas bases comunes de cálculo y sus correspondientes acciones y contempla los aspectos geotécnicos y los relativos a las construcciones en zonas sísmicas. Se organiza en 9 grandes conjuntos (de entre los cuales el número 3 es el relativo a las estructuras metálicas) que, a su vez, se

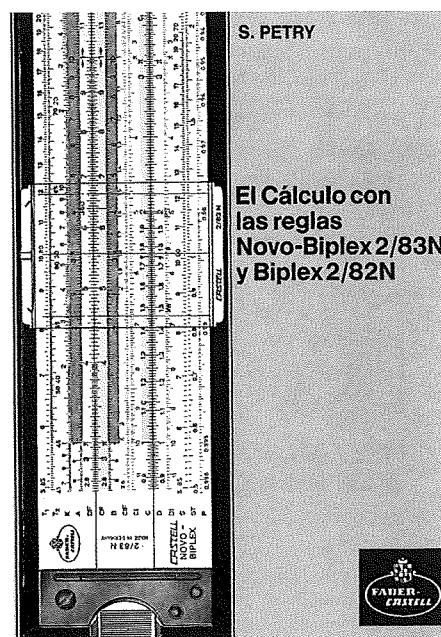


Fig. 2

Such ambitious aims, according to some authors, are turning the programme into an encyclopaedic *oeuvre*, overly disperse and heterogeneous in content, unwieldy and, in general, overly academic.

Irrespective of such criticism, it seems clear at least that the part of the Eurocode dealing with steel structures is more up to date than the Spanish code (although even some of its premises are beginning to become dated), which, in our opinion, is decisive. There is a 30-some year difference between the two codes, which is much too long under any criterion and would in itself justify greater dissemination of the Eurocode.

Such dissemination meets, however, with an important legal stumbling block: even though it has been published as an Asociación Española de Normalización (AENOR) standard, the Eurocode, contrary to the EA, published in due time in the Official Government Journal, is not legally binding.

The following is a discussion of what the authors consider to be the most significant differences between the two regulations; the order followed is the order in which subjects are addressed in the codes themselves.

2. BASIS OF DESIGN

Differences between the Eurocode and our EA even appear in the very scope of the design documents. According to the latter, the scope is limited to strict verification of deflection and stress, while in the Eurocode it is extended to take account of such determining factors as durability (establishing the need for effective protection measures), ease of building, maintenance and inspection (to the extent that it makes numerical verification of aspects such as fatigue contingent upon the possibility of inspecting the structure in question), aptness for use, etc.

Equally significant differences are to be found in the definition of safety. The EA contains a clear (and "reassuring") list of combined actions to be verified. The Eurocode takes another, perhaps vaguer but more realistic, tack. It vests the designer with the responsibility for defining the risk situations that the structural member will meet in its design working life and consequently the definition of the numerical combinations that appropriately represent such situations.

It may be mentioned, nonetheless, that in the opinion of the authors, the Eurocode does not fully develop the ideas that it lays down somewhat imprecisely.

As far as the **safety verification format** is concerned, the differences between EA 95 and the Eurocode are apparently minor. In the most common case, namely ultimate limit state verification of structural shapes, the two codes address numerical verifications in like manner and the results of applying one or the other regulation are virtually identical from the numerical standpoint (with the exception discussed below respecting serviceability limit state verifications). Such similarities, however, conceal profound conceptual differences deriving from the difference in the underlying approach in the two codes. Indeed, whereas the Eurocode adopts a fully developed scheme of limit states, the EA merely adopts the appearance of that format, but the content is worded and conceived in terms of allowable stress.

The limit state condition is expressed in the Eurocode in terms of the nature of the verification performed while the EA, taking a classic allowable stress approach, expresses it in terms of a comparison to the yield strength of the material, a wholly meaningless (in many cases) "comparison stress" (one such case, member buckling, is illustrated in the box below as example No. 1).

EXAMPLE No. 1

In the EA, the following expression is used to verify a compressed member:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} \leq \sigma_u$$

Where N^* is the design axial load on the member, ω is the buckling coefficient and σ_u the material's yield tension (lessened by 10% only where the product is not classified).

The same verification takes two steps in the Eurocode. The first consists of checking the crushing/local buckling resistance of the section itself:

$$N_{Sd} \leq N_{c.R.d} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_M}$$

Where N_{Sd} is the design axial load, A_{eff} the effective cross-section (coincides with the area when the section does not buckle and is smaller in the event of slender sections) and f_y is the yield strength.

subdividen en partes específicas (reglas generales y de edificación, reglas específicas para la comprobación de la seguridad frente al fuego, para el proyecto de puentes, de torres, mástiles y chimeneas,...).

Es precisamente la citada ambición la que, según algunos autores, está convirtiendo el programa en un conjunto documental de carácter enciclopédico, excesivamente disperso y heterogéneo en su contenido, complicado de manejar y, en general, excesivamente académico.

Sin valorar las citadas apreciaciones, parece claro que al menos en la parte relativa a las estructuras metálicas, el Eurocódigo es una norma más actual que la española (pese a que algunos de sus planteamientos comienzan ya a quedar superados), lo que supone, en nuestra opinión, una diferencia decisiva. Son más de 30 años los que separan ambas normativas, un plazo excesivo desde cualquier punto de vista y que justificaría por sí solo una mayor difusión del Eurocódigo.

Desde un punto de vista legal tal difusión se enfrenta a un escollo importante: pese a haber sido publicado como norma por la Asociación Española de Normalización (AENOR), el Eurocódigo no tiene el carácter obligatorio que, sin embargo, sí tiene la EA, publicada en el Boletín Oficial del Estado.

En lo que sigue se señalan las que, en opinión de los autores, constituyen algunas de las diferencias más significativas entre ambas normativas, siguiendo para ello el orden en el que se han redactado. En lo que al alcance se refiere, no se aborda el tratamiento de las uniones, tema cuya extensión e importancia justifican una edición separada.

2. BASES DE CÁLCULO

Ya en el alcance de la propia **memoria del proyecto** surgen diferencias importantes entre el Eurocódigo y nuestra EA. Según esta última, el alcance se limita a la estricta comprobación de flechas y tensiones, mientras que en el Eurocódigo se amplía para tener en cuenta aspectos tan determinantes como la durabilidad (planteando la necesidad de medidas eficaces de protección), la facilidad de construcción, de mantenimiento e inspección (hasta el punto de condicionar las comprobaciones numéricas de aspectos tales como la fatiga a la posibilidad de inspeccionar la estructura), la adecuación al uso, etc.

La **definición de seguridad** presenta diferencias igualmente importantes. En la EA se presenta una relación clara (y "tranquilizadora") de combinaciones de acciones a comprobar. El Eurocódigo avanza ya en una dirección que, si bien menos precisa, resulta probablemente más realista. Descarga sobre el Proyectista la responsabilidad de definir las situaciones de riesgo a las que se enfrentará la estructura durante su vida útil y la consiguiente definición de las combinaciones numéricas que representen adecuadamente tales situaciones.

Cabe, no obstante, señalar que el Eurocódigo no llega en nuestra opinión a desarrollar por completo las ideas apuntadas, limitándose a un enunciado demasiado impreciso.

En lo que se refiere al **formato de comprobación de la seguridad** las diferencias entre la EA 95 y el Eurocódigo son, aparentemente, muy superficiales. En los casos más frecuentes, comprobaciones en estado límite último de perfiles en estructuras de edificación, las comprobaciones numéricas se plantean de forma parecida y los resultados de la aplicación de una u otra normativa son prácticamente idénticos desde el punto de vista numérico (con la salvedad que más adelante se comentará y que se refiere a las comprobaciones en estado límite de servicio). Tales semejanzas encubren, no obstante, profundas diferencias conceptuales, fruto de la diferente concepción de ambas normativas. En efecto, mientras que en el Eurocódigo se adopta un esquema de estados límites plenamente desarrollado, en la EA simplemente se adopta la apariencia de tal formato pero se mantiene un contenido redactado y pensado en el formato de tensiones admisibles.

La **condición de agotamiento** se expresa en el Eurocódigo en términos relativos a la comprobación realizada mientras que en la EA, en el más puro estilo de tensiones admisibles, se realiza comparando con el límite elástico del material una "tensión de comparación" sin significado alguno en muchos casos (uno de los cuales, el pandeo de barras, se desarrolla en el cuadro adjunto como ejemplo nº1).

EJEMPLO N° 1

La comprobación de una barra comprimida en la EA se realiza mediante la expresión:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} \leq \sigma_u$$

En la que N^* es el axil mayorado actuante sobre la barra, ω es el coeficiente de pandeo y σ_u la tensión de límite elástico del material (minorada en un 10% únicamente si el producto no es certificado).

The second step, which refers to member buckling, is governed by the expression:

$$N_{Sd} \leq N_{b,R,d} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_M}$$

Where the parameter χ is equivalent to $\frac{1}{\omega}$ in our code.

The EA is evidently simpler and in fact easier to use in most cases, but it is a source of difficulties when attempting to assign a meaning to stress σ^* or in the event of sections that may buckle.

One point that remains rather obscure in both regulations is the so-called **ultimate failure criterion** for a structure, less in the definition (which generally refers to collapse due to the formation of an unstable mechanism) than in the verification procedure to follow between the time that the limit values are first exceeded and the time the structure collapses completely.

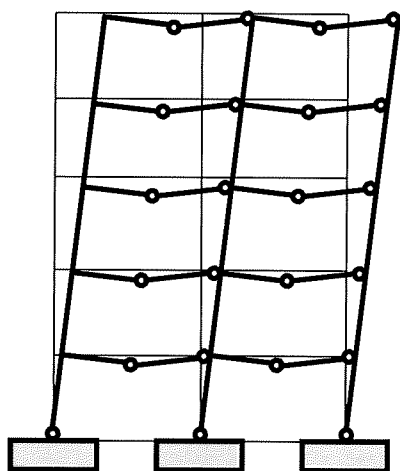


Fig. 3

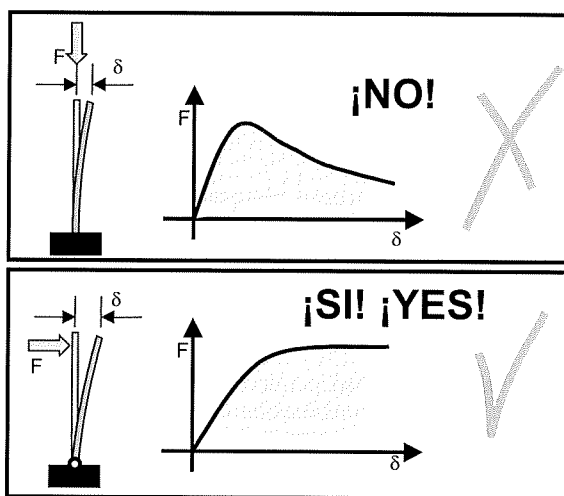


Fig. 4

When such collapse occurs due to gradual plastification of the structure there is no particular problem until it becomes a mechanism: that possibility is explicitly addressed in the Eurocode (Figure 3) as well as in the EA, although much less clearly. Both codes also make provision for certain ductile forms of instability such as local plate buckling (likewise explicitly in the Eurocode and much more subtly in the EA). Brittle failure (including instabilities such as member buckling) is never allowed, however, even when it affects redundant members (Figure 4).

With regard to the **design method**, there is an obvious difference between the two codes, deriving from the extended use of information processing technologies when the Eurocode was drafted and which are in fact already beginning to show their age. Any revision of the Eurocode would very likely call for drastic changes in this regard (in particular with respect to the chapters on global stability, classification of portal frames, etc., for which simplifications such as the 10% rule would no longer make much sense).

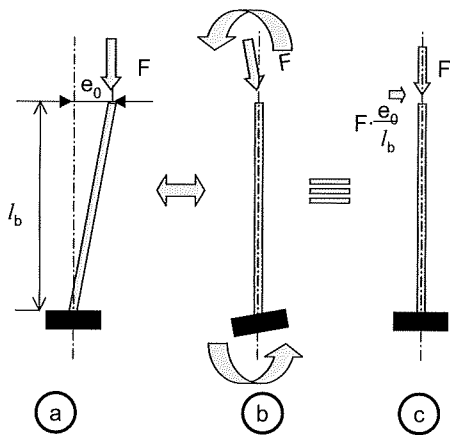


Fig. 5

Perhaps the most important characteristic of the design method proposed by the Eurocode has to do with imperfections: account is taken of imperfections in any kind of structural member, which are equivalent to geometric deviations and the effect of residual stress in the members, irregularities in the mechanical characteristics of the material, etc.

Figure 5 illustrates this: designing a simple vertical member bearing a load at the top calls for a computational model (Figure 5.a) in which the member has a certain incline (typically, 1:200).

Note that this calculation involves nothing out of the ordinary, but merely recognises that it is impossible for real members to be perfect (for our column to be plumb to perfection). In fact, this geometric imperfection can be replaced by an equivalent horizontal load that turns the member until it reaches a vertical position (Figure 5b). What is then inclined, obviously, is load F, which will now have

La misma comprobación requiere en el Eurocódigo dos pasos. El primero consiste en la comprobación a aplastamiento/abolladura de la propia sección:

$$N_{Sd} \leq N_{c.R.d} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_M}$$

En la que N_{Sd} es el axil mayorado, A_{eff} es el área efectiva de la sección (coincide con el área cuando la sección no abolla y es menor en el caso de secciones esbeltas) y f_y es el límite elástico.

El segundo paso corresponde al pandeo de la barra y se rige por la expresión:

$$N_{Sd} \leq N_{b.R.d} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_M}$$

En la que el parámetro χ es el equivalente al $\frac{1}{\omega}$ de nuestra norma.

Evidentemente, el formato de la EA parece más simple y, efectivamente, de más fácil uso en la mayoría de las ocasiones. El problema surge al tratar de dar un significado a la tensión σ^* o, simplemente, al tratar con secciones que pueden abollar.

Un punto siempre oscuro en las dos normativas es el que se refiere al **criterio último de fallo** de la estructura, y ello no tanto en su definición (que se suele referir al colapso por formación de un mecanismo inestable), como a la forma de desarrollar la comprobación entre el momento en que se superan las primeras condiciones de agotamiento hasta el colapso completo.

Cuando tal colapso se alcanza por la plastificación progresiva de la estructura hasta que ésta se convierte en un mecanismo no hay mayor problema: tal posibilidad aparece contemplada de forma explícita en el Eurocódigo (Figura 3) y, de forma mucho menos clara, en la EA. Ambas normas admiten también algunas formas dúctiles de inestabilidad como la abolladura de chapas (también de forma explícita en el Eurocódigo y muy escondida en la EA). Sin embargo, en ningún caso se admiten explícitamente formas frágiles de fallo (como el pandeo de barras) incluso aunque afecten a elementos redundantes. (Figura 4)

Entrando ya en la simple **mecánica de cálculo**, es clara la diferencia que entre las dos normativas marca la existencia de las herramientas informáticas de uso ya habitual en el momento en que se redactó el Eurocódigo y que, de hecho, comienzan a delatar los años transcurridos desde entonces. Es probable que una revisión actual del Eurocódigo requiriese cambios drásticos en este sentido (cabe pensar en los capítulos referidos a la estabilidad global, la clasificación de pórticos, etc, en los que ya no tendría sentido la aplicación de reglas simplificadas como la del 10%).

Quizás la característica mas importante del sistema de cálculo propuesto por el Eurocódigo se refiere a las imperfecciones: para cualquier tipo o elemento estructural se plantean unas imperfecciones equivalentes tanto a las desviaciones geométricas como al efecto de las tensiones residuales en las barras, irregularidades en las características mecánicas del material, etc.

La Figura 5 ilustra este aspecto: si se desea dimensionar una simple barra vertical con una carga en su extremo libre será necesario considerar (Figura 5.a) un modelo de cálculo en el que la barra toma una inclinación determinada (típicamente 1:200).

Debe comprenderse que este cálculo no encierra singularidad alguna, limitándose a reconocer la imposibilidad de que las piezas reales sean perfectas (de que nuestro pilar esté perfectamente aplomado). De hecho, es posible sustituir la imperfección geométrica por una carga horizontal equivalente sin más que girar la barra hasta situarla en posición vertical (Figura 5.b). Evidentemente, la que entonces quedará inclinada es la carga F, que presentará ahora una componente horizontal según indica la Figura 5.c. (de hecho, también se modifica la componente vertical, pero en forma despreciable en el caso de pequeños desplazamientos).

El proceso de cálculo sería tan simple como calcular en segundo orden cualquiera de las dos estructuras, la "a" o la "c" (lo cual no encierra mayor complicación) y comprobar las secciones como si las barras estuvieran traccionadas en lugar de comprimidas.

Las ventajas de los métodos de segundo orden no se hacen patentes hasta que nos enfrentamos a estructuras más complejas que la simple barra. El pórtico de la Figura 6 se resuelve exactamente en la misma forma que la explicada más atrás para la barra: se asume una imperfección inicial (menor cuanto mayor es el número de pilares por planta, ya que disminuye la probabilidad de que todos se inclinen en el mismo sentido –por eso en la Figura 6 la inclinación

a horizontal component, as indicated in Figure 5c (although the vertical component is likewise modified, this is negligible in the case of small displacements).

The design process would be as simple as performing a second order calculation of either of the two structural members, "a" or "c" (which is not particularly involved) and verifying the sections as though the members were subject to tensile instead of compression load.

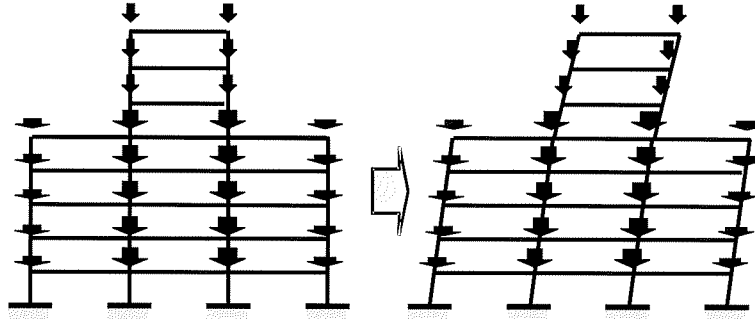


Fig. 6

The advantages of second order methods are not obvious until we are met with structures that are more complex than a simple member. The frame in Figure 6 is designed in exactly the same way as explained above for the member: an initial imperfection is assumed (the larger the number of columns per storey, the smaller the imperfection, since the likelihood of them all being inclined in the same direction is smaller – which is why in Figure 6 the inclination is greater in the upper storeys). The calculation is more complex, of course... but that's the computer's problem!

In systems such as the one described above the classic (and complex) procedures for calculating the column buckling length in portal frames are completely purposeless. The method also provides for strict verification of bracing elements, which are considered on a par with the main members in this case.

Finally, as far as calculation tools are concerned, the Eurocode deals directly with verification in the most favourable format allowed in the **section class**. An elementary example will help clarify this concept.

Assume (Figure 7) a supported beam clamped at both ends and subjected to a uniform load. If the section is robust enough to allow for full plastification and a sufficient angle of turn on the plastic hinges (class 1 or plastic sections, according to the Eurocode classification), the failure is caused by the mechanism reflected in Figure 7.a. Less robust sections (class 2 or compact sections) may reach full plastification but allow for no section turning because they buckle. The failure condition is as shown in Figure 7b. In lower ranking class 3 or elastic sections the elastic moment cannot be exceeded without inducing section crippling. Failure in such cases is as represented in Figure 6c. Finally (Figure 7d), sections composed of thin gauge (class 4 or slender) members never develop an elastic moment.

The choice of one or another kind of section is incumbent upon the designer and conditions the engineering. Any of the combinations shown in the following table are acceptable:

SECTION CLASS	METHOD TO CALCULATE INTERNAL FORCES	SECTION VERIFICATION
Plastic	Plastic	Plastic
Compact	Elastic	Plastic
Elastic	Elastic	Elastic
Slender	Elastic (low stiffness)	Elastic (low stiffness)

None of this, of course, involves concepts that were not implicitly present in the EA. Indeed, some of the numerical expressions which limit the design procedure on the grounds of section geometry are nearly identical (see box). The novelty resides in the fact that an idea that could only be intuitively gleaned from disperse rules in numerous paragraphs in the EA is clearly spelled out here.

According to the EA, paragraph 3.5.7, plastic calculation methods can only be used if the geometry of an H-section such as in the drawing meets the following condition:

$$\frac{b}{t} \leq 17 \text{ for A42 steel}$$

The equivalent relationsh in the Eurocode is:

$$\frac{b}{t} \leq 18 \text{ for S275 steel}$$

de las plantas superiores es mayor-). Naturalmente, los cálculos son mas complejos,.... ¡pero ese es problema del ordenador!

En un esquema como el descrito pierden todo sentido los clásicos (y complicados) procedimientos de calculo de la longitud de pandeo de pilares en pórticos. El método permite igualmente la comprobación rigurosa de los elementos de arriostamiento, que adquieren en este caso la misma consideración que los principales.

Por último, en lo que a herramientas de cálculo se refiere, cabe señalar que el Eurocódigo plantea directamente la comprobación en el formato más favorable que permite la **clase de sección**. Aclaremos este aspecto con un ejemplo elemental.

Sea (Figura 7) una viga biempotrada sometida a una carga uniforme. Si la sección es lo suficientemente robusta como para permitir su plastificación completa y el giro suficiente de las rótulas plásticas (secciones de clase 1 o plásticas, según la clasificación del Eurocódigo) entonces el fallo viene dado por la formación del mecanismo que refleja la Figura 7a. Secciones menos robustas (de clase 2 o compactas) pueden llegar a la plastificación completa, pero no permiten el giro de la sección, ya que se abollan. La condición de fallo sería la de la Figura 7b. Un rango inferior es el de las secciones de clase 3 o elásticas, en las que no es posible superar el momento elástico sin inducir la abolladura de la sección. El fallo vendría representado por la Figura 7c. Por último, las secciones compuestas por elementos de menor espesor (clase 4 o esbeltas) no llegan a desarrollar el momento elástico.

La elección de uno u otro tipo de sección es responsabilidad del proyectista y condiciona el procedimiento de cálculo. Son posibles las combinaciones indicadas en la tabla adjunta:

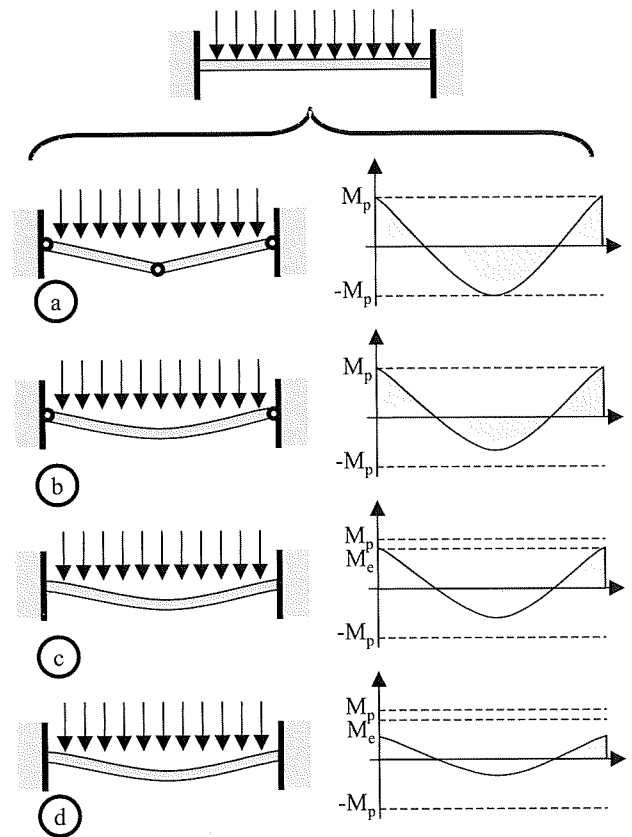


Fig. 7

CLASE DE SECCIÓN	CÁLCULO DE ESFUERZOS	COMPROBACIÓN DE SECCIONES
Plástica	Plástico	Plástico
Compacta	Elástico	Plástico
Elástica	Elástico	Elástico
Esbelta	Elástico (rigidez reducida)	Elástico (resistencia reducida)

Naturalmente, ello no introduce ningún concepto que no estuviera ya contenido de forma implícita en la EA. Incluso, algunas de las expresiones numéricas que, en función de la geometría de la sección, limitan el tipo de cálculo son prácticamente idénticas (recuadro adjunto). Lo realmente nuevo es cómo se da forma a una idea que en la EA se intuye sólo a través de reglas dispersas en multitud de apartados.

Según el apartado 3.5.7 de la EA sólo se puede utilizar un método plástico de cálculo si la geometría de una sección en H como la indicada cumple la condición:

$$\frac{b}{t} \leq 17 \text{ para acero A42}$$

En el Eurocódigo la relación equivalente es:

$$\frac{b}{t} \leq 18 \text{ para acero S275}$$

3. MATERIALS

Mechanical designation and characteristics

Pursuant to EA-95, steel products are divided into five groups (rolled steel shapes and sheets, hollow shapes, thin gauge, cold-formed shapes and plates, rivets and bolts). The code lays down the mechanical characteristics to be met by the filler material in welded connections depending on the quality of steel in the members to be welded.

The Eurocode specifies the basic qualities of structural steel for building steel structures, distinguishing such steel from connecting components, i.e., bolts, rivets and filler material.

EA-95 specifies three kinds of steel (A37, A42 and A52) for the manufacture of the first three groups of items mentioned above and three grades for each kind of steel (b, c and d). The letter "A" indicates the kind of material (steel, "acero" in Spanish), the two numbers its minimum tensile resistance (in kp/mm^2) and the grade the brittle fracture strength. Paradoxically, steel is classified in terms of a parameter, strength, that is not used at any time in structural design.

One development worth mentioning is the official disappearance of steel A37 for many years (it appeared in the first edition of the MVs, disappeared in the 1976 edition and did not re-appear until the EA was published 20 years later). Many designers, of course, paid absolutely no heed to that "disappearance".

The existing edition of the EA makes the kind of steel contingent on the product, as shown in the Table below:

Rolled profiles and sheets	A 37 to A 52, any grade
Hollow profiles	A 42b
Formed products	A 37b
Rivets	A 34b, A 34c A 42c
Ordinary (non-preloaded) bolts	A 37, A 42
Gauged bolts	A 37, A 42, A 52
High strength bolts	A6t, A8t, A10t

In the case of high strength bolts and their respective nuts the figures are indicative of minimum tensile strength.

With the exception of certain details relating to grade, the qualities of steel specified in the first amendment to the Eurocode published for hot-rolled products follow the latest revision of European product standard EN 10025, according to which the three standard qualities are S 235, S 275 and S 355 and the grades are designated as JR, JO, and J2G3. The letter "S" specifies the material (steel), the three figures its minimum yield strength (in N/mm^2) and the grade is indicated by letters that specify the unit of measure (Jules) and Charpy test temperature (the "R" means "room").

Product equivalents are given in the Table below:

Designation in NBE-EA-95	Designation in UNE EN 10025
A37b	S 235 JR
-	S 235 JR G2
A37c	S 235 JO
A37d	S 235 J2 G3
A42b	-
A42c	-
A42d	-
(2)	S 275 JR
(2)	S 275 JO
(2)	S 275 J2 G3
A52b	S 355 JR
A52c	S 355 JO
A52d	S 355 J2 G3

(2) These designations correspond to A44b, A44c and A44d, respectively, as set out in UNE 36 080-73.

3. MATERIALES

Designación y características mecánicas

Los productos de acero para estructuras se encuentran divididos en cinco grupos según la EA-95 (perfiles y chapas de acero laminado, perfiles huecos, perfiles y placas conformadas, roblones y tornillos). Para el material de aportación de uniones soldadas prescribe unas características mecánicas a cumplir en función del tipo de acero de las piezas a unir. El Eurocódigo indica los aceros estructurales básicos para la fabricación de las estructuras, diferenciando de estos aceros los medios de unión que son tornillos, roblones y material de aportación.

Para la fabricación de los tres primeros grupos de elementos mencionados anteriormente la EA-95 indica tres tipos de acero (A37, A42 y A52) y tres grados para cada acero (b, c y d). La letra "A" indica el material (acero), las dos cifras su resistencia mínima a la tracción (en kp/mm^2) y el grado la resistencia a la rotura frágil. Resulta paradójico que se utilice para la designación del acero el valor de un parámetro, la resistencia, que no se utiliza en proyecto en ningún momento.

Un aspecto reseñable es la desaparición oficial del acero A37 durante muchos años (aparece en la primera edición de las MV, desaparece en la edición de 1976 y no vuelve a aparecer hasta la edición de la EA, 20 años más tarde). Naturalmente, muchos proyectistas hicieron caso omiso de esta "desaparición".

La edición vigente de la EA condiciona el tipo de acero al producto según la Tabla:

Perfiles laminados y chapas	A 37 a A 52 en cualquier grado
Perfiles huecos	A 42b
Productos conformados	A 37b
Roblones	A 34b, A 34c A 42c
Tornillos ordinarios	A 37, A 42
Tornillos calibrados	A 37, A 42, A 52
Tornillos de alta resistencia	A6t, A8t, A10t

En el caso de los tornillos de alta resistencia y sus tuercas las cifras son indicativas de su resistencia mínima a tracción.

Los aceros indicados en la primera modificación publicada del Eurocódigo para productos laminados en caliente siguen ya, salvo detalles relativos al grado, la última revisión de la Euronorma de productos EN 10025, según la cual las tres calidades base serán S 235, S 275 y S 355 y los grados se designan como JR, J0, J2G3. La letra "S" indica, en inglés, el material (steel), las cifras su límite elástico mínimo (en N/mm^2) y el grado viene dado por letras que indican la unidad de medida (Julios) y la temperatura del ensayo Charpy (R de "room" –ambiente–).

En resumen, la correspondencia de productos viene dada por la Tabla:

Designación según NBE-EA-95	Designación según UNE EN 10025
A37b	S 235 JR
-	S 235 JR G2
A37c	S 235 JO
A37d	S 235 J2 G3
A42b	-
A42c	-
A42d	-
(2)	S 275 JR
(2)	S 275 JO
(2)	S 275 J2 G3
A52b	S 355 JR
A52c	S 355 JO
A52d	S 355 J2 G3

(2) Estas designaciones corresponden con A44b, A44c y A44d, respectivamente según UNE 36 080-73.

It will be noted that A42 steel, the category most commonly used in Spain, has no equivalent in the Eurocode. Presently manufacturers (including domestic manufacturers) provide S 275 when A42 is ordered, even though they are not equivalent. Indeed, the ω coefficients tabulated in EA-95 for A42 steel are not applicable to S 275 steel.

According to EA-95 the qualities of steel matched in the table are not exactly equivalent. Consequently, when using steel that is designated differently from the EA-95 classification, the characteristics considered to be fundamental in each case should be cross-checked.

With respect to high strength steels, not included in the EA, Annex D of the Eurocode lists the ones shown in the following Table.

Nominal values of yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u						
Nominal grade to Standard EN 10113	Thickness, t (mm [*])					
	$t \leq 40$ mm			40 mm < $t \leq 100$ mm ^{**}		
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)		f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	
S 460 N	460	550		430	550	
S 460 M	460	530		430	530	
S 420 N	420	520		390	520	
S 420 M	420	500		390	500	
Nominal grade to Standard EN 10137	Thickness, t (mm [*])					
	$t \leq 40$ mm		40 mm < $t \leq 100$ mm		40 mm < $t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S 460 Q	460	550	440	550	400	500

* t is the nominal thickness of the element.
 ** 40 mm < $t \leq 63$ mm for plates and other flat products in steels of delivery condition M to EN 10113-3.

These qualities of steel are available in grades N, NL, M, ML, Q, QL and QL1, corresponding respectively to the types of steel whose final letter matches the first initial of the grade. Their brittle fracture strength performance is similar to performance for other kinds of steel.

Moreover, part 1.3 of the Eurocode includes a classification of steel for the manufacture of cold-formed members and plates, as well as scattered references to new products (QST, thermo-mechanical steel, etc.). The so-called weathering steels, characterised by the layer of water-proof oxide they form that adheres tightly to the steel and acts as a protective layer against weathering, are not explicitly addressed in the Eurocode but they are included in the respective normative reference, EN 10155. Different grades of S 235 and S 355 steel are used for this purpose.

The specifications for bolts, nuts and washers are listed in the normative references in Part 1 – 1. The following Table indicates the kinds of bolts considered together with the yield strength and corresponding tensile strength values. Bolts of grades lower or higher than those shown in the table must be tested for the particular application envisaged.

Nominal values of yield strength f_{yb} and ultimate tensile strength f_{ub} for bolts							
Bolt grade	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1.000

EA-95 defines bolt, nut and washer specifications in the code itself. A37 and A42 steel (both known as A4t) is used for ordinary (non-preloaded) bolts, and A37, A42 and A52 for gauged bolts (the former two are also known as A4t and the latter as A5t).

While EA-95 uses its own designation for bolt steel, the Eurocode employs the ISO notation, in which the first figure indicates the ultimate tensile strength and the product of the two last figures, the yield strength.

Finally, both codes allow the use of other qualities of steel providing data exist to justify the application of the relevant design and fabrication rules.

En la Tabla anterior se observa que el acero A42, el que más comúnmente se ha empleado en España, no tiene equivalente en el Eurocódigo. Actualmente los fabricantes (incluso los nacionales) facilitan el acero S 275 cuando se le pide el A42 sin que sean equivalentes. Por ejemplo, no le son de aplicación los mismos coeficientes ω tabulados en la EA-95 para el acero A42.

De acuerdo con la EA-95 la correspondencia señalada en la tabla no supone equivalencia exacta de los aceros. En consecuencia, en la utilización de los aceros con designación distinta de los de la EA-95, deberían comprobarse aquellas características que se consideren fundamentales en cada caso.

Para el caso de aceros de alta resistencia, no considerados por la EA, en el Anejo D del Eurocódigo se indican los que figuran en la siguiente Tabla.

Valores nominales de límite elástico f_y y de la resistencia última a tracción f_u						
Tipo de acero según la norma	Espesor t (mm*)					
	$t \leq 40$ mm			$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm**		
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10113						
S 460 N	460	550			430	550
S 460 M	460	530			430	530
S 420 N	420	520			390	520
S 420 M	420	500			390	500
Tipo de acero según la norma	Espesor t (mm*)					
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10137						
S 460 Q	460	550	440	550	400	500

* t es el espesor nominal de la pieza.
 ** $40 \text{ mm} < t \leq 63 \text{ mm}$ para chapas y otros productos planos de acero de condición de suministro M según la norma EN 10113-3.

Estos aceros se presentan con los grados N, NL, M, ML, Q, QL y QL1 correspondientes respectivamente a los tipos de acero cuya letra final coincide con la primera del grado. Su análisis frente a rotura frágil es similar al del resto de aceros.

Existe además una clasificación de aceros para la fabricación de piezas y chapas conformadas en frío indicados en la parte 1.3 del Eurocódigo, así como indicaciones dispersas referidas a los nuevos productos (aceros QST, termomecánicos, etc). Los aceros denominados "autopatinables" que se caracterizan por que forman una capa de óxido que tiene una gran adherencia con el acero y es impermeable, actuando de capa protectora frente a la corrosión atmosférica no están explícitamente recogidos en el Eurocódigo pero si en la norma de referencia correspondiente, la EN 10155 y se emplean las calidades S 235 y S 355 en distintos grados.

En el Eurocódigo las características de los tornillos, tuercas y arandelas figuran recogidas en normas de referencia en la Parte 1 - 1. En la Tabla siguiente se indican los tipos de tornillos considerados y los valores del límite elástico y resistencia a tracción correspondiente. Para tornillos de clases inferiores o superiores a las indicadas en la Tabla es necesario demostrar mediante ensayos su aplicación particular prevista.

Valores nominales del límite elástico f_{yb} y de la resistencia a tracción última f_{ub} de tornillos							
Tipo de tornillo	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1.000

En la EA-95 están definidas las características de tornillos, tuercas y arandelas en la propia norma. Para los tornillos ordinarios se emplean los aceros A37 y A42 (denominados A4t ambos), para los calibrados A37, A42 y A52 (denominados también A4t los dos primeros y A5t el último).

Mientras que la EA-95 emplea una designación para los aceros de los tornillos particular el Eurocódigo utiliza la designación ISO en la que la primera cifra hace referencia a la resistencia última a tracción y el producto de las dos cifras al límite elástico.

Por último, cabe reseñar que se permite en ambas normas el uso de otros aceros, siempre que se disponga de los datos adecuados para justificar la aplicación de las reglas de cálculo y ejecución correspondientes.

Ductility

While both codes make provision for plastic analysis of classified steel (subject to some restrictions in the case of the EA), the Eurocode contains a more precise definition of the additional requirements to be met by non-classified steel, i.e.:

- The ratio of the minimum ultimate tensile strength to the minimum yield strength must be greater than 1.2.
- The elongation at failure on a gauge length of $5.65 \cdot (A_0)^{1/2}$ (where A_0 is the original cross-section) must be at least 15%.
- The stress-strain diagram must show that the ultimate strain, ϵ_u , corresponding to the ultimate tensile strength f_u , is at least 20 times the yield strain ϵ_y corresponding to the yield strength f_y .

The conditions laid down in the EA for application of plastic analysis are that the steel must be readily weldable and have an elongation greater than or equal to 20%. No prior justification is required for plastic analysis for A37b, A37c, A37d, A42b, A42c, A42d and A52d quality steel.

Resistance to brittle fracture

The two standards define brittle fracture in the same terms, i.e., fracture without prior plastic deformation, and establish similar lists of determining parameters:

- Yield strength.
- Thickness of the material.
- Loading rate.
- Lowest service temperature.
- Steel toughness.
- Type of structural element.
- Service conditions.

The advantage of the Eurocode in this regard is that it establishes an analytical procedure that makes it possible to relate the above parameters numerically, without forgoing the use of the respective quick estimate table, such as the one contained in the EA, in the most common cases (welded or non-welded building structural members subject to static loading or fatigue but not impact loading). This procedure is developed in Annex C, where the different variables intervening in the phenomenon are quantified, in particular the temperatures T_{cv} at which it may be assumed that a V-notch energy of 27 Joules is obtained for different thicknesses when the Charpy test (impact deflection test) is run on the grades of steel listed in the Eurocode. The use of the procedure discussed in Annex C is restricted to EN 10025 and prEN 10113-compliant steel, service temperatures over -40 °C and thicknesses less than or equal to 250 mm.

Recommendations are given in the EA for the choice of the quality of steel in welded structures for thicknesses ranging up to a maximum of 50 mm but only for the qualities of steel considered in the code (A37, A42 and A52, grades b, c and d). Such recommendations are tabled and show the maximum thickness for the type of steel to be used. The minimum temperatures tolerated by structures are divided into two groups, namely temperatures over -10 °C and temperatures under -10 °C but over -30 °C. Example No. 2 illustrates how the service temperature for a structural member would be computed using the methods given in the two codes.

EXAMPLE No. 2

The exercise consists of analysing the suitability of using steel S.355.J2G3 to build a railway bridge in Madrid. The structure is to be welded, the maximum thickness is 25 mm and execution involves no particular difficulties.

The following parameters are used to compute the minimum service temperature with the procedure set out in Annex C of the Eurocode:

We assume S2 service conditions, which correspond to a welded structure with local tensile stresses of 20% and 67% of the yield strength or concentration of post-welded heat-treated stress concentrations with local stresses up to 200% of the yield strength. Such conditions entail the following k values $k_a = 0.18$, $k_b = 0.15$, $k_c = 0.03$.

Account must be taken of static or slow loading corresponding, among other things, to vehicles. This kind of load has a k value of $k_d = 0.001$.

These are critical elements in terms of consequences of failure, where local failure may cause complete collapse with serious consequences for life and high cost. This conditions entails $\gamma_c = 1.50$.

The nominal Charpy test temperature for this grade and thickness of steel is -20 °C.

Resistencia dúctil

Si bien ambas normas admiten la plastificación de los aceros certificados (con algunas restricciones en el caso de la EA), el Eurocódigo es más preciso en la definición de los requisitos adicionales a cumplir por los no-certificados, a los que exige:

- La relación entre la resistencia última a tracción mínima y el límite elástico ha de ser mayor de 1.2.
- El alargamiento de rotura para una longitud calibrada de $5.65 \cdot (A_0)^{1/2}$ (donde A_0 es el área inicial de la sección) no será inferior al 15%.
- El diagrama tensión-deformación mostrará una deformación e_u correspondiente a la resistencia última a tracción f_u de, al menos, 20 veces la deformación e_y correspondiente al límite elástico f_y .

En el caso de la EA la condición para la aplicación del cálculo plástico es que el acero posea una buena soldabilidad y un alargamiento igual o mayor que el 20%. Sin necesidad de justificación previa se permite el cálculo plástico para los aceros A37b, A37c, A37d, A42b, A42c, A42d y A52d.

Resistencia frágil

Ambas normas definen de igual forma la rotura frágil, la que se presenta sin deformación plástica previa, y establecen relaciones semejantes de parámetros determinantes:

- Límite elástico del acero.
- Espesor del material.
- Velocidad de carga.
- Temperatura mínima de servicio.
- Tenacidad del acero.
- Tipo de elemento estructural.
- Condiciones de servicio.

La ventaja que aporta en este sentido el Eurocódigo es la definición de un procedimiento analítico que permite relacionar numéricamente los anteriores parámetros, y ello sin renunciar a la tabla de estimación rápida utilizable, como la que presenta la EA, en los casos más comunes (estructuras de edificación soldadas o no y sometidas a cargas estáticas o de fatiga pero no de choque). El citado procedimiento se desarrolla en el Anejo C, en el que se encuentran cuantificadas las distintas variables que intervienen en el fenómeno y, en especial, los valores de la temperatura T_{cv} para distintos espesores de las piezas, a la cual puede suponerse que en el ensayo Charpy (ensayo de flexión por choque) se obtiene una energía de rotura de 27 Julios para los grados de los aceros incluidos en el Eurocódigo. El empleo del procedimiento del anejo C está limitado a los aceros que cumplen con las normas EN 10025 y prEN 10113 así como a temperaturas de servicio superiores a -40°C y espesores no superiores a 250 mm.

Las recomendaciones para la elección de la calidad del acero en estructuras soldadas dadas por la EA abarcan hasta un espesor máximo de 50 mm y corresponden solamente a los aceros de la norma (A37, A42 y A52 en sus grados b, c y d). Su uso está organizado mediante tablas de las cuales se obtiene el espesor máximo para el tipo de acero a emplear. La temperatura mínima soportada por la estructura está clasificada en dos grupos, temperaturas superiores a -10°C e inferiores a -10°C y superiores a -30°C . En el ejemplo nº 2 se muestra el cálculo de la temperatura de servicio para una estructura con los métodos de ambas normas.

EJEMPLO Nº 2

Se pretende analizar la oportunidad de utilizar un acero S.355.J2G3 para la construcción de un puente de ferrocarril en Madrid. La estructura será soldada, los mayores espesores serán de 25 mm y no presenta dificultades especiales de ejecución.

Para calcular la temperatura mínima de servicio de la estructura mediante el procedimiento del anejo C de Eurocódigo empleamos los siguientes parámetros:

Consideramos condiciones de servicio S2 que corresponden a estructura soldada con tensiones locales de tracción entre el 20% y el 67% del límite elástico o bien concentración de tensiones tratadas térmicamente después de la soldadura de hasta el 200% del límite elástico. Estas condiciones suponen unos valores $k_a = 0,18$, $k_b = 0,15$, $k_c = 0,03$.

Tenemos en cuenta carga estática o lenta correspondiente entre otros casos a carga de vehículos. A este tipo de carga le corresponde $k_d = 0,001$.

Se trata de elementos de responsabilidad cuyo fallo puede producir el colapso total con graves consecuencias para las personas o provocar daños costosos. Esta condición supone $\gamma_c = 1,50$.

La temperatura nominal del ensayo Charpy para este grado y espesor de acero es de -20°C .

The minimum service temperature obtained from the above coefficients is:

$$T_{\min} = -33.11^{\circ}\text{C}$$

To obtain the service temperature using EA-95 we take A52d steel, equivalent to S.355.J2G3. We then proceed to classify the structure:

Element whose failure would compromise the existence or utility of the entire structure, normal execution conditions and element subject to normal stress. These hypotheses correspond to class B.

The minimum service temperature cannot be determined from the EA-95 tables for structures with a maximum thickness of over 50 mm.

Material laws

Whereas the Eurocode prescribes a bilinear stress-strain relationship for use in elasto-plastic analysis of the material, in which the only characteristic worthy of mention is the small slope that it allows in the plastic arm in order to prevent numerical problems, the EA adopts a complex formulation (Figure 8), based on studies by Massonet *et al.* and characterised by the adoption of a so-called "linearity" limit, which has since fallen into disuse.

The analytical expression is as follows:

$$\sigma(\xi) = \begin{cases} E \xi & \text{where } \xi \leq \frac{\sigma_P}{E} \\ f_y \cdot \left[0.8 + 0.2 \tanh \left(\frac{E \cdot \xi - \sigma_P}{0.2 \cdot f_y} \right) \right] & \text{where } \xi > \frac{\sigma_P}{E} \end{cases}$$

Where $\sigma_P = 0.8 \cdot f_y$

The expression for the tangent Modulus of elasticity, which is used in many ultimate limit state verifications, is obtained by finding the derivative:

$$E_1(\xi) = \begin{cases} E & \text{where } \xi \leq \frac{\sigma_P}{E} \\ E \cdot \left[1 - \frac{\left(\sigma(\xi) - \sigma_P \right)^2}{f_y - \sigma_P} \right] & \text{where } \xi > \frac{\sigma_P}{E} \end{cases}$$

This relationship is illustrated in the following Figure 9

4. SERVICEABILITY LIMIT STATE VERIFICATIONS

Serviceability limit state is understood to be defined as specified in the Eurocode, Paragraph 2.2.1.1. (Basis of design), i.e., states of the structure beyond which specified service criteria are no longer met and which are essentially excessive deformations or deflections (which adversely affect the appearance or effective use of the structure or cause damage to non-structural elements) and inappropriate vibration that causes discomfort, damage or limits building effectiveness.

RELACIÓN TENSION-DEFORMACIÓN
MATERIAL LAW

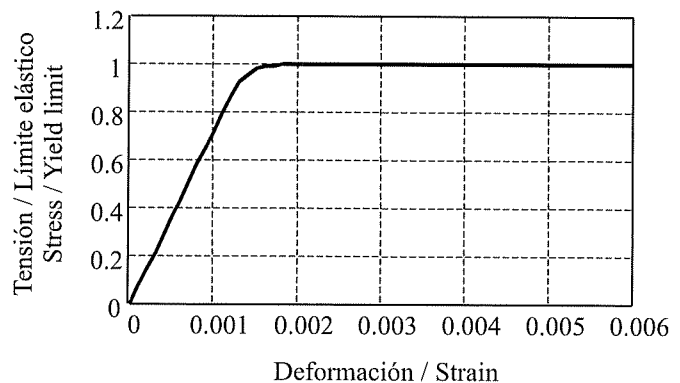


Fig. 8

A partir de los coeficientes anteriores se obtiene una temperatura mínima de servicio de:

$$T_{\min} = -33,11^{\circ}\text{C}$$

Para la obtención de la temperatura de servicio mediante la EA-95 consideramos acero A52d equivalente al S.355.J2G3. Seguidamente establecemos la clasificación de la estructura:

Elemento cuyo fallo comprometería la existencia o la utilidad de la estructura total, condiciones de ejecución normal y elemento con solicitaciones normales. A estas hipótesis les corresponde una clasificación B.

Teniendo en cuenta la clasificación de la estructura el tipo de acero y el espesor máximo obtenemos de la Tabla 3.A1.4 que la temperatura mínima soportada por la estructura es mayor de -30°C .

Si el espesor máximo de la estructura fuera superior a 50 mm no podríamos haber determinado la temperatura mínima de servicio empleando las tablas de la EA-95.

Relaciones de comportamiento

Mientras que el Eurocódigo prescribe para el material un diagrama tensión-deformación elastoplástico bilineal, en el que la única característica reseñable es la pequeña pendiente que permite en la rama plástica al objeto de prevenir problemas de tipo numérico, la EA adopta una formulación compleja (Figura 8), adoptada a partir de los trabajos de Masssonet, y caracterizada por la adopción de un límite denominado "de proporcionalidad" que ha caído totalmente en desuso.

La expresión analítica de la relación es de la forma:

$$\sigma(\xi) = \begin{cases} E \xi & \text{para } \xi \leq \frac{\sigma_p}{E} \\ f_y \cdot \left[0,8 + 0,2 \tanh \left(\frac{E \cdot \xi - \sigma_p}{0,2 \cdot f_y} \right) \right] & \text{para } \xi > \frac{\sigma_p}{E} \end{cases}$$

Donde $\sigma_p = 0,8 \cdot f_y$

Derivando se obtiene la expresión del Módulo de Elasticidad Tangente, que entra como función en numerosas comprobaciones de estado límite último:

$$E_1(\xi) = \begin{cases} E & \text{para } \xi \leq \frac{\sigma_p}{E} \\ E \cdot \left[1 - \left(\frac{\sigma(\xi) - \sigma_p}{f_y - \sigma_p} \right)^2 \right] & \text{para } \xi > \frac{\sigma_p}{E} \end{cases}$$

Relación que se dibuja en la Figura 9.

4. COMPROBACIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Por estado límite de servicio se entiende lo especificado por el Eurocódigo en su Apartado 2.2.1.1. (Bases de Cálculo), es decir, aquellos estados de la estructura en los cuales dejan de cumplirse los criterios de servicio especificados, y que, fundamentalmente, son las deformaciones o flechas excesivas (que afectan a la apariencia o al uso previsto de la estructura o causan daños a elementos no estructurales) y las vibraciones inadecuadas que causan incomodidades, daños o bien afectan a la funcionalidad del edificio.

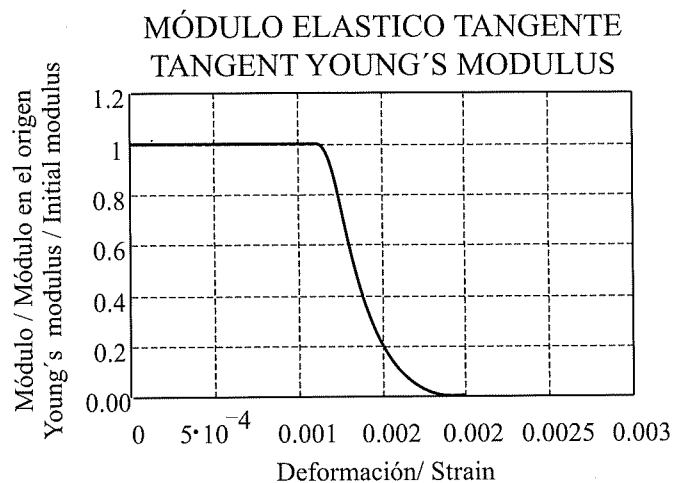


Fig. 9

The EA Basis of design (Paragraph 3.1.2.) requires deformation conditions to be met, which translate into limitations on the maximum deflection/span ratios for different structural members. EA-95 makes no provision for vibration. In this regard, the Eurocode approach seems to be more appropriate, concise and complete, since it deals in greater detail with the aspects that may contribute to non-compliance with the serviceability required of each structural member.

Deflection

The Eurocode defines the following parameters in the simply supported beam in the Figure 10 to establish the recommended limits for vertical deflection in buildings:

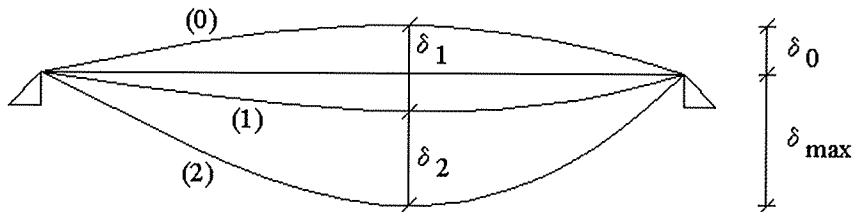


Fig. 10. Vertical deflections to be considered. Fig. 10. Flechas verticales a considerar.

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

- δ_{\max} Deflection (due to sagging flexure) in the final state relative to the straight line joining the two supports.
- δ_0 Pre-camber (due to hogging) of the beam in the unloaded state (state (0)).
- δ_1 Variation of the deflection of the beam due to the permanent loads immediately after loading (state (1)).
- δ_2 Variation of the deflection of the beam due to the variable loading plus any deformations due to the permanent load (state (2)).

The limits recommended are shown in the following Table. In keeping with the definition given for each serviceability limit state, limitations are established for δ_{\max} (which would be the deflection essentially affecting the appearance of the structural member) and for variations in deflection δ_2 (which would affect members that may be damaged by high values of this parameter, such as partitions, enclosures, etc).

Recommended limiting values for vertical deflections		
Conditions	Limits (see Figure 4.1.)	
	δ_{\max}	δ_2
Roofs, generally	L/200	L/250
Roofs frequently carrying personnel other than for maintenance	L/250	L/300
Floors, generally	L/250	L/300
Floors and roofs supporting scagliola or other brittle finish or non-flexible partitions	L/250	L/350
Floors supporting columns (unless the deflection is included in the global analysis for the ultimate limit state)	L/400	L/500
Where δ_{\max} can impair the appearance of the building	L/250	–

Such restrictions are applied to calculate deflection in frequent combinations of loads. The two codes treat such events differently, even from the conceptual standpoint. The Eurocode, to take account of the change over time of part of a variable action such as the likelihood of the simultaneous occurrence with other actions, introduces the concept of representative value of a variable action. EA-95, however, only takes account of characteristic values.

According to the Eurocode, the following values are defined for a given variable action: the characteristic value, as its principal representative value, as well as the combination value, frequent value and quasi-permanent value. Such values are associated with a fraction of the period of time chosen during which the value in question is exceeded or with the frequency with which it occurs. In practice, the variable action's characteristic value is multiplied by coefficients ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 to compute combination, frequent and quasi-permanent values, respectively. The number of combinations to be verified increases.



Fotografía nº 1: Rotura frágil.

Aunque ambas normas relacionan criterios similares, el Eurocódigo aporta un procedimiento analítico que relaciona numéricamente las variables. La Fotografía recoge la sección fracturada en forma frágil del tensor de un tirante. Su rotura indujo el colapso total de la cubierta.

Photo No. 1: Brittle fracture.

Although the criteria cited in the two codes are similar, only the Eurocode provides for an analytical procedure that relates variables numerically. The Photo shows brittle fracture in the section of a strut.



Fotografía nº 2: Cargas.

El Eurocódigo contempla las acciones de una forma más amplia que la EA, señalando situaciones de riesgo como las inducidas por el encharcamiento de cubiertas (en la Fotografía).

Photo No. 2: Loads.

The Eurocode addresses the actions more broadly than the EA, taking account of risk situations such as induced by roof ponding (in the Photo).



Fotografía nº 3: Pandeo de barras.

Probablemente el apartado en el que las diferencias son menores. Una excepción es el pandeo de barras compuestas (en la Fotografía).

Photo No. 3: Member buckling.

Probably the section in which differences are slightest. One exception is buckling in built-up members (in the Photo).

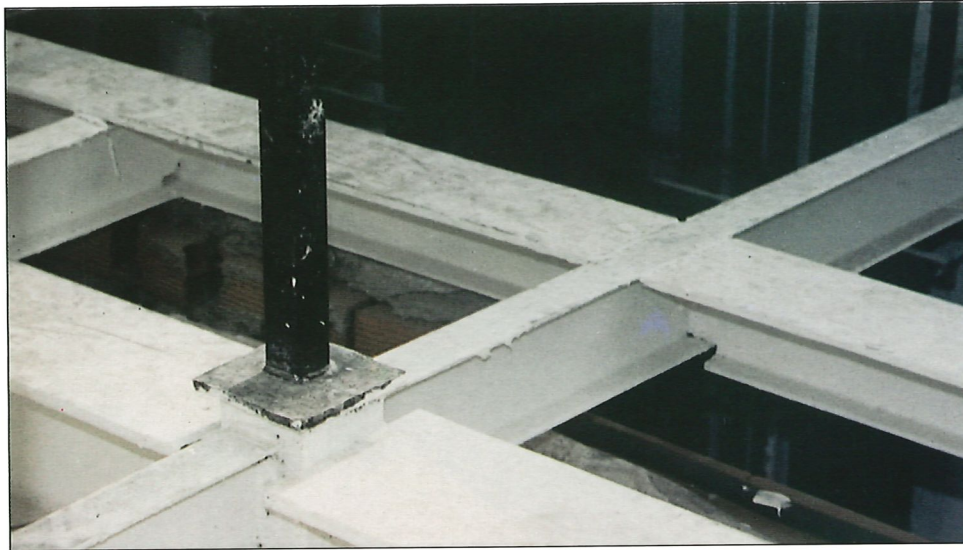


Fotografía nº 4: Abolladura.

Las diferencias entre EA y Eurocódigo son especialmente importantes en este aspecto, y tanto en lo que se refiere al estado límite último como en servicio.

Photo No. 4: Local buckling.

The differences between the EA and the Eurocode are particularly relevant in this regard, as far as both ultimate and serviceability limit states are concerned.



Fotografía nº 5: Uniones.

La norma básica no hace consideración alguna respecto a la resistencia o rigidez de las uniones, pese a ser origen de muchas patologías. La unión de la figura se había calculado como rígida a flexión.

Photo No. 5: Connections.

The basic code makes no reference whatsoever to connection strength or rigidity, even though this is the origin of many a pathology. The connection in the picture was designed calculated as rigid to bending.

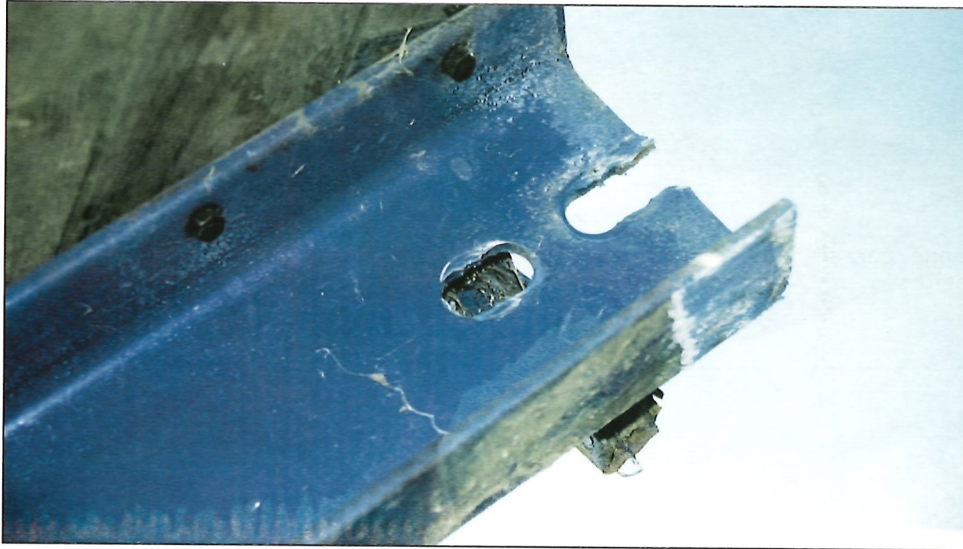


Fotografía nº 6: Resistencia de los medios de unión. Cordones.

El Eurocódigo modifica sensiblemente los criterios de comprobación, lo que conduce a valores de resistencia muy distintos. La Fotografía muestra el fallo de la soldadura de un empalme.

Photo No. 6: Fastener strength. Chords.

The Eurocode introduces substantial changes in verification criteria, leading to very different strength values. The Photo shows weld failure in a splice.



Fotografía nº 7: Resistencia de los medios de unión. Tornillos.

Como en el caso de las soldaduras, existen importantes diferencias tanto conceptuales como numéricas que afectan a aspectos tales como la distancia al borde. En la Fotografía se muestra este tipo de fallo.

Photo No. 7: Fastener strength. Bolts.

As in the case of welds, there are substantial conceptual and numerical differences which affect aspects such as edge distance. The Photo illustrates this kind of failure.



Fotografía nº 8: Fisuras en una viga carrilera.

La fatiga constituye uno de los capítulos mas amplios del Eurocódigo. No entra, sin embargo, en el alcance de la EA.

Photo No. 8: Cracks in a spandrel beam.

Fatigue is one of the most extensive chapters in the Eurocode. It is not addressed, however, in the EA.

La EA establece en sus Bases de Cálculo (Apartado 3.1.2.) la necesidad de satisfacer unas condiciones de deformación, que se traducen en limitaciones a las relaciones flecha/luz máximas para diferentes elementos estructurales. EA-95 no especifica condiciones en cuanto a vibraciones. En este sentido, parece más adecuado, más compacto y completo el planteamiento del Eurocódigo al considerar con mayor detalle los aspectos que pueden influir en el incumplimiento de las condiciones de servicio que debe satisfacer cada elemento estructural.

Flechas

El Eurocódigo define, para el establecimiento de los límites recomendados para flechas verticales en edificios, los siguientes parámetros en la viga biapoyada de la Figura 10

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

δ_{\max} Flecha positiva (debida a un momento flector positivo) en el estado final con relación a la línea recta que une los apoyos.

δ_0 Flecha negativa (debida a un momento flector negativo) de la viga en estado de descarga (estado (0)).

δ_1 Variación de la flecha de la viga debida a las cargas permanentes inmediatamente después de cargada (estado (1)).

δ_2 Variación de la flecha de la viga debida a carga variable más cualquier deformación a lo largo del tiempo debida a la carga permanente (estado (2)).

Los límites recomendados se recogen en el siguiente cuadro. Se establecen, en consonancia con la definición dada para el estado límite de servicio, limitaciones para δ_{\max} (que sería la flecha que afectaría fundamentalmente a la apariencia del elemento estructural) y para el valor de la variación de flecha δ_2 (que sería la que afectaría a elementos susceptibles de recibir daños por un exceso en su valor como por ejemplo tabiquerías, cerramientos, etc)

Valores límite recomendados para flechas verticales		
Condiciones	Límites (véase Figura 4.1.)	
	δ_{\max}	δ_2
Techos en general	L/200	L/250
Techos con utilización frecuente por personas distintas de las encargadas del mantenimiento	L/250	L/300
Suelos en general	L/250	L/300
Suelos y techos que soporten escayola u otros acabados frágiles, o tabiques no flexibles	L/250	L/350
Suelos que soporten columnas (a no ser que la flecha haya sido incluida en el análisis global para el estado límite último)	L/400	L/500
Donde δ_{\max} pueda empeorar la apariencia del edificio	L/250	-

Dichas limitaciones se aplican al cálculo de la flecha en la combinación de acciones poco frecuente. El tratamiento de las acciones entre ambas normativas es diferente, incluso conceptualmente. El Eurocódigo, con objeto de tener en cuenta tanto el cambio temporal de una parte de una acción variable como la probabilidad de ocurrencia simultánea con otras acciones, introduce el concepto de valor representativo de una acción variable. Sin embargo EA-95 sólo considera valores característicos.

Según el Eurocódigo, para una determinada acción variable se define el valor característico como valor representativo principal, además del valor de combinación, valor frecuente y valor cuasipermanente. Dichos valores se asocian a una fracción del periodo de tiempo elegido durante el cual dicho valor es excedido o bien a la frecuencia en que esto ocurre. En el cálculo práctico de los valores de combinación, frecuente y cuasipermanente de las acciones variables se emplean los coeficientes ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 respectivamente, que multiplican al valor característico de la acción variable. El número de combinaciones a comprobar aumenta.

Por tanto, el tratamiento que el Eurocódigo propone para la definición tanto de las acciones como de las distintas combinaciones posibles supone un incremento en la complejidad (que busca un acercamiento a la realidad) y una mayor responsabilidad del proyectista. La sencillez y claridad con que EA-95 define las combinaciones correspondientes conlleva, como veremos a continuación, la adopción de especificaciones más restrictivas.

Therefore, the treatment that the Eurocode proposes for the definition of both the actions and the various possible combinations of actions entails an increase in complexity (in an attempt to more accurately represent real conditions) and greater responsibility for the designer. The simplicity and clarity with which EA-95 defines the respective combinations, as we shall see below, entails the adoption of more restrictive specifications.

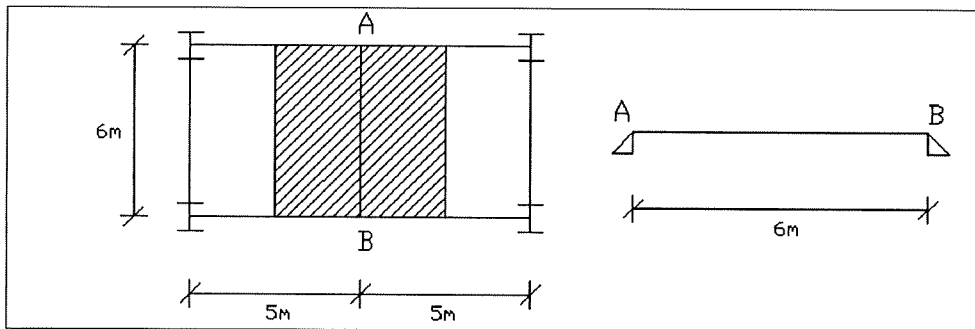
EA-95 lays down its specifications in 3.4.4.

- Roof beams or joists.....1/250
- Beams with spans of up to 5 m and floor joists not supporting masonry walls1/300
- Beams with spans of over 5 m not supporting masonry walls1/400
- Slab beams and joists supporting masonry walls1/500
- Cantilevers, with deflection measured at the free end1/300

In any other member subject to bending stress and not mentioned above, the deflection/span ratio may not be in excess of 1/500, unless it can be duly substantiated that exceeding that ratio will not adversely affect building or structure effective use or appearance.

EXAMPLE No. 3

Assume a floor joist with a 6-m span designed to support partitioning (see Figure below). Let us design it for A-42b steel (using the EA-95 denomination) in accordance with both Eurocode and EA-95, first with and then without pre-cambering. IPE shapes will be used.



The following loads are assumed:

- Floor weight: 300 kp/m²
- Finishing weight: 80 kp/m²
- Partition weight: 100 kp/m²
- Live load: 300 kp/m²

The specifications set out in each code are:

EA-95	EC-E
$(f/l)_{max} = 1/500$	$\delta_{max} = l/250$
	$\delta_2 = l/350$

The results are given in the Table below:

	U.L.S.	S.L.S.	
		Pre-camber	No pre-camber
EA-95	IPE-400	IPE-360	IPE-450
EC-3	IPE-400	IPE-330	IPE-360

The results illustrate the above remarks, to the effect that the EA-95 specifications are more restrictive than the Eurocode recommendations. Moreover, while EA-95 penalises the failure to pre-camber it entails no advantage as compared to the Eurocode for pre-cambered design.

EA-95 establece sus especificaciones en 3.4.4.

Vigas o viguetas de cubierta	1/250
Vigas hasta 5 m de luz y viguetas de forjado, que no soporten muros de fábrica	1/300
Vigas de más de 5 m de luz, que no soporten muros de fábrica	1/400
Vigas y viguetas de forjado, que soporten muros de fábrica	1/500
Ménsulas, con la flecha medida en el extremo libre	1/300

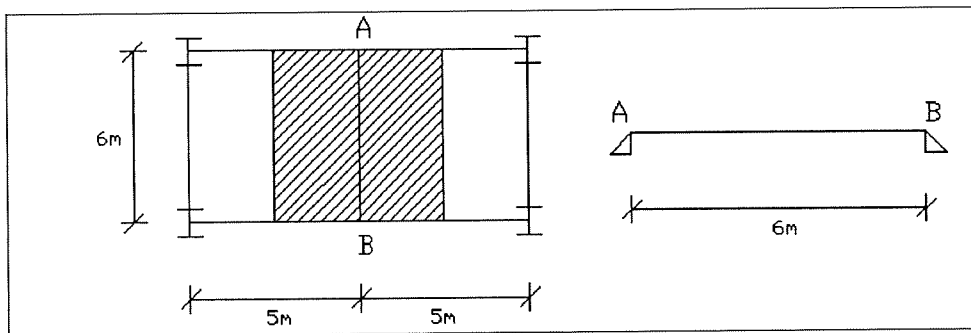
En cualquier otro elemento solicitado a flexión y no mencionado anteriormente, la relación flecha/luz no excederá de 1/500, a menos que se justifique debidamente que superarla no comporta consecuencias perjudiciales para el servicio o buen aspecto de la construcción.

Asimismo EA-95 aconseja tener en cuenta contraflechas de ejecución que igualen, al menos, a las flechas calculadas para las cargas permanentes. Paradójicamente, no "premia" la adopción de tales contraflechas con la relajación de límite normativo alguno (la comprobación se realiza en flechas totales sin tener en cuenta en modo alguno la contraflecha).

De la comparación entre las especificaciones de ambas normas se puede establecer, en general, el mayor carácter restrictivo de EA-95 en estos aspectos. Obsérvese que, por ejemplo, para una viga de forjado que soporte un muro de fábrica no dotada de contraflecha, se admite según EA-95 una relación flecha/luz máxima de 1/500 mientras que según el Eurocódigo esta relación sería de 1/250 para δ_{max} (cumpliendo la limitación correspondiente a δ_2).

EJEMPLO Nº 3

Consideremos una vigueta de un forjado de 6 m de luz sobre la que puede apoyar tabiquería (véase Figura adjunta). Vamos a proceder a su dimensionamiento con acero A-42b, (según la denominación de EA-95) de acuerdo con Eurocódigo y EA-95 en el caso en que se prevea contraflecha y en el caso de que no se prevea. Utilizaremos perfiles IPE.



Consideremos las siguientes cargas:

- Peso propio del forjado: 300 kp/m²
- Peso del solado: 80 kp/m²
- Peso tabiquería: 100 kp/m²
- Sobrecarga de uso: 300 kp/m²

Las especificaciones de cada norma son :

EA-95	EC-E
$(f/\ell)_{max} = 1/500$	$\delta_{max} = \ell/250$
	$\delta_2 = \ell/350$

EA-95 likewise recommends allowing for construction pre-camber where at least equal to the design deflection for permanent loads. Paradoxically, it does not “reward” engineering for pre-camber with the relaxation of any regulatory limit (verification refers to total deflection, without taking account of camber in any way whatsoever).

It is readily observed, from a comparison of the specifications of the two codes, that EA-95 is more restrictive in these respects, generally speaking. Note, for instance, that for a floor beam not designed for pre-camber and designed to bear a masonry wall, the maximum deflection/span ratio allowed by EA-95 is 1/500, whereas in the Eurocode it is 1/250 for δ_{max} (subject to the respective limitation for δ_2).

Moreover, the Eurocode recommends the following limitations for buildings in which the tops of columns are subject to horizontal deflection:

Portal frames without gantry cranes	h/150
Other one-storey buildings	h/300
In multi-storey buildings:	
In each storey	h/300
On the structure as a whole.....	$h_0/500$

Where: h = height of column or storey.
 h_0 = Overall height of structure.

When computing such deflections, according to Paragraph 4.2.1.(5), due allowance needs to be made of “any second order effects, the rotational stiffness of all semi-rigid joints and the possible occurrence of any plastic deformations at the serviceability limit state”.

The Eurocode also attaches particular importance to the analysis of structural members in roofs with a view to the prevention of ponding or water-logging due to the accumulation of rain water. Indeed, rain water may accumulate on roofs with moderate slopes due to initial deflection either in the roof materials or the structure itself. Ponding increases the deflection enabling even more water to collect on the roof. This situation may be aggravated by faulty drainage and serious accidents have occurred for this reason. Here again, pre-cambering in this kind of members, together with proper design and maintenance, is an effective way to prevent such phenomena.

Other serviceability limit states

One of the factors indicating that a structure fails to comply with the serviceability requirements for which it was designed is the existence of vibration, which may cause user discomfort, damage certain members or adversely affect building functional effectiveness. Consider, for instance, that vibrations in structural members may affect the operation of mechanical equipment in direct or indirect contact with them. Such mechanical equipment (with mobile rotating elements or parts), in turn, may transmit vibration to the structure and must be taken into account to ensure that the natural frequency of structural members is not coincident with or similar to the natural frequency of the excitation.

In this regard, Paragraph 4.3.2. (2) of the Eurocode sets the lower limit for the lowest natural frequency of a floor to 3 Hz to ensure that such frequency is sufficiently different from the frequency of human gait (\approx 2 Hz) to avoid user discomfort. Moreover, in floors for special uses (gymnasiums, dance halls...) the code specifies that the lowest natural frequency of the floor must be over 5 Hz. In any event, special studies are required for other forms of acceleration or specific structural provisions.

5. ULTIMATE LIMIT STATE VERIFICATION

As indicated in the chapter on the basis of design, the fact that in conventional verification (shapes subject to bending stress, simple compressed members, etc.) the two codes lead to similar numerical results should not be misconstrued: the mere choice of a normally slender plate girder in a design which calls for verification of local buckling, or the most elementary of computations for the lateral buckling of any beam, suffices to reveal the profound conceptual differences between these two texts which, when verification refers to elements or aspects that are not strictly conventional, lead to widely divergent numerical results. The following discussion illustrates this assertion, although the list of aspects addressed is not intended, by any means, to be exhaustive.

Tensile force

For elements subject to tensile stress, the general expression for verifications is as shown below:

$$N_{Sd} \leq N_{t, Rd}$$

Where $N_{t, Rd}$ is the design tension resistance of the cross-section, defined to be:

$$N_{t, Rd} = \min \{ N_{pl, Rd}, N_{u, Rd} \}$$

Los resultados del dimensionamiento son los siguientes:

	E.L.U.	E.L.S.	
		Contraflecha	Sin contraflecha
EA-95	IPE-400	IPE-360	IPE-450
EC-3	IPE-400	IPE-330	IPE-360

Los resultados del ejemplo desarrollado muestran los aspectos ya indicados anteriormente, es decir, las especificaciones de EA-95 resultan más restrictivas que las recomendaciones del Eurocódigo. Asimismo, EA-95 penaliza la no consideración de contraflechas, sin que el establecimiento de las mismas reporte ventajas respecto al Eurocódigo.

Por otra parte, el Eurocódigo recomienda para edificios las siguientes limitaciones para las flechas horizontales en el extremo superior de las columnas:

- Estructuras porticadas sin puente grúah/150
- Otros edificios de una sola planta.....h/300
- En un edificio de varias plantas:
- En cada piso.....h/300
- En la estructura como conjunto.....h₀/500

Donde: h = altura de la columna o del piso.
h₀ = altura total de la estructura.

En el cálculo de dichas flechas hay que tener en cuenta según 4.2.1.(5) *“todos los efectos de segundo orden, la rigidez rotacional de todas las uniones semi-rígidas y la posible aparición de deformaciones plásticas en estado límite de servicio”*

Asimismo el Eurocódigo concede especial importancia al análisis de los elementos estructurales de cubierta con objeto de evitar el fenómeno de “ponding” o encharcamiento de la cubierta debido a la acumulación de agua de lluvia. Efectivamente, en cubiertas con pendientes moderadas se puede acumular el agua de lluvia debido a flechas iniciales ya sea en los materiales de cubierta o en la propia estructura. La acumulación de agua aumenta la flecha de modo que la cubierta es capaz de admitir mayor cantidad. Esto puede agravarse por la posible ineficacia de los sistemas de desagüe y ya se han producido accidentes de consideración por esta causa. Nuevamente, el prever contraflechas en este tipo de elementos, unido a un correcto diseño y mantenimiento, resulta beneficioso para evitar este tipo de fenómenos.

Otros estados límites de servicio

Entre las causas que pueden influir para que la estructura no cumpla con los requisitos de servicio para los que fue diseñada se encuentran las vibraciones que pueden causar incomodidades a los usuarios, daños en ciertos elementos o merma en la funcionalidad del edificio. Piénsese, por ejemplo, en que las vibraciones de los elementos estructurales pueden afectar al funcionamiento de equipos mecánicos en contacto directo o indirecto con aquéllos. A su vez pueden ser dichos equipos mecánicos (que tengan elementos o partes móviles en rotación) los que transmitan vibraciones a la estructura que es necesario tener en cuenta con objeto de que la frecuencia natural de los elementos estructurales se aleje de la correspondiente a la naturaleza de la excitación.

En este sentido, el Eurocódigo en su Apartado 4.3.2. (2) limita inferiormente la frecuencia natural menor de un forjado de edificación a 3 Hz con objeto de alejarla de la correspondiente al paso humano (≈ 2 Hz) y así evitar incomodidades en los usuarios. Asimismo, para forjados con usos especiales (gimnasios, salas de baile,...) la frecuencia natural más baja del suelo se especifica mayor de 5 Hz. En cualquier caso, para otras formas de excitación o para disposiciones estructurales específicas se precisan estudios especiales.

5. COMPROBACIONES EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Como ya se adelantó al considerar las bases de cálculo, el que en comprobaciones convencionales (perfilería trabajando a flexión, compresión en barras simples, etc) ambas normas conduzcan a resultados numéricos similares no debe llamar a engaño: la simple elección en proyecto de una sección armada normalmente esbelta, en la que se precise una comprobación a abolladura, o el más elemental de los cálculos a vuelco de una viga cualquiera bastan

Where:

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ design plastic resistance of the gross cross-section.

$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$ design ultimate resistance of the net cross-section.

Conducting these two verifications reveals that it is acceptable to reach local deformations of values up to the material strength (such as in areas affected by drilled holes, where net sections need to be considered) or deformations corresponding to the yield strength throughout the rest of the structural member (where gross sections must be considered). The integration of such deformations thus gives rise to allowable displacement and the element as a whole is not penalised, as local weakening of its resistance would not need to be considered a determining factor in dimensioning.

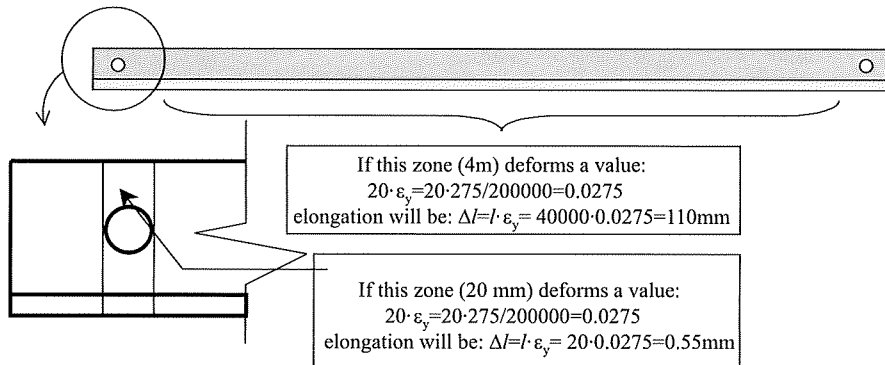


Fig. 11

Nominal dimensions are used to calculate the gross cross-section, without deducting fastener hole dimensions but making allowance for any larger openings.

The net section properties, by contrast, are the same as the gross section, but deducting holes and other larger openings. To compute the area to be deducted for fastener holes.

EA-95 addresses this issue in Paragraph 3.3: "*Straight elements under tensile stress*". It distinguishes between centred and eccentric tensile forces depending on the effective boundary condition of the member to be verified and the form in which loads are applied. It establishes limits to the mechanical slenderness of the members subjected to tensile stress. Members subjected to centred tensile loads are verified in terms of stress using the following expression:

$$\sigma^* = N^* / A_n \leq \sigma_u$$

Where:

σ_u is the design strength of the steel.

N^* is the weighted normal force on the section considered.

A_n is the net cross-section.

For EA-95 the net cross-section is the area excluding holes, whether or not they have bolts or rivets. It defines the semi-net cross-section to be the section excluding the area of the holes located in the area subject to tensile stress, but not those located in the area subject to compression. It establishes no clear criterion on how to define the net cross-section in the event of staggered rivets or bolts, although it does indicate how to do so graphically, in Figure 3.2.3.

As stated above, when engineering member size in accordance with EA-95, the net cross-section is decisive for the entire structural member.

Compression. Simple members

With the sole exception of the provision made in the Eurocode for second order analysis in imperfect members, which is practical on only rare occasions (although it is necessary when working with variable section members), there is no conceptual difference whatsoever between the way the two codes treat simple buckling.

In both cases analysis comprises a mere comparison of experimental results, adopting slenderness as the basic parameter for comparison. The only difference is that the Eurocode uses an additional parameter to accommodate

para poner de relieve las profundas diferencias conceptuales que separan ambas normas y que, en cuanto las comprobaciones se refieren a elementos o aspectos no estrictamente convencionales, conducen a resultados numéricos muy dispersos. Sin pretender una relación completa, en lo que sigue se comentan algunos de los aspectos que pueden ilustrar este aspecto.

Tracción

Para elementos solicitados a tracción, la expresión general de comprobación toma la forma:

$$N_{Sd} \leq N_{t, Rd}$$

Siendo $N_{t, Rd}$ la resistencia a tracción de cálculo de la sección, definida como:

$$N_{t, Rd} = \min \{ N_{pl, Rd}, N_{u, Rd} \}$$

Donde:

$N_{pl, Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ Resistencia plástica de cálculo de la sección bruta.

$N_{u, Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$ Resistencia última de cálculo de la sección neta

El establecimiento de las dos comprobaciones pone de manifiesto el que podamos aceptar que se alcancen deformaciones a carga de rotura localizadas puntualmente (por ejemplo, en zonas afectadas por taladros, donde sea preciso considerar secciones netas) y deformaciones correspondientes a límite elástico a lo largo del resto del elemento estructural (donde tengamos que considerar secciones brutas). De esta forma, la integración de dichas deformaciones dará lugar a desplazamientos admisibles y no se penalizará el conjunto del elemento al considerar como determinante para su dimensionamiento un debilitamiento puntual de su capacidad.

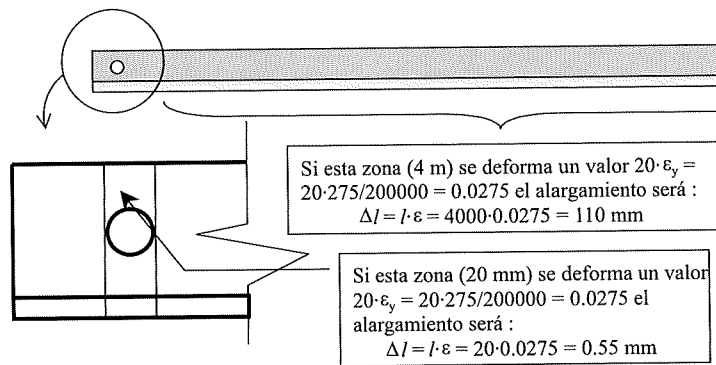


Fig. 11

Para el cálculo de las características de la sección bruta se utilizan las dimensiones nominales, sin descontar las dimensiones de los agujeros para alojamiento de tornillos pero sí considerando los aligeramientos importantes.

En cambio, las características de la sección neta son las de la sección bruta descontando los agujeros y otros aligeramientos.

El planteamiento de EA-95 se recoge en el Apartado 3.3: "Piezas de sección recta sometidas a tracción". Distingue entre tracción centrada y excéntrica en función de la vinculación efectiva de la pieza a comprobar y de la forma de aplicación de las cargas. Establece limitaciones en la esbeltez mecánica de las piezas sometidas a tracción. Para piezas solicitadas a tracción centrada la comprobación se realiza a nivel tensional y responde a la siguiente expresión:

$$\sigma^* = N^* / A_n \leq \sigma_u$$

Donde:

σ_u es la resistencia de cálculo del acero.

N^* es el esfuerzo normal ponderado, en la sección considerada.

A_n es el área de la sección neta.

Para EA-95 el área neta de la sección es aquella en la que se excluye el área de los agujeros, lleven o no roblón o tornillo. Define además sección semineta como aquella en la que se excluye el área de los agujeros situados en la zona sometida a tracción, pero no la de los situados en la zona sometida a compresión. No define un criterio claro de la forma de considerar la sección neta para el caso de tener una disposición de roblones o tornillos al tresbolillo, aunque indica gráficamente la forma de hacerlo en la Figura 3.2.3.

Como ya se ha indicado, en el dimensionamiento de un elemento según EA-95, la sección neta es determinante para la totalidad del elemento estructural.

the discrepancies found in experimental results of trials on different kinds of section (the Eurocode takes account of the results of the very extensive testing campaign conducted under the auspices of the European Convention of Steel Construction).

Analytical development is the same in the two codes and the only difference is the imperfection parameter, for which the EA uses Dutheil's formula:

$$\delta = 0.3 \cdot \bar{\lambda}^2$$

while the Eurocode introduces section type as parameter α :

$$\delta = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2)$$

a parameter whose values, by way of illustration only, are given below:

0.21	Small and medium-sized rolled I-shapes buckling along the plane of the web Hot-rolled tubes
0.34	Small and medium-sized I-shapes buckling along the plane of the flanges Formed tubes
0.49	Rolled sections with only one plane of symmetry Solid sections
0.76	Very thick plate girders buckling along the plane of the flanges

The buckling coefficient can be immediately deduced from the imperfection parameter:

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \delta + \bar{\lambda}^2)$$

$$\omega = \frac{1}{\chi} = \phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}$$

The differences between the results obtained using the different Eurocode imperfection coefficients can be substantial. Figure 12 shows the values of the buckling coefficient for the four coefficients (curves "a" to "d").

It should be noted that the slenderness parameter $\bar{\lambda}$ appearing in the above expressions is the so-called "nondimensional" slenderness ratio, whose value is:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{apl}}{N_{cri}}}$$

which is related to mechanical slenderness as follows:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{apl}}{N_{cri}}} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{\pi^2 \cdot E \cdot I}} = \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 \cdot E}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

The Figure 13 shows the value of the buckling coefficient according to the Spanish code (thick dashed line) and the Eurocode (thin lines corresponding to "a" and "c" type sections).

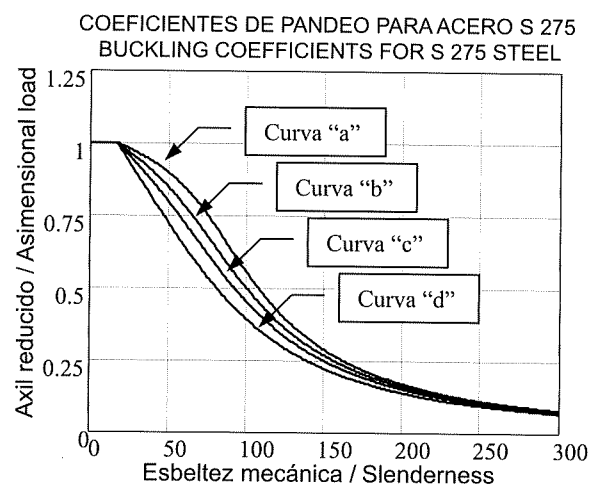


Fig. 12

It will be noted that the Spanish code appears to be rather less conservative in extreme cases, although the differences are always minor. For slenderness ratios of 60 and "c" type sections, the EA provides for a value 10% higher than the analogous Eurocode value. For very special, class "d" sections, the difference may be greater, but the validity of the comparison in such cases is questionable.

Compresión. Barras simples

Con la única salvedad de que el Eurocódigo permite el análisis en segundo orden sobre la barra imperfecta, lo que únicamente será práctico en casos muy aislados (si bien necesario al considerar barras de sección variable), no existe diferencia conceptual alguna en el tratamiento que del pandeo de las barras simples hacen ambas normativas.

En ambos casos el análisis se reduce a una comparación con resultados experimentales adoptando la esbeltez de la barra como parámetro básico de comparación. La única diferencia es que el Eurocódigo utiliza un parámetro adicional al objeto de considerar la diferencia que en los resultados experimentales se encontró entre distintos tipos de sección ensayada (el Eurocódigo recoge los resultados de la amplísima campaña de ensayos desarrollada bajo los auspicios de la Convención Europea de la Construcción Metálica).

Ambas normas utilizan el mismo desarrollo analítico y la única diferencia la establece el parámetro de imperfección, para el que la EA utiliza la expresión de Dutheil:

$$\delta = 0,3 \cdot \bar{\lambda}^2$$

Mientras que el Eurocódigo introduce el tipo de sección a través del parámetro α :

$$\delta = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2)$$

Parámetro que toma los valores que, a modo de simple indicación, se acompañan:

0.21	Perfiles laminados en I de tamaño pequeño y medio pandeando en el plano del alma Tubos laminados en caliente
0.34	Perfiles laminados en I de tamaño pequeño y medio pandeando en el plano de las alas Tubos conformados
0.49	Perfiles laminados con un solo plano de simetría Secciones macizas
0.76	Secciones armadas de gran espesor pandeando en el plano de las alas

A partir del parámetro de imperfección el coeficiente de pandeo se obtiene de forma inmediata:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \delta + \bar{\lambda}^2)$$

$$\omega = \frac{1}{\chi} = \phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}$$

Las diferencias entre los resultados que se obtienen mediante el uso de los distintos coeficientes de imperfección del Eurocódigo pueden alcanzar alguna importancia. La Figura 12 muestra los valores del coeficiente de pandeo para los cuatro coeficientes (curvas designadas respectivamente "a" a "d").

Cabe señalar que la esbeltez $\bar{\lambda}$ que aparece en las anteriores expresiones es la denominada "adimensional", de valor:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{apl}}{N_{cri}}}$$

que se relaciona con la esbeltez mecánica a través de la expresión:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{apl}}{N_{cri}}} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2}}} = \sqrt{\frac{f_y}{\frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

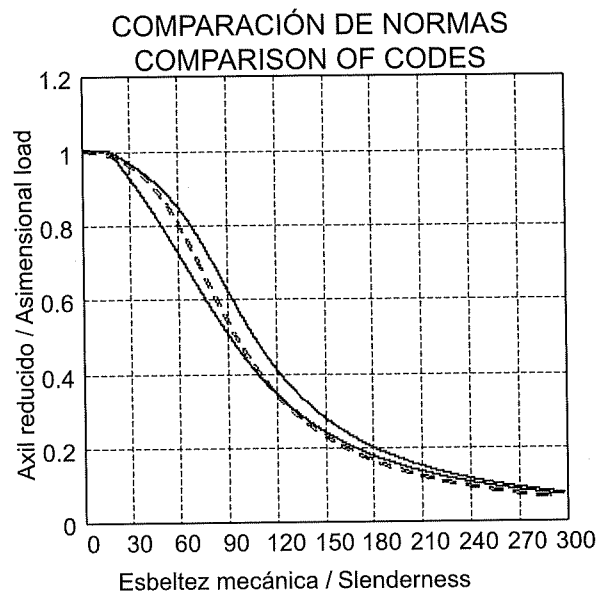


Fig. 13

La Figura 13 representa el valor del coeficiente de pandeo según la norma Española (línea gruesa de trazos) y según el Eurocódigo (líneas finas correspondientes a secciones tipo "a" y tipo "c").

Compression. Built-up members

There is no such thing as built-up members in the Eurocode (at least in the sense used in the EA). For the former, a built-up member is a structural element comprising a series of simple members that must be verified individually, together with their respective connections, for the forces resulting from second order computation of the "built-up member" structure.

In the special case of double chord elements the Eurocode allows the simplest form of second order calculation, the amplification method. This makes it possible to determine forces on the members using simple analytical expressions.

Bending. General

The major conceptual differences between the two codes were discussed in the section on the basis of design.

Bending. Local buckling in the web

Former e.m.62 followed the linear local buckling theory, whereby the value of the stress at which a plate buckles is defined by the expression:

$$\sigma_{cri} = k \sigma_E$$

Where:

K: coefficient that depends on kind of stress and panel geometry (contour conditions)

σ_E : depends on the material and panel geometry (slenderness t/b)

The only correction introduced was to admit that the stress-strain ratio was non-linear, in keeping with the material laws discussed above.

According to the above and pursuant to D.I.N. standards, the value of the critical stress was reduced in the expression relating the modulus of elasticity corresponding to such stress to their initial value, i.e.:

$$\frac{\sigma_{crr}}{\sigma_{cri}} = \frac{E_t}{E} = 1 - \left(\frac{\sigma_{crr} - \sigma_P}{f_y - \sigma_P} \right)^2$$

Solving for σ_{crr} yields a quadratic equation whose solution gives the table of diminished stresses contained in the em.62 code (Table XVIII), that corresponds to the expression:

$$\sigma_{crr} = \begin{cases} \sigma_{cri} & \text{para } \sigma_{cri} < \sigma_P \\ \left(40 \cdot \sigma_{cri} - f_y + \sqrt{f_y^2 - 80 \cdot f_y \cdot \sigma_{cri} + 100 \cdot \sigma_{cri}^2} \right) \cdot \frac{f_y}{50 \cdot \sigma_{cri}} & \text{para } \sigma_{cri} > \sigma_P \end{cases}$$

When the em was re-edited as part of the MV series, two assumptions were made which, from the vantage of today's knowledge, seem less than appropriate. Firstly, to take account of post-critical resistance, the k coefficient was simply multiplied by 125, that is to say:

$$\sigma_{cri} = \underbrace{1,25 \cdot k}_{k} \cdot \sigma_E$$

Hence, the relation between the k values in tables XIX (em62) and 5.3 (M.V.103) is exactly 1.25.

This is a very unsafe simplification because the increase in capacity afforded by post-critical behaviour is not at all constant but rather, as the Von-Karman theory predicts, depends on plate slenderness, so that for small slenderness values the increase in capacity is nil.

The second assumption refers to the reduction due to nonelastic behaviour of the material, expressed as follows:

$$\frac{\sigma_{crr}}{\sigma_{cri}} = \sqrt{\frac{E_t}{E}}$$

in keeping with the ideas of Massonet and other authors in vogue at the time. An error was committed when the tables were computed, whereby, instead of solving:

$$\left(\frac{\sigma_{crr}}{\sigma_{cri}} \right)^2 = \frac{E_t}{E} = 1 - \left(\frac{\sigma_{crr} - \sigma_P}{f_y - \sigma_P} \right)^2$$

Se puede comprobar que la norma española puede resultar en casos extremos poco conservadora, si bien las diferencias son siempre reducidas. Para esbelteces de 60 y secciones tipo "c" la EA proporciona un valor un 10% superior al que resulta de aplicar el Eurocódigo. Para secciones muy especiales, de clase "d" la diferencia podría ser mayor, pero se trata de una comparación ya muy forzada.

Compresión. Barras compuestas

Para el Eurocódigo no existen barras compuestas (al menos en el sentido en el que contemplan en la EA). Para aquél, una barra compuesta es una estructura formada por un conjunto de barras simples que se comprueban individualmente, junto con las uniones correspondientes, para los esfuerzos que resultan del cálculo en segundo orden de la estructura "barra compuesta".

En el caso particular de barras de dos cordones el Eurocódigo admite la forma más simple de cálculo en segundo orden, el método de amplificación. Ello permite la determinación de los esfuerzos en las barras mediante expresiones analíticas sencillas.

Flexión. General

Las importantes diferencias conceptuales existentes entre ambas normativas ya fueron señaladas en el apartado correspondiente a las bases de cálculo.

Flexión. Abolladura del alma

La antigua e.m.62 seguía la teoría lineal de abolladura, según la cual el valor de la tensión a la que abolla una chapa viene dada por la expresión:

$$\sigma_{cri} = k \sigma_E$$

Donde:

k: coeficiente que depende del tipo de tensiones y de la geometría del panel (condiciones de contorno)

σ_E : depende del material y de la geometría del panel (esbeltez t/b)

La única corrección que se hacía era admitir que la relación tensión-deformación del material era no lineal, siguiendo la relaciones de comportamiento expuestas mas atrás.

Conforme a lo anterior, y siguiendo las normas DIN, se reducía el valor de la tensión crítica en la relación entre el módulo elástico correspondiente a tal tensión y el del origen, esto es:

$$\frac{\sigma_{crr}}{\sigma_{cri}} = \frac{E_t}{E} = 1 - \left(\frac{\sigma_{crr} - \sigma_P}{f_y - \sigma_P} \right)^2$$

Despejando σ_{crr} se obtiene una ecuación de 2º grado de cuya resolución se obtiene la tabla de tensiones reducidas que consta en la norma em.62 (Tabla XVIII) y que responde a la expresión:

$$\sigma_{crr} = \begin{cases} \sigma_{cri} & \text{para } \sigma_{cri} < \sigma_P \\ \left(40 \cdot \sigma_{cri} - f_y + \sqrt{f_y^2 - 80 \cdot f_y \cdot \sigma_{cri} + 100 \cdot \sigma_{cri}^2} \right) \cdot \frac{f_y}{50 \cdot \sigma_{cri}} & \text{para } \sigma_{cri} > \sigma_P \end{cases}$$

Al convertir la em en la MV se adoptaron dos planteamientos que, desde el conocimiento actual, no se pueden considerar afortunados. En primer lugar, se consideró la resistencia postcrítica de las chapas. Para ello simplemente se multiplicó el coeficiente k por 1.25, esto es:

$$\sigma_{cri} = \frac{1,25 \cdot k \cdot \sigma_E}{k}$$

Así, la relación entre los valores de k de las tablas XIX (em62) y 5.3 (M.V.103) es, justamente, 1.25.

Se trata esta de una simplificación muy insegura porque el incremento de capacidad dada por el comportamiento postcrítico no es constante en absoluto, sino que, como predice la teoría de Von-Karman, depende de la esbeltez de la chapa de forma que para valores reducidos de esbeltez el incremento de capacidad es nulo.

El segundo planteamiento se refiere a la reducción por comportamiento anelástico del material, que toma la forma:

$$\frac{\sigma_{crr}}{\sigma_{cri}} = \sqrt{\frac{E_t}{E}}$$

Which would have yielded a quadratic equation whose solution should have been:

$$\sigma_{\text{crr}} = \begin{cases} \sigma_{\text{cri}} & \text{for } \sigma_{\text{crr}} < \sigma_P \\ \frac{40 \cdot \frac{\sigma_{\text{cri}}^2}{f_y} + \frac{\sigma_{\text{cri}}}{f_y} \cdot \sqrt{100 \cdot \sigma_{\text{cri}}^2 - 60 \cdot f_y^2}}{2 + 50 \cdot \frac{\sigma_{\text{cri}}^2}{f_y^2}} & \text{for } \sigma_{\text{crr}} > \sigma_P \end{cases}$$

What was in fact obtained was simply:

$$\sigma_{\text{crr}} = \sqrt{\frac{E_\tau}{E}} \sigma_{\text{cri}}$$

and $\sqrt{\frac{E_\tau}{E}}$ was replaced by $\sqrt{k_\tau}$, where k_τ is the coefficient

obtained above, without taking into account that as it is in fact a function of σ_{crr} , the expression cannot be solved for this term as if it were a mere constant.

The result is aberrant because it does not converge as $E_\tau \rightarrow 0$.

Moreover, it contains a number of printing errors that were not corrected in later editions (for $\sigma_{\text{cri}} = 3800 \text{ kg/cm}^2$ the σ_{crr} for A-52 steel should be 3472 kg/cm^2 rather than 4373 kg/cm^2).

The result of the above is that the actual critical stress is overestimated.

The Eurocode poses a method formally similar to the EA method, called the "simple post-critical" method, according to which:

- An ideal critical stress value, which coincides with the em 62 value, disregarding the 1.25 in the M.V. code, is taken
- Ideal slenderness is calculated: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{\text{cri}}}}$
- Ultimate stress is computed from the Winter formula: $\sigma_u = \frac{f_y}{\lambda} \left(1 - \frac{0.22}{\lambda} \right) \lambda > 0.67$
- Resistance is reduced by a factor of 1.1, the value in this case of the γ_{M1} coefficient.

The ultimate stresses obtained with each code for different values of geometric slenderness are plotted in Figure 16 below, in which the dashed line represents the value of the ultimate stress according to the Eurocode (resistance not reduced by the γ_{M1} coefficient = 1.1) and the solid line the value according to EA.

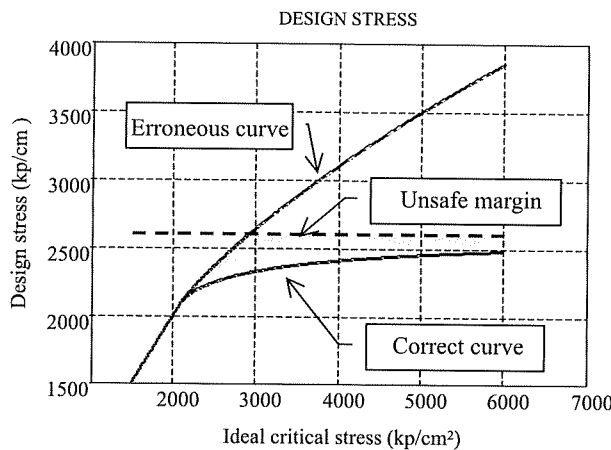


Fig. 14

COMPARACIÓN EA-95/EC.3
COMPARISON EA-95/EC.3

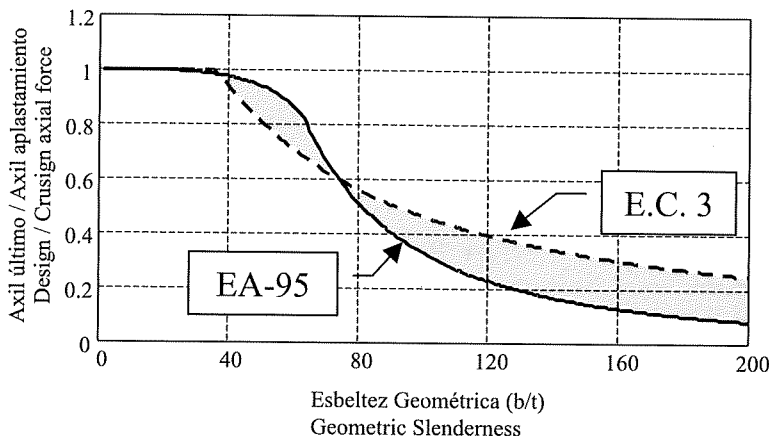


Fig. 15

Siguiendo las ideas de Massonet y otros autores en boga en aquel momento. En la confección de las tablas se introdujo un error, de forma que, en lugar de resolver:

$$\left(\frac{\sigma_{\text{crr}}}{\sigma_{\text{cri}}}\right)^2 = \frac{E_t}{E} = 1 - \left(\frac{\sigma_{\text{crr}} - \sigma_P}{f_y - \sigma_P}\right)^2$$

Con lo que se hubiera obtenido una ecuación de segundo grado de solución:

$$\sigma_{\text{crr}} = \begin{cases} \sigma_{\text{cri}} & \text{para } \sigma_{\text{crr}} < \sigma_P \\ \frac{40 \cdot \frac{\sigma_{\text{cri}}^2}{f_y} + \frac{\sigma_{\text{cri}}}{f_y} \cdot \sqrt{100 \cdot \sigma_{\text{cri}}^2 - 60 \cdot f_y^2}}{2 + 50 \cdot \frac{\sigma_{\text{cri}}^2}{f_y^2}} & \text{para } \sigma_{\text{crr}} > \sigma_P \end{cases}$$

Simplemente se obtuvo:

$$\sigma_{\text{crr}} = \sqrt{\frac{E_t}{E}} \sigma_{\text{cri}}$$

y se substituyó $\sqrt{\frac{E_t}{E}}$ por $\sqrt{k_t}$, siendo k_t el coeficiente obtenido anteriormente sin considerar que, en realidad es una función de σ_{crr} y, por tanto, no se puede despejar como una simple constante.

El resultado es aberrante porque no converge cuando $E_t \rightarrow 0$.

Además, presenta algunas erratas que no se han corregido en las sucesivas ediciones (para $\sigma_{\text{cri}} = 3.800 \text{ kg/cm}^2$ la σ_{crr} para el acero A-52 debería ser 3.472 kg/cm^2 y no 4.373 kg/cm^2).

El resultado de lo anterior es una sobrevaloración de la tensión crítica real.

El Eurocódigo plantea, como método formalmente semejante al de la EA el designado como "postcrítico simple", según el cual:

- Se parte de un valor de la tensión crítica ideal que coincide con el de la em 62, olvidando el 1,25 de la M.V.

- Se calcula la esbeltez ideal: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{\text{cri}}}}$

- La tensión última viene dada por la fórmula de Winter:

$$\sigma_u = \frac{f_y}{\lambda} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) \lambda > 0,67$$

- Se minorra la resistencia con un coeficiente $\gamma_{M1} = 1,1$

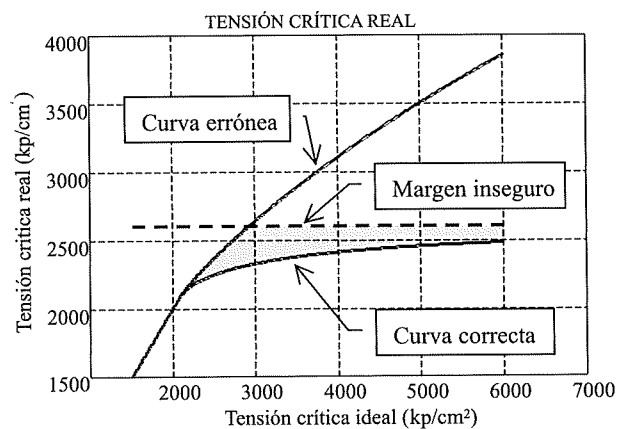


Fig. 14

Dibujando las tensiones últimas según cada norma, en función de la esbeltez geométrica, se obtiene la figura adjunta, nº 15, en la que la línea a trazos representa el valor de la tensión última según el Eurocódigo (no se ha minorado la resistencia con el coeficiente $\gamma_{M1} = 1,1$), y la continua según la EA.

En conclusión:

- Para esbelteces importantes (tensión crítica ideal inferior a la mitad del límite elástico) la EA es muy conservadora.
- Para pequeñas esbelteces (tensión crítica ideal superior a la mitad del límite elástico) la Norma Española es insegura. Afortunadamente, esta situación tan sólo se presenta en casos muy específicos.

El Eurocódigo ofrece además la posibilidad de usar, en vigas con rigidizadores transversales, el método del campo de tracciones. La idea en la que se apoya el método es simple: al abollar el alma y perder rigidez en su plano se desarrolla un mecanismo resistente adicional basado en la formación de una celosía cuyas diagonales son las partes traccionadas de los paneles de alma, los rigidizadores hacen el papel de montantes comprimidos y las alas constituyen los cordones.

In conclusion:

- For large slenderness ratio values (ideal critical stress less than half the yield strength) the EA is very conservative.
- For small slenderness ratios (ideal critical stress over half of the yield strength) the Spanish code is unsafe. Fortunately, this situation only arises in very specific cases.

The Eurocode also affords the possibility of using the tension field method in beams with transversal stiffeners. The idea behind the method is quite simple: when the web buckles and loses stiffness along its plane, an additional resistant mechanism develops based on the formation of a bracing system whose diagonals are the parts of the web panels subjected to tensile stress, while the stiffeners play the role of compressed struts and the flanges constitute the chords.

Taking the above reasoning to an extreme, one might even conceive of a panel so thin that its resistance to local buckling would be nil (fabric, for instance) and the only resistance would be that afforded by this mechanism. This is what is widely known as the "Wagner" effect.

Any number of methods may be used in the analytical evaluation of tension field resistance, depending on the values assigned to parameters such as the width of the diagonal, its inclination, the way to consider necessary flange plastification and so on. In the Eurocode proposal the capacity obtained depends on the inclination of the diagonal and calls for an iterative procedure which, while quite simple, is very time-consuming without some sort of computer tool.

Bending. Lateral buckling

The two codes obtain the critical lateral buckling moment in practically the same way. Our EA is more complete in this case, since it explicitly addresses an elementary case such as cantilever girders, which is not dealt with in the Eurocode.

The problem arises in computing the ultimate moment from that moment. The EA confines itself to diminishing the critical moment by multiplying by the fraction $\frac{E_t}{E_0}$ to accommodate the nonelastic behaviour of the material.

The Eurocode uses the member buckling curve as the weighting function: "a" for rolled sections and "c" for plate girders.

The difference between the two is considerable, as Figure 17 shows. For ideal critical moment values that induce section stresses similar to the limit of proportionality, the difference between the two values can be as high as 40%, with the EA-95 on the unsafe side!

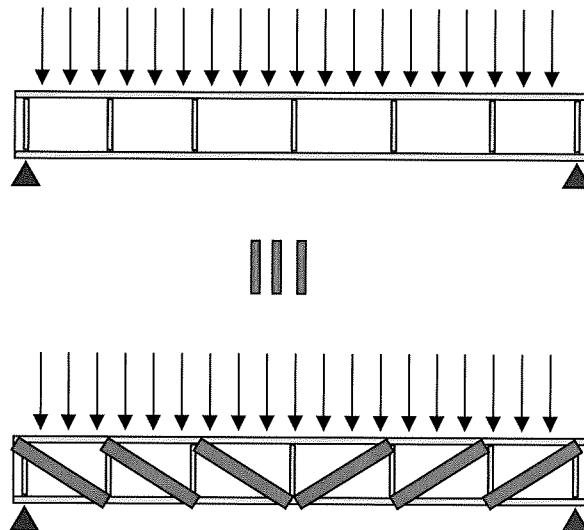


Fig. 16

6. CONCLUSIONS

The sole intention of this article is to stress the importance of the differences between any modern code (and the Eurocode is no longer the benchmark standard in this regard, the comparison would have been even clearer with codes such as the SIA, conceptually more advanced than the Eurocode although less broadly disseminated) and the EA presently in force. The authors purport to refute the widely extended idea that the Eurocode leads to

Llevando al extremo el razonamiento anterior se podría incluso pensar en la resistencia de un panel de espesor tan reducido que no presentase ninguna resistencia a abolladura (una tela) y la única resistencia fuese la obtenida por este mecanismo. Es el conocido efecto "Wagner".

Existen muchos métodos para la evaluación analítica de la resistencia del campo de tracciones, en función de los valores asignados a parámetros tales como la anchura de la diagonal, su inclinación, la forma de considerar la necesaria plastificación de las alas, etc. En el propuesto por el Eurocódigo la capacidad obtenida es función de la inclinación de la diagonal y requiere un procedimiento iterativo simple pero laborioso si no se dispone de alguna herramienta informática.

Flexión. Vuelco

Las dos normativas obtienen el momento crítico de vuelco en forma prácticamente idéntica. Nuestra EA resulta en este caso más completa al considerar explícitamente un caso tan elemental como es el de vigas en voladizo, que el Eurocódigo no considera.

El problema surge en el paso desde tal momento crítico al último. La EA se limita a minorar el momento crítico multiplicándolo por la relación $\frac{E_t}{E_0}$ al objeto de considerar el comportamiento anelástico del material.

El Eurocódigo utiliza como función de ponderación la curva de pandeo de barras, la "a" para secciones laminadas y la "c" para secciones armadas.

La diferencia llega a ser tan importante como muestra la Figura 17. Para valores del momento crítico ideal que inducen en las secciones tensiones semejantes al límite de proporcionalidad, la diferencia entre los valores de capacidad proporcionados por ambas normas llega al 40% ¡y del lado de la inseguridad para la EA!

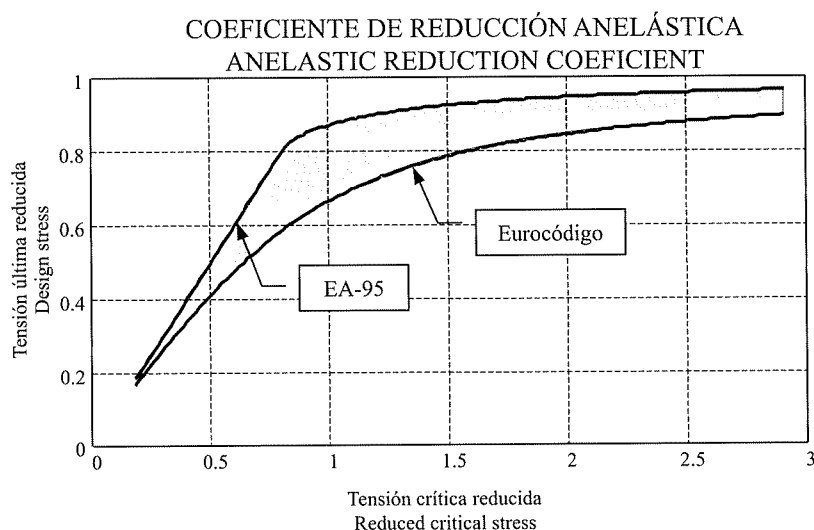


Fig. 17

CONCLUSIONES

No se pretende en estas páginas otra finalidad que la de poner de relieve la importancia de las diferencias entre cualquier normativa moderna (y el Eurocódigo no es ya la norma de referencia en este sentido, pues la comparación podría haber sido aún más clara con normas como la SIA, conceptualmente más avanzadas que el Eurocódigo, aunque menos difundidas) y la vigente EA. Pretendemos con ello rebatir la idea, extendida, de que el Eurocódigo conduce a dimensionamientos similares a través de cálculos más complejos. Como ya se ha expuesto, ello sólo se podría argumentar en casos muy particulares que, además, se encuentran lejos del campo en el que se sitúan las estructuras metálicas en nuestro país: estructuras de edificación que se apartan en algún sentido de lo habitual, pasarelas, equipamientos, cubiertas de luces importantes, ...

En nuestra opinión, el carácter obligatorio de una norma obsoleta, como es la vigente EA, es uno de los condicionantes que coartan el desarrollo de un mercado que se sitúa lejos de su potencial. Lo hace, además, tanto de forma directa como indirecta: se siguen publicando textos didácticos conforme a la EA, las clases aún se imparten en muchas Universidades con base en ella, algunos proyectistas evitan el esfuerzo de actualizarse porque les sigue siendo válido lo que estudiaron hace ¡30 años!... En general todo ello limita el nivel de nuestra tecnología en este campo.

similar dimensioning via more complex methods of calculation. This, as shown, can only be sustained in certain very special cases which, are, moreover, of little practical relevance to the field of steel structure design in our country: i.e., building structures that are only rarely encountered such as catwalks, equipment, roofs with large spans and so on.

The authors feel that the fact that an obsolete code such as the present EA is legally binding is one of the factors curbing the development of the market for steel structures, which is not anywhere near potential. This factor affects the market both directly and indirectly: textbooks continue to be published to EA standards, lectures in many universities are still delivered on the grounds of the code, some designers refrain from making the effort to keep abreast of new developments because what they learned 30 years ago... is still valid! Taken together, all of this limits the level of our technology in this field.

The effort that needs to be made must obviously be in keeping with the time that has lapsed and should address both the urgent revision of our existing code and the dissemination of available alternatives. In this latter regard, it is fitting to recall the praiseworthy initiatives made by manufacturers (Prontuarios de Altos Hornos and Ensidesa) some years ago in the form of magnificent works that contributed to disseminating the MV code, a standard more advanced for its day than the Eurocode is now.

Es evidente, en nuestra opinión, la necesidad de un esfuerzo acorde al retraso que hemos de reconocer, esfuerzo dirigido tanto a la urgente revisión de nuestra normativa vigente como a la difusión de las alternativas disponibles. En este último sentido cabe recordar iniciativas tan elogiadas como las desarrolladas años atrás por los fabricantes (Prontuarios de Altos Hornos y de Ensidesa) que dieron lugar a obras magníficas que contribuyeron a difundir una norma como la MV, más avanzada en su día que el Eurocódigo ahora mismo.

BIBLIOGRAPHY

- [1]. C.E.N. Comité Europeo de Normalización. "Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero." UNE-ENV 1993-1-1. Diciembre 1996.
- [2]. C.E.N. Comité Europeo de Normalización. "Eurocódigo 1: Bases de Proyecto y Acciones en Estructuras." UNE-ENV 1991-1. Octubre 1997
- [3]. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General para la Vivienda, el Urbanismo y la Arquitectura. "NBE-EA-95: Estructuras de Acero en Edificación",
- [4]. S.I.A. Société suisse des ingénieurs et des architectes "Norme 161: Constructions métalliques." SN 555 161. 1990.
- [5]. Argüelles Alvarez. "La estructura metálica hoy. Teoría y Práctica". 2ª Edición.
- [6]. Quintero Moreno, Cudós Samblancat. "Estructuras metálicas" Fundación Escuela de la Edificación. Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Madrid.
- [7]. Rodríguez-Borlado; Martínez Lasheras, C; Martínez Lasheras, R. "Prontuario de Estructuras metálicas" 5ª Edición. CEDEX. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Ministerio de Fomento. Mayo 1999.
- [8]. G. Ballio; F. M. Mazzolani. "Theory and Design of Steel Structures". Chapman and Hall. 1983.
- [9]. J. Dowling, P. Knowles, W. Owens. "Structural steel design". The Steel Construction Institute. Butterworths. 1988.
- [10]. Galambos. "Guide to stability design criteria for metal structures". Wiley Interscience. 5th Edition. 1997
- [11]. ITEA. Instituto Técnico de la Estructura en Acero. "Guía de diseño para edificios con estructura de acero". 1997.
- [12]. ENSIDESA. Prontuarios (5 Tomos). Publicaciones Ensidesa.
- [13]. The Steel Construction Institute. "Introduction to Concise Eurocode 3(C-EC3) with worked examples."
- [14]. Millanes Mato. "La flexión en estructuras metálicas. Análisis de esfuerzos y control de secciones". Sección de Publicaciones de la E.T.S.I. de Caminos de Madrid.
- [15]. Benito Muñoz; Álvarez Cabal. "Ejercicios de estructuras metálicas y mixtas". Sección de Publicaciones de la E.T.S.I. Industriales de Madrid. 1999
- [16]. Ortiz Herrera; del Río Bueno. "Proyecto de soportes metálicos excéntricamente comprimidos: Estudio comparativo de diversas normas recientes". Hormigón y Acero. Nº 209. Madrid. 1998.
- [17]. Hernández Montes; Gil Martín. "Análisis comparativo del cálculo de las longitudes de pandeo según el Eurocódigo 3 y según la NBE-EA-95". Hormigón y Acero. 3er trimestre 1996.
- [18]. Hernández Montes; Rúa Álvarez. "Cálculo en segundo orden en la normativa Europea". Hormigón y Acero. 3er trimestre 1996. Revista de Obras Públicas Nº 3336. 1994.
- [19]. Viñuela Rueda. "Nota sobre la estabilidad de cordones comprimidos de vigas trianguladas". Comunicación a los autores. Madrid 1996.
- [20]. Quintero Moreno, Francisco. "La seguridad en los fenómenos de abolladura" Construcciones metálicas y calderería Nº6. 1987.

BIBLIOGRAFÍA

- [1]. C.E.N. Comité Europeo de Normalización. "Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero." UNE-ENV 1993-1-1. Diciembre 1996.
- [2]. C.E.N. Comité Europeo de Normalización. "Eurocódigo 1: Bases de Proyecto y Acciones en -Estructuras." UNE-ENV 1991-1. Octubre 1997
- [3]. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General para la Vivienda, el Urbanismo y la Arquitectura. "NBE-EA-95: Estructuras de Acero en Edificación",
- [4]. S.I.A. Societé suisse des ingénieurs et des architectes "Norme 161: Constructions métalliques." SN 555 161. 1990.
- [5]. Argüelles Alvarez. "La estructura metálica hoy. Teoría y Práctica". 2ª Edición.
- [6]. Quintero Moreno, Cudós Samblancat. "Estructuras metálicas" Fundación Escuela de la Edificación. Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Madrid.
- [7]. Rodríguez-Borlado; Martínez Lasheras, C; Martínez Lasheras, R. "Prontuario de Estructuras metálicas" 5ª Edición. CEDEX. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Ministerio de Fomento. Mayo 1999.
- [8]. G. Ballio; F. M. Mazzolani. "Theory and Design of Steel Structures". Chapman and Hall. 1983.
- [9]. J. Dowling, P. Knowles, W. Owens. "Structural steel design". The Steel Construction Institute. Butterworths. 1988.
- [10]. Galambos. "Guide to stability design criteria for metal structures". Wiley Interscience. 5th Edition. 1997
- [11]. ITEA. Instituto Técnico de la Estructura en Acero. "Guía de diseño para edificios con estructura de acero". 1997.
- [12]. ENSIDESA. Prontuarios (5 Tomos). Publicaciones Ensidesa.
- [13]. The Steel Construction Institute. "Introduction to Concise Eurocode 3(C-EC3) with worked examples."
- [14]. Millanes Mato. "La flexión en estructuras metálicas. Análisis de esfuerzos y control de secciones". Sección de Publicaciones de la E.T.S.I. de Caminos de Madrid.
- [15]. Benito Muñoz; Álvarez Cabal. "Ejercicios de estructuras metálicas y mixtas". Sección de Publicaciones de la E.T.S.I. Industriales de Madrid. 1999
- [16]. Ortiz Herrera; del Río Bueno. "Proyecto de soportes metálicos excéntricamente comprimidos: Estudio comparativo de diversas normas recientes". Hormigón y Acero. Nº 209. Madrid. 1998.
- [17]. Hernández Montes; Gil Martín. "Análisis comparativo del cálculo de las longitudes de pandeo según el Eurocódigo 3 y según la NBE-EA-95". Hormigón y Acero. 3º trimestre 1996.
- [18]. Hernández Montes; Rúa Álvarez. "Cálculo en segundo orden en la normativa Europea". Hormigón y Acero. 3º trimestre 1996. Revista de Obras Públicas Nº 3336. 1994.
- [19]. Viñuela Rueda. "Nota sobre la estabilidad de cordones comprimidos de vigas trianguladas". Comunicación a los autores. Madrid 1996.
- [20]. Quintero Moreno, Francisco. "La seguridad en los fenómenos de abolladura" Construcciones metálicas y calderería Nº6. 1987.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Fernández Sáez, Ana María
Jalvo García, Jaime
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio
Luzón Cánovas, José M^a

Ingenieros de Caminos

Barrios Corpa, Roberto
Calavera Ruiz, José
Carpintero García, Ismael
Castillo Fernández, Luis Javier
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
Díaz Lozano, Justo
Fernández Gómez, Jaime Antonio
Garay Sánchez, Raúl
Garrido Baró, Juan Carlos
González González, Juan José
González Valle, Enrique
Hostalet Alba, Francisco
Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jordán de Urríes de la Riva, Jorge
Ley Urzaiz, Jorge
Rodríguez Escribano, Raul Rubén
Rodríguez Romero, Jesús M^a
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen

Ingenieros I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo
Escarpizo-Lorenzana Martínez, Jorge

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 Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Licenciado en Ciencias Geológicas

Blanco Zorroza, Alberto

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

Carrato Moñino, Rosa M^a
Fernández Jiménez, Amelia
Iturralde Estefanía, Javier
Miranda Valdés, Javier
Molina Jurado, David
Montaña del Hoyo, Noelia
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel
Villacián Fernández, Aránzazu

Ingenieros Técnicos Industriales

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio
González Carmona, Manuel
Madueño Moraño, Antonio

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Carrero Crespo, Rafael
Galán de Cáceres, M^a del Puerto
García Menéndez, David
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Mata Soriano, Juan Carlos
Molina Collell, Blas
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Mesto, Angel
Romero Taboada, José Vicente
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Vicente, Andrés
Vicente Girón, Susana

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Carreras Ruiz, Francisco
Cuesta Pereda, Amaya
Molero Vicente, M^a Isabel

Profesores Mercantiles

González Alvarez, Vicente
Sampedro Portas, Arturo

Técnico en Administración de Empresas

González del Olmo, M^a de la Peña de F.

Técnico en Informática

García Rodríguez, Juan Tomás

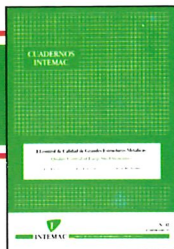
Técnico en Publicidad

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.

ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno Nº 34
 "Una novedad en la EHE: el método de bielas y tirantes".
 Autor: J. CALAVERA RUIZ.
 Dr. Ing. de Caminos.

Cuaderno Nº 35
 "Cálculo de estructuras metálicas. Principales diferencias entre el Eurocódigo EC3 y la Norma Básica EA-95".
 Autores: Prof. R. ÁLVAREZ CABAL.
 Dr. Ing. Industrial.
 J. R. ARROYO ARROYO.
 Ing. Industrial.
 F. SANTOS OLALLA.
 Ing. Industrial.
 J. M^o RODRÍGUEZ ROMERO.
 Ing. de Caminos.

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno Nº 36
 "Juntas y armaduras de retracción y temperatura en canales de hormigón".
 Autor: J. CALAVERA RUIZ.
 Dr. Ing. de Caminos.

MONOGRAFIAS INTEMAC



A partir de junio de 1998 INTEMAC emprendió una nueva línea de publicaciones con un carácter eminentemente práctico, destinadas a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusados en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica existente.

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 2
 "Puntos críticos en la impermeabilidad de azoteas y fachadas".
 Autores: J. Jordán de Urríes, J. Jalvo, J. M^o Luzón y A. Muñoz Mesto
 Precio de la Monografía 3.200 Ptas.

MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 3
 "Aspectos visuales del hormigón".
 Autores: Prof. J. Calavera Ruiz, Prof. J. Fernández Gómez, G. González Isabel, P. López Sánchez, Prof. J. M. Pérez Luzado
 Precio de la Monografía 5.000 Ptas.

VIDEOS TECNICOS



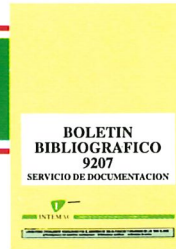
INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la formación, ha iniciado la edición de una serie de VIDEOS TECNICOS, analizando distintos campos de la construcción.

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

* 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	2000 ptas.
Cantidad a abonar por referencia60 ptas.
Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento	25 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.

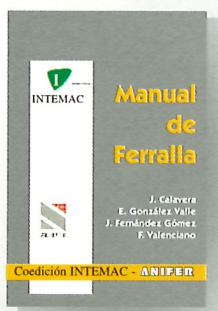
ARTICULOS TECNICOS



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 HORMIGÓN ARMADO DAÑADAS POR CORROSIÓN 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^o 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.

V.P.P. 400 ptas./ ejemplar.



De acuerdo con la nueva instrucción EHE

MANUAL DE FERRALLA

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

E. GONZÁLEZ VALLE

(Dr. Ingeniero de Caminos)

J. FERNÁNDEZ GÓMEZ

(Dr. Ingeniero de Caminos)

F. VALENCIANO (Ingeniero Industrial)

- 225 páginas

- 124 Figuras

- 34 Fotografías

- 2 Disquetes con 30 Detalles

Constructivos en ficheros para AutoCad

- 31 Referencias Bibliográficas

- Encuadernación en guaflex

Precio: 4.800 Pta.

CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN Y PATOLOGÍA DE FORJADOS DE EDIFICACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

Agotada la 4ª Edición

AGOTADO

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

Agotada la 3ª Edición

4ª Edición: Abril 2000

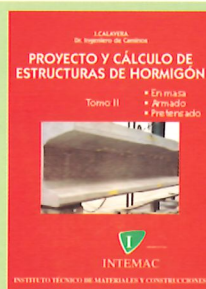
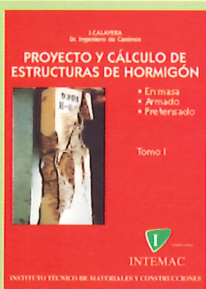
AGOTADO

MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

Agotada la 2ª Edición

AGOTADO



PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

J. CALAVERA

(Dr. Ingeniero de Caminos)

De acuerdo con la nueva instrucción EHE

- EN MASA

- ARMADO

- PRETENSADO

- 2 Tomos con 2014 páginas

- 1296 Figuras

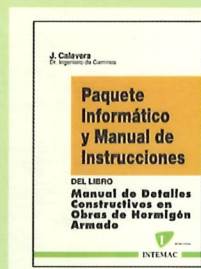
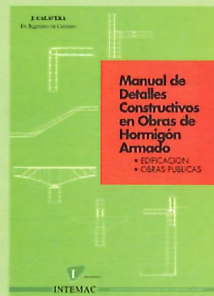
- 96 Fotografías

- 47 Ejemplos resueltos

- 139 Gráficos y Tablas de Cálculo

- 634 Referencias Bibliográficas

Precio: 24.000 Pta.



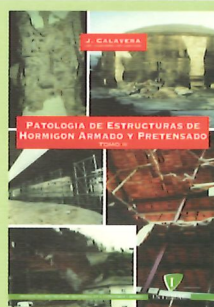
MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

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

Precio: - Libro: 17.000 Pta. - Paquete informático: 30.000 Pta. (Manual de Instrucciones y Disquetes)

El libro y el programa se venden por separado



PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

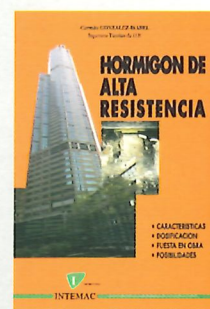
J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

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 guaflex

Precio de la obra completa: 17.000 Pta.



HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

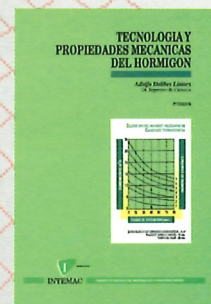
G. GONZÁLEZ-ISABEL

(Ingeniero Técnico de O. P.)

- 316 páginas

- Encuadernación en guaflex

Precio: 6.500 Pta.



TECNOLOGÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

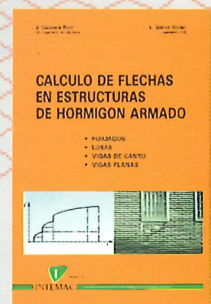
A. DELIBES (Dr. Ingeniero de Caminos)

2ª Edición

- 396 páginas

- Encuadernación en guaflex

Precio: 8.000 Pta.



CÁLCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

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 guaflex

Precio: 7.400 Pta. (Libro más paquete Informático)