



Jornada de Divulgación del CTE

Formulaciones Actuales en los Documentos Normativos Referentes al Proyecto de Estructuras de Acero

Enrique Mirambell - Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña.

El contexto normativo de las estructuras de acero en España comienza con la primera "Instrucción para estructuras de acero" EM-62, a la que sucederían las normas básicas NBE-MV-104 "Ejecución de estructuras de acero laminado en la edificación", del año 1966, y NBE-MV-103 "Cálculo de estructuras de acero laminado en la edificación", del año 1972. Estas normas básicas fueron compendiadas y con algunas modificaciones dieron lugar a la normativa que ha estado vigente hasta la publicación del Código Técnico de la Edificación en marzo de 2006, la NBE-EA-95 "Estructuras de acero en edificación", del año 1995.

De forma paralela se ha estado desarrollando la Instrucción de Acero Estructural EAE a imagen y semejanza de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE, tanto conceptualmente como formalmente, y que en estos momentos se encuentra todavía en fase de desarrollo.

Tanto el Documento Básico DB-SE A "Seguridad Estructural Acero" como la citada Instrucción EAE se han apoyado en los Eurocódigos Estructurales, que son un conjunto de normas europeas que aportan criterios y métodos comunes de dimensionamiento para todos los Estados Miembro, que tratan de acercar los nuevos procedimientos de cálculo y dimensionamiento a los proyectistas y profesionales, contribuyendo a la transparencia y entendimiento de todos los agentes implicados en el sector de la construcción, y al desarrollo de metodologías y programas de cálculo que permitan aumentar la competitividad y disminuir los costes.

En definitiva, el programa Eurocódigo pretende eliminar de alguna forma las barreras técnicas al comercio de productos y armonizar las especificaciones técnicas en la Comunidad Europea.

Dentro de este conjunto de normas que constituyen los Eurocódigos, las que más relación tienen con el mundo de las estructuras de acero son las siguientes:

- EN 1990 – Eurocódigo 0: Bases de proyecto.
- EN 1991 – Eurocódigo 1: Acciones sobre las estructuras.
- EN 1993 – Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.
- EN 1994 – Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero.

La Parte 1 del Eurocódigo 3 (EC-3) se divide en diferentes partes, hasta un total de 12. De entre todas ellas, las que de alguna forma están más relacionadas con el DB SE-A del CTE son las siguientes:

- EN 1993-1-1 Reglas generales y reglas para edificación
- EN 1993-1-2 Proyecto de estructuras de acero frente a incendio



ENRIQUE MIRAMBELL

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (UPC).

Director de la Cátedra Celsa-UPC, desde junio del año 2000, y Presidente del Comité CTN140/SC3, Eurocódigo 3, desde diciembre del mismo año, forma parte de la Comisión Interministerial Permanente de las Estructuras de Acero desde su constitución, donde fue nombrado Ponente General de la Instrucción EAE de Acero Estructural en diciembre de 2001.

Ha publicado más de 130 artículos, en revistas y congresos nacionales e internacionales y ha dirigido siete tesis doctorales. Ha sido investigador principal en proyectos de investigación financiados por diferentes Administraciones. Ha dirigido y participado en más de 60 convenios específicos de colaboración con empresas del sector de la construcción.

- EN 1993-1-3 Estructuras de perfiles ligeros y chapas
- EN 1993-1-5 Estructuras de chapa con carga en su plano
- EN 1993-1-8 Uniones
- EN 1993-1-9 Fatiga
- EN 1993-1-10 Fractura
- Inestabilidad de elementos comprimidos.
- Pandeo lateral de vigas.
- Abolladura por cortante.
- Flechas, vibraciones.
- Uniones.

Situaciones de proyecto

Quedan definidas tres situaciones de proyecto:

- Situaciones persistentes, que se corresponden con las condiciones de uso normales de la estructura.
- Situaciones transitorias, que pueden aparecer durante la construcción o reparación de la estructura.
- Situaciones accidentales, que tienen que ver con la aparición excepcional de una acción como puede ser el sismo, un impacto, etc.

FORMULACIONES ACTUALES FRENTE A LAS FORMULACIONES DE LA EA-95

A continuación se va a realizar una comparación detallada de los contenidos de los documentos normativos (EC-3) y reglamentarios (DB SE-A) actuales, con el contenido de la Norma Básica derogada, la EA-95, en los aspectos que a continuación se relacionan:

- Situaciones de proyecto.
- Método de los Estados Límite.
- Materiales.
- Análisis estructural.
- Agotamiento resistente.

Para la determinación de acciones, lógicamente, se introducen conceptos como valor característico de la acción, valor de combinación, valor frecuente y valor cuasipermanente, debiéndose contemplar la combinación de acciones pertinente en cada caso, y que tendrán en cuenta la existencia de cargas permanentes, so-



REPORTAJES

brecargas variables, coeficientes de mayoración y coeficientes de concomitancia o simultaneidad.

Método de los Estados Límite

Se instaure de forma definitiva el método de los Estados Límite, definidos como "todas aquellas situaciones que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada".

El procedimiento consiste, por tanto, en comprobar que la estructura, o una parte de la misma, no supere ninguno de los Estados Límite (último, de servicio y de durabilidad) en cualquiera de las situaciones de proyecto, considerando para ello los valores de cálculo de las acciones, de las características de los materiales y de los datos geométricos.

En el caso de los Estados Límite Últimos, que engloban todas aquellas situaciones que producen una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella, se trata de comprobar que el valor de cálculo de la resistencia última frente al ELU considerado, R_d , es superior al valor de cálculo de los esfuerzos a los que se ve sometida, E_d .

$$R_d \geq E_d$$

La obtención de la resistencia de cálculo última puede realizarse mediante el cociente entre la resistencia característica, R_k , y un coeficiente parcial de seguridad, γ_M .

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

En este caso particular los coeficientes parciales que asume el CTE no coinciden con los que asumía en su momento el EC-3 en su versión de norma experimental (ENV 1993), ni con los

que se recomienda en estos momentos como norma europea (EN 1993-1-1), en lo que a la verificación de la resistencia a plastificación o a fenómenos de inestabilidad se refiere.

Los Estados Límite de Servicio englobarían todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad o de aspecto requeridos. Como en el caso anterior, es preciso comprobar que el valor límite admisible del estado a comprobar (deformaciones, vibraciones, etc.), C_d , no es inferior al valor de cálculo del efecto de las acciones previstas, E_d .

$$C_d \geq E_d$$

Los Estados Límite mas relevantes a considerar son los de deformaciones (flechas y desplomes) y vibraciones, debiéndose verificar dos aspectos fundamentales:

- que se limitan los daños en elementos constructivos no estructurales habituales (por ejemplo tabiquerías), por medio de la limitación de la deformación acumulada desde el momento de la puesta en obra (flecha activa);
- mantenimiento de la apariencia geométrica de la estructura, limitando las desviaciones por deformación total respecto de la geometría con que el usuario reconoce la estructura.

Materiales

Los aceros recogidos en el CTE son los correspondientes a las normas UNE-EN 10025 (Productos laminados en caliente de acero no aleado, para construcciones

Tabla 1: Coeficientes parciales para la resistencia

Coeficiente	Determinación	ENV 1993	EN 1993	DB SE-A
γ_{M0}	Plastificación del material	1,10	1,00	1,05
γ_{M1}	Fenómenos de inestabilidad	1,10	1,00	1,05
γ_{M2}	Resistencia última del material	1,25	1,25	1,25
γ_{M3}	Resistencia de los medios de unión	1,25	1,25	1,25

Tabla 2: Condiciones de ductilidad

Requisito	EN 1993	DB SE-A	EA-95
f_u/f_y	$\geq 1,10$	$\geq 1,20$	—
ϵ_u	$> 15 \%$	$> 15 \%$	—
$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$> 15 \epsilon_y$	$> 20 \epsilon_y$	—

metálicas de uso general), UNE-EN 10210-1:1994 relativa a perfiles huecos para construcción acabados en caliente, de acero no aleado de grano fino, y UNE-EN 10219-1:1998, relativa a secciones huecas de acero estructural conformado en frío.

Por tanto, se ha dado cabida a los aceros de alto límite elástico (hasta 460 N/mm²), como pueden ser los aceros de grano fino, los aceros de laminado termo-mecánico y los aceros templados y revenidos.

Los requisitos de ductilidad están claramente explicitados tanto en el EC-3 como en el CTE, si bien en el primero estos requisitos sean algo más livianos probablemente para dar cabida a aceros que se están produciendo en países nórdicos que tienen altas prestaciones desde un punto de vista resistente, pero con relaciones f_u/f_y ó valores de $\epsilon_{m\acute{a}x}$ inferiores a los que presentan los aceros que estamos produciendo en España.

Por último, en cuanto a rotura frágil, tanto en el EC-3 como en el CTE se recogen tablas de rápida verificación para determinar espesores máximos de una pieza en

función del tipo de acero que se esté utilizando y de la temperatura mínima de servicio a la que trabaje.

Análisis estructural

Los métodos de análisis estructural considerados son tanto lineales como no lineales.

Los métodos de análisis lineal están basados en las hipótesis de comportamiento elastico-lineal de los materiales, y en la consideración del equilibrio de la estructura sin deformar (análisis en primer orden).

Los métodos de análisis no lineal tienen en cuenta la no linealidad del material y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio se lleva a cabo sobre la estructura deformada (análisis en segundo orden).

La consideración de la no linealidad del material se plantea a través del análisis global elástico con redistribución limitada, un análisis global plástico —que ya consideraba la EA-95— y el análisis global elastoplástico, un método general de análisis.

La consideración de la influencia de la geometría de la deformada de la estructura, para contemplar efectos de análisis en primer

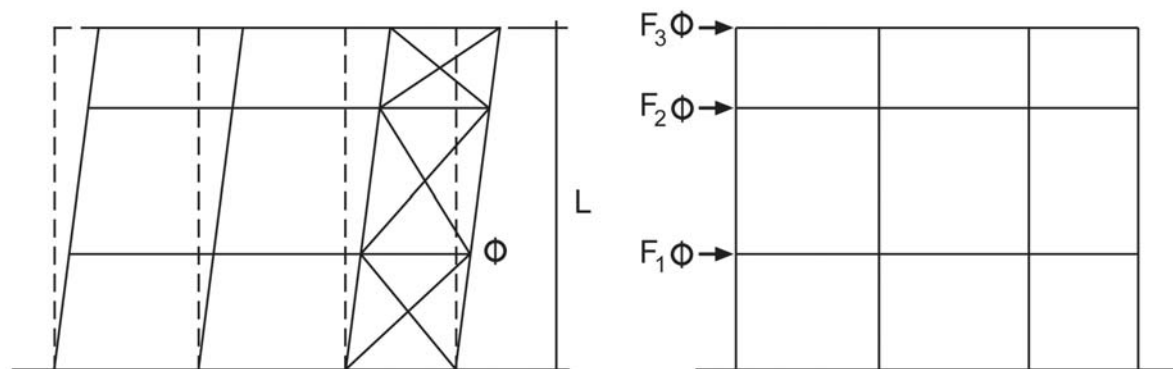


Figura 1: Sistema equivalente de cargas para imperfecciones globales



REPORTAJES

o segundo orden, se tendrá en cuenta si su efecto es relevante desde el punto de vista de la comprobación de la seguridad estructural.

En cualquier caso, siempre hay que tener en cuenta la existencia de imperfecciones geométricas, tanto a nivel global de la estructura como a nivel local, que pueden ser sustituidas por sistemas de fuerzas equivalentes que generen los mismos efectos estructurales.

Agotamiento resistente

Las nuevas formulaciones introducen el concepto de clase de sección, distinguiendo cuatro clases de secciones transversales solicitadas por momentos flectores:

- Sección clase 1 "plástica": es aquella que puede plastificar permitiendo la formación de rótulas plásticas con capacidad de rotación suficiente para permitir la redistribución de momentos.
- Sección clase 2 "compacta": que puede plastificar totalmente pero con una capacidad de rotación limitada para permitir la distribución de momentos a nivel estructural.
- Sección clase 3 "semicompacta o elástica": en la que la fibra más comprimida puede alcanzar una tensión igual al límite elástico del acero, pero no ir más allá puesto que sobrevendrían problemas de inestabilidad por abolladura. Es el comportamiento de sección considerado de forma habitual en los últimos años.
- Sección clase 4 "esbelta": en la que los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes

de alcanzar tensiones iguales al límite elástico en la fibra más comprimida.

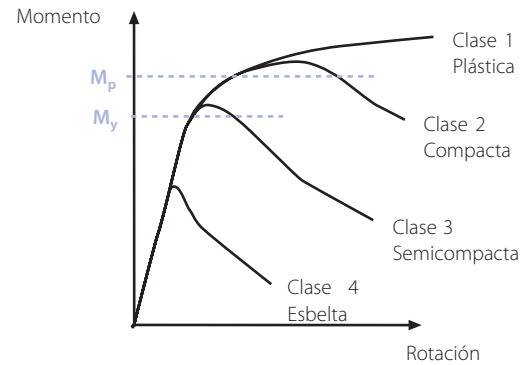


Figura 2: Diagramas momento-rotación en función de la clase de sección

El concepto de clase de sección permite definir el método de análisis estructural que optimiza la determinación de esfuerzos y la resistencia de las secciones transversales. Además, tanto el EC-3 como el CTE recogen una serie de tablas en las que se indican los límites admisibles de esbeltez para distintas situaciones (en voladizo, elementos comprimidos, secciones tubulares, etc.), que nos permiten determinar la clase de sección que debemos considerar en el cálculo. En el caso de estar fuera de estos límites, la clase de sección a considerar sería la clase 4, en la que la verificación de la abolladura quedaría integrada en el control seccional de la estructura, cosa que no ocurría en la EA-95 constituyendo una clara limitación de esta normativa.

Tabla 3: Clasificación de secciones en función del límite de esbeltez máximo c/t

Elemento		Límite de esbeltez (c/t)		
		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Elementos en voladizo	Compresión	9ϵ	10ϵ	14ϵ
	Predomina la compresión	$9\epsilon/\alpha$	$10\epsilon/\alpha$	$21k\epsilon\sqrt{k_0}$
Elementos internos comprimidos	Compresión	33ϵ	38ϵ	42ϵ
	Flexión	72ϵ	83ϵ	124ϵ
Secciones tubulares	Compresión	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
	Flexión	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$

Factor de reducción $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$

También se considera la resistencia postcrítica a través de la teoría del ancho eficaz. El objetivo es, evidentemente, determinar una sección eficaz resistente descontando aquellas áreas susceptibles de verse afectadas por la abolladura.

Para realizar este planteamiento se utiliza un factor de reducción, ρ , que en principio estaba planteado a través de la teoría clásica de Euler, contemplando exclusivamente lo que sería abolladura precrítica. A partir de ahí Von Karman mejora esta propuesta teniendo en cuenta una reserva de la sección postcrítica dado el comportamiento bidireccional de la chapa de acero. Posteriormente, Winter mejora la propuesta de Von Karman teniendo en cuenta el efecto de las tensiones residuales y de las imperfecciones geométricas. Esta formulación, que estaba recogida ya en la ENV 1993, ha dado paso a la formulación que se recoge actualmente en el EC-3 y también en el CTE.

Por último, para la comprobación frente a esfuerzos combinados se plantean distintas expresiones en función del tipo de sección, adoptándose para la de clase 3 la expresión típica que se ha venido utilizando de forma habitual en los últimos años.

“El CTE está creando un marco normativo en consonancia con el de otros países europeos avanzados”

Inestabilidad de elementos comprimidos

Se instauran definitivamente las curvas europeas de pandeo basadas en estudios teóricos y experimentales desarrollados en el seno de la Convención Europea de la Construcción Metálica (ECCS) alrededor de los años 1970-1980, que consideran explícitamente el efecto de las tensiones residuales, cosa que no ocurría con el método ω recogido en la EA-95. Este método, basado en el procedimiento de Dutheil, de la norma DIN de los años 60, contemplaba un mismo efecto penalizante de las tensiones residuales para todo tipo de perfil, lo que se ha demostrado que no es correcto.

El procedimiento de las curvas europeas de pandeo, aplicable a elementos comprimidos, consiste en determinar un coeficiente χ —que podríamos interpretar como el inverso del coeficiente ω — función de la esbeltez adimensional, y de la clase de sección que utilicemos.

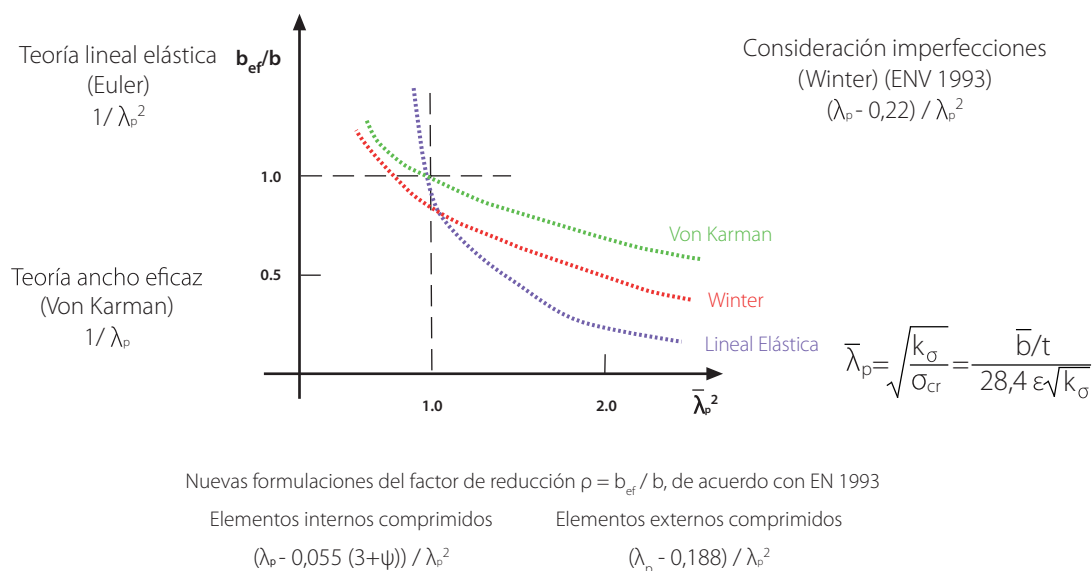


Figura 3: Determinación de la sección eficaz. Factor de reducción $\rho = b_{ef}/b$



REPORTAJES

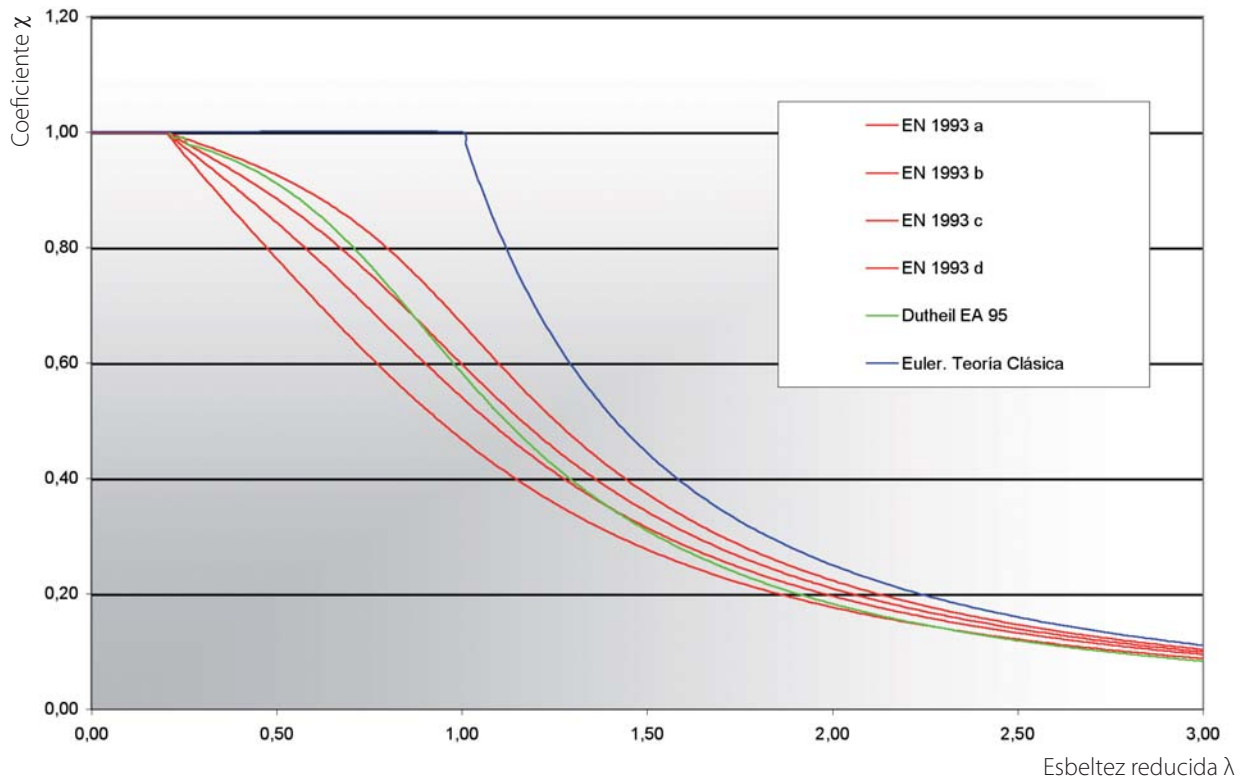


Figura 4: Curvas europeas de pandeo

A cada valor de esbeltez reducida λ está asociado un valor del coeficiente χ que, multiplicado por la capacidad plástica de la sección permite determinar la resistencia última frente a pandeo.

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} \quad \text{para secciones de clase 1, 2 y 3}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_{eff} f_y / \gamma_{M1} \quad \text{para secciones de clase 4}$$

El pandeo de elementos sometidos a compresión y flexión se aborda a través de las fórmulas de interacción. Son similares a las que proponía ECCS en los años 70, que no fueron recogidas en la ENV 1993, pero sí en el CTE.

La diferencia más significativa con el procedimiento de la ENV 1993 es que se plantea la comprobación del pandeo en ambos planos. También existen variaciones en la determinación de los coeficientes k_{ϕ} , que de alguna manera se convierte en una tarea mucho más complicada al intentar dar continuidad a los conceptos de clase de sección, así como al modo de inestabilidad con el

que puede agotar una estructura o un simple perfil de una estructura de edificación.

La EA-95 no consideraba, de alguna forma, la contribución de la rigidez de torsión de alabeo a la resistencia a pandeo lateral, y únicamente consideraba que el material no era indefinidamente elástico para pasar de pieza ideal a pieza real.

Tanto el EC-3 como el CTE contemplan estos efectos, así como la existencia de imperfecciones geométricas y de tensiones residuales, con formulaciones absolutamente paralelas a las de los elementos comprimidos.

Abolladura por cortante

De nuevo, la formulación de la EA-95 se sustentaba en la teoría clásica considerando la resistencia post-crítica de manera no realista. Ello se tenía en cuenta incrementando el coeficiente de abolladura, k , de la



teoría clásica multiplicándolo por 1,25, lo que no tenía mucho sentido puesto que no todas las chapas van a tener una capacidad postcrítica del 25 %; algunas lo tendrán mayor mientras que otras puede que no lleguen a satisfacer este límite.

Este planteamiento resultaba un tanto limitado, algo que se ha solucionado con las nuevas formulaciones del EC-3 y del CTE. Se tienen así dos procedimientos para abordar el problema: el método del campo diagonal de tracciones y el método simple postcrítico, siendo este último el único recogido por el CTE.

Flechas y vibraciones

Tanto en el tema de flechas como de vibraciones es realmente interesante el planteamiento recogido en el CTE, tanto en el Documento Básico de Seguridad Estructural general, como en el particular de las estructuras de acero. Se da la importancia debida a las vibraciones que pueden producirse en las viviendas y en los pisos de los edificios, y se establecen limitaciones precisas para las flechas, tanto horizontales como verticales, para cuyo cálculo habrá que tener en cuenta la rigidez de las uniones y de las secciones esbeltas, los efectos de segundo orden, la posible existencia de plastificaciones locales, así como el propio proceso constructivo. Puede afirmarse que en este campo se superan ampliamente los planteamientos del EC-3 que deja libertad al cliente y al proyectista para que fijen estos límites.

Uniones

Para finalizar, indicar que en función de su rigidez las uniones pueden clasificarse en tres grandes grupos:

- Uniones articuladas que permiten rotaciones apreciables sin la aparición de momentos relevantes.
- Uniones rígidas que aseguran la rotación conjunta de todas las secciones extremas de los elementos que conforman el nudo.
- Uniones semirrígidas en las que hay que considerar su rigidez en los modelos de análisis.

Tanto el EC-3 como el CTE realizan un mismo planteamiento. Las uniones rígidas son las que ya se conocen, con algunos cambios con respecto a la EA-95.

Son las uniones semirrígidas las que resultan más novedosas y que pueden dificultar algo el análisis estructural, pero que cuentan con la existencia de métodos simplificados que permiten definir las rigideces iniciales y llegar a una solución que, de alguna manera puede conducirnos a dimensionamientos óptimos de la estructura.

CONCLUSIONES

El CTE recoge en gran medida todos los planteamientos que en la actualidad se están realizando a nivel europeo y, especialmente, en la última versión del EC-3, la norma EN 1993, sobre todo en lo que a exigencias básicas de seguridad estructural —resistencia y estabilidad— y de seguridad de utilización se refiere.

Desde mi punto de vista, el CTE está creando un marco normativo en consonancia con el de otros países europeos avanzados, armonizando la reglamentación nacional con las disposiciones de la Unión Europea. Pero sobre todo, cabe remarcar que con la aparición del CTE se da un gran paso adelante en el campo de las estructuras de acero en España. Y esto es así puesto que en los últimos cuarenta años no se había hecho nada de tanta relevancia (años 1966 y 1972), con lo que indudablemente se va a dar respuesta a la demanda de los ciudadanos por una mejor calidad en la edificación, promovándose al mismo tiempo la innovación y la sostenibilidad —esperemos también que la investigación— en el sector de la edificación y también de la construcción, un sector tan importante hoy en día en nuestro país. ■