

**ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN**  
**Y**  
**DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**LOS EUROCÓDIGOS**

**José M. Simón-Talero**  
*Ingeniero de Caminos C. y P.*

**josé a. torroja**  
**oficina técnica s.a.**

**ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN**  
**Y**  
**DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**LOS EUROCÓDIGOS**

**1.- Presentación de los Eurocódigos**

**José M. Simón-Talero**  
*Ingeniero de Caminos C. y P.*

**josé a. torroja**  
oficina técnica s.

# **1. -Presentación de los Eurocódigos**

OBJETIVOS DE LOS EUROCÓDIGOS

ANTECEDENTES DEL PROGRAMA DE EUROCÓDIGOS

FASES DE LA IMPLANTACIÓN DE LOS  
EUROCÓDIGOS

LAS NORMAS EUROPEAS “EN” Y LOS “ANEXOS  
NACIONALES”

EL PROGRAMA DE LOS EUROCÓDIGOS

ESTADO ACTUAL Y PROGRESO DE LOS  
EUROCÓDIGOS EC 1 Y EC3

## **OBJETIVOS DE LOS EUROCÓDIGOS**

**Disponer de un grupo de Normas armonizadas y coherentes para el proyecto de edificaciones y obras civiles.**

## **ANTECEDENTES DEL PROGRAMA DE EUROCÓDIGOS**

**En 1975 la Comisión de la Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo de establecer un conjunto de normas técnicas armonizadas para el proyecto de edificaciones y obras de ingeniería civil, que sirviese, inicialmente como una alternativa a las diferentes normas vigentes en los distintos Estados Miembros y que, finalmente, las sustituyese.**

**En 1989 la CCE transfirió el trabajo del futuro desarrollo de los Eurocódigos al CEN (Centro Europeo de Normalización).**

**El Comité Técnico del CEN, CEN/TC 250 es el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.**

# **FASES DE LA IMPLANTACIÓN DE LOS EUROCÓDIGOS**

## **Fase ENV (Norma experimental)**

Para aplicación experimental y recogida de comentarios.

## **Fase prEN (PreNorma Europea)**

Borradores y calibración de las nuevas Normas Europeas

## **Fase EN (Norma Europea)**

Una vez producido el borrador final de EN se dispone de un “periodo de transición” hasta que cada EN entra en vigor.

Este periodo consta de 5 fases,

- *Periodo de examen (6 meses)*
- *Periodo de procedimientos en el seno del CEN (6 meses).  
Se procede a la votación formal de aprobación.*
- *Periodo de traducción (1 año)*
- *Periodo de calibración nacional (2 años).  
Se procede a definición de los NDT's.*
- *Periodo de coexistencia (3 años)*

## **LAS NORMAS EUROPEAS “EN” Y LOS “ANEXOS NACIONALES”**

Una vez adoptadas cada EN por cada Estado Miembro es obligatorio adaptar las Normas o Reglamentos Nacionales a los principios y reglas expuestos en cada EN.

Cada Estado Miembro sólo puede modificar los llamados “Parámetros Nacionales (NDT)” que tienen por objeto respetar la soberanía de cada Estado Miembro en lo referente a la “seguridad” (fiabilidad)

Para fijar los NDT’s se debe acompañar cada EN con su correspondiente “ANEXO NACIONAL”.

En caso de que se quieran utilizar en el dimensionamiento reglas o valores diferentes a los indicados en cada EN se deberá justificar, en cada caso, que el nivel de seguridad que se alcanza es similar al que se obtiene con la aplicación de la correspondiente EN.

## **EL PROGRAMA DE LOS EUROCÓDIGOS**

- EN 1990 EUROCÓDIGO 0 : BASES DE CÁLCULO
  
- EN 1991 EUROCÓDIGO 1 : ACCIONES EN ESTRUCTURAS
  
- EN 1992 EUROCÓDIGO 2 : PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE  
HORMIGÓN
  
- EN 1993 EUROCÓDIGO 3 : PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE  
ACERO
  
- EN 1994 EUROCÓDIGO 4 : PROYECTO DE ESTRUCTURAS MIXTAS  
DE HORMIGÓN Y ACERO
  
- EN 1995 EUROCÓDIGO 5 : PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE  
MADERA
  
- EN 1996 EUROCÓDIGO 6 : PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE  
FÁBRICA
  
- EN 1997 EUROCÓDIGO 7 : PROYECTOS GEOTÉCNICOS
  
- EN 1998 EUROCÓDIGO 8 : PROYECTO DE ESTRUCTURAS  
RESISTENTES AL SISMO

## ESTADO ACTUAL Y PROGRESO DE LOS EUROCÓDIGOS EC 1 Y EC3

**TABLE 1 CONVERSION PROGRAMME WITH TARGET DATES FOR TC250/SC1**

Project Team Document	Document title	End of 2-year Enquiry	PT Work Start	First Draft	Final Draft	To CEN for FV	DAV
PT 1-1 EN 1991-1-1	Densities, self-weight and imposed loads		July 98 <b>July 98</b>	Stage 32 July 99 <b>Dec 99</b>	Stage 34 May 00 <b>July 00</b>	Stage 49 Nov 00	May 01
PT 1-2 EN 1991-1-2	Actions on structures exposed to fire		April 99	June 00 <b>July 00</b>	June 01	Dec 01	June 02
PT 1-3 EN 1991-1-3	Snow loads		April 99	June 00 <b>June 00</b>	June 01	Dec 01	June 02
PT 1-4 EN 1991-1-4	Wind loads		July 98 <b>July 98</b>	March 00 <b>June 00</b>	Nov 00	May 01	Nov 01
PT 2 EN 1991-2	Traffic loads on bridges		April 99	July 00 <b>Sep 00</b>	Aug 01	Feb 02	Aug 02
PT 1-5 EN 1991-1-5	Thermal actions	Dec 99	April 00 <b>June 00</b>	June 01	June 02	Dec 02	June 03
PT 1-6 EN 1991-1-6	Actions during execution	Dec 99	April 00 <b>June 00</b>	June 01	June 02	Dec 02	June 03
PT 4 EN 1991-4	Actions in silos and tanks	March 98	April 00 <b>June 00</b>	June 01	June 02	Dec 02	June 03
PT 1-7 EN 1991-1-7	Accidental actions due to impact and explosions	Dec 00	April 01	Jan 02	Sep 02	March 03	Sep 03
PT 3 EN 1991-3	Actions induced by cranes and other machinery	March 01	June 01	July 02	March 03	Sep 03	March 04

NOTE : Dates in **bold** are actual achievement dates.



**ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN**  
**Y**  
**DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**LOS EUROCÓDIGOS**

**2.- Las acciones.**  
**Los Eurocódigos 0 y 1 y la NBE AE-88**

**José M. Simón-Talero**  
*Ingeniero de Caminos C. y P.*

**josé a. torroja**  
oficina técnica s.

## **2.- Las acciones.**

### **Los Eurocódigo 0 y 1 y la NBE AE-88**

#### **EL EUROCÓDIGO 0. BASES DE CALCULO**

SITUACIONES DE PROYECTO

VIDA ÚTIL

ESTADOS LÍMITE

CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

VALORES DE LAS ACCIONES

COMBINACIÓN DE ACCIONES

#### **EL EUROCÓDIGO 1. ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN**

PESOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

PESOS DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

CARGAS DE USO EN EDIFICACVIÓN

#### **LA NBE AE - 88**

## EI EC 0 . SITUACIONES DE PROYECTO

Situaciones persistentes o definitivas.

Situaciones transitorias o provisionales

Situaciones accidentales

Situaciones sísmicas

## EI EC 0 . VIDA ÚTIL

Tabla 2.1  
Clasificación de la vida útil del proyecto

Clase	Vida útil de proyecto (años)	Ejemplo
1	[1 - 5]	Estructuras temporales
2	[25]	Partes reemplazables de la estructura, por ejemplo, puentes grúa, apoyos
3	[50]	Edificios y otras estructuras habituales
4	[100]	Estructuras de edificios monumentales, puentes, y otras estructuras de ingeniería civil

## **EI EC 0 . ESTADOS LÍMITE**

### **DEFINICIÓN**

Aquellas situaciones más allá de las cuales la estructura no satisface los requisitos para los que fue concebida.

### **ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS**

Son los asociados al colapso o fallo de la estructura, que conciernen a la seguridad de la propia estructura o a la de los usuarios.

- ELU equilibrio.
- ELU rotura o pérdida de estabilidad
- ELU fatiga

### **ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO**

Son los que conciernen al funcionamiento o a la apariencia de la estructura o a la comodidad de los usuarios.

- ELS de deformaciones o desplazamientos
- ELS vibraciones
- ELS daños (fisuración)

## **EI EC 0 . CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES.**

### **Por su variación en el tiempo.**

- Permanentes (G)
- Variables (Q)
- Accidentales (A)

### **Por su variación en el espacio.**

- Fijas
- Libres

### **Por su naturaleza o respuesta estructural.**

- Estáticas
- Dinámicas

## **EI EC 0 . VALORES DE LAS ACCIONES.**

### El valor característico ( $A_k$ ).

Es el valor que define una acción.

Para las acciones variables se suele tomar como valor característico aquel que tiene una probabilidad del 0.98 de no ser superado en un periodo de referencia de 1 año. (art 4.2 (8), ENV 1991-1:1994)

### El valor representativo.

Es el que se emplea para la comprobación de un determinado estado límite.

- $Q_k$  : Valor característico
- $\Psi_0 \cdot Q_k$  : Valor de combinación
- $\Psi_1 \cdot Q_k$  : Valor frecuente
- $\Psi_2 \cdot Q_k$  : Valor casi permanente

Para las acciones variables se suele tomar como valor frecuente el que puede ser superado 300 veces en un año (art 4.3 (4), ENV 1991-1:1994, para edificios ordinarios)

Para las acciones variables se suele tomar como valor casi permanente su valor medio (art 4.2 (5), ENV 1991-1:1994, para edificios ordinarios)

## Valores de los coeficientes $\Psi_0$ , $\Psi_1$ y $\Psi_2$

Tabla 9.3  
Coeficientes  $\psi$  para edificación

Acción	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Cargas exteriores en edificios <sup>1)</sup>			
categoría A: domésticos y residenciales	0,7	0,5	0,3
categoría B: oficinas	0,7	0,5	0,3
categoría C: áreas de reunión	0,7	0,7	0,6
categoría D: comercios	0,7	0,7	0,6
categoría E: almacenes	1,0	0,9	0,8
Cargas de tráfico en edificios			
categoría F: peso de vehículo $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
categoría G: $30$ kN $\leq$ peso de vehículo $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios	0,6 <sup>2)</sup>	0,2 <sup>2)</sup>	0 <sup>2)</sup>
Cargas de viento en edificios	0,6 <sup>2)</sup>	0,5 <sup>2)</sup>	0 <sup>2)</sup>
Temperatura (no de fuego) en edificios <sup>3)</sup>	0,6 <sup>2)</sup>	0,5 <sup>2)</sup>	0 <sup>2)</sup>
1) Para la combinación de acciones exteriores en edificios de varios pisos véase ENV 1991-2-1. 2) Se requiere una modificación dependiendo de la situación geográfica. 3) Véase ENV 1991-2-5.			

## EI EC 0 . COMBINACIÓN DE ACCIONES EN ELU.

- Para situaciones persistentes y transitorias

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma_2 \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Para situaciones accidentales:

$$\Sigma_1 G_{k,j} + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma_2 \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- En estructuras de edificación la pésima de las siguientes

- Considerar sólo la acción variable más desfavorable, en la forma:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

- Considerar todas las acciones variables, en la forma:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 0,9 \cdot \Sigma_1 \gamma_{Q,i} \cdot Q_k$$

## **EI EC 0 . COMBINACIÓN DE ACCIONES EN ELS.**

- Combinación “rara”

$$\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + \Sigma_2 \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente

$$\Sigma G_{k,j} + \Psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \Sigma_2 \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación quasi-permanente

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma_1 \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- En estructuras de edificación la “rara” y frecuente

se pueden simplificar como:

- Considerar sólo la acción variable más desfavorable, en la forma:

$$\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1}$$

- Considerar todas las acciones variables, en la forma:

$$\Sigma G_{k,j} + 0,9 \cdot \Sigma_1 Q_{k,i}$$

## EL EC 0. VALORES DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE PONDERACIÓN DE ACCIONES EN ELU.

Tabla 9.2\*  
Coeficientes parciales: Estados Límite Últimos en edificación

Caso <sup>1)</sup>	Acción	Símbolo	Situaciones	
			P/T	A
Caso A Pérdida de equilibrio estático: la resistencia del material estructural o del terreno es poco importante (véase 9.4.1)	Acciones permanentes: peso propio de los componentes estructurales y no estructurales, acciones permanentes causadas por el terreno, agua subterránea y agua libre			
	- desfavorable	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	1,10 <sup>2)</sup>	1,00
	- favorable	$\gamma_{Ginf}^{4)}$	0,90 <sup>2)</sup>	1,00
	Acciones variables			
	- desfavorables	$\gamma_Q$	1,50	1,00
	Acciones accidentales	$\gamma_A$		1,00
Caso B <sup>3)</sup> Fallo de la estructura o de un elemento estructural, incluyendo las cimentaciones, pilotes, muros, etc, gobernados por la resistencia del material estructural (véase (9.4.1)	Acciones permanentes <sup>5)</sup> (véase arriba)			
	- desfavorable	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	1,35 <sup>3)</sup>	1,00
	- favorable	$\gamma_{Ginf}^{4)}$	1,00 <sup>3)</sup>	1,00
	Acciones variables			
	- desfavorable	$\gamma_Q$	1,50	1,00
	Acciones accidentales	$\gamma_A$		1,00
Caso C <sup>3)</sup> Fallo en cimentación	Acciones permanentes (véase arriba)			
	- desfavorables	$\gamma_{Gsup}^{4)}$	1,00	1,00
	- favorables	$\gamma_{Ginf}^{4)}$	1,00	1,00
	Acciones variables			
	- desfavorables	$\gamma_Q$	1,30	1,00
	Acciones accidentales	$\gamma_A$		1,00

P: Situaciones definitivas      T: Situaciones provisionales      A: Situaciones accidentales

- 1) El proyecto debe ser comprobado para cada caso A, B y C por separado, si es necesario.
- 2) En esta comprobación el valor característico de una parte desfavorable de las acciones permanentes se multiplica por 1,1 y la parte favorable por 0,9. (Las ENV 1993 y 1994 definen modelos más completos).
- 3) En esta comprobación los valores característicos de todas las acciones permanentes con el mismo origen se multiplican por 1,35 si el resultado total del efecto de la acción es desfavorable, y por 1,0 si el resultado total de la acción es favorable.
- 4) Cuando el Estado Límite sea muy sensible a las variaciones de las acciones permanentes, se utilizarán los valores característicos inferior y superior de dichas acciones según 4.2 (3).
- 5) Para los casos B y C las propiedades de proyecto de la cimentación deben ser diferentes, véase ENV 1997-1-1.
- 6) En lugar de utilizar  $\gamma_Q$  (1,35) y  $\gamma_Q$  (1,50) para los empujes laterales del terreno, las propiedades de proyecto de la cimentación se introducirán de acuerdo con la ENV 1997 y se aplicará un coeficiente  $\gamma_{Sd}$ .

# EI EC 1 . PESOS DE MATERIALES Y ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

Tabla 4.1  
Materiales de construcción

Materiales	Densidad γ [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>hormigón (véase ENV 206)</b>	
ligero	
densidad tipo 1,0	9 - 10
densidad tipo 1,2	10 - 12
densidad tipo 1,4	12 - 14
densidad tipo 1,6	14 - 16
densidad tipo 1,8	16 - 18
densidad tipo 2,0	18 - 20
normal	* 24
pesado	>28
hormigón armado y pretensado	+1
hormigón fresco	+1
<b>mortero</b>	
mortero de cemento	19 - 23
mortero de yeso	12 - 18
mortero de cemento y cal	18 - 20
mortero de cal	12 - 18
<b>unidades de albañilería (véase prEN 771)</b>	
mortero de cemento	
hormigón curado en autoclave	
silicato cálcico	
arcilla	
piedra manufacturada	
piedra natural	
basalto	27 - 31
piedra caliza compacta	20 - 29
granito	27 - 30
arenisca	21 - 27
bloques huecos de vidrio	8
terracota compacta	21
<b>metales</b>	
aluminio	27
latón	83
bronce	83
cobre	87
hierro colado	71
hierro forjado	76
plomo	112
acero	77
zinc	71

\* La densidad puede variar entre 20 y 28 dependiendo de los materiales locales.

Tabla 4.1  
Materiales de construcción (continuación)

Materiales	Densidad $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>madera</b>	
según su clase de resistencia C14 (véase prEN 338)	2,9
C16	3,1
C18	3,2
C22	3,7
C24	3,8
C27	4,1
C30	4,2
C35	4,4
C40	4,5
C50	6,5
C60	7,0
C70	9,0
contrachapado	
sin refinar (madera blanda y abedul)	6
tablero laminado y tablero alistonado	4
tablero de partículas	
cartón gris	8
tablero aglomerado de partículas con cemento	12
tablero de láminas, tablero de fibras orientadas	7
tablero con fibras:	
madera prensada, normalizada y templada	10
tablero de fibras de densidad media	8
tablero ligero	4
<b>otros materiales</b>	
vidrio plano	25
plásticos:	
lámina acrílica	12
poliestireno expandido granulado	0,25
pizarra	29

**Tabla 4.8**  
**Materiales almacenados - industriales y generales**

<b>Materiales</b>	<b>Densidad <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Ángulo de reposo <math>\phi</math> [°]</b>
<b>libros y documentos</b>		
libros y documentos,	6	-
almacenados compactamente	8,5	-
<b>archivadores y armarios</b>	6	-
<b>prendas y trapos empaquetados</b>	11	-
<b>hielo en terrones</b>	8,5	-
pieles apiladas	10	-
papel en rollos	15	-
goma	10 - 17	-
sal gema	22	45
sal común	12	40
<b>serrín</b>		
seco y embolsado	3	-
seco y suelto	2,5	45
húmedo y suelto	5	45
brea, alquitrán	14	-

## EI EC 1 . VALORES DE LAS ACCIONES EXTERIORES.

### Zonas residenciales y comerciales. Categorías en función del uso

Tabla 6.1  
Categorías de zonas de edificación

Categoría	Uso específico	Ejemplo
A	Áreas para actividades domésticas y residenciales	Habitaciones en edificios residenciales y pisos; habitaciones y salas de hospitales; habitaciones de hoteles y hostales; cocinas y baños
B	Zonas de oficinas	
C	Zonas donde puedan registrarse aglomeraciones (exceptuando las zonas incluidas en las categorías A, B, D y E)	<p>C1: Zonas con mesas, etc; p.ej. zonas de colegios, cafés, restaurantes, salas de lectura, recepciones, etc.</p> <p>C2: Zonas con asientos fijos; p.ej. zonas de iglesias, teatros o cines, salas de conferencias, salas de lectura, salas de reuniones, salas de espera, etc.</p> <p>C3: Zonas para el libre movimiento de personas; p.ej. zonas de museos, salas de exhibiciones, etc y zonas de acceso público, edificios administrativos, hoteles, etc.</p> <p>C4: Zonas para actividades físicas; p.ej. salas de baile, gimnasios, escenarios, etc.</p> <p>C5: Zonas susceptibles a concentraciones; p.ej. edificios para eventos públicos como salas de conciertos, palacios de deporte y sus zonas de entrada, terrazas y zonas de acceso, etc.</p>
D	Zonas comerciales	D1: Zonas en general de venta al por menor; p.ej. zonas de almacenes, papelerías, almacenes de oficina, etc.
E	Zonas destinadas a almacén, incluyendo las zonas de acceso	Zonas de almacén, incluyendo bibliotecas. Las cargas definidas en la Tabla 6.2 serán tomadas como cargas mínimas, a no ser que se definan cargas más apropiadas para cada caso específico. En la Tabla 4.8. se puede encontrar más información

## Zonas residenciales y comerciales. Cargas exteriores en función de la categoría

**Tabla 6.2**  
**Cargas exteriores en forjados de edificios**

Zonas cargadas	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Categoría A - general	2,0	2,0
- escaleras	3,0	2,0
- balcones	4,0	2,0
Categoría B	3,0	2,0
Categoría C - C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
Categoría D - D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0
Categoría E	6,0	7,0

(3) Para las categorías de la A a la E, el factor de reducción  $\alpha_A$  viene dado por la expresión:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (6.1)$$

Con la limitación, para las categorías C y D, de:  $\alpha_A \geq 0,6$

donde

$\psi_0$  es el factor dado en la ENV 1991-1 "Bases de proyecto";

$A_0 = 10,0 \text{ m}^2$ ;

$A$  es el área cargada.

(4)P El factor de reducción  $\alpha_n$  para las categorías de la A a la E se obtiene mediante la expresión:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2)\psi_0}{n} \quad (6.2)$$

donde

$n$  es el número de plantas (>2) que reciben los elementos estructurales.

### 6.3.2 Garajes y zonas de tráfico de vehículos

## Garajes y zonas de tráfico de vehículos

### Categorías en función del uso

Tabla 6.3  
Zonas de tráfico en edificios

Categoría	Uso específico	Ejemplo
F	Zonas de tráfico y aparcamiento para vehículos ligeros ( $\leq 30$ kN de peso total y $\leq 8$ asientos sin incluir al conductor)	p.ej. garajes; zonas de aparcamiento
G	Zonas de tráfico y aparcamiento para vehículos de peso medio ( $> 30$ kN, $\leq 160$ kN de peso total, sobre dos ejes)	p.ej. vías de acceso, zonas de carga y descarga; zonas de acceso a los bomberos ( $\leq 160$ kN de peso total)

- (2)P El acceso a las zonas comprendidas en la categoría F, está limitado por los elementos físicos construidos en la estructura.
- (3) Las zonas comprendidas en las categorías F y G serán señalizadas con las correspondientes señales de advertencia.

## Garajes y zonas de tráfico de vehículos

### Cargas exteriores en función de la categoría

- (1) Los valores característicos de las cargas concentradas  $Q_k$  se representan mediante un eje, con las dimensiones especificadas en la figura 6.1. Los valores característicos de la carga distribuida  $q_k$  están definidos en la Tabla 6.4.

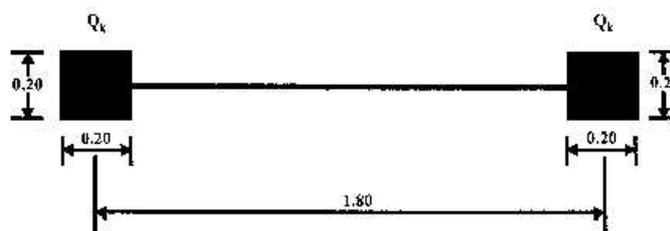


Fig. 6.1 - Dimensiones del eje de la carga

Tabla 6.4  
Cargas exteriores en garajes y zonas de tráfico de vehículos

Zonas de tráfico	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Categoría F vehículos de peso: $\leq 30$ kN	2,0	10
Categoría G vehículos de peso: $> 30$ , $\leq 160$ kN	5,0	45

- (2)P Se considerará que la carga concentrada  $Q_k$  y la uniformemente repartida  $q_k$ , actúan simultáneamente.
- (3)P Cada carga puntual se aplicará sobre una superficie cuadrada de lado 200 mm situada en la posición más desfavorable.

## LA NBE AE-88. SOBRECARGAS DE USO EN EDIFICACIÓN

Tabla 3.1 Sobrecargas de uso	
Uso del elemento	Sobrecarga kg/m <sup>2</sup>
<b>A. Azoteas</b>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<b>B. Viviendas</b>	
Habitaciones de viviendas	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3.5
<b>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</b>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art. 3.5
<b>D. Oficinas y comercios</b>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5
<b>E. Edificios docentes</b>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3.5
<b>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</b>	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3.5
<b>G. Calzadas y garajes</b>	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1.000

## LA NBE AE-88. COEFICIENTES DE PONDERACIÓN DE ACCIONES EN ELU

Hipótesis de carga	Clase de acción	Coeficiente de ponderación $\gamma_s$ si el efecto de la acción es:			
		Desfavorable		Favorable	
CASO I Acciones constantes y combinación de dos acciones variables independientes	Ia (1) Acciones constantes Sobrecargas Viento	1.33	1.33	1.00	
		1.33	1.50	0.00	
		1.50	1.33	0.00	
	Ib	Acciones constantes	1.33		1.00
		Sobrecargas	1.50		0.00
		Nieve	1.50		0.00
	Ic	Acciones constantes	1.33		1.00
		Viento	1.50		0.00
		Nieve	1.50		0.00
CASO II Acciones constantes y combinación de tres acciones variables independientes	Acciones constantes	1.33		1.00	
	Sobrecargas	1.33		0.00	
	Viento	1.33		0.00	
	Nieve	1.33		0.00	
CASO III Acciones constantes y combinación de acciones variables independientes, incluso las acciones sísmicas	Acciones constantes	1.00		1.00	
	Sobrecargas	r (2)		0.00	
	Viento	0.25 (3)		0.00	
	Nieve	0.50 (4)		0.00	
	Acciones sísmicas	1.00		0.00	

(1) Para el efecto desfavorable se considerarán los valores de las dos columnas.

(2) r es el coeficiente reductor para las sobrecargas, de valor:

Azoteas, viviendas y hoteles (salvo locales de reunión):  $r = 0.50$ .

Oficinas, comercios, calzadas y garajes:  $r = 0.60$ .

Hospitales, cárceles, edificios docentes, templos, edificios de reunión y espectáculos y salas de reunión de hoteles:  $r = 0.80$ .

Almacenes:  $r = 1$ .

[Tabla 4.5 de la norma sismorresistente PDS1-74 Parte A] (\*).

(3) Sólo se considerará en construcciones en situación topográfica expuesta o muy expuesta (Norma Básica NBE AE-86).

(4) Sólo se considerará en caso de lugares en los que la nieve permanece acumulada habitualmente más de treinta días seguidos, en el caso contrario el coeficiente será cero.

(\*) También recogida en la NCSE-94, Norma de Construcción Sismorresistente.

**ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN**  
**Y**  
**DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS**  
**METÁLICAS**

**LOS EUROCÓDIGOS**

**3.- Dimensionamiento de estructuras metálicas.**  
**El Eurocódigo 3 y la NBE EA-95**

**José M. Simón-Talero**  
*Ingeniero de Caminos C. y P.*

**josé a. torroja**  
oficina técnica s.

# **3.- Dimensionamiento de estructuras metálicas.**

## **El Eurocódigo 3 y la NBE EA-95**

### **EL EUROCÓDIGO 3.**

ORGANIZACIÓN DEL EC3

LOS MATERIALES

LAS CLASES DE SECCIONES TRANSVERSALES

LA ABOLLADURA POR CORTANTE

LAS PIEZAS EN FLEXION

LAS PIEZAS EN COMPRESION. EL PANDEO

LAS UNIONES ATORNILLADAS

LAS UNIONES SOLDADAS

### **LA NBE EA-95**

## **EL EUROCODIGO 3**

- PARTE 1.1 REGLAS GENERALES Y REGLAS PARA LA EDIFICACIÓN
- PARTE 1.2 RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO
- PARTE 1.3 ACEROS EN FRÍO
- PARTE 2 PUENTES
- PARTE 3 TORRES Y CHIMENEAS
- PARTE 4 TANQUES, SILOS Y TUBERÍAS
- PARTE 5 PILOTES
- PARTE 6 GRÚAS
- PARTE 7 ESTRUCTURAS MARINAS
- PARTE 8 ESTRUCTURAS AGRÍCOLAS

## **LA PARTE 1.1 DEL EC3**

- **CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN**
- **CAPÍTULO 2 : BASES DE CÁLCULO**
- **CAPÍTULO 3 : MATERIALES**
- **CAPÍTULO 4 : ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO**
- **CAPÍTULO 5 : ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS**
- **CAPÍTULO 6 : UNIONES SOMETIDAS A ACCIONES  
ESTÁTICAS**
- **CAPÍTULO 7 : FABRICACIÓN Y MONTAJE**
- **CAPÍTULO 8 : PROYECTO ASISTIDO CON ENSAYOS**
- **CAPÍTULO 9 : FATIGA**

# LOS MATERIALES

## CARACTERISTICAS MECANICAS DEL ACERO

Tipo de de acero	Valores nominales del límite elástico ( $f_y$ ) y de la tensión de rotura ( $f_u$ ) de los aceros laminados			
	Espesor (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$t \geq 40$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490

-  $E = 2100.000 \text{ N/mm}^2$

-  $G = 80.769 \text{ N/mm}^2$

-  $\nu = 0,3$

-  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

-  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

# LOS MATERIALES

## COEFICIENTES DE MINORACION DE RESISTENCIA EN ELU

### Acero estructural

- Resistencia de secciones Clase 1,2,3 :  $\gamma_{M0} = 1,1$
- Resistencia de secciones Clase 4 :  $\gamma_{M1} = 1,1$
- Resistencia al pandeo o abolladura :  $\gamma_{M1} = 1,1$

### Acero de tornillos

- Resistencia de tornillos :  $\gamma_{Mb} = 1,25$
- Resistencia de roblones :  $\gamma_{Mr} = 1,25$
- Resistencia de pasadores :  $\gamma_{Mp} = 1,25$
- Resistencia por rozamiento :  $\gamma_{M0} = 1,25$  o  $1,40$  en ELU  
 $\gamma_{M0} = 1,10$  en ELS

### Materiales de soldadura

- Resistencia del material de la soldadura:  $\gamma_{Mw} = 1,25$

# **LAS CLASES DE SECCIONES TRANSVERSALES**

## **OBJETIVOS**

**INTEGRAR EL CALCULO DE ABOLLADURA BAJO TENSIONES  
NORMALES EN LA COMPROBACION A AGOTAMIENTO POR FLEXION**

## **MEDIOS**

- DEFINICION DE LOS CRITERIOS DE RESISTENCIA DE LA PIEZA**
- ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS GLOBAL DE LA ESTRUCTURA**

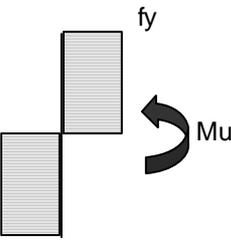
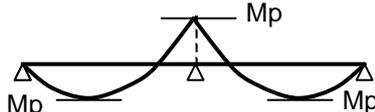
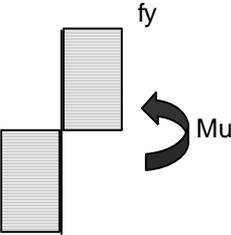
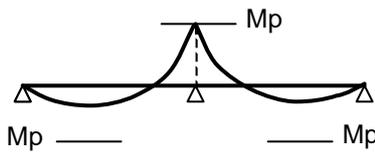
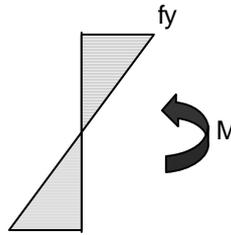
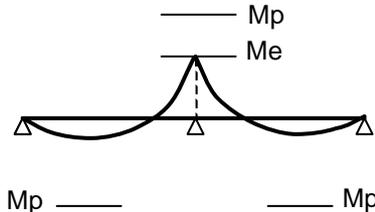
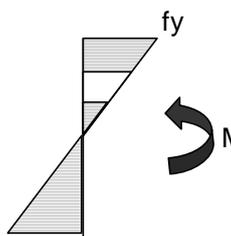
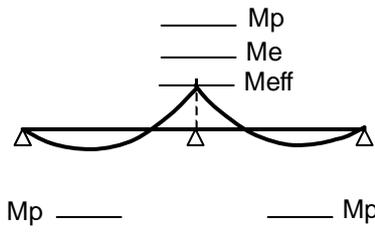
# **LAS CLASES DE SECCIONES TRANSVERSALES**

## **CLASES DE SECCIONES**

- CLASE 1 (Plástica)
- CLASE 2 (Compacta)
- CLASE 3 (Semicompacta)
- CLASE 4 (Esbelta)

## **CRITERIOS PARA LA ASIGNACIÓN DE CLASE**

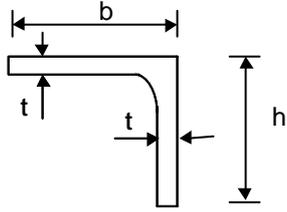
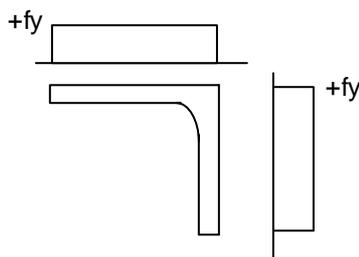
- Geometría de la sección
- Esbeltez ( $b/t$ ) de las chapas comprimidas.
- Posición de la fibra neutra y signo de la flexión
- Tipo de perfil

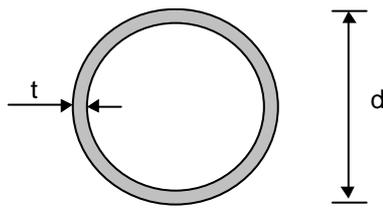
CLASE DE SECCION	RESISTENCIA DE CÁLCULO	OBTENCIÓN DE ESFUERZOS	CAPACIDAD DE ROTACIÓN
<b>1 PLASTICA</b>	$M_u = M_{plástico}$ 	$M_d = M_{plástico}$ 	IMPORTANTE
<b>2 COMPACTA</b>	$M_u = M_{plástico}$ 	$M_d = M_{elástico}$ 	LIMITADA
<b>3 SEMI-COMPACTA</b>	$M_u = M_{elástico}$ 	$M_d = M_{elástico}$ 	REDUCIDA
<b>4 ESBELTA</b>	$M_u = M_{eff} < M_{el}$ 	$M_d = M_{elástico}$ 	NINGUNA

### Criterios para la asignación de clase del alma

Clase	Flexión "simétrica"	Compresión	Flexión compuesta
Estado tensional			
<b>1</b>	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	si $\alpha > 0.5$ : $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ si $\alpha < 0.5$ : $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$
<b>2</b>	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	si $\alpha > 0.5$ : $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ si $\alpha < 0.5$ : $d/t_w \leq 41.5 \varepsilon / \alpha$
Estado tensional			
<b>3</b>	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	si $\Psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0.67 + 0.33\Psi)$ si $\Psi < -1$ : $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \Psi) \sqrt{-\Psi}$

Criterios para la asignación de clase de las alas					
				Perfiles laminados	Secciones soldadas
Clase	Proceso fabricación	Compresión	Compresiones variables		
			Borde en compresión	Borde en tracción	
Estado tensional					
<b>1</b>	Laminada Soldada	$c/t_f < 10\varepsilon$ $c/t_f < 9\varepsilon$	$c/t_f < 10\varepsilon/\alpha$ $c/t_f < 9\varepsilon/\alpha$	$c/t_f < 10\varepsilon/(\alpha\sqrt{\alpha})$ $c/t_f < 9\varepsilon/(\alpha\sqrt{\alpha})$	
<b>2</b>	Laminada Soldada	$c/t_f < 11\varepsilon$ $c/t_f < 10\varepsilon$	$c/t_f < 11\varepsilon/\alpha$ $c/t_f < 10\varepsilon/\alpha$	$c/t_f < 11\varepsilon/(\alpha\sqrt{\alpha})$ $c/t_f < 10\varepsilon/(\alpha\sqrt{\alpha})$	
Estado tensional					
<b>3</b>	Laminada Soldada	$c/t_f < 15\varepsilon$ $c/t_f < 14\varepsilon$	$c/t_f < 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f < 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ (ver valor de $k_\sigma$ en tabla de secciones eficaces de alas)		

<b>Criterios para la asignación de clase de angulares</b>	
	
<b>Clase</b>	<b>Sección en compresión</b>
Estado tensional	
<b>3</b>	$h/t \leq 15\varepsilon$ $(b+h)/2t \leq 11.5\varepsilon$

<b>Criterios para la asignación de clase de tubos circulares</b>	
	
<b>Clase</b>	<b>Sección en compresión</b>
<b>1</b>	$d/t \leq 50\varepsilon^2$
<b>2</b>	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$
<b>3</b>	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$

# LAS CLASES DE SECCIONES TRANSVERSALES

## OBTENCION DEL MOMENTO RESISTENTE

- Clase 1:  $M_{rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

- Clase 2:  $M_{rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

- Clase 3:  $M_{rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

- Clase 4:  $M_{rd} = W_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

## DEFINICION DE LOS ANCHOS EFICACES

### PARA SECCIONES CLASE 4

$$b_{eff} = \rho \cdot b_{ideal}$$

donde :  $\rho = \frac{1}{\lambda_p} \cdot \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)$  si  $\lambda_p \geq 0,67$

= 1 si  $\lambda_p < 0,67$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_E}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \text{esbeltez ideal}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N / mm}^2)$$

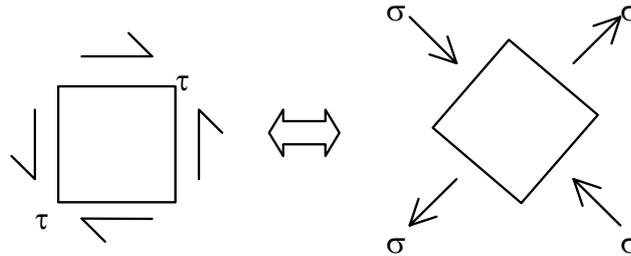
$k_\sigma$  = factor de pandeo

Sección eficaz de almas y elementos comprimidos interiores						
Distribución de tensiones			Ancho eficaz ( $b_{eff}$ )			
			$\Psi = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = 0.5 \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = 0.5 \cdot b_{eff}$			
			$0 < \Psi < 1$ $b_{eff} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = 2 \cdot b_{eff} / (5 - \Psi)$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$			
			$\Psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c$ $b_{e1} = 0.4 \cdot b_{beff}$ $b_{e2} = 0.6 \cdot b_{beff}$			
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1	$-1 > \Psi > -2$
$k_\sigma$	4.0	$8.2 / (1.05 - \Psi)$	7.81	$7.81 - 6.29\Psi + 9.78\Psi^2$	23.9	$5.98(1 - \Psi)^2$

Sección eficaz de alas y elementos comprimidos exteriores					
Distribución de tensiones			Ancho eficaz ( $b_{eff}$ )		
			$0 < \Psi < 1$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\Psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \Psi)$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 > \Psi > -1$	
$k_\sigma$	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21\Psi + 0.07\Psi^2$	
			$0 < \Psi < 1$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\Psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \Psi)$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \Psi > 0$	0	-1	-1
$k_\sigma$	0.43	$0.578 / (\Psi + 0.34)$	1.70	$1.7 - 5\Psi + 17.1\Psi^2$	23.8

# LA ABOLLADURA POR CORTANTE

## RELACION ENTRE TENSIONES NORMALES Y TANGENCIALES



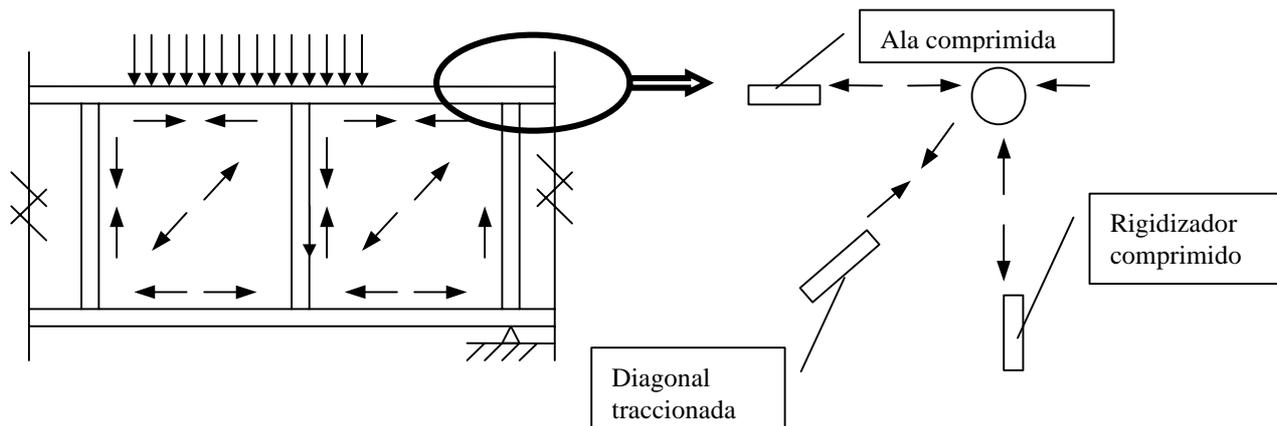
### FASES DE LA ABOLLADURA:

#### ABOLLADURA PRECRITICA Y FASE POSTCRITICA

- UNA PRIMERA FASE LLAMADA PRECRÍTICA QUE ALCANZA HASTA QUE SE PRODUCE LA PRIMERA DEFORMACIÓN TRANSVERSAL.
- UNA SEGUNDA FASE DENOMINADA POSTCRÍTICA QUE ES LA QUE TRATA EL FENÓMENO DESDE QUE COMIENZA A ABOLLAR, ES DECIR A DEFORMARSE TRANSVERSALMENTE AL PLANO MEDIO, HASTA EL AGOTAMIENTO, APROVECHANDO LA RESERVA RESISTENTE PROVOCADA POE EL “EFECTO MEMBRANA”

## LA ABOLLADURA POR CORTANTE

### ESQUEMA DE CELOSIA PRATT EN FASE POSTCRITICA



### AGOTAMIENTO EN FASE POSTCRITICA

- POR PLASTIFICACIÓN DEL ACERO DE LAS BANDAS TRACCIONADAS.
- POR AGOTAMIENTO POR PANDEO DE LOS RIGIDIZADORES TRANSVERSALES COMPRIMIDOS.
- POR COLAPSO DE LAS ALAS POR EL ANCLAJE DEL CAMPO DIAGONAL.

# LA ABOLLADURA POR CORTANTE

## METODO DEL CAMPO DIAGONAL DE TRACCIONES

$$V_{bb,rd} = V_{pre} + V_{post}$$

### Resistencia precrítica

$$V_{pre} = (d \cdot t_w \cdot \tau_{bb}) / \gamma_{M1}$$

$$\tau_{bb} = \tau_{crit} = k_{\tau} \cdot \sigma_E$$

$$\tau_{bb} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad \text{si } \lambda_w \leq 0,8$$

$$= \left\{ 1 - 0,8 \cdot (\lambda_w - 0,8) \right\} \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad \text{si } 0,8 < \lambda_w < 1,25$$

$$= \left( \frac{1}{\lambda_w^2} \right) \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad \text{si } \lambda_w \geq 1,25$$

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw} / \sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = \frac{d / t_w}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}}}$$

$$k_{\tau} = 5,34 \quad \text{si no existen rigidizadores transversales intermedios}$$

$$= 4 + 5,34 \cdot \left( \frac{a}{d} \right)^2 \quad \text{si existen rigidizadores transversales intermedios y } a < 1$$

$$= 5,34 + 4 \cdot \left( \frac{a}{d} \right) \quad \text{si existen rigidizadores transversales intermedios y } a \geq 1$$

# LA ABOLLADURA POR CORTANTE

## METODO DEL CAMPO DIAGONAL DE TRACCIONES

$$V_{bb,rd} = V_{pre} + V_{post}$$

### Resistencia postcrítica

$$V_{post} = 0,9 \cdot (g \cdot t_w \cdot \sigma_{bb} \cdot \text{sen} \varphi) / \gamma_{M1}$$

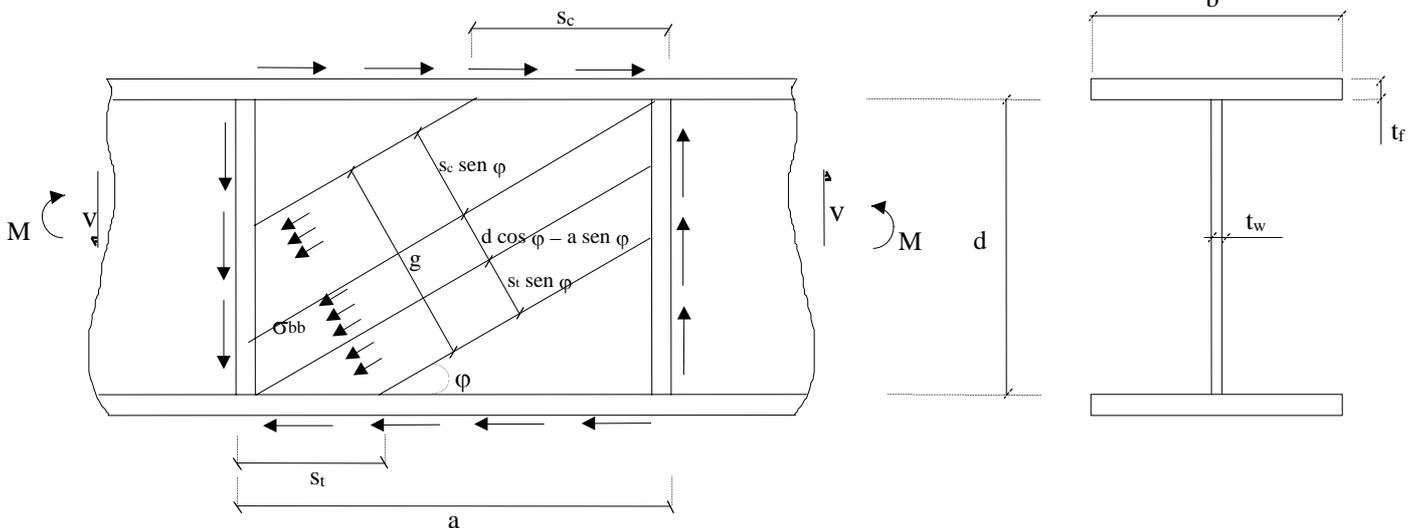
$g$  = ancho de la banda traccionada

$t_w$  = espesor del alma

$\sigma_{bb}$  = tensión máxima de tracción en la diagonal

$\varphi$  = inclinación de la diagonal

$\gamma_{M1}$  = coeficiente de minoración del acero (1,1)



# LA ABOLLADURA POR CORTANTE

## METODO DEL CAMPO DIAGONAL DE TRACCIONES

- La tensión en agotamiento de la banda traccionada se obtiene aplicando el criterio de Von Mises siendo entonces el valor de  $\sigma_{bb}$  :

$$\sigma_{bb} = \sqrt{f_{yw}^2 - 3 \cdot \tau_{bb}^2 - (1,5 \cdot \tau_{bb} \cdot \sen 2\varphi)^2}$$

- La anchura de la diagonal traccionada,  $g$  , se obtiene como se refleja en la figura, donde  $s_c$  y  $s_t$  , son los anclajes de la diagonal en el ala comprimida y en el ala traccionada, respectivamente.
- El ángulo,  $\varphi$  , de inclinación de la diagonales es tal que hace el cortante postcrítico máximo, pudiendóse tomar:

$$\varphi = \theta/2 \text{ si las alas son infinitamente flexibles.}$$

$$\varphi = \theta \text{ si las alas son infinitamente rígidas.}$$

$$\text{donde } \theta = \arctg(d/a)$$

Se suele tomar habitualmente un valor de  $\varphi = \theta/1.5$ , que queda del lado de la seguridad.

- Los valores de  $s_c$  y  $s_t$  dependen de la magnitud de las solicitaciones que actúan sobre las alas. La hipótesis en que  $s_c = s_t = 0$  se suele denominar “solución Basler”.

Es de destacar que la importancia de la respuesta postcrítica es tanto mayor cuanto mayor es la esbeltez del panel y cuanto más grande es la inclinación de las diagonales. Por eso el EC3 limita la aplicación de este método al rango  $1 < a/d < 3$ .

# LA ABOLLADURA POR CORTANTE

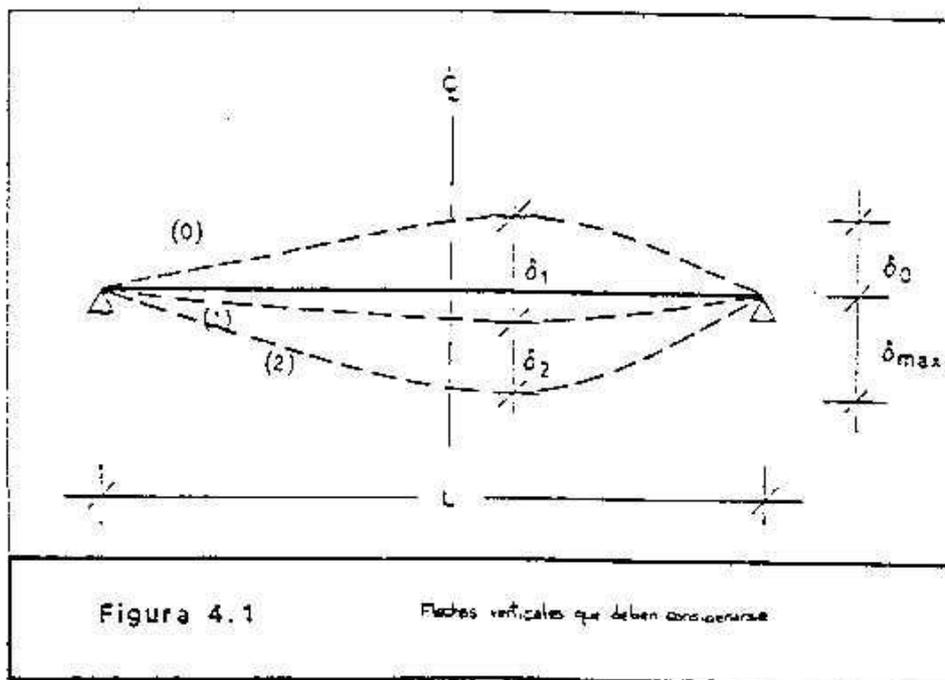
## METODO POSTCRITICO SIMPLE

$$V_{ba,rd} = (d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}) / \gamma_{M1}$$

$$\begin{aligned} \tau_{ba} &= \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} && \text{si } \lambda_w \leq 0,8 \\ &= \left\{ 1 - 0,625 \cdot (\lambda_w - 0,8) \right\} \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} && \text{si } 0,8 < \lambda_w < 1,20 \\ &= \left( \frac{0,8}{\lambda_w} \right) \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} && \text{si } \lambda_w \geq 1,20 \end{aligned}$$

## EL ELS DE DEFORMACIONES EN FLEXION

Uso o Condición	Flecha admisible	
	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Techos en general	L/200	L/250
Techos o cubiertas "transitables"	L/250	L/300
Suelos o forjados en general	L/250	L/300
Techos y suelos que soporten falsos techos u otros acabados o tabiques no flexibles	L/250	L/350
Suelos o forjados que soporten pilares o columnas	L/400	L/500



# EL ELU DE AGOTAMIENTO EN FLEXION INTERACCION M-V

## SIN FENOMENOS DE ABOLLADURA POR CORTANTE

### Momento de agotamiento en ausencia de cortante

- Clase 1:  $M_{rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

- Clase 2:  $M_{rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

- Clase 3:  $M_{rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

- Clase 4:  $M_{rd} = W_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

### Cortante de agotamiento en ausencia de flector

$$V_{pl,rd} = \left( A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

siendo:  $A_v$  el área de cortante (aproximadamente  $h \cdot t_w$ )

$h$  el canto total

$t_w$  el espesor del alma

# EL ELU DE AGOTAMIENTO EN FLEXION INTERACCION M-V

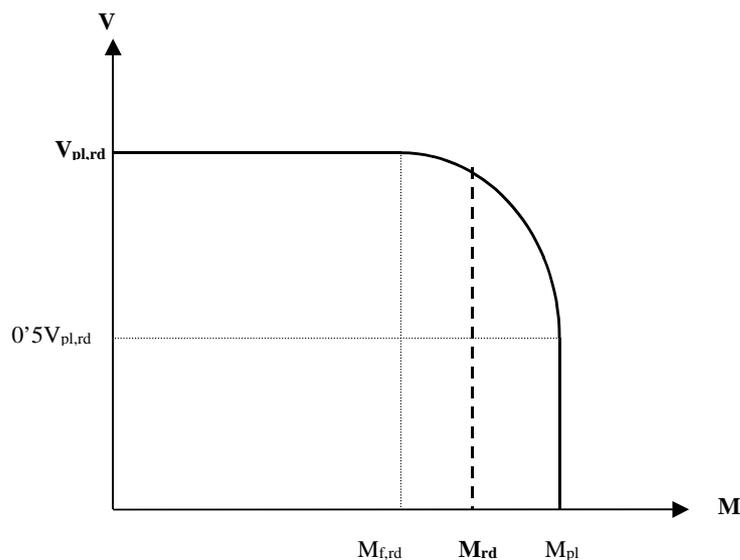
## SIN FENOMENOS DE ABOLLADURA POR CORTANTE

### Interacción flector-cortante (M-V)

- La ZONA I, correspondiente a cortantes de cálculo menores que el 50% de la capacidad resistente, en que la reducción del momento de agotamiento es despreciable.
- La ZONA II, en que existe interacción M-V. En este caso el EC3 da una fórmula de interacción de segundo grado cuya expresión es:

$$M_{v,rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{rd}$$

$$\text{siendo : } \rho = \left( \frac{2 \cdot V_{sd}}{V_{pl,rd}} - 1 \right)^2$$



# EL ELU DE AGOTAMIENTO EN FLEXION INTERACCION M-V

## INTERACCION M-V CON ABOLLADURA POR CORTANTE ESTUDIADA CON EL METODO POSTCRITICO SIMPLE

### ZONA DE TRABAJO TIPO CELOSÍA (ZONA A)

Se produce cuando :  $M_{sd} \leq M_{f,rd}$  ,siendo  $M_{f,rd}$  el momento plástico de las alas.

Hay que comprobar que:  $V_{sd} \leq V_{ba,rd}$  ,siendo  $V_{ba,rd}$  el cortante resistente obtenido con el método postcrítico simple

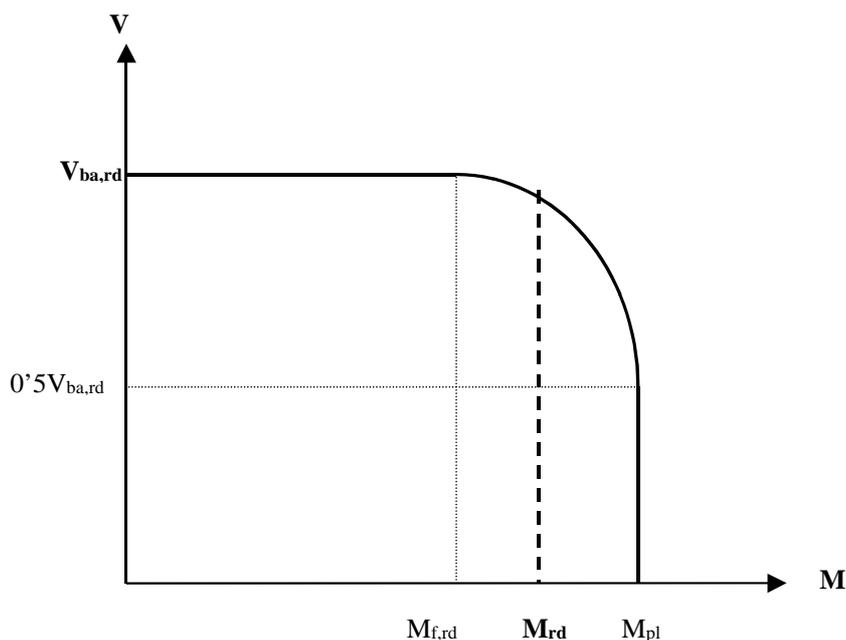
### ZONA DE TRABAJO TIPO VIGA (ZONA B)

Se produce cuando :  $M_{sd} > M_{f,rd}$  ,siendo  $M_{f,rd}$  el momento plástico de las alas.

Hay que comprobar que:  $M_{sd} \leq M_{rd}$  si  $V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{ba,rd}$

$$M_{sd} \leq M_{f,rd} + (M_{pl,rd} - M_{f,rd}) \cdot (1 - (2 \cdot V_{sd} / V_{ba,rd} - 1)^2) \quad \text{si } V_{sd} > 0,5 \cdot V_{ba,rd}$$

(Hay que comprobar también en este último caso que  $M_{sd} \leq M_{rd}$ )



# EL ELU DE AGOTAMIENTO EN FLEXION INTERACCION M-V

## INTERACCION M-V CON ABOLLADURA POR CORTANTE ESTUDIADA CON EL METODO DEL CAMPO DIAGONAL DE TRACCIONES

### ZONA DE TRABAJO TIPO CELOSÍA (ZONA A)

Se produce cuando :  $M_{sd} \leq M_{f,rd}$  ,siendo  $M_{f,rd}$  el momento plástico de las alas.

Hay que comprobar :  $V_{sd} \leq V_{bw,rd}$  ,siendo  $V_{bw,rd}$  el cortante resistente obtenido con el método del campo diagonal de tensiones suponiendo sólo la contribución del alma, es decir con  $s_c = s_t = 0$  (solución Basler) y  $\phi = \theta/2$

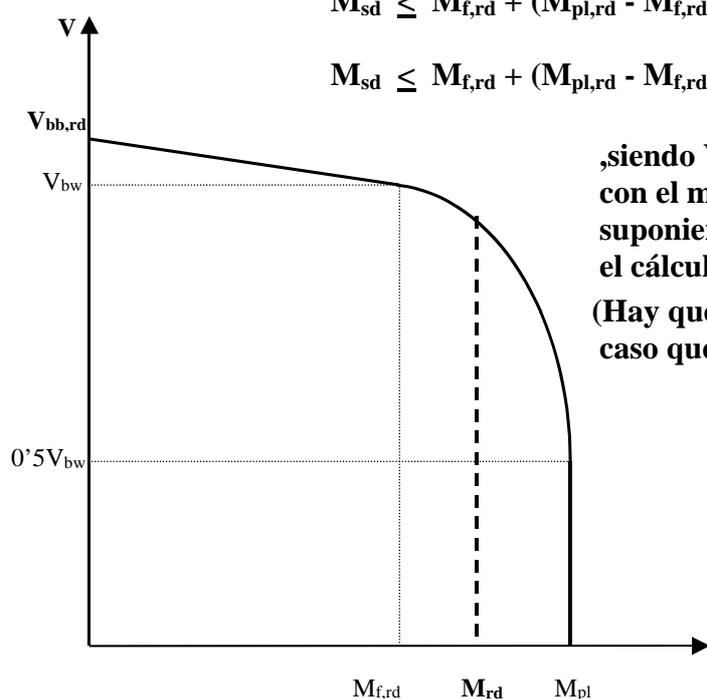
### ZONA DE TRABAJO TIPO VIGA (ZONA B)

Se produce cuando :  $M_{sd} > M_{f,rd}$  ,siendo  $M_{f,rd}$  el momento plástico de las alas.

Hay que comprobar:  $M_{sd} \leq M_{rd}$  si  $V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{bw,rd}$

$$M_{sd} \leq M_{f,rd} + (M_{pl,rd} - M_{f,rd}) \cdot (1 - (2 \cdot V_{sd} / V_{bw,rd} - 1)^2) \text{ si } 0,5 V_{bw,rd} < V_{sd} > V_{bw,rd}$$

$$M_{sd} \leq M_{f,rd} + (M_{pl,rd} - M_{f,rd}) \cdot (1 - (2 \cdot V_{sd} / V_{bb,rd} - 1)^2) \text{ si } V_{bw,rd} < V_{sd} > V_{bb,rd}$$



,siendo  $V_{bb,rd}$  el cortante resistente obtenido con el método del campo diagonal de tensiones suponiendo la actuación del momento  $M_{sd}$  para el cálculo de  $s_c$  y de  $s_t$

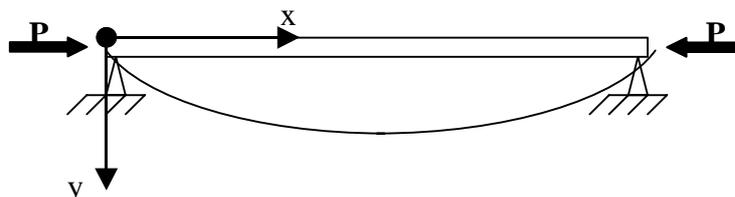
(Hay que comprobar también en este último caso que  $M_{sd} \leq M_{rd}$ )

# LAS PIEZAS EN COMPRESION. EL PANDEO

## LA PIEZA SIMPLE IDEAL. EL PANDEO DE EULER

### LA ECUACION DIFERENCIAL

$$M_{\text{int}} = -y'' \cdot EI_f = P \cdot y = M_{\text{ext}} \quad \text{--->} \quad y'' + (P/EI_f) \cdot y = 0$$



### LA SOLUCION DE LA ECUACION DIFERENCIAL

SOLUCION GENERAL  $y = A \cdot \text{sen}(kx) + B \cdot \text{cos}(kx)$  siendo  $k^2 = P/EI_f$

CONDICIONES DE CONTORNO  $x=0$  ;  $y=0$  --->  $A=0$

$x=L$  ;  $y=0$  ---> 1ª solución:  $B=0$  --->  $y=0$  (deformada nula)

2ª solución:  $k \cdot L = n \cdot \pi$  --->  $y = \text{indefinido}$

### TIPOS DE EQUILIBRIO

- Equilibrio indiferente, que supone deformada nula.
- Equilibrio inestable, que corresponde a un crecimiento indefinido de la flecha hasta el consiguiente colapso.

### CARGA CRITICA DE EULER, $P_E$

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot EI_f}{L_p^2} \quad \text{siendo} \quad L_p = \frac{L}{n} = \text{longitud de pandeo}$$

# LAS PIEZAS EN COMPRESION. EL PANDEO

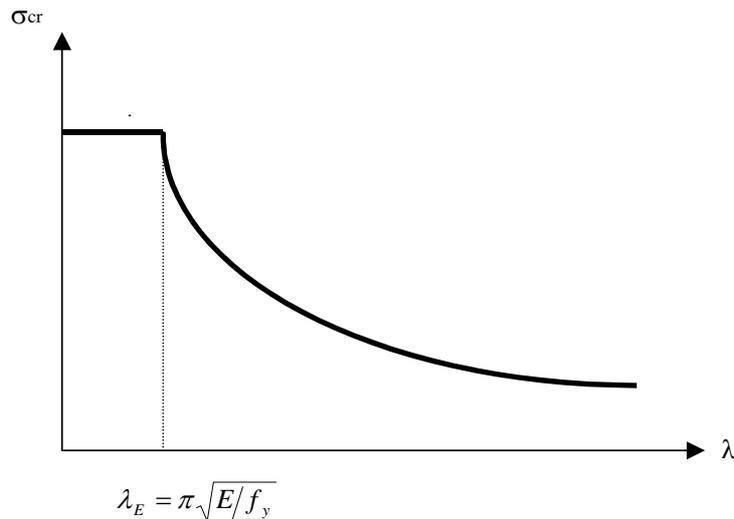
## LA PIEZA SIMPLE IDEAL. EL PANDEO DE EULER

### LA HIPERBOLA DE EULER

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A} = \frac{\pi^2 \cdot EI_f}{L_p} \cdot \frac{1}{A}$$

$$\lambda = \frac{L_p}{i} = \frac{L_p}{\sqrt{I_f/A}}$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$$



### LA ESBELTEZ LIMITE

Cuando  $\sigma_E = f_y$  se tiene un valor de la esbeltez que se llama esbeltez de Euler,  $\lambda_E$ , que marca la frontera entre el agotamiento resistente ( $\lambda < \lambda_E$ ), y el que se produce por inestabilidad ( $\lambda > \lambda_E$ ). El valor de la esbeltez de Euler es:

$$\lambda_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{siendo} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N / mm}^2)$$

# LAS PIEZAS EN COMPRESION. EL PANDEO

## EL PANDEO DE LAS PIEZAS SIMPLES EN EL EC3

### AXIL RESISTENTE

$$N_{b,rd} = X \cdot \beta_A \cdot A \cdot (f_y / \gamma_{M1})$$

siendo:  $X$  = factor de reducción

$$\beta_A = A_{eff} / A \quad (=1 \text{ para secciones Clase 1,2 y 3})$$

$A$  = área bruta

$f_y$  = límite elástico del acero

$\gamma_{M1}$  = coeficiente de minoración de la resistencia cuando existen problemas de inestabilidad (=1,1)

### CALCULO DEL COEFICIENTE DE REDUCCION (X)

El valor de X se obtiene con las curvas europeas de pandeo, como:

$$\text{Solución de la ecuación de 2º grado :} \quad \lambda_a^2 \cdot X^2 - \frac{\Phi}{0,5} \cdot X + 1 = 0$$

$$\text{Resultado de :} \quad X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_a^2}}$$

$$\text{siendo:} \quad \Phi = 0,5 \cdot \left\{ 1 + \alpha \cdot (\lambda_a - 0,2) + \lambda_a^2 \right\}$$

$\alpha$  = coeficiente de imperfección (tabla 551 del EC3)

$$\lambda_a = \text{esbeltez adimensional} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\beta} \cdot \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$\lambda = \frac{L}{i} = \text{esbeltez}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = \text{esbeltez de Euler}$$

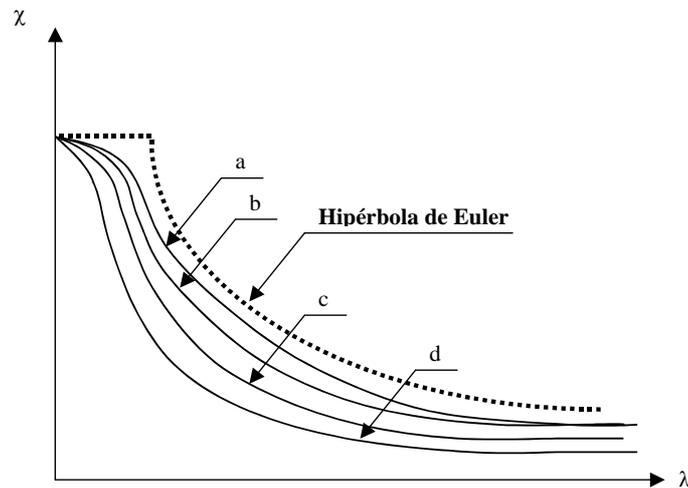
# LAS PIEZAS EN COMPRESION. EL PANDEO

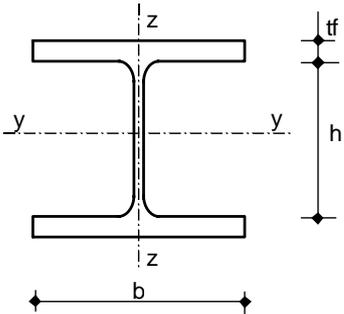
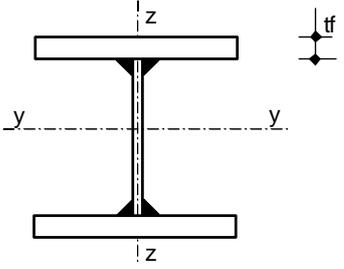
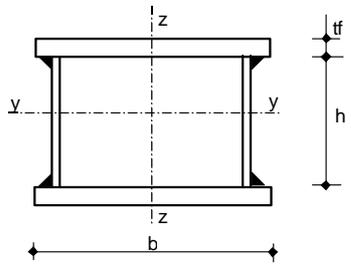
## EL PANDEO DE LAS PIEZAS SIMPLES EN EL EC3

### ELECCION DE LA CURVA DE PANDEO APLICABLE

La elección de la curva europea aplicable y, por tanto, del factor de imperfección,  $\alpha$ , aplicable se hace con ayuda de la tabla 553 del EC3 en función de los siguientes parámetros:

- Excentricidades iniciales
- Material no indefinidamente elástico (no linealidad mecánica)
- Existencia de tensiones residuales y su influencia en función de:
  - El tipo de sección (geometría)
  - El proceso de fabricación (perfil laminado o piezas armadas)
  - El eje de pandeo



<b>Tabla para la elección de la curva de pandeo (espesores &lt; 40 mm)</b>			
<b>Sección Transversal</b>	<b>Límites</b>	<b>Eje de pandeo</b>	<b>Curva de pandeo</b>
<p>Secciones doble-T laminadas</p> 	$h/b > 1'2$	y-y	a
	$h/b < 1'2$	z-z	b
<p>Secciones doble-T soldadas</p> 		y-y	b
		z-z	c
<p>Secciones huecas</p> 	laminadas en caliente	cualquiera	a
	conformadas en frío	cualquiera	b
<p>Secciones cajón soldadas</p> 	en general (excepto caso que sigue)	cualquiera	b
	$b/t_f < 30$	y-y	c
	$h/t_w < 30$	z-z	c
Secciones U, L, T, y secciones macizas		cualquiera	c

$\lambda$	Coeficiente $\chi$			
	Curva a	Curva b	Curva c	Curva d
<b>0.2</b>	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
<b>0.4</b>	0.9528	0.9261	0.8973	0.8520
<b>0.6</b>	0.8900	0.8371	0.7854	0.7125
<b>0.8</b>	0.7957	0.7245	0.6622	0.5823
<b>1.0</b>	0.6656	0.5970	0.5399	0.4693
<b>1.2</b>	0.5300	0.4781	0.4338	0.3780
<b>1.4</b>	0.4179	0.3817	0.3492	0.3069
<b>1.6</b>	0.3332	0.3079	0.2842	0.2523
<b>1.8</b>	0.2702	0.2521	0.2345	0.2101
<b>2.0</b>	0.2229	0.2095	0.1962	0.1773
<b>2.2</b>	0.1867	0.1765	0.1662	0.1513
<b>2.4</b>	0.1585	0.1506	0.1425	0.1306
<b>2.6</b>	0.1362	0.1299	0.1234	0.1138
<b>2.8</b>	0.1182	0.1132	0.1079	0.0999
<b>3.0</b>	0.1036	0.0994	0.0951	0.0885



# LAS PIEZAS EN COMPRESION. EL PANDEO

## EL PANDEO DE LAS PIEZAS COMPUESTAS EN EL EC3

### COMPROBACIONES A EFECTUAR

- La resistencia al pandeo general de la pieza
- La resistencia al pandeo local de un cordón en un tramo situado entre enlaces
- La resistencia de los elementos de enlace

### RESISTENCIA AL PANDEO GENERAL

Se examina igual que una pieza simple, sin tener en cuenta la flexibilidad adicional por cortante, pero con una inercia eficaz, función de la esbeltez.

### RESISTENCIA AL PANDEO LOCAL DE UN TRAMO ENTRE ENLACES

Axil equivalente sobre el cordón más cargado 
$$N_{f, sd} = \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_s}{h}$$

Valor del momento de segundo orden 
$$M_s = N_{sd} \cdot e_0 \cdot \Psi = \frac{N_{sd} \cdot e_0}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}} - \frac{S_v}{N_{cr}}}$$

Siendo:  $N_{sd}$  el axil de cálculo

$e_0$  la excentricidad inicial ( $=L/500$ )

$\Psi$  el coeficiente de amplificación

$N_{cr}$  el axil crítico de Euler obtenido con la inercia

eficaz = 
$$\frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{L^2}$$

$S_v$  la rigidez a cortante (esfuerzo cortante necesario para producir una deformación unidad)

### RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE ENLACE

Los elementos de enlace (celosías o presillas) deben ser calculados para soportar un cortante virtual,  $V_s$ , de valor:

$$V_s = \pi \cdot M_s / L$$

# LAS UNIONES ATORNILLADAS

## INNOVACIONES EN EL CALCULO DE LAS UNIONES ATORNILLADAS SEGUN EL EC3

- Los esfuerzos que solicitan una unión son función de su rigidez.
- El reparto de esfuerzos entre los elementos que integran una unión no es obligatorio que sea calculado en régimen elástico, sino que se puede obtener por métodos plásticos.
- La resistencia de los elementos de unión no se comprueba considerando el límite elástico del acero, sino en función de su tensión de rotura.

## DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS (distancias máximas y mínimas)

### - Distancias a bordes frontales ( $e_1$ )

Mínima:  $1,2d_0$

Máxima:  $40 \text{ mm} + 4t$  en ambientes agresivos.

Máx( $12t, 50\text{mm}$ ) en el resto de los casos

### - Distancias a bordes laterales ( $e_2$ )

Mínima:  $1,5d_0$

Máxima:  $40 \text{ mm} + 4t$  en ambientes agresivos.

Máx( $12t, 50\text{mm}$ ) en el resto de los casos

### - Distancias en dirección paralela al esfuerzo entre ejes de taladros ( $p_1$ )

Mínima:  $2,2d_0$

Máxima: Mín( $14t, 200\text{mm}$ )

### - Distancias en dirección perpendicular al esfuerzo entre ejes de taladros ( $p_2$ )

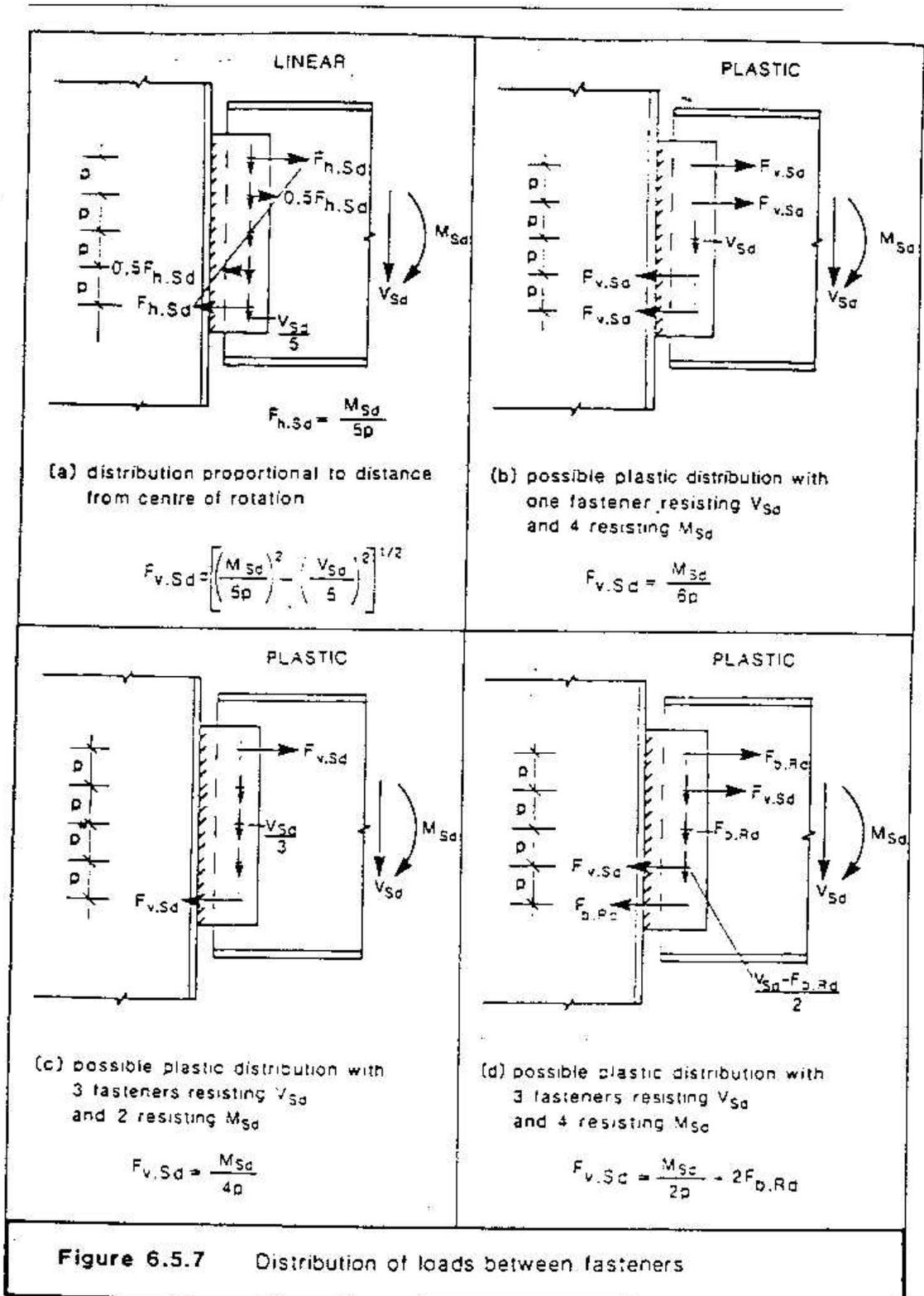
Mínima:  $3,0d_0$

Máxima: Mín( $14t, 200\text{mm}$ )

# LAS UNIONES ATORNILLADAS

## CLASIFICACION DE LAS UNIONES

- Por su **RIGIDEZ**, las uniones pueden ser:
  - **ARTICULACIONES**, que son aquéllas que no transmiten esfuerzos flectores.
  - **UNIONES RIGIDAS**, que son aquéllas en que las deformaciones que se producen son tan pequeñas que no influyen en la distribución de esfuerzos en la estructura.
  - **UNIONES SEMIRRIGIDAS**, que, por exclusión, son las que no pueden clasificarse como cualquiera de las dos anteriores.
  
- Por su **RESISTENCIA**, las uniones se dividen en:
  - **UNIONES DE RESISTENCIA TOTAL**, que son aquéllas capaces de transmitir un esfuerzo al menos igual al esfuerzo último de las piezas que conectan.
  - **UNIONES DE RESISTENCIA PARCIAL**, que son aquéllas que pueden transmitir el esfuerzo de cálculo de la unión que será, en general, menor que el máximo de agotamiento de las piezas que unen.



# LAS UNIONES ATORNILLADAS

## CATEGORIAS DE UNIONES ATORNILLADAS

### - UNIONES SOMETIDAS A CORTANTE.

- **Categoría A**: Corresponde a las uniones clásicas a cizalladura y aplastamiento. Se permite que sean realizadas con tornillos de cualquier calidad, es decir que estas uniones pueden estar formadas por tornillos de alta resistencia sin pretensar o pretensados pero sin controlar su par de apriete.

- **Categoría B**: Son uniones realizadas con tornillos de alta resistencia en los que se debe verificar que en ELS trabajen por rozamiento y en ELU se compruebe su agotamiento a cizalladura y aplastamiento.

- **Categoría C**: Son uniones similares a las anteriores pero en las que se exige que no exista deslizamiento en ELU.

### - UNIONES EN TRACCIÓN.

- **Categoría D**: Son las uniones clásicas a tracción realizadas mediante tornillos sin pretensar.

- **Categoría E**: Son las uniones a tracción realizadas con tornillos de alta resistencia pretensados.

# LAS UNIONES ATORNILLADAS

## RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS ORDINARIOS

- Resistencia a cizalladura: 
$$F_{v,rd} = \frac{k_1 \cdot f_{ub} \cdot A_1}{\gamma_{Mb}}$$

- Resistencia a aplastamiento: 
$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right)$$

- Resistencia a tracción: 
$$F_{t,rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_2}{\gamma_{Mb}}$$

- Resistencia a cortante+tracción: 
$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \cdot F_{t,rd}} \leq 1$$

En todo lo anterior:  $f_{ub}$  es la tensión de rotura del acero del tornillo

$f_{ub}$  es la tensión de rotura del acero de las chapas a unir

$k_1$  es un coeficiente de valor: 0,6 en general

0,5 si el plano de corte pasa por la zona roscada

$A_1$  es el área resistente si el plano de corte pasa por la zona roscada

es el área del vástago si el plano de corte no pasa por la zona roscada

$e_1$  es la distancia del eje del tornillo más extremo al borde frontal

$p_1$  es la distancia medida en la dirección del esfuerzo entre ejes de tornillos

$d_0$  es el diámetro del agujero

$\gamma_{Mb}$  es el coeficiente de minoración de la resistencia del acero (=1,25)

# LAS UNIONES ATORNILLADAS

## RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

### - Esfuerzo de pretensado

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_r$$

### - Resistencia a cortante por deslizamiento

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,cd}}{\gamma_{Ms}}$$

### - Resistencia a esfuerzos cortantes y de tracción combinados

$$\text{Categoría B: } F_{s,rd, serv} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,cd} - 0,8 \cdot F_{t, sd, serv})}{\gamma_{Ms, serv}}$$

$$\text{Categoría C: } F_{s,rd, ult} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,cd} - 0,8 \cdot F_{t, sd})}{\gamma_{Ms, ult}}$$

En todo lo anterior:  $f_{ub}$  = tensión de rotura del acero del tornillo

$A_r$  = área resistente del tornillo

$k_s$  es un coeficiente función del tipo de taladro (1,0 para taladros normales y 0,7 para taladros rasgados)

$n$  es el número de planos de deslizamiento

$\mu$  es el coeficiente de rozamiento que depende del tratamiento de las superficies de contacto (0,50 o 0,40 para superficies tratadas, 0,30 para superficies limpiadas y 0,20 para superficies sin tratar)

$\gamma_{Ms}$  es el coeficiente de minoración de valor:

$$\gamma_{Ms, serv} = 1,10 \text{ para ELS}$$

$$\gamma_{Ms, ult} = 1,25 \text{ para ELU con taladros normales}$$

$$1,40 \text{ para ELU con taladros rasgado.}$$

# LAS UNIONES SOLDADAS

## PROCEDIMIENTOS Y DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

DE LAS UNIONES SOLDADAS QUIZÁ LO MENOS IMPORTANTE SEA SU CÁLCULO FRENTE A LA TECNOLOGÍA DE LA SOLDADURA Y A LAS DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS.

**-TIPOLOGIA: - en ángulo**

**- a tope con penetración parcial**

**- a tope con penetracion total**

**- PROCEDIMIENTOS : - arco sumergido**

**- MIG**

**- MAG**

**- hilo hueco**

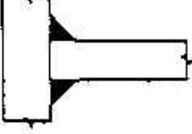
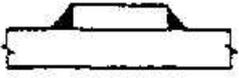
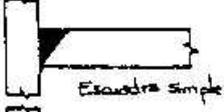
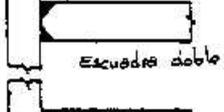
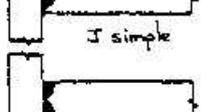
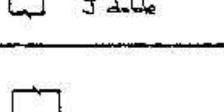
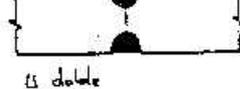
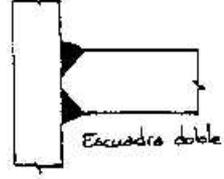
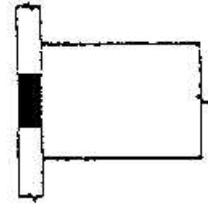
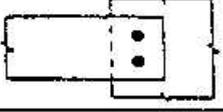
**- TIG**

**- DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS :**

**- Empleo de un cordón a cada lado en los extremos de las piezas a unir**

**- No utilización de cordones en ángulo o a tope con penetración parcial excéntricos respecto a las cargas**

**- No utilización de cordones en ángulo o a tope con penetración parcial de forma que su raíz quede traccionada**

Tabla 6.6.1 Tipos principales de uniones soldadas			
Tipo de soldadura	Tipo de unión		
	Unión a tope	Unión a tope en T	Unión con solape
Soldadura de ángulo			
Soldadura a tope de penetración completa	 V simple  V doble  U simple  U doble	 Escuadra simple  Escuadra doble  J simple  J doble	
Soldadura a tope de penetración parcial	 V doble  U doble	 Escuadra doble	
Soldadura de tapón			
Soldadura de resnura			
Soldadura "groove"	(Ver figuras 6.6.3 y 6.6.4)		

# LAS UNIONES SOLDADAS

## RESISTENCIA DE LOS CORDONES EN ANGULO

### MÉTODO 1: Análogo al empleado en la NBE EA-95

MÉTODO 2 : Se llega al colapso cuando se alcanza en el cordón una tensión tangencial última, de valor:

$$f_{vw} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

siendo:  $f_u$  es la tensión de rotura del acero de las chapas a unir

$\beta_w$  es el factor de correlación función del tipo de acero, de valor:

0,80 para aceros AE235 ( $f_u=360 \text{ N/mm}^2$ )

0,85 para aceros AE275 ( $f_u=430 \text{ N/mm}^2$ )

0,90 para aceros AE355 ( $f_u=510 \text{ N/mm}^2$ )

$\gamma_{Mw}$  es el coeficiente de minoración de la resistencia (= 1,25)

## LA NBE EA -95.

### Bases de cálculo

La condición de agotamiento viene dada por la aplicación del criterio de VON MISES en régimen elástico.

**Flexión simple:**

$$\sigma_{co=} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_a}$$

**Flexión pura o tracción simple:**

$$\sigma_{co=} = \sigma \leq \frac{f_y}{\gamma_a}$$

**Cizalladura pura:**

$$\sigma_{co=} = \frac{\tau}{\sqrt{3}} \leq \frac{f_y}{\gamma_a}$$

## Los materiales

**Acero A 42 :  $f_y = 2600 \text{ kp/cm}^2$**

**Acero A 52 :  $f_y = 3600 \text{ kp/cm}^2$**

**Coeficiente de minoración de resistencia del <acero :  $\gamma_a = 1.0$**

## LA NBE EA -95.

### El cálculo a flexión en ELU

Se efectúa por separado la comprobación resistente y la de abolladura.

#### CÁLCULO RESISTENTE

La condición de agotamiento viene dada por la aplicación del criterio de VON MISES en régimen elástico bajo la combinación de acciones que proceda con cargas ponderadas.

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Se permite la consideración de la resistencia plástica de las secciones, pero aparejada a un incremento del coeficiente de ponderación de acciones en un 12 %.

#### COMPROBACIÓN DE LA ABOLLADURA DE LAS ALAS

Se obliga a que la esbeltez del ala comprimida no supere un cierto límite:

$$\frac{b}{e} \leq 15 \sqrt{\frac{2400}{f_y}} \quad (b = \text{semiancho del ala})$$

## LA NBE EA -95.

### El cálculo a flexión en ELU

#### LA ABOLLADURA POR $\sigma$ Y POR $\tau$

Se considera la teoría clásica para la estimación de la carga crítica.

Se supone una reserva postcrítica del 25 % de la carga crítica del panel ideal, independientemente de la esbeltez de la chapa.

La carga de agotamiento queda:

Sólo  $\sigma$ : 
$$\sigma_i = k_1 \cdot \sigma_E$$

Sólo  $\tau$ : 
$$\tau_i = k_2 \cdot \sigma_E$$

Flexión simple : 
$$\sigma_{cr} = \frac{\sigma_{co}^*}{\sqrt{\left(\frac{\sigma^*}{\sigma_i}\right)^2 + \left(\frac{\tau^*}{\tau_i}\right)^2}}$$

$$k_1 = 1.25 \cdot k_\sigma \quad k_2 = 1.25 \cdot k_\tau \quad \sigma_E = \frac{\Pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{h}\right)^2$$

Sólo se corrige en caso de resultar el agotamiento en zona elastoplástica.

## LA NBE EA -95.

### El cálculo a flexión en ELS

<b>Uso o Condición</b>	<b><math>V_{\max}</math></b>
<b>Cubiertas</b>	<b>L/250</b>
<b>Vigas <math>L &lt; 5</math> m que no soporten muros de fábrica</b>	<b>L/300</b>
<b>Vigas <math>L \geq 5</math> m que no soporten muros de fábrica</b>	<b>L/400</b>
<b>Vigas que soporten muros de fábrica</b>	<b>L/500</b>
<b>Ménsulas</b>	<b>L/300</b>

## LA NBE EA -95.

### Las piezas en compresión

#### La pieza simple

El formato de comprobación es:

$$\frac{\sigma^* \cdot \omega}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_a}$$

El coeficiente  $\omega$  (de Dutheil) se obtiene con el ajuste de Dutheil, en función de la esbeltez y del tipo de acero.

#### La pieza compuesta

En el plano material la pieza se comprueba siguiendo los mismos criterios que los establecidos para las piezas simples.

En el plano libre se comprueba con el método del coeficiente  $\omega$  pero tomando una esbeltez mayor, para tener en cuenta la deformación adicional por cortante.

## **NOVEDADES DEL EC3**

- 1.- APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE LOS ESTADOS LÍMITE**
- 2.- COMPROBACIONES A NIVEL DE SECCIÓN Y NO DE PUNTO**
- 3.- INTEGRACION DE LAS COMPROBACIONES DE ABOLLADURA BAJO TENSIONES NORMALES EN LA COMPROBACIÓN DEL ESTADO ÚLTIMO DE FLEXIÓN**
- 4.- ESTUDIO DE LA ABOLLADURA POR TENSIONES TANGENCIALES EN RÉGIMEN POSTCRÍTICO.**
- 5.- POSIBILIDAD DE APLICAR EL REGIMEN PLASTICO PARA LA DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS EN LAS UNIONES**
- 6.- UTILIZACION DE  $f_u$  EN LUGAR DE  $f_y$  PARA LA COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UNA UNIÓN**