

# Eurocódigos Estructurales

## Introducción

---

Los Eurocódigos Estructurales comprenden un grupo de normas para el proyecto estructural y geotécnico de edificios y obras de ingeniería civil. En la actualidad, algunos de estos Eurocódigos tienen todavía carácter experimental (ENV) en algún país (como España), si bien la mayoría ha realizado su paso a normas europeas (EN). En muchos países, como el Reino Unido, ya existen ediciones EN de la totalidad de los Eurocódigos. AENOR sólo ha publicado como norma UNE EN o ratificado una pequeña fracción de los Eurocódigos.

Existen 10 Eurocódigos Estructurales, desde la EN 1990 a EN 1999, divididos a su vez en varias partes y subpartes. Durante la conversión de normas ENV a normas EN se ha producido una cierta reordenación de las partes en que se divide cada Eurocódigo (por ejemplo, el capítulo 8 de la ENV 1993-1-1 ha pasado a ser la EN 1993-1-8), por lo que no hay una equivalencia directa entre un documento ENV y otro EN con su misma numeración. Estos 10 Eurocódigos son:

- EN 1990 Eurocódigo 0: Bases para el cálculo de estructuras
- 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
- EN 1995 Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera
- EN 1996 Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica
- EN 1997 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico
- EN 1998 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes
- EN 1999 Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio

Cada Eurocódigo Experimental (normas ENV) se pretendía que fuera acompañado del respectivo Documento Nacional de Aplicación (DNA) correspondiente al país donde se ubique la obra. Por ejemplo en España sólo se ha aprobado el DNA correspondiente al Eurocódigo 2 (Proyecto de Estructuras de Hormigón) como Anejo 13 de la Instrucción EHE (1998).

Cada Eurocódigo final (normas EN) se pretende que vaya acompañado del respectivo Anejo Nacional correspondiente al país donde se ubique la obra. Por ejemplo el Reino Unido ya ha publicado sus Anejos Nacionales, mientras que en España (en donde el Estado se ha reservado las atribuciones para redactar y publicar los Anejos Nacionales) no ha publicado ninguno a día de hoy (Abril de 2010). Teóricamente, la fecha tope para publicar o ratificar los Eurocódigos así como publicar los respectivos anexos nacionales, era el 31 de marzo de 2010. En muchos países (como Reino Unido, Francia o Alemania) esto ha supuesto la sustitución y derogación de las normas nacionales anteriores. Los Eurocódigos Estructurales implementados en **Tricalc** son:

- EN 1990:2002. Bases de cálculo para estructuras.
- EN 1991 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras, incluyendo la parte EN 1991-1-4:2005 sobre acciones de viento.
- EN 1992-1-1:2004 y EN 1992-1-2:2004 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón, para **Tricalc 2, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 14 y 18.**
- EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-2:2005, EN 1993-1-3:2006, EN 1993-1-5:2006 y EN 1993-5:2007 Eurocódigo 3: Estructuras de Acero, para **Tricalc 3 y 18.**
- EN 1993-1-8:2005 Eurocódigo 3: Estructuras de Acero, Uniones, para **T-Connect 1, 2, 3 y 4.**
- EN 1994-1-1:2004 y EN 1994-1-2:2005 Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero, para **Tricalc 15.**
- EN 1995-1-1:2006 y EN 1995-1-2:2004 Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera y resistencia al fuego de las estructuras de madera, para **Tricalc 12.**
- EN 1996-1-1:2005 y EN 1996-1-2:2005 Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica, para **Tricalc 10, 13 y 17.**
- EN 1998-1:2004 Eurocódigo 8: Acciones sísmicas.
- EN 1999-1-1:2007, EN 1999-1-2:2007 Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio.

Dada la similitud de los Eurocódigos 5 y 6 con las normas españolas CTE DB SE-M y CTE DB SE-F, respectivamente, este documento es de aplicación a las cuatro, indicándose en cada caso las diferencias.

El programa **Tricalc** utiliza los Eurocódigos Estructurales en los siguientes conjuntos de normas seleccionables en la solapa **Normativa** de la función **Archivo>Preferencias**:

- Eurocódigos Genéricos. Al seleccionar este conjunto, se utilizan todos los eurocódigos estructurales implementados.
- España (EHE, EFHE, NCSE, EA-95, NBEs, EC5 y EC6). Al seleccionar este conjunto se utilizan los eurocódigos estructurales correspondientes a madera y fábricas.
- Portugal. Al seleccionar este conjunto se utilizan los eurocódigos estructurales correspondientes a acero, madera y fábrica.

Un caso especial lo constituye el correspondiente a forjados unidireccionales de chapa de acero, que se calcula según la EN 1994-1-1:2004 al seleccionar cualquier norma española, los eurocódigos genéricos y la norma portuguesa. Otro caso especial es el correspondiente a las uniones entre barras de acero, que se calculan según la EN 1993-1-8:2005 al seleccionar cualquier normativa del programa. De igual forma, para el cálculo de las estructuras de aluminio se utiliza la EN 1999-1-1:2007, independientemente de la normativa seleccionada. Finalmente, la resistencia al fuego de la estructura se calcula según la EN 1999-1-2:2007 en el caso del aluminio y para el resto de materiales según las partes correspondientes de los eurocódigos al seleccionar cualquiera de las siguientes normas:

- Eurocódigos Genéricos.
- España (EHE, EFHE, NCSE, EA-95, NBEs, EC5 y EC6).
- España (EH-91, EF-96, NCSE, EA-95, FL-90 y NBEs).

- Portugal.

## Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras

---

---

EN 1990:2002 + AC:2008.

El Eurocódigo 0 establece los principios de cálculo en estados límite y la verificación mediante el método de los coeficientes parciales. Tanto la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08) como el Código Técnico de la Edificación (CTE), también de España o la Norma Portuguesa de Acciones (RSA) utilizan estos principios de cálculo y el mismo método de verificación, aunque con algunas particularidades indicadas en los apartados siguientes.

### Situaciones de proyecto

---

---

El apartado 3.2 clasifica las situaciones de proyecto en:

- Persistentes, que se refieren a condiciones de uso normal;
- Transitorias, que se refiere a situaciones temporales, tales como la ejecución o reparación;
- Accidentales, que se refiere a situaciones excepcionales, como incendio, impacto o fallo localizado;
- Sísmicas.

**Nota:** AENOR, la EHE-08 y el CTE no tienen un criterio uniforme para la traducción de 'Persistent', traducándose a veces como 'Persistente' y otras como 'Permanente'. En **Tricalc** adoptamos el término 'Persistente' que consideramos más acertado.

### Estados Límite Últimos

---

---

En el apartado 6.4.1 se establecen los siguientes estados límite últimos a comprobar:

- EQU: Pérdida del equilibrio estático de la estructura (vuelco)
- STR: Fallo interno (rotura) o deformación excesiva por resistencia del material
- GEO: Fallo interno o deformación excesiva en el terreno por resistencia del terreno
- FAT: Fallo por fatiga (no contemplado en el programa)

Para la comprobación de estos estados límite (excluida la fatiga), se establecen las combinaciones de acciones indicadas en los apartados siguientes.

**Nota:** En la tabla 4.1 del CTE DB SE, se ha traducido el estado 'EQU: Pérdida de equilibrio' por 'Estabilidad', provocando que algunos piensen, erróneamente, que la comprobación de inestabilidad – pandeo sea un caso de 'Estabilidad', cuando realmente es de 'Resistencia'.

### Combinaciones para situaciones persistentes y transitorias

---

---

De acuerdo con el apartado 6.4.3.2 y el anexo A (y salvo que el anejo nacional correspondiente indique otro criterio) se establecen tres alternativas diferentes:

- Alternativa 1: expresión (6.10)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \quad "+" \quad \gamma_P \cdot P \quad "+" \quad \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 \quad "+" \quad \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Alternativa 2 (válida para STR y GEO): expresiones (6.10a) y (6.10b)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \quad "+" \quad \gamma_P \cdot P \quad "+" \quad \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} \quad "+" \quad \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

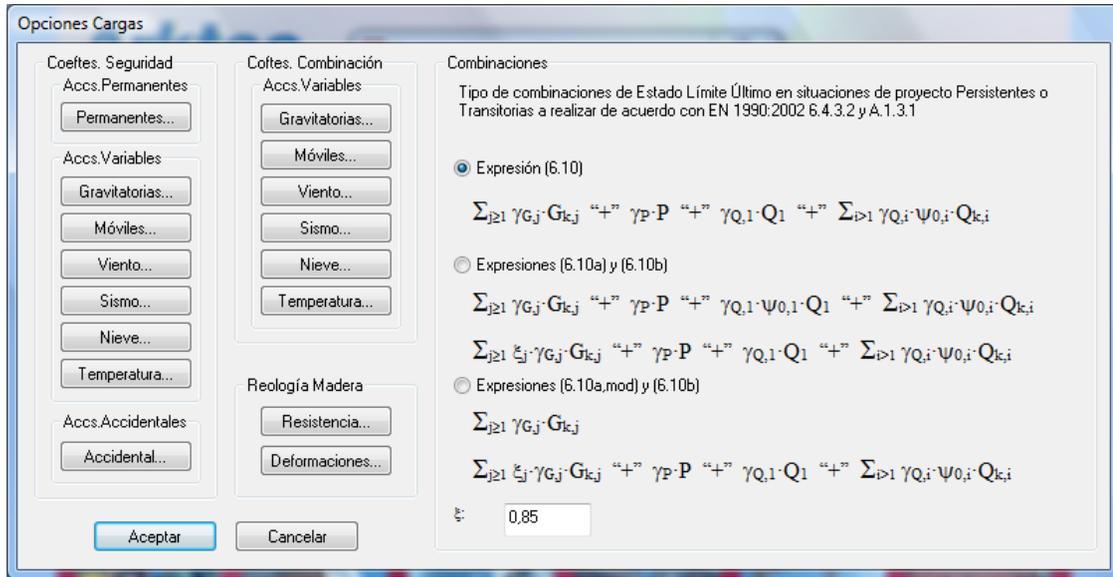
$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ “+” } \gamma_P \cdot P \text{ “+” } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Alternativa 3 (válida para STR y GEO): expresiones (6.10a<sub>mod</sub>) y (6.10b)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ “+” } \gamma_P \cdot P \text{ “+” } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

El programa permite elegir entre las tres alternativas mediante la función **Cargas > Opciones**, tal como se indica en la imagen siguiente. El valor del coeficiente  $\xi$  también es modificable por el usuario, siendo su valor recomendado (salvo lo que indique el anejo nacional)  $\xi = 0,85$ .



## Combinaciones para situaciones de proyecto accidentales

De acuerdo con la expresión (6.11b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } A_d \text{ “+” } (\psi_{1,1} \text{ ó } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

La elección entre  $\psi_{1,1}$  y  $\psi_{2,1}$  dependerá del tipo de acción accidental. Las EN 1991 a EN 1999 aportan más información al respecto. En **Tricalc** se adopta  $\psi_{1,1}$ , en concordancia con el CTE, lo que está del lado de la seguridad.

## Combinaciones para situaciones de proyecto sísmicas

De acuerdo con la expresión (6.12b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } A_{Ed} \text{ “+” } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

## Estados Límite de Servicio

En el apartado 6.5.3 se establecen los siguientes tipos de combinaciones:

Combinación **característica**, para estados límite irreversibles, en general

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } Q_{k,l} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación **frecuente**, para estados límite reversibles, en general

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } \psi_{1,l} \cdot Q_{k,l} \text{ “+” } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación **casi permanente**, para efectos a largo plazo y apariencia de la estructura

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Este Eurocódigo no fija los valores límite relacionados con los criterios de aptitud al servicio. Las deformaciones horizontales (desplomes) o verticales (flechas) máximas y las vibraciones admisibles deberían especificarse para cada proyecto y acordarse con el cliente o bien pueden venir indicados en el anexo nacional. Si se indica, que, para evaluar las flechas:

- Para la apariencia de la estructura debe usarse la combinación casi permanente.
- Para el funcionamiento o daño de elementos no estructurales, debe tenerse en cuenta la flecha producida después de la colocación del elemento dañable.

Para otros estados límite de servicio (por ejemplo fisuración) se remite a los eurocódigos correspondientes.

## Coeficientes de seguridad y de combinación de las acciones

En el Anejo A se indican los valores de los coeficientes parciales de seguridad y de combinación de las acciones para el caso de edificación, si bien se indica que los anejos nacionales pueden establecer otros valores.

En todo caso éstos podrán ser modificados y fijados libremente por el usuario.

En el Listado de Datos de Cálculo se indican los coeficientes parciales de seguridad de las acciones fijados y por tanto utilizados por el programa. También se indican en dicho listado los coeficientes de combinación  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  y  $\psi_2$  utilizados.

Los coeficientes de combinación se establecen en la siguiente tabla (tabla A.1.1 de la EN 1990):

Acción	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoría de sobrecarga superficial de uso			
A: Zonas residenciales	0,7	0,5	0,3
B: Zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
C: Zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
D: Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
E: Zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
F: Zonas con tráfico de vehículos de peso $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
G: Zonas con tráfico de vehículos de $30\text{kN} < \text{peso} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
H: Cubiertas	0,0	0,0	0,0
Nieve			
Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia	0,7	0,5	0,2
Recomendación para altitudes $> 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Recomendación para altitudes $\leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0,0
Viento	0,6	0,2	0,0
Temperatura (sin incendio)	0,6	0,5	0,0

**Tricalc** dispone por defecto los coeficientes de simultaneidad de sobrecarga para Zonas de Categorías A-B, Nieve para altitudes menores de 1000 metros, viento y temperatura.

En **Tricalc** no es posible definir coeficientes de simultaneidad distintos para distintas partes de la estructura si la misma tiene diferentes usos, debiendo disponerse en este caso el más desfavorable.

Los coeficientes de seguridad a utilizar en las situaciones de proyecto persistentes o transitorias en estado límite último se fijan en el apartado A.1.3.1, aunque pueden modificarse en el anexo nacional o para diferentes grados de fiabilidad de acuerdo con el anexo B.

- Para el estado límite último de equilibrio (EQU), se pueden utilizar los valores definidos en la tabla siguiente (tabla A.1.2(A) de la EN 1990):

Ecuación a usar	Acciones permanentes		Acción variable predominante		Acciones variables de acompañamiento	
	Desfavorables	Favorables	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
6.10	$\gamma_{Gi,sup}; G_{ki,sup}$	$\gamma_{Gi,inf}; G_{ki,inf}$	$\gamma_{Q,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
	$\gamma_{Gi,sup} = 1,10$	$\gamma_{Gi,inf} = 0,90$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$

En **Tricalc** sólo se estudia este estado límite último en la comprobación a vuelco de zapatas y muros o pantallas de contención, en donde se define un único coeficiente de seguridad para las acciones permanentes favorables (estabilizantes) y otro para las acciones permanentes o variables desfavorables (destabilizantes).

- Para el estado límite último de resistencia (STR) de elementos no de cimentación, se pueden utilizar los valores definidos en la tabla siguiente (tabla A.1.2(B) de la EN 1990):

Caso	Ecuaciones	Acciones permanentes		Acción variable Predominante		Acciones variables de acompañamiento	
		Desfavorables	Favorables	Desfavorable	Favorable	Desfavorables	Favorables
1	6.10	$\gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gi,inf}; G_{ki,inf}$	$\gamma_{Q,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
		$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gi,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$
2	6.10a	$\gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gi,inf}; G_{ki,inf}$	$\gamma_{Q,1}; \psi_{0,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
		$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gi,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$
	6.10b	$\xi; \gamma_{Gi,sup}; G_{ki,sup}$	$\gamma_{Gi,inf}; G_{ki,inf}$	$\gamma_{Q,1}; \psi_{0,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
		$\gamma_{Gi,sup} = 1,35$ $\xi = 0,85$	$\gamma_{Gi,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$
3	6.10a <sub>mod</sub>	$\gamma_{Gj,sup}; G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}; G_{kj,inf}$	--	--	--	--
		$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	--	--	--	--
	6.10b	$\xi; \gamma_{Gi,sup}; G_{ki,sup}$	$\gamma_{Gi,inf}; G_{ki,inf}$	$\gamma_{Q,1}; \psi_{0,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
		$\gamma_{Gi,sup} = 1,35$ $\xi = 0,85$	$\gamma_{Gi,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,50$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$

En **Tricalc** se aplica esta tabla con las siguientes salvedades: el valor del coeficiente de mayoración Desfavorable será modificable por el usuario, aunque con los valores de defecto de esta tabla: 1,35 para carga permanente y 1,50 para carga variable. Sine embargo, el valor del coeficiente de mayoración Favorable NO será modificable por el usuario, tiene el valor de esta tabla: 1,00 para carga permanente y 0,0 para carga variable.

- Para el estado límite último de resistencia (STR) de elementos de cimentación y el estado límite último de resistencia del terreno y hundimiento (GEO) se permiten tres enfoques diferentes y se remite a la norma EN 1997:
  - Enfoque 1: Utilizar los valores definidos en la tabla A.1.2(C) para comprobar la resistencia del terreno (GEO) y los valores de la tabla A.1.2(B) para la comprobación de resistencia (STR) del elemento de cimentación.
  - Enfoque 2: Aplicar, tanto a las acciones geotécnicas como al resto de acciones de la estructura, los valores definidos en la tabla A.1.2(B).
  - Enfoque 3: Aplicar a las acciones geotécnicas los valores de la tabla A.1.2(C) y, simultáneamente, los coeficientes parciales de la tabla A.1.2(B) al resto de acciones de la estructura.

La tabla A.1.2(C), es la siguiente:

Ecuación a usar	Acciones permanentes		Acción variable predominante		Acciones variables de acompañamiento	
	Desfavorables	Favorables	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable
6.10	$\gamma_{Gi,sup}; G_{ki,sup}$	$\gamma_{Gi,inf}; G_{ki,inf}$	$\gamma_{Q,1}; Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}$	--
	$\gamma_{Gi,sup} = 1,00$	$\gamma_{Gi,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,30$	$\gamma_{Q,1} = 0,00$	$\gamma_{Q,i} = 1,30$	$\gamma_{Q,i} = 0,00$

En **Tricalc** se utiliza un procedimiento similar al enfoque 1, basado en la norma española CTE DB SE-C.

## Eurocódigo 1: Acciones en estructuras

El Eurocódigo 1 está formado por las siguientes partes:

- EN 1991-1-1:2002. Acciones generales. Pesos propios y sobrecargas de uso en edificios
- EN 1991-1-2:2002. Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego
- EN 1991-1-3:2003. Acciones generales. Cargas de nieve
- EN 1991-1-4:2005. Acciones generales. Acciones de viento
- EN 1991-1-5:2003. Acciones generales. Acciones térmicas
- EN 1991-1-6:2005. Acciones generales. Acciones durante la ejecución
- EN 1991-1-7:2006. Acciones accidentales
- EN 1991-2:2003. Cargas de tráfico en puentes
- EN 1991-3:2006. Acciones inducidas por grúas y máquinas
- EN 1991-4:2006. Silos y tanques

En este documento se hace referencia sólo a aquellas partes del Eurocódigo 1 que afectan a los cálculos realizados por **Tricalc**.

### Peso propio

El peso propio de las construcciones debe considerarse como una acción fija permanente. Si es necesario, puede distinguirse entre un valor característico superior y otro inferior. Las cargas de terreno sobre terrazas y cubiertas también deben considerarse acciones permanentes.

En el Anexo A de la EN 1991-1-1:2002 (no reproducido en este documento) se incluyen los pesos de materiales, productos y elementos constructivos típicos.

## Sobrecargas de uso

---

En general, deben considerarse acciones libres variables cuasi-estáticas.

En aquellas situaciones de proyecto en que las sobrecargas de uso actúen simultáneamente con otras acciones variables (viento, nieve, ...), las sobrecargas de uso totales consideradas en la hipótesis de carga se deben entender como una acción única. Para ello, en el programa **Tricalc**, las sobrecargas se agrupan en 'familias' de acuerdo a su hipótesis correspondiente.

En cubiertas de edificios, no se deberían aplicar conjuntamente y de forma simultánea las acciones exteriores, las acciones de nieve y las acciones de viento (para ello, se establecen coeficientes de combinación  $\psi$  adecuados).

Para asegurar una resistencia local mínima de los elementos de forjado, debe realizarse una verificación por separado con una carga concentrada que, salvo que se indique lo contrario, no debe combinarse con las cargas uniformemente repartidas u otras acciones variables. Sus valores recomendados (a veces en forma de rango) se establecen en las tablas (no reproducidas aquí) 6.2, 6.4, 6.6, 6.8, 6.10 y 6.11 de la EN 1991-1-1:2002, aunque los anexos nacionales pueden definir valores alternativos.

## Reducción de sobrecargas

---

Se permite un factor reductor de hasta un 40% para sobrecargas tanto para elementos horizontales (vigas) como verticales (pilares y muros) en función de su área tributaria y otros factores. Esta posibilidad no es tenida en cuenta por el programa **Tricalc**.

## Viento

---

El cálculo de las acciones de viento se realiza mediante la UNE-EN 1991-1-4:2005, que corresponde a la parte 1-4 del Eurocódigo 1, titulada "Acciones generales. Acciones de viento". En adelante nos referiremos a este documento como EC-1.1.4.

### Viento exterior

---

La forma de calcular la acción del viento exterior en EC-1.1.4 parte de la fórmula (5.1) en el apartado 5.2(1), denominado "Presión del viento en estructuras":

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Siendo

$q_p(z_e)$	es la presión correspondiente a la velocidad de pico;
$c_{pe}$	es el coeficiente de presión para la presión exterior;
$w_e$	es la presión del viento sobre las superficies exteriores.

Para el cálculo de  $q_p(z_e)$  acudimos al apartado 4.5 "Presión correspondiente a la velocidad de pico" para utilizar la fórmula (4.8):

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

donde

$v_b$	velocidad básica de cálculo
$c_e(z)$	factor de exposición

La velocidad básica de cálculo es un parámetro requerido por el asistente de **Tricalc**, ya que será variable para las distintas zonas de cada país, y estará especificado en el Anejo Nacional correspondiente. Podrá aplicarse un periodo de retorno de 1, 2, 5, 10, 20, 50 o 200 años a la velocidad básica por medio del coeficiente  $c_{prob}$  cuyo valor se obtiene mediante la fórmula (4.2), a la que se aplican los valores recomendados de  $K=0,2$  y  $n=0,5$ :

$$c_{prob} = \left( \frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n$$

Para el cálculo de  $c_e(z)$ , consideramos terreno llano (coeficiente topográfico  $c_0=1$ ) y factor de turbulencia  $k_1=1$  (valor recomendado en EC-1.1.4), por lo que podemos utilizar la figura 4.2, para la que se necesita conocer la altura a considerar y la categoría de terreno que corresponde con nuestro caso en la tabla 4.1, que mostramos a continuación:

Categoría de terreno	
<b>0</b>	Mar abierto o zona costera expuesta al mar abierto
<b>I</b>	Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos
<b>II</b>	Áreas con vegetación baja, como hierba, y obstáculos aislados (árboles, edificaciones) con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos
<b>III</b>	Áreas con una cobertura de vegetación uniforme o edificaciones o con obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos (villas, terreno suburbano, bosques permanentes)
<b>IV</b>	Áreas en las que al menos un 15% de la superficie está cubierta por edificios cuya altura media supera los 15 m

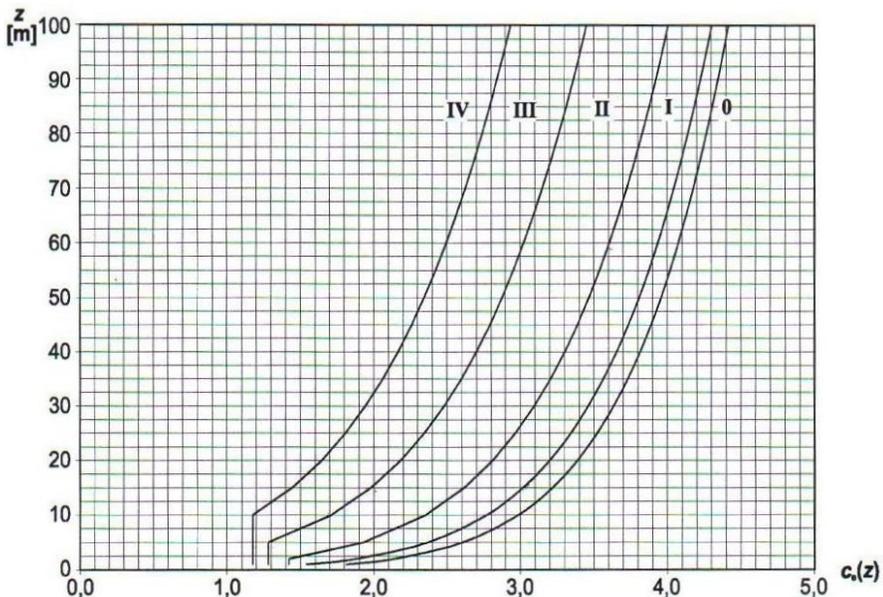


Figura 4.2. Coeficiente de exposición  $c_e(z)$  para  $c_0=1$ ,  $k_1=1$

En **Tricalc**, para definir la acción del viento en cada dirección, se puede hacer de forma directa en el cuadro de diálogo correspondiente o bien solicitar la ayuda del asistente mediante el botón colocado al efecto en el citado cuadro de diálogo:

**Carga de viento (Mayús+w)**

Dirección

	Vector:	Hipótesis:	Datos:
<input type="checkbox"/> 1	-1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg-	3 W1 Viento	...
<input type="checkbox"/> 2	0,0000; 0,0000; 1,0000; Zg+	4 W2 Viento	...
<input checked="" type="checkbox"/> 3	-1,0000; 0,0000; 0,0000; Xg-	25 W3 Viento	...
<input type="checkbox"/> 4	0,0000; 0,0000; -1,0000; Zg-	26 W4 Viento	...

Reparto

Continua

Puntual

Superficie actuante

Fachada

Estructura

Paneles

Guardar panel de viento

Nombre:

Separación (cm)

Repartir sobre barras ficticias

Repartir sobre tirantes

Aceptar Cancelar Introducir >>

**Viento en la dirección 3**

Viento exterior

Valor

Acción del viento [ $w_e / c_{pe}$ ] (kN/m<sup>2</sup>):  

Coefficiente eólico,  $c_p$

Presión  Succión

Valor

Calcular según las tablas 7.1 a 7.4b o apartados 7.6, 7.7 y 7.9.2 de UNE-EN 1991-1-4:2005 

Propagar valores al resto de direcciones

Viento interior

Valor

Acción del viento [ $w_i / c_{pi}$ ] (kN/m<sup>2</sup>):  

Coefficiente eólico interior,  $c_{pi}$

Presión  Succión

Valor  

Coefficiente de rozamiento (0 - 0.1)

Aceptar Cancelar

**Viento exterior**

Datos

Vb,0: Valor fundamental de la velocidad básica de viento (m/s)

Rugosidad o aspereza del terreno

Periodo de retorno (Años)

Altura a considerar (m)

Resultados

Corrección por periodo de retorno

Vb: Velocidad básica del viento (m/s)

ce: Coeficiente de exposición

qb: Presión básica del viento (kN/m<sup>2</sup>)

$w_e/c_{pe}$ : Acción del viento (kN/m<sup>2</sup>)

Sí Cancelar

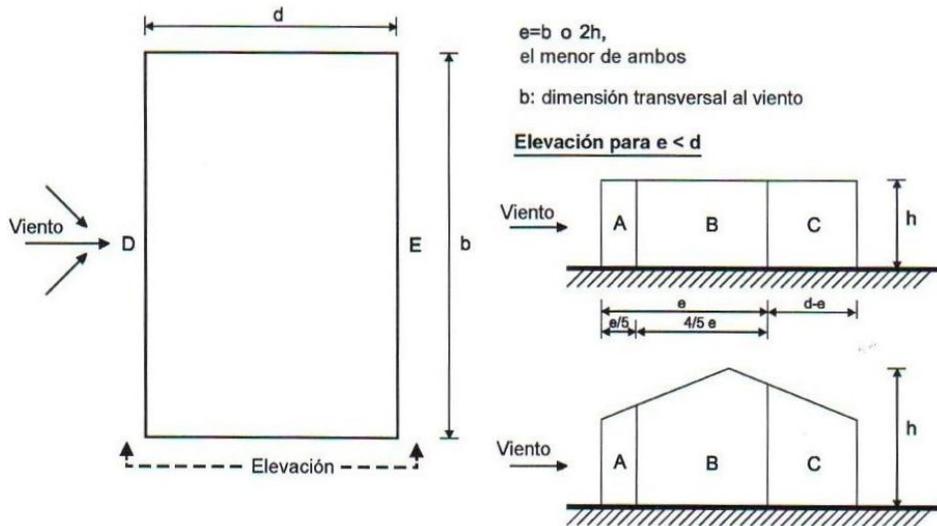
Para el valor de  $c_{pe}$  se utilizan las tablas correspondientes a los casos que se contemplan en **Tricalc**:

- Tabla 7.1: Muros verticales de edificios de planta rectangular;
- Tabla 7.2: Cubiertas planas;
- Tablas 7.3a y 7.3b: Cubiertas a un agua;
- Tablas 7.4a y 7.4b: Cubiertas a dos aguas.

En las citadas tablas se muestran los valores de coeficientes de presión externa, que dependen del área cargada,  $A$ , que es el área de la estructura que produce la acción de viento. Se dan los coeficientes de presión para áreas de menores o iguales a  $1 \text{ m}^2$ , denominados  $c_{pe,1}$ , y para áreas mayores o iguales a  $10 \text{ m}^2$ , denominados  $c_{pe,10}$ . Para áreas comprendidas entre  $1$  y  $10 \text{ m}^2$ , se utiliza la fórmula dada en el apartado 7.2.1(1):

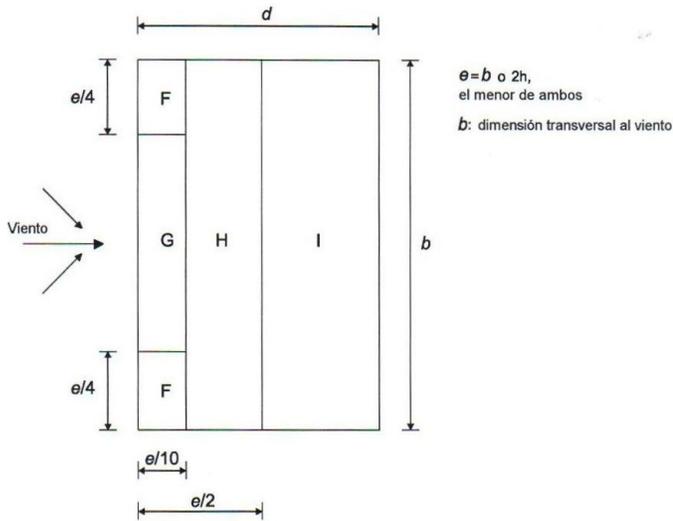
$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A$$

### Muros verticales de edificios de planta rectangular



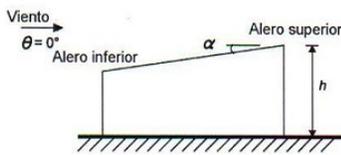
Zona	A		B		C		D		E	
$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
<b>5</b>	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
<b>1</b>	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
<b>≤0,25</b>	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

**Cubiertas planas**

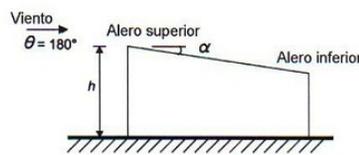


Zona							
F		G		H		I	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
						-0,2	

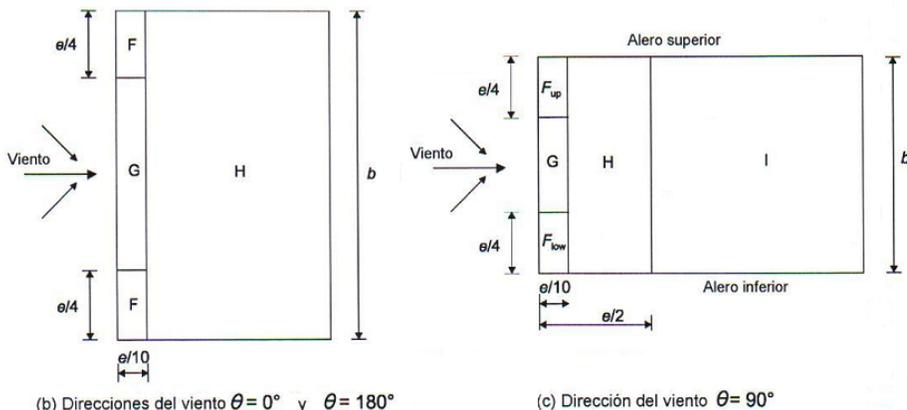
**Cubiertas a un agua**



(a) General



# Capítulo I - Adaptación a los Eurocódigos Estructurales

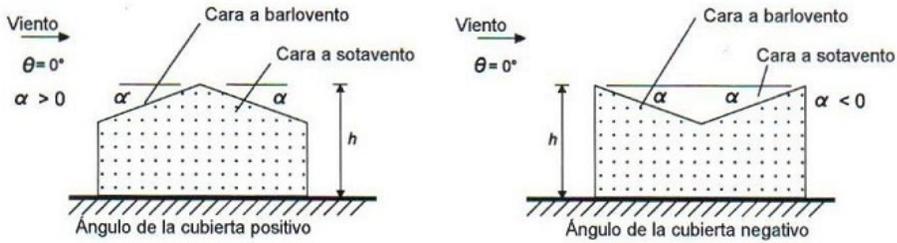


$e = b$  o  $2h$ ,  
 el menor de ambos  
 $b$ : dimensión transversal al viento

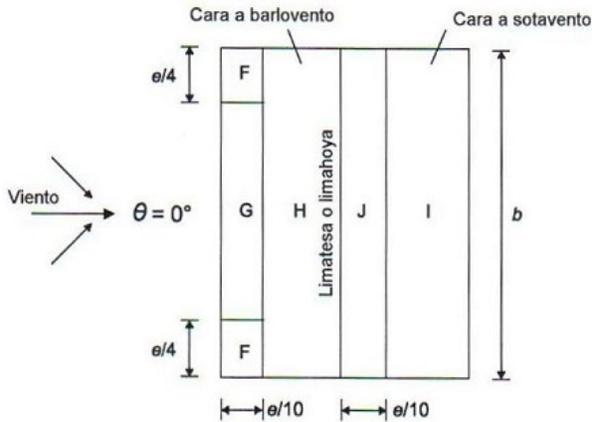
Ángulo de la cubierta $\alpha$	Zona con dirección del viento $\theta=0^\circ$						Zona con dirección del viento $\theta=180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Ángulo de la cubierta $\alpha$	Zona con dirección del viento $\theta=90^\circ$									
	$F_{up}$		$F_{low}$		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Cubiertas a dos aguas



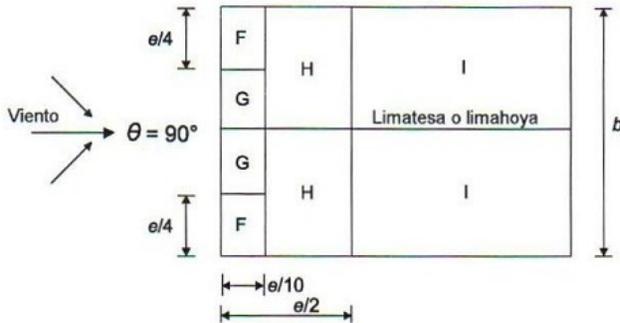
(a) General



(b) Dirección del viento  $\theta = 0^\circ$

$e = b$  o  $2h$ ,  
el menor de ambos

$b$ : dimensión transversal al viento



(c) Dirección del viento  $\theta = 90^\circ$

Ángulo de la cubierta $\alpha$	Zona con dirección del viento $\theta=0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Ángulo de la cubierta $\alpha$	Zona con dirección del viento $\theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

### Viento interior

La presión del viento que actúa sobre las superficies interiores,  $w_i$ , se determina mediante la expresión:

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi}$$

Donde

---

$q_p(z_i)$	es la presión correspondiente a la velocidad de pico;
$z_i$	es la altura de referencia para la presión interna;
$C_{pi}$	es el coeficiente de presión para presión interna.

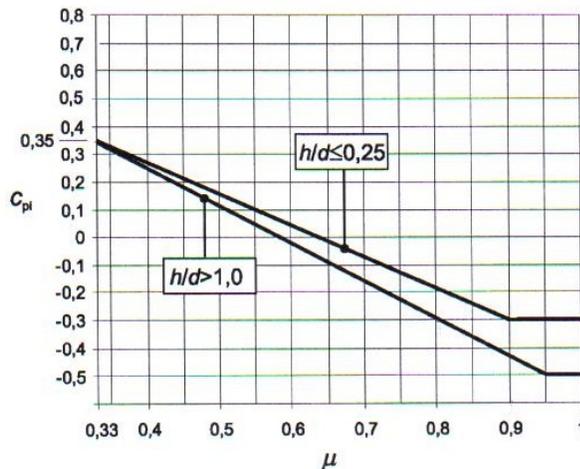
---

En **Tricalc**, análogamente a como se expuso para la acción del viento exterior, para definir la acción del viento interior en cada dirección, se puede hacer de forma directa en el cuadro de diálogo correspondiente o bien solicitar la ayuda del asistente, al cual accedemos mediante el botón colocado al efecto en el citado cuadro de diálogo. El asistente se muestra de esta forma:

Coeficiente eólico de presión interior. Figura 7.13 de UNE-EN 1991-1-4:2005.

h: Altura total del edificio a considerar (m)	10,00
d: Profundidad del edificio en la dirección del viento (m)	10,00
Ah: Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio (%)	30
C <sub>pi</sub> : Coeficiente de presión interior	0,35

En él, en base a los datos que introduzcamos, obtendremos un valor de coeficiente de presión interior. Dicho valor el programa lo obtiene mediante la gráfica de la figura 7.13:



El valor de  $\mu$  se corresponde con el valor  $A_h$  que se solicita en el asistente, expresado en tanto por uno. En caso de que  $\mu < 0,33$ , **Tricalc** asume que el valor de  $c_{pi}$  será de 0,35.

### Coeficiente de fricción

La acción del viento en la dirección paralela a una superficie rugosa provoca fuerzas de rozamiento que **Tricalc** puede calcular si se le da como dato el coeficiente de fricción de dicha superficie. La fuerza de rozamiento está determinada por la expresión:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$$

Donde

---

$c_{fr}$	es el coeficiente de fricción;
$q_p(z_e)$	es la presión correspondiente a la velocidad de pico;

---

---

$A_{fr}$  es el área de la superficie exterior paralela al viento.

---

El coeficiente de fricción debe ser introducido por el usuario, permitiéndose valores entre 0 y 0,1. Un valor nulo indicará que no se consideran los efectos del rozamiento sobre la superficie de trabajo en la dirección de viento elegida. Los valores típicos de  $c_{fr}$  pueden obtenerse a partir de la tabla 7.10:

Superficie	Coficiente de fricción $c_{fr}$
Suave (acero, hormigón sin rugosidades)	0,01
Rugoso (hormigón rugoso, cubiertas alquitranadas)	0,02
Muy rugoso (ondas, costillas, pliegues)	0,04

Para  $A_{fr}$ , **Tricalc** considera que la componente del viento paralela a la superficie actúa sobre la totalidad de dicha superficie. Sólo se considera la actuación del viento por una de las caras de la superficie.

### Viento sobre estructura

---

La fuerza del viento  $F_w$  que actúa sobre un elemento estructural, se puede determinar directamente mediante la expresión (5.3), citada a continuación:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

Donde

---

$c_s c_d$	es el factor estructural. En <b>Tricalc</b> su valor es 1;
$c_f$	es el coeficiente de fuerza para el elemento estructural;
$q_p(z_e)$	es la presión correspondiente a la velocidad de pico;
$A_{ref}$	es el área de referencia para el elemento estructural.

---

El valor de  $c_f$  puede indicarse de forma directa, o bien marcar la casilla en el asistente "Calcular según las tablas 7.1 a 7.4b o apartados 7.6, 7.7 y 7.9.2 de UNE-EN 1991-1-4:2005".

Si elegimos el valor del coeficiente eólico, para el área de referencia se considerará la proyección de las áreas de actuación del viento sobre un plano perpendicular a la acción del viento. Si se elige la opción de marcar la casilla en el asistente,  $c_f$  se calculará de acuerdo a varios casos:

- Elementos estructurales con sección rectangular:  $c_f$  se determina mediante la expresión (7.9)

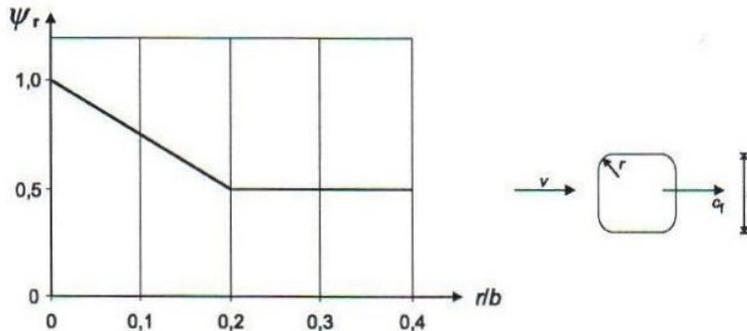
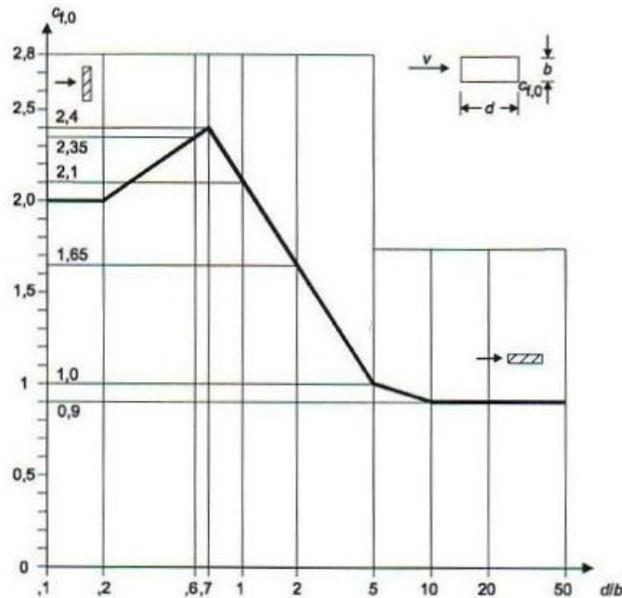
$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_f \cdot \psi_\lambda$$

donde

---

$c_{f,0}$	está dado por la gráfica de la figura 7.23;
$\psi_f$	es el factor de reducción para secciones rectangulares con esquinas redondeadas, que depende del número de Reynolds y se obtiene por medio de la gráfica de la figura 7.24;
$\psi_\lambda$	es el factor del efecto cola para elementos con flujo libre de cola. No se considera en <b>Tricalc</b> .

---



- Elementos estructurales con sección de bordes vivos y salvo lo que indique el anexo nacional (perfiles conformados, perfiles de acero en I, H, ...):

$$c_f = 2,0$$

- Cilindros circulares:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$$

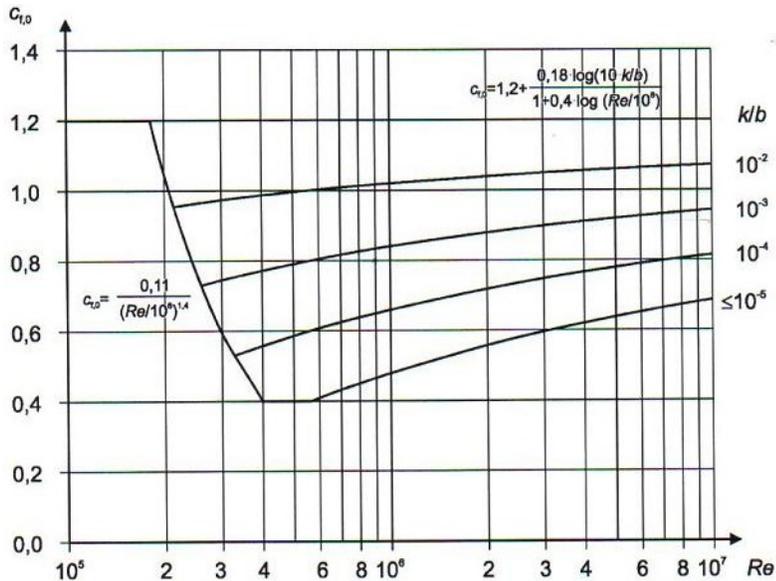
donde

$c_{f,0}$  está dado por la gráfica de la figura 7.28, a partir de **Re** y **k**;  
**Re** número de Reynolds, dado por

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu}$$

**b** diámetro;  
**v(z<sub>e</sub>)** velocidad de pico del viento;

k	<p>rugosidad superficial equivalente, para la que en <b>Tricalc</b> se usan los siguientes valores, basados en la tabla 7.13:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>= 1,0 para hormigón (hormigón rugoso)</li> <li>= 0,2 para acero (acero galvanizado) y aluminio</li> <li>= 2,0 para madera (madera áspera)</li> <li>= 3,0 para el resto de materiales</li> </ul>
$\psi_\lambda$	es el factor del efecto cola para elementos con flujo libre de cola. No se considera en <b>Tricalc</b> .



- Otras formas: En este caso, para calcular el área de referencia, se proyectan las áreas de actuación en un plano perpendicular a la dirección del viento considerada.

$$c_f = 1,0$$

## Nieve

Los modelos de carga de este apartado sólo cubren los casos del depósito natural de la nieve en emplazamientos situados por debajo de 1.500 m de altitud. En general, la nieve se considera una sobrecarga más.

En este documento no se indican los casos de nevadas excepcionales ni acumulaciones excepcionales de nieve, en cuyo caso la nieve debe considerarse una acción accidental.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal,  $s$ , de cubiertas a un agua puede tomarse:

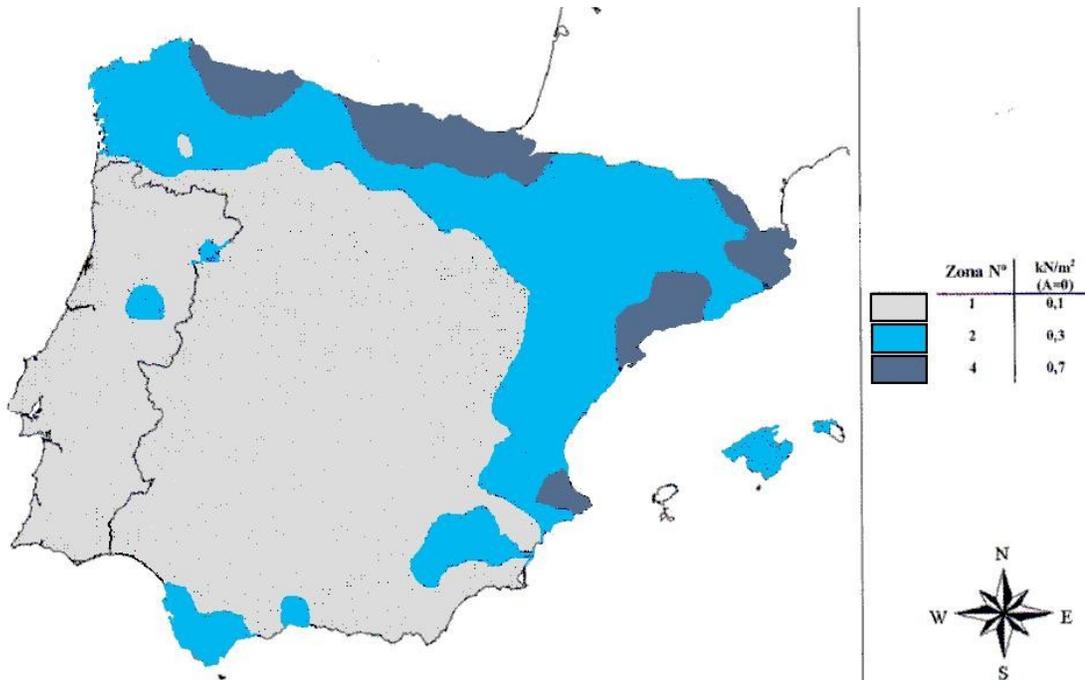
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

siendo

$\mu_i$	coeficiente de forma de la cubierta, según el apartado 5.3 de la EN 1991-1-3:2003. En general, puede tomarse $\mu_i = 0,8$ para cubiertas con inclinación $<30^\circ$ y $\mu_i = 0$ para cubiertas con inclinación $>60^\circ$ (para valo-
---------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

	res intermedios, interpolar linealmente). Si hay impedimento al deslizamiento de la nieve, se tomará $\mu_i = 0,8$ .
$C_e$	coeficiente de exposición. Puede utilizarse un valor $C_e = 0,8$ para una situación topográfica expuesta al viento, $C_e = 1,2$ para una situación protegida y $C_e = 1,0$ para una situación normal.
$C_t$	coeficiente térmico. En general, $C_t = 1,0$ , salvo en cubiertas con transmisión térmica alta (de vidrio, por ejemplo) que puede adoptarse un valor menor.
$s_k$	valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. Su valor debería establecerlo el anexo nacional de la EN 1991-1-3:2003, en cuyo anexo C se define una mapa de nieve europeo que puede utilizarse como referencia.

A título de ejemplo, el mapa de nieve a nivel del mar de la Península Ibérica



Para obtener el valor característico de la carga de nieve a la altitud del terreno, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$s_k = (0,190 \cdot Z - 0,095) \cdot [1 + (A / 524)^2]$$

siendo  $Z$  el número de la zona en el mapa y  $A$  la altitud del emplazamiento sobre el nivel del mar en metros.

Para el cálculo de los elementos volados de la cubierta debe considerarse, además de la carga superficial de nieve, una carga lineal  $s_e$ , en el borde del elemento, debida a la formación de hielo, que viene dada por la expresión:

$$s_e = k \cdot s^2 / \gamma$$

siendo

---

$s_e$  carga de nieve por unidad de longitud debida al vuelo de la nieve.

---

---

s	carga de nieve por metro cuadrado en la cubierta en estudio, sin considerar acumulaciones.
$\gamma$	peso específico de la nieve, que puede tomarse como $3 \text{ kN/m}^3$ .
k	coeficiente que tiene en cuenta la forma irregular de la nieve. Su valor recomendado es $k = 3/d$ , siendo $d$ el espesor de la nieve en metros.

---

## Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón

---

---

Al seleccionar en **Tricalc** la normativa 'Eurocódigos Genéricos', la parte de hormigón de la estructura (barras y ménsulas cortas de hormigón, cimentaciones, forjados unidireccionales, reticulares y de losa maciza, muros de sótano – contención, muros resistentes de hormigón y pantallas de contención de hormigón) se dimensiona con la norma EN 1992-1-1:2004 + AC:2008 (Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación). Para abreviar, en este apartado se la denomina como **EC-2**.

Su resistencia al fuego se realiza de acuerdo con la EN 1992-1-2:2004 + AC:2008 (Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Resistencia al fuego), conforme a lo indicado en el punto correspondiente de este apartado.

También deben consultarse los criterios constructivos y de armado definidos en el apartado correspondiente a la acción sísmica, de acuerdo al capítulo 5 de la norma EN 1998-1:2004 (Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes. Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación).

### Bases de cálculo

---

---

El **EC-2** remite en general a los Eurocódigos 0 y 1 para todo lo relacionado con acciones, hipótesis, sus coeficientes de seguridad y las combinaciones entre ellas en los diferentes estados límite, por lo que puede consultar dichos apartados de este documento.

Como ampliación, en el artículo 5.1.3 de este **EC-2**, se indica que en edificación, como simplificación, se admite una alternancia de sobrecargas entre vanos alternos ó entre dobles vanos adyacentes alternos.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de hormigón, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

### Variables básicas

---

---

El **EC-2** indica que la deformación producida por la temperatura, retracción y fluencia deben considerarse en el cálculo, aunque aclara que la temperatura y retracción en edificación pueden no considerarse si la estructura de divide por juntas cada  $d_{\text{joint}}$ . Su valor por defecto será de 30 m, aunque puede ser mayor con hormigón pretensado o modificarse en el anexo nacional.

El programa **Tricalc** tiene en cuenta la fluencia para la comprobación de deformaciones diferidas (flechas) y para la comprobación a pandeo. Tanto para las variaciones de temperatura como para estudiar la retracción, pueden definirse en el programa cargas de temperatura adecuadas.

## Materiales

### Coeficientes de seguridad de los materiales

El **EC-2** en su artículo 2.4.2.4 establece los coeficientes parciales de seguridad para los materiales. En Estados Límite Últimos, (ELU) no de fatiga o incendio, se definen los siguientes valores (que puede modificar el anexo nacional):

Situación de proyecto	Hormigón	Acero
Permanente o transitoria	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
Accidental	$\gamma_c = 1,2$	$\gamma_s = 1,0$

El programa utilizará estos valores cuando se seleccione un control **Normal** para acero y hormigón.

En el caso de pilotes hormigonados in situ sin camisa, el valor de  $\gamma_c$  debería multiplicarse por  $k_f = 1,1$ . En **Tricalc**, este valor es modificable por el usuario en las opciones de cálculo de encepados y pilotes mediante la opción **Coeficientes de seguridad adicionales > Por hormigonado vertical** de la pestaña 'Generales'.

En Estados Límite de Servicio se considera siempre un valor constante  $\gamma_c = \gamma_s = 1,0$ .

Estos valores pueden reducirse en casos justificados, tal como indica el Anexo A del **EC-2**. Concretamente, en el apartado A.2.1 "Reducción basada en control de calidad y tolerancias reducidas", se indica que:

- Si la ejecución está sujeta a un sistema de control de calidad que asegure que las desviaciones desfavorables de las dimensiones de las secciones están dentro de los valores reducidos de la tabla A.1, se puede utilizar un coeficiente parcial para el acero  $\gamma_s = \gamma_{s,red1}$  definido en el Anexo Nacional, aunque de valor recomendado  $\gamma_{s,red1} = 1,10$ . En el programa, se utilizará este valor al seleccionar control **Intenso** en el acero.
- Si además, el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no supera el 10%, se puede utilizar un coeficiente parcial para el hormigón  $\gamma_c = \gamma_{c,red1}$  definido en el Anexo Nacional, aunque de valor recomendado  $\gamma_{c,red1} = 1,40$ . En el programa, se utilizará este valor al seleccionar control **Intenso** en el hormigón.

h ó b [mm]	Tolerancias reducidas [mm]	
	Dimensiones de la sección $\pm\Delta h, \Delta b$	Posición de las armaduras $+\Delta c$
$\leq 150$	5	5
400	10	10
$\geq 2500$	30	20

**Nota 1: Interpolarse linealmente para valores intermedios**  
**Nota 2:  $+\Delta c$  se refiere al valor medio a lo largo de la sección o de un metro de ancho**

### Hormigón

El **EC-2** recoge especificaciones para hormigones de resistencia normal y de alta resistencia, así como para hormigones confeccionados con áridos ligeros (estas últimas no contempladas en el programa).

El hormigón se clasifica según su clase resistente, procedente de la resistencia característica (5%) a compresión a 28 días en probeta cilíndrica  $f_{ck}$ , o en probeta cúbica  $f_{ck,cuber}$ , de acuerdo con la norma EN 206-1. Salvo lo que indique el anexo nacional, las clases definidas por **EC-2** (con la nomenclatura  $f_{ck}/f_{ck,cubic}$  en MPa) son:

C12/15, C16/20, C20/25, C25/30, C30/37, C35/45, C40/50, C45/55, C50/60, C55/67, C60/75, C70/85, C80/95 y C90/105.

### Parámetros dependientes de la resistencia

A partir del valor de  $f_{ck}$  en MPa, en la tabla 3.1 de **EC-2** se definen los siguientes parámetros dependientes de la resistencia característica del hormigón:

$f_{cm}$	Resistencia media a compresión	$f_{ck} + 8$ MPa
$f_{ctm}$	Resistencia media a tracción	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 2,12 \cdot \ln(1+0,1 \cdot f_{cm})$
$f_{ctk,0,05}$	Resistencia característica a tracción, fractil 5%	$0,7 \cdot f_{ctm}$
$f_{ctk,0,95}$	Resistencia característica a tracción, fractil 95%	$1,3 \cdot f_{ctm}$
$E_{cm}$	Módulo de elasticidad secante del hormigón	$22000 \cdot (0,1 \cdot f_{cm})^{0,3}$
$\varepsilon_{c1}$ (‰)	Deformación real del hormigón al alcanzar $f_c$	$0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} < 2,8$
$\varepsilon_{cu1}$ (‰)	Deformación máxima del hormigón en compresión (diagrama para análisis no lineal)	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 3,5$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 2,8+27 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	Deformación del hormigón en compresión simple (parábola – rectángulo)	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 2,0$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 2,0+0,085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	Deformación máxima del hormigón en compresión (parábola – rectángulo)	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 3,5$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 2,6+35 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$	Grado de la parábola (parábola – rectángulo)	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 2,0$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 1,4+23,4 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$
$\varepsilon_{c3}$ (‰)	Deformación del hormigón en compresión simple (bilineal y rectangular)	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 1,75$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 1,75+0,55/40 \cdot (f_{ck} - 50)$
$\varepsilon_{cu3}$ (‰)	Deformación máxima del hormigón en compresión (bilineal y rectangular)	$f_{ck} \leq 50$ MPa $\rightarrow 3,5$ $f_{ck} > 50$ MPa $\rightarrow 2,6+35 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$

### Resistencia de cálculo del hormigón en compresión, tracción y flexotracción

La resistencia de cálculo del hormigón ( $f_{cd}$  en compresión,  $f_{ct,d}$  en tracción) se obtiene mediante las expresiones  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$  y  $f_{ct,d} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_{Cr}$ , siendo  $\gamma_C$  el coeficiente parcial de seguridad y  $\alpha_{cc}$  y  $\alpha_{ct}$  los coeficientes de cansancio del hormigón sometido a grandes compresiones y tracciones respectivamente, de valor 1 salvo lo indicado por el anexo nacional.

La resistencia media a flexotracción, con  $h$ , canto de la pieza (valores en MPa y mm) es:

$$f_{ctm,\text{fl}} = \text{máx} \{ (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \}$$

De manera análoga,

$$f_{ctk,\text{fl}} = \text{máx} \{ (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctk,0,05}; f_{ctk,0,05} \}$$

$$f_{ctd,\text{fl}} = f_{ctk,\text{fl}} / \gamma_C$$

### Diagramas tensión – deformación para el cálculo de secciones

A parte de un diagrama tensión – deformación de tipo curvo para análisis estructural no lineal, no reproducido en este documento, el EC-2 define los siguientes diagramas tensión – deformación del hormigón para el cálculo de secciones:

- Diagrama parábola – rectángulo
- Diagrama bi – lineal
- Diagrama rectangular

El programa utiliza el diagrama rectangular en flexión simple y el parábola – rectángulo en el resto.

El diagrama parábola – rectángulo responde a la siguiente expresión (véase el valor de los parámetros en el apartado “Parámetros dependientes de la resistencia”):

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot [1 - (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{c2})^n] \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{c2}$$

El diagrama rectangular es un rectángulo de profundidad  $\lambda \cdot h$  e intensidad  $\eta \cdot f_{cd}$ :

$$\lambda = 0,8 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

## Armaduras no pretensadas

La densidad de las armaduras es 7850 Kg/m<sup>3</sup>, y el módulo de elasticidad es  $E_s = 200$  GPa.

Para el cálculo, se puede utilizar un diagrama tensión – deformación de tipo bilineal, donde la segunda rama puede ser inclinada hasta  $k \cdot f_{yk} / \gamma_s$ , con una deformación máxima limitada a  $\varepsilon_{ud}$  o puede ser horizontal en cuyo caso no es necesario limitar la deformación máxima del acero. En el programa se utiliza esta segunda posibilidad.

En el Anexo C del **EC-2** se indican las características que las armaduras deben cumplir para poder utilizarse con este Eurocódigo. Concretamente se contemplan armaduras en barras o rollos (posteriormente enderezadas) y alambres, todos ellos de alta adherencia (corrugadas) con resistencias características entre 400 y 600 MPa. Se dividen en tres clases, A, B y C según su ductilidad, siendo la clase C la de más alta ductilidad.

En el programa se puede elegir entre B 400 A, B 500 A y B 600 A (es decir, de ductilidad normal) aunque se permite utilizar aceros de resistencias diferentes a las anteriores, seleccionando la opción **OTROS**.

## Durabilidad y recubrimiento de la armadura

### Condiciones ambientales

Las condiciones ambientales que puede sufrir una estructura (o parte de ella) se clasifican según la siguiente tabla, basada en la norma EN 206-1:

Clase	Descripción	Ejemplos
<b>X</b>	<b>Sin riesgo de corrosión o ataque</b>	
<b>X0</b>	Hormigón en masa: cualquier exposición salvo ciclos hielo/deshielo, abrasión o ataque químico Hormigón armado: muy seco	Interior de edificios con humedad del aire muy baja
<b>XC</b>	<b>Corrosión por carbonatación</b>	
<b>XC1</b>	Seco o con humedad permanente	Interior de edificios con baja humedad; hormigón permanentemente sumergido
<b>XC2</b>	Húmedo, raramente seco	Largos contactos con agua; muchas cimentaciones
<b>XC3</b>	Humedad moderada	Interior de edificios con humedad del aire moderada o alta; exteriores sometidos a lluvia
<b>XC4</b>	Ciclos húmedo / seco	Contacto con agua sin ser XC2

<b>XD</b>	<b>Corrosión por cloruros de origen no marino</b>	
<b>XD1</b>	Humedad moderada	Superficie expuesta a cloruros
<b>XD2</b>	Húmedo, raramente seco	Piscinas; exposición a aguas industriales con cloruros
<b>XD3</b>	Ciclos húmedo / seco	Partes de puentes expuestas a sprays con cloruros; pavimentos; aparcamientos
<b>XS</b>	<b>Corrosión por cloruros de origen marino</b>	
<b>XS1</b>	Marino sin contacto con el agua de mar	Estructuras cercanas a la costa
<b>XS2</b>	Permanentemente sumergidas en el mar	Estructuras marinas
<b>XS3</b>	En la carrera de mareas	Estructuras marinas
<b>XF</b>	<b>Ataque hielo / deshielo</b>	
<b>XF1</b>	Saturación de agua moderada, sin sales fundentes	Superficies verticales expuestas a lluvia y hielo
<b>XF2</b>	Saturación de agua moderada, con sales fundentes	Superficies verticales en carreteras expuestas a lluvia, hielo y sales fundentes
<b>XF3</b>	Alta saturación de agua, sin sales fundentes	Superficies horizontales expuestas a lluvia y hielo
<b>XF4</b>	Alta saturación de agua, con sales fundentes	Superficies horizontales en carreteras expuestas a lluvia, hielo y sales fundentes. Zonas de marea con heladas
<b>XA</b>	<b>Ataque químico</b>	
<b>XA1</b>	Baja agresividad (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea
<b>XA2</b>	Agresividad moderada (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea
<b>XA3</b>	Alta agresividad (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea

## Recubrimiento de hormigón de las armaduras

El **EC-2** establece dos tipos de recubrimientos en el artículo 4.4.1.1: el recubrimiento mínimo y el nominal (mayor al anterior para garantizar que en ningún punto el recubrimiento sea menor del mínimo y que es el que debe reflejarse en los planos).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

El usuario introducirá en las cajas de diálogo correspondientes los valores de los recubrimientos **nominales de la armadura longitudinal** a utilizar. Por tanto, si el recubrimiento mínimo es de 25 mm, el incremento por desviación es de 5 mm (por lo que el recubrimiento nominal será 30 mm) y los estribos serán de 6 mm, se debe introducir en el programa un recubrimiento de  $25 + 5 + 6 = 36$  mm.

El recubrimiento mínimo viene dado por la expresión:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

donde

$c_{min,b}$	recubrimiento mínimo para garantizar la adherencia;
$c_{min,dur}$	recubrimiento mínimo por durabilidad (clase de exposición);
$\Delta c_{dur,\gamma}$	incremento de recubrimiento por seguridad, de valor 0 mm salvo lo indicado en el anexo nacional;
$\Delta c_{dur,st}$	reducción por uso de acero inoxidable por seguridad, de valor 0 mm salvo lo indicado en el anexo nacional;
$\Delta c_{dur,add}$	reducción por uso de acero especialmente protegido por seguridad, de valor 0 mm salvo lo indicado en el anexo nacional.

El valor de  $c_{min,b}$  será (siendo  $\emptyset$  el diámetro de la barra suelta o el diámetro equivalente de un grupo de barras):

$$c_{min,b} = \emptyset \quad \text{para diámetro máximo de árido } \leq 32 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \emptyset + 5 \text{ mm} \quad \text{para diámetro máximo de árido } > 32 \text{ mm}$$

El valor de  $c_{min,dur}$  depende de la clase de exposición y de la clase estructural. La clase estructural por defecto es la S4, variándose esta clasificación en función de la tabla siguiente (tabla que puede modificar el anexo nacional):

Criterio	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Vida útil de 100 años	+2	+2	+2	+2	+2	+2	+2
$f_{ck}$ (MPa)	$\geq 30 \rightarrow -1$	$\geq 30 \rightarrow -1$	$\geq 35 \rightarrow -1$	$\geq 40 \rightarrow -1$	$\geq 40 \rightarrow -1$	$\geq 40 \rightarrow -1$	$\geq 45 \rightarrow -1$
Losas	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Control especial del hormigón	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

El valor de  $c_{min,dur}$  en milímetros para armaduras no pretensadas se define entonces en la siguiente tabla (modificable en el anexo nacional):

	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

El incremento por desviación,  $\Delta c_{dev}$  será:

- En general,  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
- Si se utiliza un sistema de control de recubrimiento,  $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$
- En prefabricados,  $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$

## Análisis Estructural

Como idealización del comportamiento de la estructura, se admiten los casos usuales:

- Elástico lineal;
- Elástico lineal con redistribución limitada;
- Plástico;
- No lineal.

El programa **Tricalc** utiliza el análisis elástico lineal en general, aunque se puede utilizar el análisis elástico lineal con redistribución limitada en el caso de vigas, forjados o losas (salvo las de cimentación) y el análisis plástico en el caso de forjados unidireccionales.

## Imperfecciones geométricas

Las imperfecciones geométricas deben considerarse en las comprobaciones de Estado Límite Último, pero pueden ignorarse en las de Estado Límite de Servicio. Estas imperfecciones no incluyen las desviaciones en la geometría de la sección (que ya se tienen en cuenta con los factores de seguridad del material) ni las desviaciones en la posición del armado (que ya se tienen en cuenta con la excentricidad mínima).

La imperfección puede traducirse en una inclinación inicial de la estructura de valor:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Donde

$\theta_0 = 1/200$	Valor inicial, que puede modificarse en el anexo nacional;
$\alpha_h = 2 / \ell^{0,5}$	Factor reductor por longitud o altura, con $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$ ;
$\alpha_m = [(1+1/m)/2]^{0,5}$	Factor reductor por número de elementos;
$\ell$	Longitud o altura del elemento, en metros;
$m$	Número de elementos que contribuyen al efecto.

En el caso de pórticos,  $\ell$  es la altura del pórtico, y  $m$  es el nº de pilares. Como simplificación, en muros y pilares de estructuras arriostradas, puede usarse  $\theta_i = 1/200$ .

En estructuras, el efecto de esta inclinación se realiza mediante fuerzas transversales,  $H_i$ , situadas en los extremos de pilares que se añaden al resto de acciones en el análisis. Siendo  $N_b$ ,  $N_a$  los axiles del pilar inferior y superior, el valor de estas cargas es

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$$

En el programa **Tricalc** es posible definir, en las opciones de cálculo, estas imperfecciones como una inclinación en forma de desplome en la dirección deseada.

### Idealización de la estructura

A efectos de análisis, se define como **viga** una barra horizontal o inclinada de longitud no menor de tres veces su canto (de lo contrario, será una viga de gran canto o una ménsula corta). También se define como **losa** un elemento plano cuyo menor vano es no menor de 5 veces su canto. Así mismo, un **pilar** debe tener una sección con  $0,25 \leq b/h \leq 4$  y altura  $L \geq 3 \cdot \max(b; h)$ ; de lo contrario debe analizarse como muro.

La luz efectiva en vigas y losas de edificación, tanto para el análisis del elemento como para el análisis global de la estructura, puede definirse con los siguientes criterios:

- En construcción monolítica, longitud libre más medio canto pero sin pasar al eje del soporte.
- En apoyos, longitud libre más medio canto pero sin pasar 1/2 del ancho de apoyo.

En la función **Cálculo>Esfuerzos>Opciones...** del programa, se pueden seleccionar entre tres opciones diferentes para la consideración de las luces de cálculo: según EH-91 ("**la menor entre la luz libre más un canto y la distancia entre apoyos**"), según EHE y EHE-08 ("**la distancia entre ejes de apoyo**") y considerando la luz a caras de elementos. El EC-2 sigue por tanto el mismo criterio que EH-91.

En construcción monolítica se puede armar con el máximo entre momento en cara de apoyo y 0,65 del momento en el eje. Si por el contrario el armado se realiza con los momentos a ejes, se permite un redondeo parabólico de momentos entre cara de apoyo y eje.

En el programa es posible indicar, en las opciones de armado, si el armado se realiza hasta la cara del pilar (en cuyo caso, se respeta también el mínimo de 0,65 del momento en el eje). En caso de armar hasta el eje, el programa no realiza ningún redondeo parabólico.

### Redistribución de momentos en vigas y forjados

Para comprobaciones en Estado Límite Último se permite una redistribución de momentos flectores en vigas y losas continuas si están sometidas predominantemente a flexión y la relación de luces entre vanos adyacentes está entre 0,5 y 2 de valor (salvo lo indicado en el anexo nacional):

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot x_u / d \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 \cdot x_u / d \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq 0,7 \quad \text{para refuerzos de Clase B ó C}$$

$$\delta \geq 0,8 \quad \text{para refuerzos de Clase A}$$

$$k_1 = 0,44$$

$$k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$$

$$k_3 = 0,54$$

$$k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$$

siendo

$\delta$	relación entre momento redistribuido y momento elástico;
$x_u$	profundidad de la fibra neutra para el momento redistribuido (en ELU);
$d$	canto útil de la sección.

Para el cálculo de los soportes, debería utilizarse el momento elástico sin redistribución.

El programa permite realizar esta redistribución de forma opcional en vigas y forjados reticulares o de losa maciza, teniendo en cuenta en **Tricalc** sólo es posible seleccionar armaduras de clase A.

## Análisis de 2º orden con cargas axiales

Cuando se realice un análisis de 2º orden, el equilibrio y resistencia deben verificarse en la estructura deformada. Deben tenerse en cuenta los efectos de fisuración, propiedades no lineales del material y fluencia, si bien éstos pueden sustituirse con la consideración de una rigidez reducida, calculada según el artículo 5.8.7 de **EC-2**.

La incertidumbre en geometría y posición de cargas debe considerarse añadiendo a los efectos de primer orden las imperfecciones geométricas ya indicadas en el apartado correspondiente.

Pueden despreciarse los efectos de 2º orden si no suponen incrementos mayores del 10% respecto a los de primer orden.

## Criterios simplificados para efectos de 2º orden

Si no se realiza un análisis global de 2º orden, es posible aplicar los criterios de los artículos 5.8.3 y 5.8.4 para realizar una comprobación a pandeo de los soportes como elementos aislados, tal como se indica a continuación.

De entre los métodos recogidos en la norma, en este documento se indica el basado en la curvatura nominal, que es el utilizado por el programa.

### Esbeltez límite

Además de poder despreciarse los efectos de 2º orden si no suponen incrementos mayores del 10% respecto a los de primer orden, también pueden despreciarse los efectos de 2º orden (y por tanto no realizar la comprobación a pandeo) si la esbeltez del soporte es  $\lambda \leq \lambda_{lim}$ , siendo:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / n^{1/2}$$

$$A = 1 / (1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}). \text{ Como simplificación } A \cong 0,7$$

$$B = (1 + 2 \cdot \omega)^{1/2}. \text{ Como simplificación } B \cong 1,1$$

$$C = 1,7 - r_m. \text{ Como simplificación } C \cong 0,7$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$r_m = M_{01} / M_{02}$$

siendo

$M_{01}, M_{02}$	Momentos de primer orden en ambos extremos, con $ M_{02}  \geq  M_{01} $ ;
$N_{Ed}$	Axil de diseño;
$\varphi_{ef}$	Coficiente de fluencia efectivo, para carga cuasipermanente.

El programa comprueba esta esbeltez límite, indicando su valor en el listado de peritaje de pilares.

### Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados

La esbeltez de un soporte es

$$\lambda = \ell_0 / i$$

Siendo

$\ell_0$	longitud efectiva (o de pandeo) del soporte;
$i$	radio de giro de la sección bruta.

Para el cálculo de  $\ell_0$ , en elementos comprimidos de pórticos, puede utilizarse (pórticos arriostrados ó indesplazables y no arriostrados o desplazables, respectivamente):

$$l_0 = 0,5 \cdot L \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

Siendo

$k, (k_1 \text{ ó } k_2)$	Flexibilidad relativa de la restricción al giro en un extremo; = 0 para empotramiento perfecto (se recomienda $k \geq 0,1$ ); = $\infty$ para extremo libre. = $(\theta / M) \cdot (E \cdot I / \ell)$ , en general;
$\theta$	giro producido al aplicar el momento M;
$E \cdot I$	rigidez a flexión del elemento, en sección fisurada si es necesario;
$\ell$	luz libre del elemento.

En **Tricalc** se utiliza la expresión equivalente

$$k_r = \Sigma (E \cdot I / \ell)_{pilares} / \Sigma (E \cdot I / \ell)_{vigas}$$

### Fluencia

El fenómeno de fluencia en el hormigón, produce una mayor deformación del soporte. Su influencia en la comprobación a pandeo se mide a través del coeficiente de fluencia efectivo para carga cuasi permanente, de valor:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed}$$

Siendo

$M_{0Eqp}$	Momento de primer orden en combinación cuasipermanente (de Estado Límite de Servicio), calculado en la sección de máximo momento $M_{0Ed}$ ;
$M_{0Ed}$	Momento de diseño en combinación de Estado Límite Último.
$\varphi(\infty, t_0)$	Coefficiente de fluencia entre el instante $t_0$ y el plazo infinito.

El coeficiente de fluencia se calcula en el programa a partir de las indicaciones del anexo B.1 de **EC-2**, con los siguientes parámetros:  $t_0$  son 0,5 días, humedad relativa del 50%, temperatura constante de 20° y cemento de clase 'N'.

Puede adoptarse  $\varphi_{ef} = 0$  si se cumple simultáneamente:  $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$ ;  $\lambda \leq 75$ ;  $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$ .

### Método basado en la curvatura nominal

Este método está pensado para comprobaciones de efectos de 2º orden (pandeo) de elementos aislados con axil constante, con una longitud efectiva  $\ell_0$  y una curvatura máxima estimada.

El momento flector de diseño,  $M_{Ed}$ , se calcula de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

$$M_{0Ed} = M_{0e} = |0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}| \geq |0,4 \cdot M_{02}|$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = (1/r) \cdot \ell_0^2 / c$$

Siendo

$M_{0Ed}$	Momento de primer orden, incluyendo las imperfecciones globales de la estructura (desplome inicial). Si no es constante a lo largo del soporte, se sustituye por $M_{0e}$ ;
$M_2$	Momento nominal de 2º orden (momento de pandeo);
$M_{01}, M_{02}$	Momentos de primer orden en ambos extremos del soporte, de forma que $ M_{02}  \geq  M_{01} $ ;
$N_{Ed}$	Axil de diseño;
$e_2$	Deformación (flecha) máxima del soporte;
$1/r$	Curvatura máxima estimada, calculada según se indica más adelante;
$c$	Factor dependiente de la distribución de curvaturas totales, de valor: $= \pi^2 \cong 10$ en general; $= 8$ si la curvatura es constante (es decir, si $M_{01} = M_{02}$ );

La curvatura máxima estimada se calcula según las siguientes expresiones, definidas en el artículo 5.8.8.3 de **EC-2**:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0$$

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$$

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 \cdot d)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$$

Siendo

d	canto útil del soporte en el plano de pandeo considerado. Si hay armaduras en las caras laterales, se puede calcular según la siguiente expresión: $d = (h / 2) + i_s$ ;
$i_e$	radio de giro de todas las armaduras;
$n_{bal}$	valor de n para el máximo momento resistente. Puede tomarse $n_{bal} = 0,4$ ;
$\varphi_{ef}$	Coefficiente de fluencia efectivo, para carga quasipermanente.

## Comprobación de los Estados Límite Últimos

Corresponde a la sección 6 de **EC-2**.

### Flexión con o sin axil

Este apartado se aplica a elementos lineales (vigas, pilares, ...) o planos (forjados, muros, ...) cuyas secciones transversales planas permanecen planas tras la aplicación de las acciones (es decir, se cumple la hipótesis de Navier).

Para el dimensionado, se establece un diagrama de pivotes equivalente al de otras normativas de hormigón basadas en el Código Modelo, como la española EHE-08 o la portuguesa REBAP-83, aunque con los valores definidos en el apartado "**Parámetros dependientes de la resistencia**".

En elementos con armadura simétrica con axil de compresión (es decir, pilares), debe considerarse una excentricidad mínima  $e_0$  no menor de  $h/30$  ni de **20mm**. El programa considera esta excentricidad mínima en los pilares no actuando simultáneamente en los ejes principales  $Y_p$  y  $Z_p$  de la sección. De cada una de las ternas de valores (**Nd, Myd, Mzd**) se obtienen otras 2 ternas en las que **Myd** y **Mzd** tienen alternativamente valores al menos iguales a la excentricidad mínima.

### Cortante

En este documento no se contempla el caso de secciones de hormigón de inercia variable. Se establecen las siguientes definiciones:

$V_{Ed}$	Cortante actuante debido a cargas exteriores y al pretensado;
$V_{Rd,c}$	Resistencia a cortante de cálculo sin armadura transversal;
$V_{Rd,s}$	Resistencia a cortante de cálculo con armadura transversal;
$V_{Rd,max}$	Resistencia máxima a cortante por compresión del alma, en cualquier punto de la pieza.

Si  $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$  no es necesaria armadura transversal, aunque debe disponerse un armado transversal mínimo, salvo en losas (macizas o aligeradas) o en algunos elementos simples (dinteles de menos de 2 metros).

Si  $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ , entonces es necesario disponer una armadura transversal tal que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd,s}$$

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,max}$$

El cortante no es necesario verificarlo a menos de una distancia **d** del apoyo, salvo lo indicado en la norma sobre cargas puntuales próximas al apoyo; pero la comprobación  $V_{Rd} \leq V_{Rd,max}$  debe verificarse en toda la barra. En cualquier caso, la armadura transversal por cortante debe suplementarse con la de suspensión, si es necesario.

La norma define una reducción del cortante producido por las cargas puntuales próximas al apoyo que no es contemplada por el programa.

Al contrario que otras normativas, **EC-2** define como resistencia a cortante de una sección bien la resistencia del hormigón sin armadura transversal ( $V_{Rd,c}$ ) bien la resistencia aportada exclusivamente por la armadura transversal ( $V_{Rd,s}$ ), pero no se suman ambas contribuciones.

### Elementos sin armadura transversal requerida

La resistencia a cortante de una sección sin armadura transversal viene dada por las siguientes expresiones (unidades en MPa y mm)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + (200 / d)^{0.5} \leq 2,0$$

$$\rho_t = A_{st} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

En donde  $C_{Rd,c}$ ,  $k_1$  y  $v_{min}$  pueden adoptar valores diferentes según el anexo nacional, y siendo

$A_{st}$	área de la armadura de tracción anclada al menos $l_{bd} + d$ más allá de la sección en estudio;
$b_w$	ancho mínimo de la sección a la altura de la armadura traccionada;

La resistencia máxima a cortante,  $V_{Rd,max}$ , en piezas sin armadura transversal y salvo lo indicado en el anexo nacional viene dada por (unidades en MPa y mm)

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

Para soportar el aumento de tensiones en la armadura longitudinal que supone el cortante, basta decalar la gráfica de momentos una distancia  $a_t = d$ .

En elementos pretensados de un solo vano sin armadura transversal y regiones sin fisurar, es decir, con tracciones en el hormigón menores de  $f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ , la resistencia a cortante es

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_t \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

Donde

I	Momento de inercia de la sección transversal;
$b_w$	Ancho del alma. Si varía con la altura, puede ser necesario realizar varios cálculos para distintos puntos;
S	Momento estático de la sección transversal;
$f_{ctd}$	Resistencia de cálculo a tracción del hormigón;

$\sigma_{cp}$	Tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado;
$\alpha_1$	= $l_x/l_{pt2} \leq 1$ para tendones pretensados; = 1 para otros tipos de pretensado anclados por adherencia;
$l_x$	Distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia;
$l_{pt2}$	Longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm.

Esta comprobación no es necesario evaluarla en secciones más próximas al apoyo que la definida por la intersección entre una línea a 45° desde el borde del apoyo y la línea que marca el baricentro elástico de la sección.

### Elementos con armadura transversal

En este documento sólo se indican las prescripciones para armadura transversal formada por estribos verticales, que son los únicos contemplados por el programa. La resistencia a cortante de la sección viene dada por las expresiones

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta / s$$

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

Donde (salvo lo indicado en el anexo nacional), con unidades en MPa y mm:

**Nota:** Para algunos valores, ( $v_1$  y  $f_{ywd}$ ), el **EC-2** indica dos posibilidades de cálculo (además de la que pueda definir el anexo nacional). En este documento sólo se indica la alternativa realizada por **Tricalc**.

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

$$v_1 = 0,6$$

para  $f_{ck} \leq 60$  MPa

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5$$

para  $f_{ck} > 60$  MPa

$$\alpha_{cw} = 1$$

en ausencia de pretensado o axil

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$$

para  $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$

$$\alpha_{cw} = 1,25$$

para  $0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd}$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$$

para  $0,50 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 \cdot f_{cd}$

$$\sigma_{cp} = (N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}) / A_c$$

Siendo

$A_{sw}$	área de la armadura transversal;
s	separación entre estribos;
$f_{ywd}$	límite elástico de los estribos, pero tomando $f_{ywd} \leq 0,8 \cdot f_{yk}$ ;
$\alpha_{cw}$	coeficiente que depende del estado tensional del cordón comprimido;
$\sigma_{cp}$	tensión media de compresión ( $>0$ ) en el hormigón debida al axil teniendo en cuenta las armaduras. Puede considerarse 0 a menos de $0,5 \cdot d \cdot \cot\theta$ de la cara de apoyo;
z	brazo de palanca para el momento de la sección. En ausencia de axil, puede tomarse $z = 0,9 \cdot d$ ;
$\theta$	inclinación de las bielas de hormigón, que puede variar siempre que $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ (en <b>Tricalc</b> se asumen bielas a 45°);

## Cortante entre alas y alma de secciones en T

En una sección en T sometida a flexión, el axil en las alas va variando. Al variar el axil de cada ala en un intervalo  $\Delta x$  de viga una cantidad  $\Delta F_d$ , la tensión tangencial entre ala y alma es

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x)$$

Siendo

h	canto total de la viga;
h <sub>f</sub>	canto del ala en el contacto con el alma;

Si  $v_{Ed} \leq k \cdot f_{ctd} = 0,4 \cdot f_{ctd}$ , no es necesaria ninguna comprobación ni armado adicional. De lo contrario, debe disponerse una armadura transversal por unidad de longitud de valor

$$A_{sf} \cdot f_{yd} / s_f \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f$$

Si se necesita armadura transversal para flexión transversal, se colocará el máximo entre lo indicado en este apartado y la suma de armadura de flexión más 1/2 de lo indicado en este apartado.

Para evitar la rotura por compresión oblicua, debería verificarse:

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,3 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \cdot f_{cd}$$

## Torsión

El cálculo se realiza mediante la asimilación a una sección hueca eficaz, de acuerdo con lo siguiente: La tensión tangencial y la fuerza tangencial en cada pared *i* es

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = T_{Ed} / (2 \cdot A_k)$$

Siendo

T <sub>Ed</sub>	esfuerzo torsor de cálculo;
A <sub>k</sub>	área encerrada por el perímetro medio de la sección eficaz, u <sub>k</sub> ;
t <sub>ef,i</sub>	espesor eficaz de la pared i, <b>t<sub>ef,i</sub> = A/u</b> pero no mayor de 2 veces la distancia entre el eje de la armadura longitudinal y el exterior;
A	área total de la sección;
u	perímetro exterior de la sección;
u <sub>k</sub>	perímetro medio de la sección hueca eficaz;

Cuando se combina torsión y cortante, la inclinación de las bielas debe ser la misma. En **Tricalc**, es siempre de 45°.

La suma de armadura longitudinal debe cumplir:

$$\Sigma A_{s,l} \cdot f_{yd} / u_k = 0,5 \cdot T_{Ed} \cdot \cot \theta / A_k$$

En la zona de compresión por flexión esta armadura puede reducirse; en la zona de tracción por flexión, esta armadura debe añadirse a la dispuesta por flexión.

Para evitar la rotura por compresión de las bielas, debe cumplirse la siguiente comprobación de torsión más cortante (unidades en MPA y mm):

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sen \theta \cdot \cos \theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Para el significado de las variables, véase también el apartado correspondiente a cortante.

Si la torsión no es necesaria para la estabilidad de la estructura, puede ignorarse en las comprobaciones de Estado Límite Último, disponiendo la armadura longitudinal y transversal mínima definida en la norma. Tampoco será necesario realizar la comprobación a torsión si se cumple que

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1$$

Siendo

$T_{Rd,c}$	momento torsor de fisuración, calculado suponiendo que $\tau_{t,i} = f_{ctd}$ : es decir $T_{Rd,c} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef,i} \cdot A_k$ ;
$V_{Rd,c}$	según lo indicado en el apartado correspondiente a cortante.

## Punzonamiento

Para cargas o reacciones en un área pequeña  $A_{load}$  sobre losas y cimentaciones, debe realizarse la comprobación del Estado Límite Último de Punzonamiento. Las comprobaciones se realizan en:

- En la cara del pilar;
- En el perímetro básico de control,  $u_1$ , situado a  $2 \cdot d$  del pilar. Entre el pilar y  $u_1$  se sitúa el área básica de control,  $A_{cont}$ .
- Si hay armadura de punzonamiento, en el perímetro exterior  $u_{out,ef}$ , en el que ya no se necesita armadura de punzonamiento.

Los huecos (o bordes) del forjado deben distar más de  $6 \cdot d$  de la cara del soporte para no interferir: de lo contrario, se debe eliminar del cálculo la parte de perímetro de control afectado.

Se establecen las siguientes definiciones:

$V_{Rd,c}$	Resistencia a punzonamiento sin armadura transversal en el perímetro de control;
$V_{Rd,cs}$	Resistencia a punzonamiento con armadura transversal en el perímetro de control;
$V_{Rd,max}$	Máxima resistencia a punzonamiento permitida en el perímetro de control, a comprobar en la cara del soporte ( $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ )

No se necesita armadura transversal de punzonamiento si  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ .

## Cálculo de la tensión de punzonamiento

La tensión de punzonamiento en un perímetro de control  $i$  de un **pilar interior** se puede calcular mediante las siguientes expresiones:

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_i \cdot d)$$

$$\beta = 1 + k \cdot M_{Ed} \cdot u_1 / (V_{Ed} \cdot W_1)$$

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e_0| \cdot dl$$

Siendo

$u_i$	perímetro de control en estudio;
$u_1$	perímetro básico de control;
$k$	parámetro dependiente de las dimensiones del pilar $c_1$ y $c_2$ , obtenido de la siguiente tabla:

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	$1,0$	$2,0$	$\geq 3,0$
-----------	------------	-------	-------	------------

	k	0,45	0,60	0,70	0,80
dl	diferencial de longitud del perímetro básico de control;				
e <sub>0</sub>	distancia entre dl y el eje sobre el que actúa M <sub>Ed</sub> ;				
c <sub>1</sub>	dimensión del pilar perpendicular al eje del momento M <sub>Ed</sub> ;				
c <sub>2</sub>	dimensión del pilar paralela al eje del momento M <sub>Ed</sub> ;				

En los **pilares de medianería**, se establece un perímetro básico reducido de control,  $u_1^*$ , igual al  $u_1$  pero eliminando la parte de los lados perpendiculares al borde de la losa: esos lados quedan de longitud no mayor de **0,5·c** ni de **1,5·d**, siendo c la dimensión del pilar paralela a ese lado.

Si la excentricidad del momento es hacia el exterior de la losa,  $\beta$  se calcula como en los pilares interiores, pero si la excentricidad del momento es hacia el interior de la losa,  $\beta$  se calcula como:

$$\beta = u_1 / u_1^* + k \cdot u_1 \cdot e_{par} / W_1$$

Donde, en ambos casos

e <sub>par</sub>	excentricidad del momento en la dirección paralela al borde de la losa;
k	calculado como en pilares interiores, pero reemplazando $c_1/c_2$ por $c_1/2 \cdot c_2$ ;
c <sub>1</sub>	es la dimensión del pilar perpendicular al borde de la losa;
c <sub>2</sub>	es la dimensión del pilar paralela al borde de la losa;
W <sub>1</sub>	se calcula como en los pilares interiores;
e <sub>0</sub>	distancia entre dl y el eje sobre el que actúa M <sub>Ed</sub> que pasa por el baricentro del perímetro u <sub>1</sub> .

En los **pilares de esquina** se establece un perímetro básico reducido de control,  $u_1^*$ , igual al  $u_1$  pero eliminando la parte de los lados perpendiculares al borde de la losa: esos lados quedan de longitud no mayor de **0,5·c** ni de **1,5·d**, siendo c la dimensión del pilar paralela a ese lado.

Si la excentricidad del momento es hacia el exterior de la losa,  $\beta$  se calcula como en los pilares interiores, pero si la excentricidad del momento es hacia el interior de la losa,  $\beta$  se calcula como:

$$\beta = u_1 / u_1^*$$

Si la estabilidad lateral no depende del efecto pórtico entre pilares y losas, y la diferencia entre longitud de vanos adyacentes no es superior a 25% se pueden utilizar los siguientes valores simplificados de  $\beta$  (salvo lo indicado en el anejo nacional):

- Pilares interiores  $\beta = 1,15$
- Pilares de medianería  $\beta = 1,40$
- Pilares de esquina  $\beta = 1,50$

En el programa, es posible indicar en las opciones de punzonamiento si se desean utilizar estos valores simplificados o bien se desea calcular  $\beta$  mediante el procedimiento general de la norma.

### Resistencia a punzonamiento sin armadura transversal

En **losas y forjados** (con  $f_{ck}$  en MPa y d en mm), la resistencia a punzonamiento sin armadura transversal viene dada por las expresiones:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

$$k = 1 + (200 / d)^{0,5} \leq 2,0$$

$$\rho_t = (\rho_{ty} \cdot \rho_{tz})^{0,5} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k_1 = 0,1$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Siendo

$\rho_{ty}, \rho_{tz}$	cuantía de la armadura de tracción, en un ancho igual al ancho del pilar más 3·d a cada lado;
$\sigma_{cp}$	tensión de compresión media en la losa a lo largo del perímetro de control;

Los valores de  $C_{Rd,c}$ ,  $k_1$  y  $v_{min}$  pueden ser modificados por el anexo nacional.

En **bases de pilares** (zapatas), se debería comprobar en varios perímetros de control  $u_i$  distantes de la cara del soporte entre 0 y 2·d. En este caso, la tensión máxima de punzonamiento se calculo del mismo que en forjados, pero:

- Sustituyendo  $V_{Ed}$  por  $V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$ ;
- Sustituyendo  $W_1$  por  $W_i$  procednte del perímetro de control considerado.

Siendo

$\Delta V_{Ed}$	fuerza neta hacia arriba: tensión de reacción del terreno menos el peso propio de la zapata, en el interior del perímetro $u_i$ considerado;
-----------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

La resistencia a punzonamiento se obtiene en este caso de la expresión

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot d / a \geq v_{min} \cdot 2 \cdot d / a$$

Siendo

a	distancia entre el perímetro $u_i$ y la cara del soporte;
$C_{Rd,c}$ , $v_{min}$ , k	como en el apartado de losas.

En el programa, tanto en el caso de losas de cimentación como en el de zapatas, sólo se estudia el perímetro de control base (situado a 2·d de la cara del soporte). En el caso de losas de cimentación, es opcional el utilizar la carga total o la reducida (es decir, descontando la carga neta hacia arriba).

### Resistencia a punzonamiento con armadura transversal

Si en el **perímetro de control base**,  $u_1$ , es necesaria armadura transversal, ésta se calcula a partir de la expresión:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d / s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \text{sen} \alpha / (u_1 \cdot d)$$

Siendo

$A_{sw}$	área de cada perímetro de armadura transversal;
$s_r$	separación entre cada perímetro de refuerzos. Si sólo hay una línea de refuerzos, se puede considerar $s_r = d/0,67 \cong 1,5 \cdot d$ ;
$f_{ywd,ef}$	$= 250 \text{ MPa} + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$ , con d en mm;
d	canto útil, media de los cantos útiles en cada dirección;
$\alpha$	ángulo entre refuerzos de punzonamiento y la losa, que en <b>Tricalc</b> es siempre 90° (estribos verticales).

En la **cara del soporte**, en el perímetro  $u_0$ , se debe verificar que (con  $f_{cd}$  en MPa):

$$V_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) \leq v_{Rd,max} = 0,5 \cdot f_{cd}^{0,5}$$

Siendo

---

$u_0$	= perímetro del pilar, para pilares interiores; = $c_2 + 3 \cdot d \leq c_2 + 2 \cdot c_1$ , para pilares de medianería; = $3 \cdot d \leq c_2 + c_1$ , para pilares de esquina;
$c_1, c_2$	dimensiones del pilar, con $c_2$ paralelo al borde de la losa en pilares de medianería.

---

En el **perímetro de control exterior a la armadura** de punzonamiento,  $u_{out}$  o  $u_{out,ef}$  es aquél para el que no es necesaria armadura de punzonamiento, por lo que su longitud debe cumplir que

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d)$$

La armadura de punzonamiento, debe llegar, al menos, hasta  $k \cdot d = 1,5 \cdot d$  hacia el interior de dicho perímetro. Por tanto,  $u_{out}$  es convexo, de longitud mínima y rodea la armadura de punzonamiento a  $1,5 \cdot d$  de distancia. El perímetro  $u_{out,ef}$  es igual al anterior pero descontando los tramos a distancia mayor de  $d \cdot (1 + k^2)^{1/2} = 1,8 \cdot d$  de cualquier refuerzo de punzonamiento.

Para armadura de punzonamiento formada por cuatro 'brazos' de armadura longitudinal más estribos alrededor del pilar, equivale a decir que  $u_{out}$  está a  $(2^{1/2} + 1,5) \cdot d \cong 3 \cdot d$  de la cara del pilar y que los brazos son de longitud  $2^{1/2} \cdot d$ .

Para armadura de punzonamiento formada por ocho 'brazos' de armadura longitudinal más estribos alrededor del pilar, equivale a decir que  $u_{out}$  está a  $(2,6 + 1,5) \cdot d \cong 4 \cdot d$  de la cara del pilar y que los brazos son de longitud  $2,6 \cdot d$ .

## Cálculo con el modelo de bielas y tirantes

---

De acuerdo con los artículos 5.6.4 y 6.5.1 de la EN 1992-1-1:2004, cuando no existen distribuciones lineales de tensiones o en zonas de discontinuidad, se puede utilizar para su análisis y dimensionado un modelo de bielas y tirantes: es decir, mediante una celosía formada por nudos unidos mediante elementos comprimidos de hormigón (las bielas) y elementos traccionados de acero (los tirantes).

En bielas con compresión transversal o sin tracciones transversales (aunque puede considerarse un valor mayor en regiones con compresión multiaxial), su resistencia máxima será

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$$

En bielas con fisuras por tracciones transversales, salvo que se lleve a cabo un estudio más riguroso, su resistencia máxima será

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v = 1 - f_{ck}/250 \text{ MPa}$$

En nudos comprimidos sin tirantes anclados en ellos, la resistencia máxima del nudo será

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot (1 - f_{ck}/250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd}$$

En nudos comprimidos con 1 tirante anclado en ellos, su resistencia será

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot (1 - f_{ck}/250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd}$$

En nudos comprimidos con 2 tirantes anclados en ellos (este es el caso de nudo pilar – viga de última planta), su resistencia será

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot (1 - f_{ck}/250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd}$$

En nudos con compresión triaxial, su resistencia será

$$\sigma_{Rd,max} = k_4 \cdot v \cdot f_{cd} = 3,0 \cdot (1 - f_{cd}/250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd}$$

## Comprobación de los Estados Límite de Servicio

Corresponde a la sección 7 de **EC-2**.

### Control de fisuras

Salvo lo indicado en el anexo nacional, la fisura máxima en milímetros,  $w_{max}$  se limita en función de la clase de exposición ambiental según la siguiente tabla:

Clase de exposición	Armaduras pasivas o activas no adherentes	Armaduras activas adherentes
	Combinaciones quasipermanentes	Combinaciones frecuentes
<b>X0, XC1</b>	0,4 <sup>(1)</sup>	0,2
<b>XC2, XC3, XC4</b>	0,3	0,2 <sup>(2)</sup>
<b>XD1, XD2, XS1, XS2, XS3</b>		Descompresión

<sup>(1)</sup>Si no hay consideraciones de apariencia, este límite se puede aumentar.

<sup>(2)</sup>Comprobar también la descompresión en combinaciones quasipermanentes.

### Área mínima de refuerzo

Además de comprobar que la fisura máxima no supere el valor límite establecido, el artículo 7.3.2 de la EN 1992-1-1:2004 establece una cuantía mínima de tracción que debe cumplirse. Su valor viene dado por la expresión

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

Siendo

$A_{s,min}$	área mínima de refuerzos en la zona de tracción $A_{ct}$ ;
$A_{ct}$	área de hormigón en tracción justo antes de producirse la primera fisura;
$\sigma_s$	= $f_{yk}$ . Máxima tracción del acero permitida justo antes de producirse la primera fisura;
$f_{ct,eff}$	= $f_{ctm}$ o $f_{ctm}(t)$ en el caso de considerer la edad del hormigón;
$k$	= 1,0 en almas con $h \leq 300\text{mm}$ ó alas con $b \leq 300\text{mm}$ ; = 0,65 en almas con $h \geq 800\text{mm}$ ó alas con $b \geq 800\text{mm}$ ;
	Interpolarse linealmente para valores intermedios;
$k_c$	= 1,0 en tracción simple;
	En secciones rectangulares y almas de secciones en T o huecas:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1$$

En alas de secciones en T o huecas:

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \leq 1$$

$\sigma_c$	tensión media en el hormigón en la zona considerada: $\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot h)$ ;	
$N_{Ed}$	axil en servicio en la zona considerada (positivo para compresión);	
$h^*$	= $\min (h; 1 \text{ m})$ ;	
$k_1$	= 1,5	si $N_{Ed} > 0$ (compresión);
	= $2 \cdot h^* / (3 \cdot h)$	si $N_{Ed} < 0$ (tracción);
$F_{cr}$	tracción, en valor absoluto, en el ala justo antes de la primera fisura calculado con $f_{ct,eff}$ .	

En el programa se comprueba que la armadura de tracción dispuesta cumple con este mínimo.

### Control de fisuras sin cálculos directos

El **EC-2** permite limitar la separación de refuerzos y su diámetro según unas tablas de forma que no sea necesario comprobar la fisura máxima. En el mismo artículo, se indican las condiciones para definir la armadura de piel. Para vigas de canto  $h \geq 1 \text{ m}$ , debería disponerse un **armado de piel** hasta la fibra neutra con:

- Cuantía según lo indicado en el apartado 'Área mínima de refuerzo' pero considerando  $\sigma_s = f_{yk}$  y  $k = 0,5$ .
- Separación de la armadura de piel en milímetros según la siguiente tabla

$f_{yk}$	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
320	300	300	200
400	300	250	150
480	250	200	100
560	200	150	50
640	150	100	--

### Cálculo del ancho de fisura

En este documento se indican sólo los cálculos de secciones sin pretensado, que son los que **Tricalc** realiza.

La abertura de fisura se calcula mediante las expresiones

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \sigma_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

Donde

$s_{r,max}$	distancia máxima entre fisuras;
$\varepsilon_{sm}$	es la deformación unitaria media en las armaduras;
$\varepsilon_{cm}$	es la deformación media en el hormigón entre fisuras;
$\sigma_s$	es la tensión de tracción en las armaduras con la sección fisurada;

---

$A_{c,eff}$	área efectiva de hormigón en tracción alrededor de las armaduras, de canto $h_{c,ef} = \min [2,5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2]$ ;
$k_t$	= 0,6 para cargas de corta duración; = 0,4 para cargas de larga duración;

---

En **vigas**, con separación de la armadura longitudinal  $\leq 5 \cdot (c + \phi/2)$ ,

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff}$$

donde

---

$c$	es el recubrimiento de la armadura longitudinal;
$k_1$	= 0,8 para barras de alta adherencia (todas las armaduras pasivas);
$k_2$	= 0,5 para flexión simple; = 1,0 para tracción simple; = $(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2 \cdot \varepsilon_1)$ , en general;
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$	deformación unitaria en ambos bordes de la sección, con $ \varepsilon_1  \geq  \varepsilon_2 $ ;
$k_3$	= 3,4;
$k_4$	= 0,425;

---

En **vigas**, con separación de la armadura longitudinal  $> 5 \cdot (c + \phi/2)$ , o sin armadura de tracción,

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x)$$

### Control de flechas

---

De acuerdo con el apartado 7.4.1 de **EC-2**, para apariencia y en general, para combinaciones cuasipermanentes, la flecha relativa de vigas, losas y voladizos, debería ser no mayor de  $L/250$ . Así mismo, se indica que para flecha después de colocar un elemento dañable, en combinaciones cuasipermanentes, la flecha activa será no mayor de  $L/500$ .

En el apartado 7.4.2 de **EC-2**, se indican unas relaciones luz/canto, que, de cumplirse, se asume que la flecha producida cumple con las limitaciones definidas en el apartado 7.4.1.

Para obtener un valor relacionado con la deformación (flecha, giro, tensión...) en una sección en estado fisurado, se usará la expresión:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$$

$$\zeta = 1 - \beta \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 \quad \text{para secciones fisuradas}$$

$$\zeta = 0 \quad \text{para secciones no fisuradas}$$

Donde

---

$\alpha_I, \alpha_{II}$	valor de la magnitud $\alpha$ calculada en sección sin fisurar y en sección completamente fisurada;
$\zeta$	coeficiente de distribución;
$\beta$	= 1,0 para un único ciclo de cargas de corta duración; = 0,5 para cargas de larga duración o muchos ciclos de carga;
$\sigma_s$	tracción en la armadura calculada para una sección fisurada;
$\sigma_{sr}$	tracción en la armadura calculada para una sección fisurada en las condiciones de carga que producen la primera fisura.

---

La relación ( $\sigma_{sr} / \sigma_s$ ) puede sustituirse por ( $M_{cr} / M$ ) para flexión ó ( $N_{cr} / N$ ) para tracción simple, siendo  $M_{cr}$  el momento de fisuración y  $N_{cr}$  el axil de fisuración.

Como tensión de tracción del hormigón puede usarse en general  $f_{ctm}$ , salvo en flexión simple, en que puede usarse  $f_{ctm,fl}$ .

Si las cargas producen fluencia, se puede usar como módulo de elasticidad del hormigón,

$$E_{c,eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)]$$

Para calcular la deformación final, además de por integración de curvaturas en cada punto, puede calcularse en la hipótesis de que toda la viga está sin fisurar y con toda la viga totalmente fisurada, para luego interpolar con la expresión  $\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$  antes indicada.

En el programa se utiliza la simplificación de que, para obtener la flecha diferida producida por un estado de carga entre dos edades diferentes del hormigón, se calcula la flecha instantánea correspondiente a ese estado de carga y se multiplica por el factor  $\varphi(t_2, t_1) = \varphi(\infty, t_2) - \varphi(\infty, t_1)$ .

## Detalles de las armaduras

Corresponde a la sección 8 de **EC-2**, en donde se indica que no es de aplicación para cargas dinámicas o sísmicas (en esos caso debe acudirse a la norma EN 1998).

### Separación entre barras

La separación entre redondos que nor forman grupo, tanto en horizontal como en vertical, será no menor de (siendo  $d_g$  es el máximo tamaño del árido):

- $k_1 \cdot \phi = 1,0 \cdot \phi$ ;
- $d_g + k_2 = d_g + 5 \text{ mm}$ ;
- 20 mm.

### Diámetro de doblado de las armaduras

Salvo lo indicado en el anexo nacional, el diámetro de mandriles para el doblado de las armaduras será:

Caso	Subcaso	$\phi_{m,min}$
Barras y alambres	$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4 \cdot \phi$
	$\phi > 16 \text{ mm}$	$7 \cdot \phi$
Barras o mallas con redondo soldado en la cara interior		$5 \cdot \phi$
Barras o mallas con redondo soldado en la cara exterior (d: distancia barra soldada a comienzo de curva)	$d \geq 3 \cdot \phi$	$5 \cdot \phi$
	$d < 3 \cdot \phi$	$20 \cdot \phi$

### Anclaje de las armaduras

El **EC-2** recoge los siguientes tipos de anclaje de la armadura longitudinal:

- Prolongación recta
- 2 barras formando una U
- Barras dobladas o en gancho + tramo recto de  $5 \cdot \phi$
- Barra soldada de diámetro  $\phi_t \geq 0,6 \cdot \phi$  a distancia del comienzo del anclaje  $\geq 5 \cdot \phi$

El doblado o gancho no contribuyen al anclaje en compresión.

La nomenclatura seguida en este apartado es la siguiente:

$\ell_b$	es la longitud básica de anclaje, medida a lo largo del eje del redondo, incluyendo patillas y ganchos;
$\ell_{bd}$	es la longitud de anclaje de cálculo, medida a lo largo del eje del redondo, incluyendo patillas y ganchos;
$\ell_{b,eq}$	es la longitud equivalente de anclaje en barras con anclaje en patilla, gancho o en U: longitud de la proyección de la barra más patillas o curvas sobre la propia barra (hasta el borde exterior del redondo);
$\ell_{b,rqd}$	es la longitud requerida de anclaje.

La tensión última de anclaje, para barras corrugadas, se calcula mediante la expresión

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

siendo

$f_{ctd}$	según el artículo 3.1.6 de <b>EC-2</b> , pero tomando $f_{ck} \leq 60$ MPa para obtener $f_{ctk,0,05}$ ;
$\eta_1$	= 1,0 para anclaje en buena posición; = 0,7 para anclaje en mala posición;
$\eta_2$	= 1,0 para $\phi \leq 32$ mm; = $(132 - \phi) / 100$ para $\phi > 32$ mm

Se define como buena posición de anclaje:

- Barras que forman un ángulo  $\alpha \leq 45^\circ$  con la dirección de hormigonado;
- Barras superiores e inferiores de vigas o losas de canto  $h \leq 250$  mm;
- Barras inferiores de vigas o losas de canto  $h > 250$  mm.

Para anclar en prolongación recta, una barra que trabaja a tensión  $\sigma_{sd}$ , la longitud básica requerida de anclaje viene dada por

$$\ell_{b,rqd} = (\phi / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

La longitud de anclaje de cálculo, viene dada entonces por las expresiones:

$$\ell_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \ell_{b,rqd} \geq \ell_{b,min}$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$$

$$\ell_{b,min} = \max \{0,3 \cdot \ell_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\} \quad \text{para tracción}$$

$$\ell_{b,min} = \max \{0,6 \cdot \ell_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\} \quad \text{para compresión}$$

Los coeficientes  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  y  $\alpha_5$  vienen definidos en la siguiente tabla:

Factor	Tipo de anclaje	tracción	compresión
<b>Forma de anclaje</b> $\alpha_1$	Prolongación recta	1,0	1,0
	Patilla, gancho o en U	$c_d > 3 \cdot \phi \rightarrow 0,7$ $c_d \leq 3 \cdot \phi \rightarrow 1,0$	1,0
<b>Recubrimiento</b> $\alpha_2$	Prolongación recta	$1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi) / \phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	1,0
	Patilla, gancho o en U	$1 - 0,15 \cdot (c_d - 3 \cdot \phi) / \phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	1,0
<b>Armado transversal no soldado</b> $\alpha_3$	Cualquiera	$1 - K \cdot \lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	1,0

<b>Armado transversal soldado</b> $\alpha_4$	Barra soldada	0,7	0,7
<b>Compresión transversal</b> $\alpha_5$	Cualquiera	$1 - 0,04 \cdot p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	—————

Donde

$c_d$	= min (a/2; $c_1$ , c)	para barras en prolongación recta;
	= min (a/2; $c_1$ )	para barras con patilla o gancho;
	= c	para barras en U;
a	distancia horizontal libre entre redondos;	
c	recubrimiento vertical del redondo a anclar;	
$c_1$	recubrimiento horizontal del redondo a anclar;	
K	= 0,10	para vigas;
	= 0,05	para losas con armado transversal por fuera;
	= 0,00	para losas con armado transversal por dentro;
$\lambda$	= $(\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$	
$\Sigma A_{st}$	área de la armadura transversal a lo largo de $\ell_{bd}$ ;	
$\Sigma A_{st,min}$	= 0,25 · $A_s$	para vigas;
	= 0,00	para losas;
$A_s$	área del redondo de mayor diámetro a anclar en la sección;	
p	presión transversal de compresión, en ELU, a lo largo de $\ell_{bd}$ .	

Como simplificación, puede adoptarse para anclaje en patilla, gancho o en U

$$\ell_{b,eq} = \alpha_1 \cdot \ell_{b,rqd}$$

Para anclaje con barra soldada, también puede adoptarse la siguiente simplificación:

$$\ell_{b,eq} = \alpha_4 \cdot \ell_{b,rqd}$$

## Solape de las armaduras

Los solapes se deben evitar en zonas de grandes tracciones. Las barras solapadas no deben separarse más de  $4 \cdot \phi$  ni de 50 mm. Si lo hacen, se debe aumentar la longitud de solape en esa misma 'sobre separación'.

Las armaduras de reparto y las comprimidas pueden solaparse todas en la misma sección, pero para poder solapar todas las barras traccionadas (o el 50% si están en dos capas) en la misma sección se debe cumplir que dos solapes adyacentes están separados longitudinalmente no menos de  $0,3 \cdot \ell_0$  y que dos solapes adyacentes estén separados transversalmente no menos de  $2 \cdot \phi$  y 20 mm.

La longitud de solape,  $\ell_0$ , se calcula como

$$\ell_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \ell_{b,rqd} \geq \ell_{0,min}$$

$$\ell_{0,min} > \max(0,3 \cdot \alpha_6 \cdot \ell_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ mm})$$

Donde

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$	de acuerdo con lo indicado para la longitud de anclaje, pero tomando
	$\Sigma A_{st,min} = A_s \cdot \sigma_{sd} / f_{yd}$

$A_s$	área de una de las barras a solapar;
$\alpha_6$	de acuerdo con la tabla siguiente;

% de barras solapadas	<25%	33%	50%	>50%
$\alpha_6$	1,00	1,15	1,40	1,50

## Detalles de elementos y reglas particulares

Este apartado corresponde a la sección 9 de **EC-2**.

### Vigas

#### Armadura longitudinal

Además de la armadura de tracción mínima indicada por fisuración, la armadura mínima de tracción será (salvo lo indicado en el anexo nacional y siendo  $b_t$  el ancho medio de la sección en la zona de armadura traccionada):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot b_t \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Si no se cumple esta limitación, el elemento se considerará como de hormigón en masa o débilmente armado.

La armadura máxima en compresión o tracción, sin contar solapes, será:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

En construcción monolítica, aunque en cálculo se haya asumido un apoyo articulado, debe resistirse en dicho apoyo un momento no menor de  $\beta_1$  veces el momento máximo del vano, además de respetarse la armadura mínima antes indicada. Salvo lo indicado en el anexo nacional,  $\beta_1 = 0,15$ .

Ara evitar el apndeo de las armaduras comprimidas, toda armadura de compresión de diámetro  $\phi$  debe estar atada por armadura transversal de separación no mayor de  $15 \cdot \phi$ .

Para asumir el aumento de tensión de la armadura longitudinal debida al cortante, basta decalar la gráfica de momentos una distancia  $a_t$  de valor:

- En ausencia de armadura transversal,  $a_t = d$ .
- Con armadura transversal formada por estribos verticales y calculada con bielas a  $45^\circ$ ,  $a_t = z/2 \cong d/2$ .

Al menos debe llegar al extremo  $\beta_2$  de la armadura máxima inferior de un vano extremo o interior. Salvo lo indicado en el anexo nacional, en ambos casos,  $\beta_2 = 0,25$ .

#### Armadura de cortante

La cuantía de la armadura de cortante, formada por cercos verticales, debe cumplir (salvo lo indicado en el anexo nacional) (unidades en MPa y mm):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w) \geq \rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk}$$

Siendo

$A_{sw}$	área del refuerzo de cortante en la longitud $s$ ;
$s$	separación entre estribos en la dirección longitudinal de la viga;
$b_w$	ancho del alma de la sección.

La separación máxima entre estribos, salvo lo indicado en el anexo nacional, será:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d$$

La separación máxima entre ramas de un estribo, salvo lo indicado en el anejo nacional, será:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

### Armadura de torsión

Además de lo indicado para cortante, los estribos deberían separarse no más de

$$s = \min (u / 8; b_w)$$

La armadura longitudinal debe estar distribuida a lo largo del borde de la sección cada no más de 350 mm pero con al menos una barra en cada esquina.

## Losas macizas de forjado unidireccionales o bidireccionales

### Refuerzos de flexión

En general es de aplicación lo indicado para vigas, aunque con algunas particularidades. Por ejemplo, el decalaje de la gráfica de momentos será siempre  $a_t = d$ .

La separación máxima entre refuerzos será (salvo lo indicado en el anejo nacional):

- Para la dirección principal →  $s_{max,slabs} = \min (3 \cdot h; 400 \text{ mm})$
- Para la dirección secundaria →  $s_{max,slabs} = \min (3,5 \cdot h; 450 \text{ mm})$
- En zonas de momento máximo, para la dirección principal →  $s_{max,slabs} = \min (2 \cdot h; 250 \text{ mm})$
- En zonas de momento máximo, para la dirección secundaria →  $s_{max,slabs} = \min (3,5 \cdot h; 400 \text{ mm})$

Refuerzo de bordes libres: La armadura existente puede actuar como armadura de borde libre. Debería estar formada al menos por un redondo paralelo al borde en ambas caras y un refuerzo perpendicular en forma de U de longitud  $\geq 2 \cdot h$ .

### Refuerzos de cortante

Los refuerzos de cortante sólo deberían disponerse en losas de canto  $h \geq 200 \text{ mm}$ . En general, vale lo indicado para refuerzos de cortante en vigas, salvo que la separación entre ramas de un mismo estribo vertical de cortante será no mayor de  $1,5 \cdot d$ .

### Refuerzos de punzonamiento

En este documento se indican sólo las especificaciones de **EC-2** relativas a refuerzos de punzonamiento constituidos por ramas verticales, que es el único tipo contemplado por **Tricalc**.

Si es necesario un refuerzo de punzonamiento, éste debería cumplir las siguientes características:

- El primer perímetro de estribos estará entre  $0,3 \cdot d$  y  $0,5 \cdot d$  de la cara del pilar.
- Habrá al menos 2 perímetros de estribos.
- La distancia entre perímetros de estribos será  $s_r \leq 0,75 \cdot d$ .
- El último perímetro de estribos estará a una distancia menor o igual de  $k \cdot d = 1,5 \cdot d$  hacia el interior del perímetro  $u_{out}$  (en el que ya no se necesita refuerzo de punzonamiento).
- La separación entre ramas en un mismo perímetro será  $s_t \leq 1,5 \cdot d$  si éste dista menos de  $2 \cdot d$  del soporte; y  $s_t \leq 2 \cdot d$  en caso contrario.
- La cuantía mínima será (unidades en MPa y mm)

$$A_{sw,min} \cdot 1,5 / (s_r \cdot s_t) \geq 0,05 \cdot f_{ck}^{1/2} / f_{yk}$$

## Pilares

---

---

Para **EC-2**, un **pilar** debe tener una sección  $b \times h$  tal que  $0,25 \leq b/h \leq 4$  y altura  $L \geq 3 \cdot \max(b; h)$ ; de lo contrario debe analizarse como muro.

### Armadura longitudinal

---

---

La armadura longitudinal debería estar formada por barras de diámetro  $\phi \geq \phi_{min}$  con una cuantía no menor de  $A_{s,min}$  ni mayor, fuera de la zona de solapes, de  $A_{s,max}$ . Salvo que sean modificados por el anexo nacional, los valores de estos parámetros son (siendo  $N_{Ed}$  el axil de compresión):

$$\phi_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = \max(0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}; 0,002 \cdot A_c)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

En pilares rectangulares o circulares, debe haber al menos 4 barras. En pilares poligonales, al menos una barra en cada esquina.

### Armadura transversal

---

---

La armadura transversal debería ser de diámetro  $\phi_t \geq \max(6 \text{ mm}; \phi_{t,max} / 4)$ , con una separación entre estribos no mayor de

$$s_{ct,max} = \min(20 \cdot \phi_{t,min}; b; h; 400 \text{ mm})$$

Debería haber una separación entre estribos no mayor de  $0,6 \cdot s_{ct,max}$  en los extremos del pilar en una longitud igual a la dimensión máxima de la sección por encima del forjado inferior y por debajo del forjado o viga superior, así como en las zonas de solape de armadura de diámetro  $\phi_{t,max} > 14 \text{ mm}$ . Esta prescripción puede hacer que el armado transversal de los pilares calculados por **Tricalc** esté separado en tres zonas, con una separación de estribos mayor en la zona media.

Las armaduras longitudinales comprimidas no distarán más de 150 mm de una armadura atada por estribos.

## Muros

---

---

Para **EC-2**, los muros deben tener un ancho y un alto no menor de 4 veces su espesor. Si predomina la flexión fuera del plano del muro (caso habitual en muros de contención, por ejemplo) pueden utilizarse las reglas definidas para forjados y losas.

### Armadura vertical

---

---

La cuantía de la armadura vertical suma de ambas caras, fuera de la zona de solapes, debe estar entre  $A_{s,vmin}$  y  $A_{s,vmax}$ , que salvo lo indicado en el anexo nacional, son

$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c$$

$$A_{s,vmax} = 0,040 \cdot A_c$$

La separación entre refuerzos verticales será no mayor de 3 veces el espesor del muro ni de 400 mm.

### Armadura horizontal

---

---

En ambas caras debe haber armadura de cuantía no menor de  $A_{s,hmin}$  separada no más de 400 mm. Salvo lo indicado por el anexo nacional, el valor de  $A_{s,hmin}$  es

$$A_{s,hmin} = \max(A_{s,v} / 4; 0,001 \cdot A_c)$$

## Armadura transversal

Cuando la armadura vertical (suma de ambas caras) sea  $A_{s,v} \geq 0,02 \cdot A_c$ , debe haber estribos con simitares prescripciones a las dadas para pilares. En todo caso, cuando se arman ambas caras, debería haber al menos 4 estribos por  $m^2$ , salvo que se arme con mallas electrosoldadas de  $\phi \leq 16$  mm y recubrimiento  $\geq 2 \cdot \phi$ .

## Cimentaciones

Salvo que el anexo nacional diga lo contrario, en zapatas, encepados y vigas de cimentación, la armadura longitudinal será de diámetro no menor de  $\phi_{\min} = 8$  mm y en pilotes hormigonados in situ, la armadura longitudinal será de diámetro no menor de  $\phi_{\min} = 16$  mm.

La armadura longitudinal de zapatas aisladas y corridas debería anclarse, a partir de una distancia desde el borde de la zapata  $x = h/2$ , con una tensión

$$f_{yd} \cdot (v + 0,15 \cdot b)^2 / [h \cdot (v + 0,15 \cdot b - h/4)]$$

Donde

v	vuelo de la zapata paralelo a la armadura considerada;
h	canto de la zapata;
b	dimensión del pilar o muro paralela a la armadura considerada;

Las vigas centradoras y de atado deben calcularse al menos para resistir una carga vertical de valor (salvo lo indicado en el anexo nacional)  $q_1 = 10$  kN/m.

Los pilotes hormigonados in situ deberían tener una armadura longitudinal formada por al menos 6 barras, separas no más de 200 mm y con una cuantía no menor de  $A_{s,bp\min}$ , que, salvo lo indicadsado en el anexo nacional, viene indicada en la siguiente tabla.

Área del pilote $A_c$	Área mínima de refuerzo longitudinal $A_{s,bp\min}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

## Regiones con discontinuidad

En este documento se indican sólo los casos contemplados por el programa, calculados de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes propuesto por **EC-2**.

### Ménsulas cortas

El programa comprueba y arma las ménsulas cortas de hormigón armado de acuerdo con el artículo J.3 de **EC-2**.

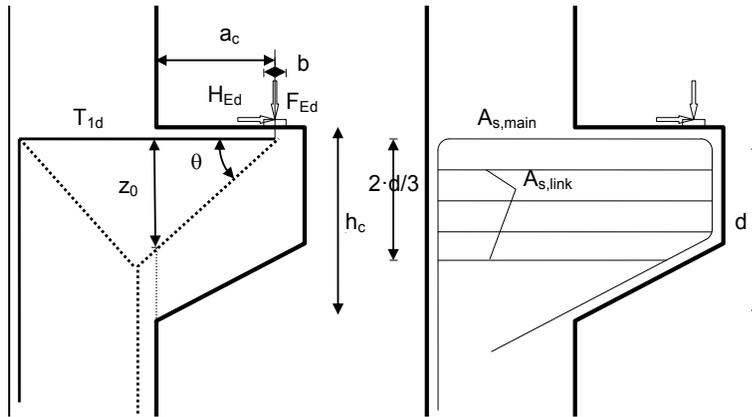
Para que sea válido el modelo de cálculo empleado por **EC-2** y **Tricalc** (modelo de bielas y tirantes con refuerzos formados por estribos horizontales), la ménsula corta debe cumplir:

- $a_c < z_0$
- $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$ , lo que implica que  $45^\circ \leq \theta \leq 68,2^\circ$
- $a_c < 0,5 \cdot h_c$

Siendo

$a_c$	distancia entre eje de carga vertical y cara de apoyo;
-------	--------------------------------------------------------

$z_0$	distancia vertical entre refuerzo principal y la intersección entre el eje de la biela y la cara del apoyo;
$h_c$	canto total de la ménsula en la cara de apoyo;
$\theta$	ángulo entre la biela y la horizontal.



La armadura principal debe anclarse a partir de la armadura del soporte más cercana a la ménsula por un lado y a partir de la cara interna de la carga por el otro.

Los estribos horizontales a disponer tendrán una cuantía total

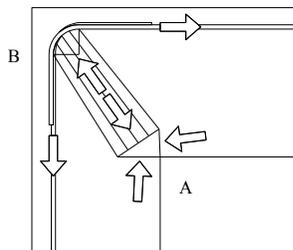
$$A_{s,link} \geq k_1 \cdot A_{s,min}$$

Siendo

$k_1$	= 0,25, salvo lo indicado en el anexo nacional;
$A_{s,min}$	armadura principal.

### Unión de pilar de última planta con viga o diagonal

En el esquema de la figura, se observa que en la esquina inferior del nudo, **A**, existe un nudo **multicomprimido biaxial**, ya que existen tres fuerzas de compresión en un mismo plano, y en el que la resistencia a compresión del hormigón es  $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$ . Este nudo no es necesario comprobarlo, puesto que la tensión transmitida por el bloque de compresiones de la viga y del pilar no supera el valor de  $f_{cd}$ . En la esquina superior del nudo, **B**, aparece un nudo en el que la biela de hormigón presenta un estado **biaxial**, por lo que la resistencia del hormigón no puede superar  $\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$ . Para calcular la fuerza que debe aportar a este nudo la biela, basta componer vectorialmente las tracciones transmitidas por los tirantes (la armadura de negativos de la viga y la armadura traccionada el pilar). La tensión en la biela será la fuerza anteriormente calculada dividida por la sección de dicha biela.



De acuerdo con el apartado J.2.2 de **EC-2**, este modelo es válido sólo si la relación entre cantos de viga y pilar es  $2/3 < h_2 / h_1 < 3/2$ .

El ancho de la sección de la biela viene dado por el menor de los anchos de la viga y el pilar. Su canto viene dado por el ángulo formado por la biela y la viga,  $\theta_v$ , el ángulo que formado por la biela y el pilar,  $\theta_p$ , y el radio de curvatura interno de la armadura,  $r$ , según la expresión

$$h = r \cdot (\cos \theta_p + \cos \theta_v)$$

El programa toma como radio de curvatura interno de un redondo, la mitad del diámetro mínimo de los mandriles indicado en el apartado "Diámetro de doblado de las armaduras" de este documento.

Dado que el diámetro y tensión de trabajo de las armaduras de la viga puede diferir de las del pilar, el programa comprueba la tensión de la biela con ambos armados. Nótese que dado que el radio de doblado de las armaduras es función del diámetro a doblar, y para valores de 20mm o mayores es 7Ø frente a 4Ø, es posible que el nudo no sea valido con diámetros de 16mm, pero sí lo sea con 20mm, al aumentar considerablemente el radio de doblado.

Si una biela no cumple, pueden adoptarse varias soluciones igualmente válidas:

- **Aumentar la sección** de la viga o pilar que falle, con lo que el brazo de palanca de la armadura aumenta y por tanto su tensión disminuye. A veces esta solución produce un efecto colateral no deseado porque el aumento de la sección trae consigo un aumento de rigidez y un aumento del momento absorbido por el nudo.
- **Aumentar el diámetro** de la armadura, con lo que aumenta el diámetro de doblado de la misma y por tanto el aumento de la sección resistente de la biela. Esta solución puede aumentar las longitudes de anclaje necesarias y por tanto dificultar la ejecución del nudo.
- El más recomendable es **reducir el momento negativo** existente en el nudo mediante una **unión elástica** entre el pilar y la viga. Este método aumenta el momento positivo resistido por la viga, pero mejora el trabajo del pilar.

## Resistencia al fuego

---

La resistencia al fuego de los elementos de hormigón armado calculados con Eurocódigo 2, se comprueba de acuerdo con la EN 1992-1-2:2004. Concretamente, en **Tricalc** se ha implementado una comprobación por tablas como elementos aislados (pilar, viga, forjado, muro...), de acuerdo con el apartado 5 de dicho Eurocódigo.

## Reglas generales y campo de aplicación

---

El método usado cubre resistencias al fuego de hasta 240 minutos, con hormigones de peso normal realizado con áridos silíceos.

El criterio de resistencia (criterio R) se satisface si se cumple la ecuación (5.1):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1$$

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

Siendo

$E_d$	es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 6.4.3.2 de la EN 1990);
$E_{d,fi}$	es el efecto de las acciones en situación de incendio;
$R_{d,fi}$	es la resistencia en situación de incendio;
$\eta_{fi}$	factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

Los criterios de integridad y aislamiento (criterios EI) de forjados y muros se suponen satisfechos si se cumplen los espesores mínimos de la tabla 5.3.

Las tablas definidas en el Eurocódigo se basan en una temperatura crítica de las armaduras de 500 °C, lo que equivale aproximadamente, a considerar un nivel de carga  $\eta_{fi} = 0,7$  y un coeficiente de seguridad de las armaduras  $\gamma_s = 1,15$ . El nivel de carga,  $\eta_{fi}$ , se obtiene mediante las expresiones

- Para las combinaciones obtenidas mediante la expresión (6.10) de la EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- Para las combinaciones obtenidas mediante las expresiones (6.10a) y (6.10b) de la EN 1990, el menor de las siguientes expresiones:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Un valor de  $\eta_{fi} = 0,7$ , en los casos habituales, estará por tanto del lado de la seguridad.

La EN 1992-1-1 puede establecer recubrimientos mayores (que en cualquier caso deberían cumplirse) a los recubrimientos mínimos determinados por la resistencia al fuego en la EN 1992-1-2. Debe tenerse en cuenta, además, que los aislamientos frente al fuego se comportan como un determinado recubrimiento adicional de hormigón equivalente a la hora de calcular la resistencia al fuego del elemento, pero no siempre se consideran a la hora de comprobar la durabilidad del elemento frente a la corrosión.

Se definen los siguientes valores:

- b es el ancho de la sección. En el caso de pilares rectangulares, será su dimensión menor. En el caso de pilares circulares será su diámetro. En el caso de vigas y nervios de forjados, es el ancho de la sección medido por el baricentro de las armaduras inferiores.
- h es el canto de la sección. En el caso de pilares rectangulares será su dimensión mayor;
- a es la distancia nominal (es decir, sin incrementos por tolerancias) entre el eje de un redondo de la armadura longitudinal y el paramento expuesto al fuego más próximo teniendo en cuenta los revestimientos contra fuego;
- $a_m$  es la distancia media entre el eje de los redondos considerados de la armadura longitudinal y los paramentos expuestos al fuego. En el caso de pilares se calcula para el conjunto de su armadura longitudinal. En el caso de vigas y forjados, se calcula para la armadura longitudinal inferior. En el caso de muros, se calcula para la armadura vertical de cada una de las caras. Se calcula de acuerdo con la expresión

$$a_m = \frac{\sum A_{si} \cdot a_i}{\sum A_{si}}$$

$A_{si}$  área del redondo "i";

$a_i$  valor de "a" para el redondo "i".

El valor de  $a_m$  se refiere al de las armaduras longitudinales siguientes:

- En el caso de pilares, al de todas las armadura longitudinales del pilar;
- En el caso de vigas y forjados, a las armaduras longitudinales inferiores;
- En el caso de muros, a las armaduras verticales de cada cara expuesta al fuego.

## Pilares

En el Eurocódigo se indican dos métodos, Método A y Método B para la evaluación de la resistencia al fuego de pilares. En *Tricalc* se utiliza el Método B, ya que una de las limitaciones del Método A es que la longitud efectiva del pilar sea no mayor de 3m, lo cual es muy restrictivo.

El método B consiste en comprobar las dimensiones mínimas de los pilares y la distancia media  $a_m$  de acuerdo con la tabla 5.2b siguiente:

Tabla 5.2b. Dimensiones mínimas de b y  $a_m$  para pilares rectangulares o circulares

Resistencia al fuego	$\omega$	$b_{min}/ a_m$ [mm]			
		n = 0,15	n = 0,3	n = 0,5	n = 0,7
1	2	3	4	5	6
<b>R30</b>	0,100	150/25	150/25	200/30:250/25	300/30:350/25
	0,500	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
	1,000	150/25	150/25	150/25	200/30:250/25
<b>R60</b>	0,100	150/30:200/25	200/40:300/25	300/40:500/25	500/25
	0,500	150/25	150/35:200/25	250/35:350/25	350/40:550/25
	1,000	150/25	150/30:200/25	200/40:400/25	300/50:600/30
<b>R90</b>	0,100	200/40:250/25	300/40:400/25	500/50:550/25	550/40:600/25
	0,500	150/35:200/25	200/45:300/25	300/45:550/25	500/50:600/40
	1,000	200/25	200/40:300/25	250/40:550/25	500/50:600/45
<b>R120</b>	0,100	250/50:350/25	400/50:550/25	500/25	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25	300/45:550/25	450/50:600/25	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25	250/50:400/25	450/45:600/30	600/60
<b>R180</b>	0,100	400/50:500/25	500/60:550/25	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25	450/50:600/25	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25	450/50:550/25	500/60:600/45	(1)
<b>R240</b>	0,100	500/60:550/25	550/40:600/25	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25	550/55:600/25	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25	500/40:600/30	600/60	(1)

<sup>(1)</sup> Requiere anchura mayor de 600 mm. Es necesario hacer una evaluación particular del pandeo. En *Tricalc* se considera como 'fuera de tabla' y por tanto, con error de resistencia al fuego.

Esta tabla es válida para:

- Estructuras arriostradas (intraslacionales), remitiendo al Anexo Nacional en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales). Al no existir Anexo Nacional español, *Tricalc* utiliza la tabla también en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales).

- El axil normalizado de compresión a temperatura ambiente,  $n$ , es no mayor de 0,7.
- La excentricidad de la carga de primer orden en situación de incendio,  $e$ , es no mayor de  $0,25 \cdot b$  ni de 100 mm.
- La esbeltez del pilar en situación de incendio,  $\lambda_{fi}$ , es no mayor de 30.

En donde

$$n = N_{0,Ed,fi} / [0,7 \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})]$$

$$N_{0,Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} = 0,7 \cdot N_{Ed}$$

$$e = M_{0,Ed,fi} / N_{0,Ed,fi} = M_{Ed} / N_{Ed}$$

$$\lambda_{fi} = \ell_{0,fi} / i$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$$

Siendo

$N_{Ed}$ ; $M_{Ed}$	Axil y momento de primer orden (sin pandeo) en combinación persistente o transitoria;
$\ell_{0,fi}$	longitud efectiva del pilar en situación de incendio, que puede tomarse como la longitud efectiva (longitud de pandeo) en situación normal;
$i$	radio de giro mínimo de la sección.

## Muros

Para comprobar la resistencia al fuego de los muros resistentes de hormigón armado, se deben cumplir las el espesor mínimo del muro,  $t$  y la distancia mínima de la armadura al paramento  $a_m$  indicadas en la tabla 5.4 así como las disposiciones indicadas en este apartado. También puede aplicarse a muros de hormigón en masa.

Tabla 5.4. Dimensiones mínimas de  $t$  y  $a_m$  para muros resistentes de hormigón

Resistencia al fuego	t / a <sub>m</sub> [mm]			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,70$	
	Expuesto por 1 cara	Expuesto por 2 caras	Expuesto por 1 cara	Expuesto por 2 caras
1	2	3	4	5
<b>REI 30</b>	100/10	120/10	120/10	120/10
<b>REI 60</b>	110/10	120/10	130/10	140/10
<b>REI 90</b>	120/20	140/10	140/25	170/25
<b>REI 120</b>	150/25	160/25	160/35	220/35
<b>REI 180</b>	180/40	200/45	210/50	270/55
<b>REI 240</b>	230/55	250/55	270/60	350/60

Esta tabla es válida para:

- Estructuras arriostradas (intraslacionales), remitiendo al Anexo Nacional en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales). Al no existir Anexo Nacional español, **Tricalc** utiliza la tabla también en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales).
- La relación entre la altura libre del muro y su grosor (esbeltez) será no mayor de 40.
- El factor de sobredimensionado,  $\mu_{fi}$ , será no mayor de 0,70.

En donde

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$$

El valor de  $\mu_{fi}$ , como aproximación, puede tomarse como  $\mu_{fi} = \eta_{fi}$ , lo que equivale a suponer el muro próximo al agotamiento por compresión en diseño a temperatura normal. En **Tricalc** se define en las opciones el valor de  $\mu_{fi}$  a considerar (cuyo valor por defecto es 0,5).

## Vigas

---

La resistencia al fuego de vigas de hormigón armado o pretensado podrá darse por válida si se cumplen los datos dados en las Tablas 5.5 a 5.7 junto con las prescripciones indicadas en este apartado. No se indican en este documento las prescripciones particulares para vigas de sección en I, no contempladas en **Tricalc**.

En las esquinas inferiores de las vigas se producen concentraciones de temperatura. Por esta razón la distancia mínima desde el eje de las armaduras inferiores de esquina al lateral de la viga,  $a_{sd}$ , debería ser no menor del valor de  $a_m$  indicado en las tablas, incrementado en 10 mm si el ancho de la viga,  $b$ , no es mayor del indicado en la columna 4 de la Tabla 5.5 para vigas simplemente apoyadas, y la columna 3 de la tabla 5.6 para vigas continuas. Puede resultar entonces, que los diámetros de las esquinas tengan un recubrimiento mayor en horizontal que en vertical. En **Tricalc** no se respeta esta cláusula exactamente, sino que se sigue la interpretación dada por las normas españolas CTE DB SI y EHE-08 que es la indicada en el párrafo siguiente:

En la evaluación de la distancia media entre eje de armadura y paramento,  $a_m$ , el valor de  $a_i$  correspondiente a los redondos de esquina si el ancho de la viga,  $b$ , no es mayor del indicado en la columna 4 de la Tabla 5.5 para vigas simplemente apoyadas, y la columna 3 de la tabla 5.6 para vigas continuas, será el menor entre:

- La distancia medida hacia el paramento inferior.
- La distancia medida hacia el paramento lateral menos 10 mm.

Para vigas simplemente apoyadas expuestas por tres caras, las dimensiones mínimas del ancho  $b$  y la distancia  $a_m$  correspondiente a la armadura inferior vienen dados en la tabla 5.5 siguiente (se han eliminado las prescripciones para vigas de sección en I).

Tabla 5.5. Dimensiones mínimas para vigas simplemente apoyadas expuestas por tres caras

Resistencia al fuego	Posibles combinaciones de a y b <sub>min</sub> [mm]				
	1	2	3	4	5
R 30	b <sub>min</sub> =80 a=25	120 20	160 15	200 15	
R 60	b <sub>min</sub> =120 a=40	160 35	200 30	300 25	
R 90	b <sub>min</sub> =150 a=55	200 45	300 40	400 35	
R 120	b <sub>min</sub> =200 a=65	240 60	300 55	500 50	
R 180	b <sub>min</sub> =240 a=80	300 70	400 65	600 60	
R 240	b <sub>min</sub> =280 a=90	350 80	500 75	700 70	

Para vigas continuas expuestas por tres caras, las dimensiones mínimas del ancho **b** y la distancia **a<sub>m</sub>** correspondiente a la armadura inferior vienen dados en la tabla 5.6 siguiente (se han eliminado las prescripciones para vigas de sección en I). Además, en vigas continuas debería:

- Los datos de la Tabla 5.6 sólo son válidos si la redistribución del momento flector a temperatura ambiente no excede del 15%. De lo contrario las vigas se tratarán como si fueran simplemente apoyadas. En **Tricalc**, si en las opciones de armado se ha seleccionado una redistribución de más del 15%, se aplicará la tabla 5.5 en lugar de la 5.6.
- Para una resistencia al fuego R 90 o superior, el área del armado de negativos por encima de cada apoyo intermedio, hasta una distancia de  $0,3 \cdot \ell_{eff}$  desde el centro del apoyo no debería ser menor de

$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) \cdot (1 - 2,5 \cdot x / \ell_{eff}), \text{ con } x \leq 0,3 \cdot \ell_{eff}$$

Siendo

- x es la distancia entre el eje del apoyo y la sección considerada;
- $A_{req}(0)$  es el área de armado de negativos requerida en el apoyo de acuerdo con EN 1992-1-1;
- $A_{req}(x)$  es el área de armado de negativos requerida en la sección situada a distancia x del apoyo, no menor de la requerida por EN 1992-1-1;
- $\ell_{eff}$  es la longitud efectiva del vano. Si el vano adyacente es de longitud mayor, se tomará esa longitud como  $\ell_{eff}$ .

Tabla 5.6. Dimensiones mínimas para vigas continuas expuestas por tres caras

Resistencia al fuego	Posibles combinaciones de a y b <sub>min</sub> [mm]				
	1	2	3	4	5
R 30	b <sub>min</sub> =80 a=15	160 12			
R 60	b <sub>min</sub> =120 a=25	200 12			
R 90	b <sub>min</sub> =150 a=35	250 25			
R 120	b <sub>min</sub> =200 a=45	300 35	450 35	500 30	
R 180	b <sub>min</sub> =240 a=60	400 50	550 50	600 40	
R 240	b <sub>min</sub> =280 a=75	500 60	650 60	700 50	

En el caso de vigas con sus 4 caras expuestas, se aplicarán las mismas tablas que para vigas expuestas en tres caras, pero:

- La altura de la viga no debería ser menor que la mínima anchura requerida para el respectivo periodo de resistencia al fuego;
- El área de la sección de la viga no debería ser menor que  $A_c = 2 \cdot b_{\min}^2$ , siendo  $b_{\min}$  el ancho mínimo dado por la tabla correspondiente.

## Losas

Se distinguen varios casos, en función del tipo de losa.

En el caso de losas bidireccionales, la distancia al eje "a" indica la distancia al eje del armado de la capa inferior. En *Tricalc* se utiliza como "a" el recubrimiento indicado en las opciones.

### Losas simplemente apoyadas en su contorno

Este apartado se refiere a losas rectangulares apoyadas en todo o parte de su contorno, de un solo vano.

El valor de espesor mínimo de la losa,  $h_s$ , definido en la tabla 5.8 garantiza que la losa cumpla con los criterios de estabilidad e independencia frente al fuego (criterios EI), para lo que puede contarse con el espesor del solado, si es incombustible. Para cumplir con el criterio de resistencia (criterio R) basta respetar el espesor (en este caso, sólo del hormigón) requerido por la EN 1992-1-1. En el caso de forjados reticulares con casetones recuperables,  $h_s$  será el espesor de la capa de compresión.

También debe cumplirse con la distancia mínima entre eje de armadura y paramento expuesto al fuego,  $a$ , dado en la tabla 5.8.

Tabla 5.8: Dimensiones mínimas y distancias al eje para losas simplemente apoyadas

Resistencia al fuego	Dimensiones mínimas (mm)	
	$h_s$	Distancia al eje "a"

	(mm)	Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			$l_y / l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y / l_x \leq 2$
<b>1</b>	2	3	4	5
<b>REI 30</b>	60	10	10	10
<b>REI 60</b>	80	20	10	15
<b>REI 90</b>	100	30	15	20
<b>REI 120</b>	120	40	20	25
<b>REI 180</b>	150	55	30	40
<b>REI 240</b>	175	65	40	50

$l_x$  y  $l_y$  son las luces de flexión de la losa donde  $l_y > l_x$  es la mayor.

Si la losa no está apoyada en sus cuatro bordes, se utilizará la columna 4 de la tabla (flexión en una dirección).

### Losas continuas

Este apartado se refiere a losas unidireccionales o bidireccionales apoyadas en líneas (vigas o muros) de varios vanos.

En este caso, también es de aplicación lo indicado en la Tabla 5.8 pero sólo en sus columnas 1, 2 y 4. Pero si en el cálculo a temperatura normal se ha utilizado una redistribución de momentos mayor del 15%, deberá estudiarse cada recuadro como simplemente apoyado (esto es, con todas las columnas de la Tabla 5.8). En el programa, se entiende que la redistribución efectuada es la indicada en las opciones de armado de losas.

Las losas continuas deberían respetar lo indicado en vigas continuas sobre longitud de armados negativos. De no respetarse esta cláusula, deberá estudiarse cada recuadro como simplemente apoyado (esto es, con todas las columnas de la Tabla 5.8).

### Losas sobre apoyos aislados

Este apartado se refiere a losas macizas sobre pilares. El programa entiende como tales las losas de forjado cuando en las opciones de armado de losas se activa la opción 'Considerar como forjado sin vigas'.

Si en el cálculo a temperatura normal se ha utilizado una redistribución de momentos mayor del 15%, la distancia de la armadura debería comprobarse con la columna 3 de la Tabla 5.8 correspondiente a losas unidireccionales, aunque el canto de la losa debería comprobarse con la Tabla 5.9. En el programa, se entiende que la redistribución efectuada es la indicada en las opciones de armado de losas.

Tabla 5.9: Dimensiones mínimas y distancias al eje para losas sobre apoyos puntuales

Resistencia al fuego	Dimensiones mínimas	
	Espesor de la losa $h_s$	Distancia al eje "a"
1	2	3
<b>REI 30</b>	150	10
<b>REI 60</b>	180	15
<b>REI 90</b>	200	25
<b>REI 120</b>	200	35

<b>REI 180</b>	200	45
<b>REI 240</b>	200	50

### Forjados nervados (forjados reticulares o aligerados)

Para la evaluación de losas nervadas unidireccionales, armadas y pretensadas, se aplican los apartados referentes a vigas para los nervios y la Tabla 5.8, columnas 2 y 5 para las alas.

Para los forjados bidireccionales, se pueden usar las Tablas 5.10 y 5.11 junto con el resto de prescripciones de este apartado.

La tabla 5.10 es válida para losas nervadas bidireccionales simplemente apoyadas. También se utilizará en losas nervadas bidireccionales continuas con al menos un lado coaccionado y resistencias menores de REI 180, cuando el detalle del armado superior no cumple los requisitos definidos para vigas continuas.

Tabla 5.10: Dimensiones y distancias mínimas para losas nervadas bidireccionales simplemente apoyadas

Resistencia al fuego	Dimensiones mínimas [mm]			
	Posibles combinaciones de $b_{min}$ y $a$			Espesor de losa $h_s$ y distancia $a$ en el ala
<b>1</b>	2	3	4	
<b>REI 30</b>	$b_{min} = 80$ $a = 15$			$h_s = 80$ $a = 10$
<b>REI 60</b>	$b_{min} = 100$ $a = 35$	120 25	200 15	$h_s = 80$ $a = 10$
<b>REI 90</b>	$b_{min} = 120$ $a = 45$	160 40	250 30	$h_s = 100$ $a = 15$
<b>REI 120</b>	$b_{min} = 160$ $a = 60$	190 55	300 40	$h_s = 120$ $a = 20$
<b>REI 180</b>	$b_{min} = 220$ $a = 75$	260 70	410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
<b>REI 240</b>	$b_{min} = 280$ $a = 90$	350 75	500 70	$h_s = 175$ $a = 40$

La tabla 5.11 es válida para losas nervadas bidireccionales continuas con al menos un lado coaccionado, en las que se aplica el detalle del armado superior indicado en vigas continuas.

Tabla 5.11: Dimensiones y distancias mínimas para losas nervadas bidireccionales con al menos un lado coaccionado

Resistencia al fuego	Dimensiones mínimas [mm]			
	Posibles combinaciones de $b_{min}$ y $a$			Espesor de losa $h_s$ y distancia $a$ en el ala
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{min} = 80$ $a = 10$			$h_s = 80$ $a = 10$
REI 60	$b_{min} = 100$ $a = 25$	120 15	200 10	$h_s = 80$ $a = 10$
REI 90	$b_{min} = 120$ $a = 35$	160 25	250 15	$h_s = 100$ $a = 15$
REI 120	$b_{min} = 160$ $a = 45$	190 40	300 30	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{min} = 310$ $a = 60$	600 50		$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{min} = 450$ $a = 70$	700 60		$h_s = 175$ $a = 40$

Dado que no queda claro a qué se refiere la norma al hablar de 'sólo un lado coaccionado', en **Tricalc** sólo se utiliza la tabla 5.10 para forjados reticulares (que es más restrictiva).

### Hormigón de alta resistencia

Para verificar la resistencia al fuego de hormigones de clase superior a la C50/60 se pueden utilizar las tablas anteriores, sumando a las dimensiones mínimas de la sección definidas en dichas tablas ( $b_{min}$ ) el valor dado en la siguiente tabla (siendo  $a_{min}$  la distancia mínima al eje de la armadura definido en las mismas tablas):

Incremento de $b_{min}$	C55/67 y C60/75	C70/85 y C80/95
Elementos expuestos por una cara	+0,1· $a_{min}$	+0,3· $a_{min}$
Elementos expuestos por más de una cara	+0,2· $a_{min}$	+0,6· $a_{min}$

Para clases superiores, debe hacerse un estudio especial, y por tanto, **Tricalc** considera que no tienen resistencia al fuego suficiente.

## Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras metálicas

**Tricalc** incorpora gran parte de las especificaciones que la norma europea EN 1993 (en adelante, **EC3**) contempla para el diseño de estructuras metálicas (en versiones de **Tricalc** anteriores a la 7.2, se implementaba la versión experimental de este Eurocódigo, ENV 1993-1-1). Este Eurocódigo está dividido en muchas partes y subpartes, de las que se han implementado las siguientes:

- EN 1993-1-1:2005 + AC:2009. Reglas generales y reglas para edificios.
- EN 1993-1-2:2005 + AC:2009. Resistencia al fuego.
- EN 1993-1-3:2006 + AC:2009. Perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío.
- EN 1993-1-5:2006 + AC:2009. Placas planas cargadas en su plano.
- EN 1993-1-8:2005 + AC:2009. Proyecto de uniones.
- EN 1993-5:2007 + AC:2009. Pilotes y tablestacas.

Es importante leer detalladamente la implementación del EC3 que **Tricalc** realiza a fin de que el usuario pueda complementar los cálculos del programa con otros cálculos adicionales realizados por él mismo, y que no efectúa el programa.

## Bases de Cálculo

El **EC-3** remite en general a los Eurocódigos 0 y 1 para todo lo relacionado con acciones, hipótesis, sus coeficientes de seguridad y las combinaciones entre ellas en los diferentes estados límite, por lo que puede consultar dichos apartados de este documento.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de acero, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

## Materiales

El acero estructural a utilizar en perfiles laminados en caliente y tubos estructurales laminados en caliente o conformados en frío, de acuerdo con la EN 1993-1-1, debería corresponder a una de las siguientes normas de producto:

- EN 10025-2:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales no aleados.
- EN 10025-3:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grado fino en la condición de normalizado/laminado de normalización.
- EN 10025-4:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino laminados termomecánicamente.
- EN 10025-5:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.
- EN 10025-6:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los productos planos de aceros estructurales de alto límite elástico en la condición de templado y revenido.
- EN 10210-1:1994 Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado de grano fino. Condiciones técnicas de suministro.
- EN 10219-1:1997 Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado de grano fino. Condiciones técnicas de suministro.

Las características nominales de dichos aceros pueden obtenerse de la siguiente tabla:

Tipo de acero	Norma	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
		f <sub>v</sub> [MPa]	f <sub>u</sub> [MPa]	f <sub>v</sub> [MPa]	f <sub>u</sub> [MPa]
<b>S 235</b>	EN 10025-2	235	360	215	360
<b>S 235 W</b>	EN 10025-5			215	340
<b>S 235 H</b>	EN 10210-1			215	340
<b>S 235 H</b>	EN 10219-1			-	-
<b>S 275</b>	EN 10025-2	275	430	255	410
<b>S 275 N/NL</b>	EN 10025-3		390	255	370
<b>S 275 M/ML</b>	EN 10025-4		370	255	360
<b>S 275 H</b>	EN 10210-1		430	255	410
<b>S 275 H</b>	EN 10219-1		430	-	-
<b>S 275 NH/NLH</b>	EN 10219-1		370	-	-
<b>S 275 MH/MLH</b>	EN 10219-1		360	-	-

Capítulo I - Adaptación a los Eurocódigos Estructurales

<b>S 355</b>	EN 10025-2		490	335	470
<b>S 355 N/NL</b>	EN 10025-3		490	335	470
<b>S 355 M/ML</b>	EN 10025-4		470	335	450
<b>S 355 W</b>	EN 10025-5		490	355	490
<b>S 355 H</b>	EN 10210-1	355	490	335	410
<b>S 355 NH/NLH</b>	EN 10210-1		490	335	470
<b>S 355 H</b>	EN 10219-1		510	-	-
<b>S 355 NH/NLH</b>	EN 10219-1		470	-	-
<b>S 355 MH/MLH</b>	EN 10219-1		470	-	-
<b>S 420 N/NL</b>	EN 10025-3		520	390	520
<b>S 420 M/ML</b>	EN 10025-4	420	520	390	500
<b>S 420 NH/NLH</b>	EN 10210-1		540	390	520
<b>S 420 MH/MLH</b>	EN 10219-1		500	-	-
<b>S 450</b>	EN 10025-2	440	550	410	550
<b>S 460 M/ML</b>	EN 10025-4		540	430	530
<b>S 460 Q/QL/QLI</b>	EN 10025-6		570	440	550
<b>S 460 NH/NLH</b>	EN 10210-1	460	560	430	550
<b>S 460 NH/NLH</b>	EN 10219-1		550	-	-
<b>S 460 MH/MLH</b>	EN 10219-1		530	-	-

En el caso de perfiles abiertos conformados en frío, de acuerdo con la EN 1993-1-3, el acero a utilizar debería corresponder a una de las siguientes normas de producto:

- EN 10025-2:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales no aleados.
- EN 10025-3:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grado fino en la condición de normalizado/laminado de normalización.
- EN 10025-4:2004 Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino laminados termomecánicamente.

Las características nominales de dichos aceros pueden obtenerse de la siguiente tabla:

<b>Tipo de acero</b>	<b>Norma</b>	<b><math>f_{yb}</math> [MPa]</b>	<b><math>f_u</math> [MPa]</b>
<b>S 235</b>	EN 10025-2	235	360
<b>S 275</b>	EN 10025-2		430
<b>S 275 N/NL</b>	EN 10025-3	275	370
<b>S 275 M/ML</b>	EN 10025-4		360
<b>S 355</b>	EN 10025-2		510
<b>S 355 N/NL</b>	EN 10025-3	355	470
<b>S 355 M/ML</b>	EN 10025-4		450
<b>S 420 N/NL</b>	EN 10025-3	420	520
<b>S 420 M/ML</b>	EN 10025-4		500
<b>S 460 N/NL</b>	EN 10025-3	460	550
<b>S 460 M/ML</b>	EN 10025-4		530

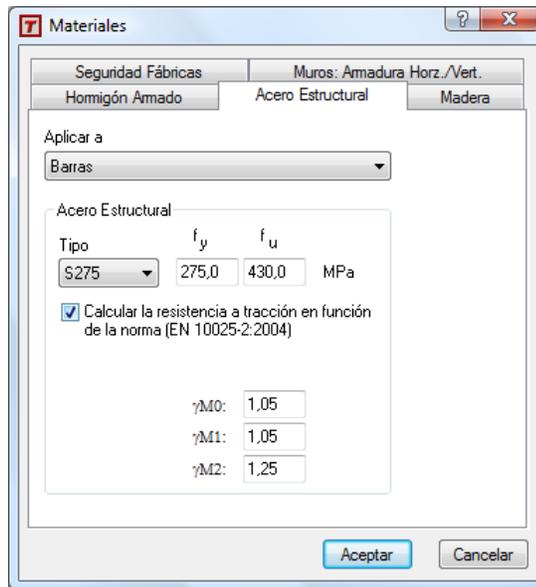
En el caso de tablestacas laminadas en caliente, de acuerdo con la EN 1993-5, el acero a utilizar debería corresponder a la siguiente norma de producto:

- EN 10248-1:1996, Tablestacas de acero no aleado laminadas en caliente. Condiciones técnicas de suministro.

Las características nominales de dichos aceros pueden obtenerse de la siguiente tabla:

Tipo de acero	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
S 240 GP	240	340
S 270 GP	270	410
S 320 GP	320	440
S 355 GP	355	480
S 390 GP	390	490
S 430 GP	430	510

En el programa, por defecto, se puede seleccionar un acero de acuerdo con la EN 10025-2, aunque puede seleccionarse el tipo 'OTROS' y definir los valores de  $f_y$  y  $f_u$  que se deseen.



En el programa **Tricalc** no se contempla la variación del límite elástico con el espesor de la chapa. En el caso de perfiles conformados en frío tampoco se considera el posible aumento del límite elástico como consecuencia del proceso de conformado (apartado 3.2.2 de la EN 1993-1-3), considerándose por tanto que  $f_{ya} = f_{yb}$ . Se establecen las siguientes características del material:

módulo de Elasticidad	E	210.000	MPa
módulo de Rigidez	G	81.000	MPa
coeficiente de Poisson	$\nu$	0,3	
coeficiente de dilatación térmica	$\alpha$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	( $^{\circ}\text{C}$ ) <sup>-1</sup>
Densidad	P	7.850	kg/m <sup>3</sup>

## Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

Para edificios, salvo lo que indique el anexo nacional, se adoptarán los siguientes valores:

$\gamma_{M0} = 1,00$	coeficiente relativo a la plastificación del material;
$\gamma_{M1} = 1,00$	coeficiente relativo a la inestabilidad;

$\gamma_{M2} = 1,25$  coeficiente relativo a la resistencia del material o elementos de unión;

En el caso de pantallas de tablestacas metálicas, salvo lo que indique el anexo nacional y de acuerdo con la EN 1993-5, se adoptarán los siguientes valores:

$\gamma_{M0} = 1,00$  coeficiente relativo a la plastificación del material;

$\gamma_{M1} = 1,10$  coeficiente relativo a la inestabilidad;

$\gamma_{M2} = 1,25$  coeficiente relativo a la resistencia del material o elementos de unión;

En **Tricalc** su valor es modificable por el usuario.

## Análisis estructural y cálculo de la solicitaciones

**Tricalc** permite modelizar adecuadamente la rigidez de las cimentaciones por medio de la introducción de resortes en los puntos de la cimentación y la rigidez de las uniones por medio de uniones articuladas, semirrígidas o rígidas.

**Tricalc** realiza los cálculos de solicitaciones por medio de un análisis elástico global de primer orden o elástico global de segundo orden (es decir, considerando la posición de las cargas en la estructura deformada), con unas cargas introducidas por el usuario en las diferentes hipótesis.

Puede utilizarse el análisis elástico en primer orden si la deformación de la estructura tiene una incidencia despreciable, para lo que basta comprobar que (para estructuras con pilares verticales y forjados sensiblemente horizontales, calculado en primer orden y para cada planta):

$$\alpha_{cr} = (H_{Ed} \cdot h) / (V_{Ed} \cdot \delta_{H,Ed}) \geq 10$$

Siendo

$H_{Ed}$	Suma de cortantes de cálculo en la base de los pilares de la planta;
$V_{Ed}$	Suma de axiles verticales de cálculo en la base de los pilares de la planta;
$h$	Altura de la planta;
$\delta_{H,Ed}$	desplazamiento horizontal relativo de la planta.

De acuerdo con el apartado 5.2.2 de la EN 1993-1-1, la estabilidad global de la estructura puede comprobarse mediante uno de los siguientes procedimientos:

- Mediante un análisis de 2º orden que contemple todos los fenómenos de inestabilidad (incluyendo pandeo por flexión, pandeo lateral y pandeo por torsión), considerando las imperfecciones globales y locales. En este caso, no será necesario contemplar al apartado "6.3 Resistencia a pandeo de elementos".
- Mediante un análisis de 2º orden que contemple parte de los fenómenos de inestabilidad, considerando las imperfecciones globales y contemplando al apartado "6.3 Resistencia a pandeo de elementos" para los fenómenos no contemplados (pandeo por flexión, pandeo lateral y pandeo por torsión) con una longitud de pandeo igual a la del sistema (es decir, como intraslacional).
- Sustituyendo, en cualquiera de los casos anteriores, el análisis de 2º orden por un análisis elástico lineal seguido de la aplicación de un coeficiente de amplificación de las acciones horizontales.
- Mediante un análisis de primer orden lineal (sin tener en cuenta las imperfecciones globales o locales) y la aplicación del apartado "6.3 Resistencia a pandeo de elementos" considerando una longitud de pandeo estimada a partir del modo de inestabilidad de la estructura completa (longitud de pandeo traslacional).

El coeficiente de amplificación antes mencionado, tiene el valor

$$1 / (1 - 1 / \alpha_{cr})$$

La utilización de este coeficiente será válido si:

- $\alpha_{cr} \geq 3,0$ ;
- En caso de estructuras de varias plantas, éstas deben ser similares en cuanto a
  - ♦ Reparto de cargas verticales
  - ♦ Reparto de cargas horizontales
  - ♦ Rigidez horizontal de la planta en relación a sus cargas horizontales (es decir, con similar  $\alpha_{cr}$ )

---

## Imperfecciones

---

El **EC3** recoge, en su apartado 5.3.2, la necesidad de considerar el efecto de las imperfecciones globales (desplomes iniciales) en el cálculo de las solicitaciones de la estructura, lo cual es opcional en el programa.

También recoge para algunos casos (véase el apartado anterior) la necesidad de considerar una imperfección local para elementos aislados (curvatura inicial) para la consideración del pandeo, lo cual es opcional en el programa.

---

## Estados límite de utilización

---

**Tricalc** determina la deformación máxima (flecha) en los puntos interiores de una barra considerando la deformación producida por todas las cargas actuantes sobre la barra, y la producida por los momentos negativos de sus extremos.

En los casos que interese conocer la deformación de un punto concreto de la estructura, se pueden introducir nudos interiores a una barra, obteniéndose los desplazamientos elásticos después del cálculo de esfuerzos, mediante el listado de desplazamientos del programa.

---

## Estados límite últimos

---

**Tricalc** comprueba la resistencia de las secciones y de las barras de una estructura considerando cada barra de forma aislada, con las solicitaciones determinadas por medio del análisis elástico de primer ó segundo orden.

El programa realiza las siguientes comprobaciones:

- Resistencia de la sección a tracción.
- Resistencia de la sección a compresión y pandeo.
- Resistencia de la sección a flexión, tanto simple como compuesta.
- Resistencia de la sección a la actuación de esfuerzos combinados de flexión compuesta.
- Resistencia de la sección a esfuerzos tangenciales (cortante y torsión).
- Resistencia de la barra a pandeo lateral.
- Resistencia a la abolladura por cortante.
- Resistencia en las uniones y empalmes. (**T-Connect**)

No se realizan las siguientes comprobaciones:

- Resistencia a pandeo del alma y de las alas.
- Resistencia a fatiga.

## Clasificación de las secciones

Los ejes principales de las secciones del **EC-3** están cambiados respecto a los utilizados por **Tricalc**. Por ejemplo, en un perfil en I, los ejes de mayor inercia es el eje YY para el **EC-3**, en cuanto que es el eje Zp para **Tricalc**.

**Tricalc** clasifica las secciones atendiendo al apartado 5.5 del **EC3**. Se permiten las diferentes formas de la sección transversal:

- Perfiles laminados o soldados en I, U, rectangulares y circulares huecas, en L y en T.
- Perfiles de tubo estructural circulares o rectangulares laminados en caliente o conformados en frío.
- Tablestacas metálicas laminadas en caliente. En este caso, su clasificación se realiza en base al apartado 5.2.1 de la EN 1993-5:2007 y se limita la máxima relación ancho / espesor de cada panel de acuerdo a la tabla A-2 de dicha norma.

Los perfiles abiertos conformados en frío, cuyo cálculo específico recoge la norma EN 1993-1-3:2006, no atienden a esta clasificación. Véase su apartado correspondiente en este documento.

Se definen las siguientes clases de secciones:

Clase	Tipo	Descripción
1	Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
2	Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
3	Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
4	Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Tenga en cuenta que una misma barra, puede ser de diferente clase en cada sección (en cada punto) y para cada combinación de solicitaciones.

Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en los elementos comprimidos de las secciones los límites de la tabla 5.2 de la EN 1993-1-1. Como cada elemento comprimido de una sección (ala o alma) puede pertenecer a clases diferentes, se asignará a la sección la clase menos favorable.

En el caso de tablestacas, para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en las alas los límites de la tabla 5.1 de la EN 1993-5.

La esbeltez de cada elemento plano de una sección es  $c/t$  (ó  $b/t$  en ciertos apartados del Eurocódigo 3). Para medir  $c$  se establece el siguiente criterio:

- Almas entre dos alas: longitud plana del alma (sin contar acuerdos circulares o soldaduras). En perfiles de tubo estructural rectangular, es la longitud total menos  $3 \cdot t$ .
- Perfiles circulares huecos: diámetro exterior del perfil,  $d$ . (se utiliza  $d/t$  en lugar de  $c/t$ ).
- Angulares laminados: longitud total del angular.
- Alas de tablestacas metálicas: la semisuma de los lados planos del ala en ambas caras.
- Otros elementos apoyados en un solo borde (no rigidizados): distancia del apoyo al borde (sin contar acuerdos circulares o soldaduras).

EN 1993-1-1 Tabla 5.2. Relaciones máximas anchura / espesor para los elementos comprimidos

Clase	Elementos planos rigidizados en ambos bordes (almas)
-------	------------------------------------------------------

	Flexión	Compresión	Flexión compuesta
<b>1</b>	$c/t \leq 72 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \varepsilon$	$\alpha > 0,5 \rightarrow c/t \leq 396 \cdot \varepsilon / (13 \cdot \alpha - 1)$ $\alpha < 0,5 \rightarrow c/t \leq 36 \cdot \varepsilon / \alpha$
<b>2</b>	$c/t \leq 83 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \varepsilon$	$\alpha > 0,5 \rightarrow d/t \leq 456 \cdot \varepsilon / (13 \cdot \alpha - 1)$ $\alpha < 0,5 \rightarrow d/t \leq 41,5 \cdot \varepsilon / \alpha$
<b>3</b>	$c/t \leq 124 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \varepsilon$	$\psi > -1 \rightarrow c/t \leq 42 \cdot \varepsilon / (0,67 + 0,33 \cdot \psi)$ $\psi < -1 \rightarrow c/t \leq 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot (-\psi)^{1/2}$

Clase	Elementos planos rigidizados en un borde (alas)		
	Compresión	Flexión compuesta	
		Extremo comprimido	Extremo traccionado
<b>1</b>	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon / \alpha$	$c/t \leq 9 \cdot \varepsilon / \alpha^{3/2}$
<b>2</b>	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon / \alpha$	$c/t \leq 10 \cdot \varepsilon / \alpha^{3/2}$
<b>3</b>	$c/t \leq 14 \cdot \varepsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot k_{\sigma}^{1/2}$	$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot k_{\sigma}^{1/2}$

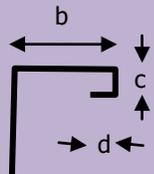
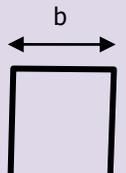
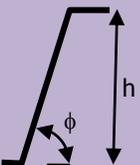
Clase	Angulares de lados b y h		
	Compresión	Flexión compuesta	
		Extremo comprimido	Extremo traccionado
<b>1</b>	Ver alas	Ver alas	Ver alas
<b>2</b>	Ver alas	Ver alas	Ver alas
<b>3</b>	$h/t \leq 15 \cdot \varepsilon$ $(b+h)/t \leq 23 \cdot \varepsilon$	Ver alas	Ver alas

Clase	Circulares huecos
	Compresión y flexión
<b>1</b>	$d/t \leq 50 \cdot \varepsilon^2$
<b>2</b>	$d/t \leq 70 \cdot \varepsilon^2$
<b>3</b>	$d/t \leq 90 \cdot \varepsilon^2$

EN 1993-5 Tabla 5-1: Clasificación de las secciones (Tablestacas)

Clase	Sección Z	Sección U
<b>1</b>	$b / t_f \leq 45 \cdot \varepsilon$	$b / t_f \leq 37 \cdot \varepsilon$
<b>2</b>	$b / t_f \leq 45 \cdot \varepsilon$	$b / t_f \leq 37 \cdot \varepsilon$
<b>3</b>	$b / t_f \leq 66 \cdot \varepsilon$	$b / t_f \leq 49 \cdot \varepsilon$

EN 1993-5 Tabla A-2: Máximas relaciones ancho / espesor (Tablestacas)

Elementos de la sección	Límite máximo
	$b / t \leq 90$
	$b / t \leq 200$
	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h / t \leq 200 \cdot \text{sen}\phi$

En donde

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2};$$

$\alpha$  es la fracción del elemento rigidizado que está comprimido;

$\sigma_1, \sigma_2$  tensión en ambos bordes, de forma que  $\sigma_1 \geq \sigma_2$  y compresión implica que  $\sigma > 0$ ;

$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ ; es la relación entre la tensión en la fibra más traccionada ( $<0$ ) y la tensión de la fibra más comprimida ( $>0$ ). Un valor  $\psi < -1$  implica tracciones mayores que compresiones. Dado que para evaluar secciones eficaces debe haber algo comprimido, se cumple siempre que  $\psi \leq 1$ .

$k_\sigma$  coeficiente de abolladura, definido en la EN 1993-1-5.

**Tricalc** realiza una comprobación de tensiones **considerando** las resistencias plásticas (mayores que las elásticas) propias de las secciones de clases 1 y 2. También se consideran las resistencias efectivas (menores que las elásticas) de las secciones de clase 4.

### Características de las secciones de clase 4

Las características de las secciones de clase 4 (secciones eficaces) se evalúan de acuerdo con el apartado 4.3 de la EN 1993-1-5:2006.

Ese apartado da dos alternativas para su cálculo:

- Obtención por separado ( $A_{\text{eff}}$  calculada con compresión uniforme, teniendo en cuenta la excentricidad  $e_N$  en secciones no simétricas) y  $W_{\text{eff}}$  (calculada en flexión simple para cada eje de flexión por separado).
- Obtención conjunta se la sección eficaz sometida a  $N_{\text{Ed}}$ ,  $M_{\text{Ed},y}$  y  $M_{\text{Ed},z}$  considerando  $e_{Ny}$  y  $e_{Nz}$ . Requiere un proceso iterativo.

En **Tricalc** se utiliza la segunda alternativa.

El ancho eficaz  $b_{ef}$  de la parte comprimida de ancho  $b_c$  de un elemento plano de ancho total  $\bar{b}$ , se calcula con:

$$b_{ef} = \rho \cdot b_c$$

siendo  $\rho$  un factor reductor que se calcula como:

- Elementos interiores (apoyados en otros en ambos extremos):

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \Rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

- Elementos en voladizo (apoyados en otros en uno de sus extremos):

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,748 \Rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,748 \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

Donde

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{t} \frac{1}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

Para una mayor aproximación, si la tensión de agotamiento de la sección es menor del límite elástico, puede abordarse un cálculo iterativo sustituyendo la esbeltez del elemento por una esbeltez reducida

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}}$$

Siendo

$\sigma_{com,Ed}$

máxima tensión de compresión del elemento calculada con la sección eficaz de la iteración anterior.

Para el cálculo de esfuerzos, tal como permite **EC3** como simplificación, **Tricalc** utiliza siempre las características brutas de las secciones.

El baricentro de la sección eficaz no coincidirá, en general, con el de la sección bruta, por lo que si existe axil, se producirán momento flectores adicionales que son tenidos en cuenta en la comprobación de secciones.

La distribución del ancho eficaz de cada rectángulo en que se divide la sección, así como el valor de  $k_\sigma$ , se establece en las tablas 4.1 y 4.2 de la EN 1993-1-5 (no reproducida en este documento). El programa **Tricalc** calcula las características de la sección eficaz (áreas, módulos resistentes, etc) en base a estos rectángulos eficaces, lo cual es una simplificación suficientemente aproximada.

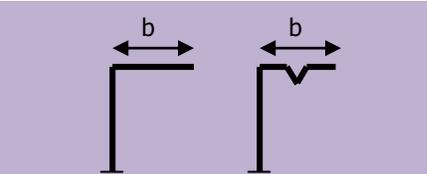
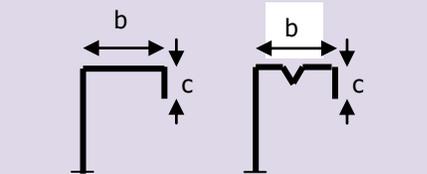
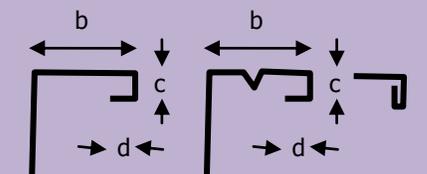
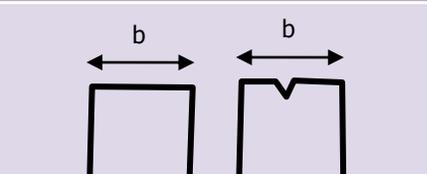
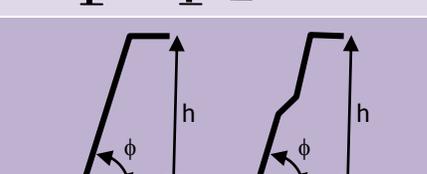
## Sección eficaz de perfiles abiertos conformados en frío

Para los perfiles abiertos conformados en frío, la EN 1993-1-3 define una sección eficaz de modo análogo al caso de perfiles laminados de clase 4. Su cálculo está basado en la sustitución de los rigidizadores de borde e interiores por resortes de rigidez adecuada para así calcular las zonas eficaces

de cada panel, mediante un sistema iterativo. Se remite al apartado 5.5 de la EN 1993-1-3:2006 para más información.

Los elementos planos (unidos mediante acuerdos cilíndricos) que conforman la sección, deben respetar las relaciones ancho / espesor máximas indicadas por la tabla 5.1 para que los criterios de esta parte del eurocódigo sean válidos. **Tricalc** comprueba estos rangos de validez, asignando el correspondiente error en caso de incumplimiento.

Tabla 5.1. Máximas relaciones ancho / espesor

Elementos de la sección	Límite máximo
	$b / t \leq 50$
	$b / t \leq 60$ $c / t \leq 50$
	$b / t \leq 90$ $c / t \leq 60$ $d / t \leq 50$
	$b / t \leq 500$
	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h / t \leq 500 \cdot \text{sen} \phi$

Nota: **c** se mide en perpendicular al elemento rigidizado aunque el rigidizador esté inclinado.

Para evitar el pandeo del propio rigidizador y para que rigidicen eficazmente, los rigidizadores deberían cumplir:

$$0,2 \leq c / b \leq 0,6$$

$$0,1 \leq d / b \leq 0,3$$

Si  $0,2 > c / b$  ó  $0,1 > d / b$ , ese tramo de rigidizador se debería ignorar (es decir, considerar que  $c = 0$  ó  $d = 0$ ).

## Resistencia de las secciones

Dependiendo del tipo de sección, se realizan distintas comprobaciones de acuerdo a la parte del **EC3** que les corresponda.

### Secciones laminadas, soldadas y de tubo estructural

De acuerdo con el apartado 6.2 de la EN 1993-1-1, para secciones laminadas en caliente, secciones formadas por chapas soldadas y secciones de tubo estructural laminadas en caliente o conformadas en frío, se realizan las siguientes comprobaciones.

#### Generalidades

Para los efectos de arrastre por cortante se remite a la EN 1993-1-5:2006, pero **Tricalc** no los tiene en cuenta.

La comprobación elástica, válida para cualquier clase de sección (las de clase 4, con la sección transversal reducida), puede realizarse, a falta de otra fórmula más ajustada, con la siguiente expresión conservadora, aplicada en el punto crítico de la sección:

$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo

$\sigma_{x,Ed}$	tensión longitudinal de cálculo en el punto considerado;
$\sigma_{z,Ed}$	tensión transversal de cálculo en el punto considerado;
$\tau_{Ed}$	tensión tangencial de cálculo en el punto considerado.

La resistencia plástica, como una aproximación conservadora válida para todas las clases de secciones, puede obtenerse basada en una suma lineal de los efectos de cada tensión. Para secciones de Clase 1, 2 ó 3 sometidas a axil y flexión, puede utilizarse la siguiente expresión:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

### Resistencia a tracción

En las secciones solicitadas a esfuerzo de tracción  $N_{Ed}$ , se debería comprobar:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

$$N_{t,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{t,Rd} \leq N_{u,Rd} = 0,90 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

donde A es el área bruta de la sección y  $A_{net}$  el área neta (igual al área bruta deduciendo los agujeros y aberturas).

### Resistencia a compresión sin pandeo

En las secciones solicitadas por un esfuerzo axial de compresión, se realiza la comprobación:

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$$

Siendo

- secciones de las Clases 1, 2 ó 3:  $N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ ;
- secciones de la Clase 4:  $N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ .

donde **A** es el área de la sección bruta y **A<sub>eff</sub>** el área de la sección eficaz.

### Resistencia a flexión

La resistencia a flexión simple de las secciones se verifica mediante la expresión:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

- La resistencia plástica de la sección bruta, para secciones de clase 1 o 2 será

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

- La resistencia elástica de la sección bruta, para secciones de clase 3 será

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

- La resistencia elástica de la sección eficaz, para secciones de clase 4 será

$$M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo

$W_{pl}$	módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión;
$W_{el}$	módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión;
$W_{eff}$	módulo elástico de la sección eficaz (correspondiente a la fibra con mayor tensión).

### Resistencia al esfuerzo transversal

El valor de cálculo del esfuerzo transversal se comprueba por medio de la expresión:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

En ausencia de torsión, la resistencia plástica a cortante es

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

donde **A<sub>v</sub>** es el área de corte a considerar en cada sección y en cada dirección. El valor se toma de los campos **A<sub>y</sub>** y **A<sub>z</sub>** de la base de perfiles. Se pueden utilizar las fórmulas indicadas en el apartado 6.2.6 del **EC-3** para modificar los valores de **A<sub>y</sub>** y **A<sub>z</sub>** contenidos en la base de perfiles.

### Resistencia a torsión

Si las deformaciones por distorsión pueden ser despreciadas, debería cumplirse que

$$T_{Ed} / T_{Rd} \leq 1$$

El torsor total de cálculo es la suma de dos efectos internos:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

Siendo

$T_{t,Ed}$	valor de cálculo de la torsión de St. Venant. En secciones abiertas (H, I, U,...) puede despreciarse;
------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------

$T_{w,Ed}$  valor de cálculo de la torsión de alabeo. En secciones huecas cerradas puede despreciarse.

La torsión produce las siguientes tensiones:

- $\tau_{t,Ed}$  tensiones tangenciales debidas a la torsión de St. Venant  $T_{t,Ed}$ ;
- $\sigma_{w,Ed}$  tensiones normales longitudinales debidas al bimomento  $B_{Ed}$ ;
- $\tau_{w,Ed}$  tensiones tangenciales debidas a la torsión por alabeo  $T_{w,Ed}$ .

Para cortante más torsión, la resistencia plástica a cortante,  $V_{pl,Rd}$ , se sustituye por  $V_{pl,T,Rd}$  de forma que

$$V_{Ed} / V_{pl,T,Rd} \leq 1$$

Para secciones en I ó H:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \cdot V_{pl,Rd}$$

Para secciones en U:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] \cdot V_{pl,Rd}$$

Para secciones huecas

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] \cdot V_{pl,Rd}$$

### Resistencia conjunta a flexión y cortante

Si  $V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$ , no es necesario reducir la resistencia a flexión (salvo lo que indique la EN 1993-1-5 sobre abolladura por cortante). Si por el contrario,  $V_{Ed} \geq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$ , la resistencia a flexión se calculará suponiendo en el área a cortante, un límite elástico reducido

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Siendo  $V_{pl,Rd}$  la resistencia a cortante. En lugar de reducir el límite elástico, también se puede reducir en la misma medida el espesor de la parte de sección correspondiente al área de cortante.

Si hay también torsión, se sustituye  $V_{pl,Rd}$  en las anteriores expresiones por  $V_{pl,T,Rd}$  (ver la comprobación a torsión).

Alternativamente, para secciones en I ó H bisimétricas con cortante y flexión en el plano del alma, el momento resistente es (con los ejes definidos en **EC3**)

$$M_{y,V,Rd} = \left( W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \not\geq M_{y,c,Rd}$$

$$A_w = h_w \cdot t_w$$

## Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones de Clase 1 y 2

En este caso, debe cumplirse la condición

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Siendo  $M_{N,Rd}$  la resistencia a flexión reducida por efecto del axil.

Para secciones **rectangulares macizas** sin agujeros para uniones, puede tomarse:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right], \text{ lo que equivale a } \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

Para secciones bisimétricas, u otras secciones con alas, no es necesario reducir  $M_{pl,y,Rd}$  (momento en el eje fuerte) por efecto del axil  $N_{Ed}$  si se cumple que

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Para secciones bisimétricas en I ó H, no es necesario reducir  $M_{pl,z,Rd}$  (momento en el eje débil) por efecto del axil  $N_{Ed}$  si se cumple que

$$N_{Ed} \leq h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Para secciones **bisimétricas en I ó H** soldadas o laminadas, puede tomarse:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0,5$$

$$n \leq a \rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$n > a \rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \{1 - [(n - a) / (1 - a)]^2\}$$

Para secciones **rectangulares huecas** de espesor constante y **dos U en cajón**, puede tomarse:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a_w) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5 \cdot a_f) \leq M_{pl,z,Rd}$$

$$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0,5; \text{ para 2 U en cajón}$$

$$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t) / A \leq 0,5; \text{ para secciones huecas}$$

$$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A \leq 0,5; \text{ para 2 U en cajón}$$

$$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t) / A \leq 0,5; \text{ para secciones huecas}$$

Para flexión en ambos ejes con axil puede utilizarse el siguiente criterio:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Siendo  $\alpha$  y  $\beta$ :

- De manera conservadora:  $\alpha = \beta = 1$
- Secciones en I ó H:  $\alpha = 2; \beta = \max \{1; 5 \cdot n\}$

- Secciones huecas circulares:  $\alpha = \beta = 2$ , con  $M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n^{1,7})$
- Secciones huecas rectangulares:  $\alpha = \beta = \min \{6; 1,66 / (1 - 1,13 \cdot n^2)\}$

En el caso más conservador, con  $\alpha = \beta = 1$  y  $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n)$ , la comprobación anterior queda:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

---

### Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones de Clase 3

---

En ausencia de cortante, la tensión longitudinal máxima debe ser:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

Lo que equivale a la expresión:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,z,Rd}} \leq 1$$

---

### Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones de Clase 4

---

En ausencia de cortante, la tensión longitudinal máxima de la sección reducida debe ser:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

De forma simplificada, puede sustituirse por la siguiente expresión:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{W_{eff,z,min}} \right) \cdot \frac{1}{f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

Siendo

$A_{eff}$	área de la sección transversal reducida;
$W_{eff,min}$	módulo resistente de la sección transversal reducida (correspondiente a la fibra con mayor tensión elástica);
$e_N$	desplazamiento del centro de gravedad de la sección transversal reducida;

**Nota:** Si bien el apartado 6.2.9.3 de la EN 1993-1-1 indica que  $A_{eff}$  y  $e_N$  deberían calcularse en compresión simple mientras que  $W_{eff,min}$  debería calcularse en flexión simple en el eje considerado, el párrafo 4.3(4) de la EN 1993-1-5 permite obtener los tres valores en la combinación de esfuerzos ( $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  y  $M_{z,Ed}$ ) en estudio. **Tricalc** adopta este último criterio, que consideramos más acertado y está en consonancia con otras normas similares (CTE DB SE-A, por ejemplo).

---

### Resistencia conjunta a flexión, esfuerzo cortante y esfuerzo axil

---

Si  $V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$ , no es necesario reducir la resistencia conjunta a axil más flexión de apartados anteriores (salvo lo que indique la EN 1993-1-5 sobre abolladura del alma por cortante). Si por el contrario,  $V_{Ed} \geq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$ , la resistencia a flexión se calculará suponiendo en el área a cortante, un límite elástico reducido

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

En lugar de reducir el límite elástico, también se puede reducir en la misma medida el espesor de la parte de sección correspondiente al área de cortante.

### Resistencia a compresión con pandeo

En las barras solicitadas por un esfuerzo axial de compresión, se realiza la comprobación:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

- Se modifica la resistencia de cálculo a pandeo de una pieza comprimida, que será:

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

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

donde:

$\chi$	coeficiente de reducción del modo de pandeo a considerar. Para $\bar{\lambda} \leq 0,2$ o $N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$ , no es necesario considerar el pandeo, por lo que puede adoptarse $\chi = 1$ . En piezas de sección uniforme y axil de compresión constante, se puede utilizar la expresión:
--------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

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

$$\phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{(A \text{ ó } A_{eff}) \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{(A \text{ ó } A_{eff}) \cdot f_y}{E \cdot I}}$$

$\alpha$	coeficiente de imperfección, dependiente de la curva de pandeo ( $a_0$ , a, b, c ó d) considerada y el tipo de sección, de acuerdo con las tablas 6.1 y 6.2 de la EN 1993-1-1;
$N_{cr}$	$= [\pi / L_{cr}]^2 \cdot E \cdot I$ , esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado, calculado con la sección bruta;
E	módulo de elasticidad;
$L_{cr}$	longitud de pandeo en el plano considerado;
I	módulo de inercia en el plano considerado de la sección bruta.

Cuando se desactiva la opción **Comprobar PANDEO** de la caja **Cálculo>Secciones>Opciones...** se toma el valor  $\chi_y = \chi_z = 1$ . Cuando se desactiva las opciones **Esbeltez Yp** o **Esbeltez Zp** de la función **Cálculo>Secciones> Opciones...** se toma  $\chi_y = 1$  ó  $\chi_z = 1$ .

### Resistencia a flexión compuesta con pandeo

Las secciones sometidas a compresión más flexión en ambos ejes con pandeo, cumplirán lo indicado a continuación. Para este apartado las secciones se clasifican en:

- Elementos no susceptibles de deformación torsional. Secciones huecas circulares o con torsión impedida;
- Elementos susceptibles de deformación torsional. Secciones abiertas o con torsión no impedida.

Deberían cumplirse las siguientes expresiones (6.61) y (6.62):

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \right) \cdot \gamma_{M1} \leq 1$$

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \right) \cdot \gamma_{M1} \leq 1$$

En todos los casos, las expresiones son las de **EC-3**, en las que el eje yy de la sección corresponde al Zp de **Tricalc**, y el eje zz corresponde al Yp de **Tricalc**.

$N_{Rk}$	$= f_y \cdot A_i$ ;
$M_{i,Rk}$	$= f_y \cdot W_i$ ;
$N_{Ed}$ , $M_{y,Ed}$ , $M_{z,Ed}$	son el axil y los momentos máximos de cálculo a lo largo del elemento;
$\chi_y$ , $\chi_z$	coeficientes reductores para pandeo por flexión;
$\chi_{LT}$	coeficiente reductor para pandeo lateral; será $\chi_{LT} = 1$ en elementos no susceptibles a deformación torsional;
$k_{yy}$ , $k_{yz}$ , $k_{zy}$ , $k_{zz}$	factores de interacción, calculados según el anexo A ó el anexo B de la EN 1993-1-1. El anexo nacional puede escoger como válido uno de los dos. En <b>Tricalc</b> se utiliza el método del anexo B, por su mayor similitud con la norma española CTE DB SE-A;
$A_i$ , $W_i$ , $\Delta M_{i,Ed}$	de acuerdo a la tabla siguiente:

Clase	1 y 2	3	4
$A_i$	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$

## Tablestacas

De acuerdo con el apartado 5.2 de la EN 1993-5, para tablestacas laminadas en caliente, se realizan las siguientes comprobaciones. Las tablestacas tienen la particularidad de que se considera que sólo flexan en el plano perpendicular a la pantalla y no son sensibles al pandeo lateral.

### Resistencia a compresión simple sin pandeo de Tablestacas

La comprobación a axil sería:

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

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

## Resistencia a flexión simple de Tablestacas

---

En flexión simple debería cumplirse:

$$M_{Ed} \leq M_{C,Rd}$$

En donde

$$\text{Clase 1 ó 2: } M_{C,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$\text{Clase 3: } M_{C,Rd} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$\text{Clase 4: } M_{C,Rd} = \beta_B \cdot W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo

$\beta_B$  factor que tiene en cuenta la transmisión de cortante en los enlaces entre piezas, de forma que:  
 = 1 en secciones Z (o de triple U)  
 ≤ 1 en secciones U (o de doble U). Los perfiles en U de la base de datos suministrada por **Tricalc**, de acuerdo con las especificaciones de profi-IARBED, están siempre conectadas de forma que  $\beta_B = 1$ .

## Resistencia a cortante de Tablestacas

---

El cortante debería resistirse por las almas, con:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot f_y / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M0})$$

$$A_V = t_w \cdot (h - t_f)$$

Siendo

$A_V$  proyección del área del alma en la dirección del cortante;  
 $h$  canto total de la pantalla;  
 $t_f$  espesor del ala;  
 $t_w$  espesor del alma. En el caso de espesor variable, se toma el menor espesor del alma excluidas las zonas de conexión (en secciones U).

En **Tricalc** se utiliza como  $A_V$  el dato de  $A_y$  de la base de tablestacas, calculado de acuerdo con la expresión anterior.

## Resistencia a pandeo por cortante de Tablestacas

---

Debería verificarse el pandeo por cortante si

$$c / t_w > 72 \cdot \varepsilon$$

En ese caso, la resistencia a pandeo por cortante será

$$V_{b,Rd} = (h - t_f) \cdot t_w \cdot f_{bv} / \gamma_{M0}$$

Siendo

$c$  anchura del alma;  
 =  $(h - t_f) / \sin \alpha$  para secciones Z;  
 =  $(h - t_f) / (2 \cdot \sin \alpha)$  para secciones U;  
 $\alpha$  ángulo entre el alma y el ala;

$f_{bv}$  calculado de acuerdo a la tabla 6.1 de la EN 1993-1-3 para alma sin rigidizadores en apoyos y esbeltez

$$\bar{\lambda} = 0,346 \frac{c}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

### Resistencia conjunta a flexión y cortante

Si  $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ , entonces la resistencia a flexión  $M_{c,Rd}$  se sustituye por una resistencia reducida  $M_{V,Rd}$ :

$$M_{V,Rd} = \left( \beta_B \cdot W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w \cdot \sin \alpha} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \not\geq M_{c,Rd}$$

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$$

### Tablestacas sometidas a flexión, cortante y axil

Para flexión más axil no es necesario comprobar el pandeo si

$$N_{Ed} \leq 0,04 \cdot N_{cr}$$

$$N_{cr} = E \cdot I \cdot \beta_D \cdot \pi^2 / \ell^2$$

Siendo

$N_{cr}$	carga crítica elástica teniendo en cuenta sólo compresiones;
$\beta_D$	factor reductor debido a la eficacia de las uniones entre piezas; = 1 en secciones Z (o de triple U) ≤ 1 en secciones U (o de doble U). Los perfiles en U de la base de datos suministrada por <b>Tricalc</b> , de acuerdo con las especificaciones de perfilARBED, están siempre conectadas de forma que $\beta_D = 1$ ;
$\ell$	longitud de pandeo de acuerdo con la figura 5-2 o 5-3: se consideran los anclajes y puntales como apoyos así como el extremo inferior de la pantalla (base libre). $\ell$ será entonces la longitud del tramo mayor en que queda dividida la pantalla (en el caso de pantalla empotrada en la base la longitud del último tramo se reducirá un 30%).

**Nota:** En **Tricalc**, la longitud de pandeo es la longitud entre puntos de momento nulo, que es la definición general de longitud de pandeo; pero no se tiene en cuenta el pandeo si el cálculo de la pantalla es en 2º orden, de acuerdo con lo establecido en la EN 1993-1-1.

Si se necesita comprobar el pandeo, para secciones de Clase 1, 2 y 3 debería cumplirse la siguiente expresión:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} + 1,15 \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M0}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo

$M_{c,Rd}$	momento resistente de acuerdo con los apartados anteriores;
$\chi$	coeficiente de pandeo según EN 1993-1-1 para la curva de pandeo 'd' y esbeltez

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

La comprobación de axil más momento sin considerar pandeo, se basa en comprobar a flexión simple con un momento resistente reducido,  $M_{N,Rd}$ :

- Secciones Z de clase 1 y 2:

$$M_{N,Rd} = 1,11 \cdot M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$$

- Secciones U de clase 1 y 2:

$$M_{N,Rd} = 1,33 \cdot M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$$

- Secciones de clase 3:

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd}$$

- Secciones clase 4: en este caso, la comprobación es:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Esta reducción no es necesario realizarla si se cumple que:

- Secciones Z de clase 1 y 2; secciones U de clase 3:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,10$$

- Secciones U de clase 1 y 2:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,25$$

Si además, hay cortante tal que  $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ , la comprobación de axil más flexión se realizará asumiendo para el área de cortante (el alma) un límite elástico reducido

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$$

## Perfiles abiertos conformados en frío

De acuerdo con el apartado 6 de la EN 1993-1-3, para secciones abiertas conformadas en frío, se realizan las siguientes comprobaciones.

Como se ha indicado en el apartado correspondiente a "Materiales", en **Tricalc** no se considera el posible aumento del límite elástico como consecuencia del proceso de conformado (apartado 3.2.2 de la EN 1993-1-3), considerándose por tanto que  $f_{ya} = f_{yb}$  (lo cual está del lado de la seguridad).

**Tricalc** tampoco considera los fenómenos derivados del 'arrastre por cortante'.

## Resistencia a tracción simple

La resistencia a tracción simple debería obtenerse con:

$$N_{t,Rd} = f_{ya} \cdot A_g / \gamma_{M0}$$

Siendo

$A_g$

el área de la sección bruta;

$f_{ya}$

límite elástico incrementado medio.

## Resistencia a compresión simple

La resistencia a compresión simple debería obtenerse como:

- Si  $A_{\text{eff}} < A_g$ :

$$N_{c,Rd} = f_{yb} \cdot A_{\text{eff}} / \gamma_{M0}$$

- Si  $A_{\text{eff}} = A_g$ :

$$N_{c,Rd} = A_g \cdot \left[ f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left( 1 - \bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0} \right) \right] / \gamma_{M0} \neq A_g \cdot f_{ya} / \gamma_{M0}$$

Dado que en **Tricalc**  $f_{ya} = f_{yb}$ , la expresión anterior queda:

$$N_{c,Rd} = f_{yb} \cdot A_g / \gamma_{M0}$$

Siendo

$A_{\text{eff}}$	área efectiva de la sección considerando una tensión de compresión de valor $\sigma_{\text{com,Ed}} = f_{yb}$ ;
$f_{yb}$	límite elástico básico.

## Resistencia a flexión

Aunque el apartado 6.1.4 de la EN 1993-1-3 permite una plastificación parcial de las alas, **Tricalc** no lo considera (lo cual está del lado de la seguridad). Por tanto, la resistencia a flexión simple se obtiene con:

- Si  $W_{\text{eff}} < W_{\text{el}}$ :

$$M_{c,Rd} = W_{\text{eff}} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

- Si  $W_{\text{eff}} = W_{\text{el}}$ :

$$M_{c,Rd} = W_{\text{el}} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

Siendo

$W_{\text{eff}}$	módulo efectivo calculado con la sección eficaz.
------------------	--------------------------------------------------

Para flexión en ambos ejes, puede usarse la expresión:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$$

## Resistencia a cortante

La resistencia de cálculo a cortante debería calcularse como:

$$V_{b,Rd} = h_w \cdot t \cdot f_{bv} / (\gamma_{M0} \cdot \text{sen } \phi)$$

Siendo

$f_{bv}$	resistencia a cortante considerando el pandeo, según tabla 6.1 (en <b>Tricalc</b> se considera el caso de alamas sin rigidizadores en apoyos);
$h_w$	altura del alma entre las líneas medias de las alas;
$\phi$	ángulo entre alma y ala.

Tabla 6.1: Resistencia a cortante con pandeo  $f_{bv}$

Esbeltez relativa del alma	Alma sin rigidizadores en apoyos	Alma con rigidizadores en apoyos
----------------------------	----------------------------------	----------------------------------

$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 \cdot f_{yb}$	$0,58 \cdot f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

La esbeltez relativa del alma se calcula como:

- Alma sin rigidizadores interiores

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

- Alma con rigidizadores interiores

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5,34 \cdot f_{yb}}{k_r \cdot E}} \geq 0,346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

Siendo

$k_r$	$= 5,34 + (2,10 / t) \cdot (\sum I_s / s_d)^{1/3}$
$I_s$	momento de inercia de cada rigidizador: momento de inercia del rigidizador (de longitud $s_a$ ) más dos trozos de alma adyacentes, de longitud $s_{eff,1}$ cada uno, respecto a un eje paralelo al plano del alma por el baricentro del rigidizador (el ángulo entre ambos trozos de alma se desprecia);
$s_d$	altura del alma desarrollada (longitud de su línea media);
$s_p$	longitud del trozo plano del alma más largo;
$s_w$	altura del alma: distancia entre los puntos medios de las esquinas de unión con las alas medida en paralelo a los trozos planos de alma.

### Resistencia a momento torsor

La tensión normal,  $\sigma_{tot,Ed}$ , debida a axiles y momentos aplicados debería evaluarse con la sección efectiva. Sin embargo, la tensión tangencial,  $\tau_{tot,Ed}$ , debida a cortantes, torsión uniforme de St. Venant y alabeo debería evaluarse con la sección bruta.

Las siguientes expresiones deberían cumplirse:

$$\sigma_{tot,Ed} \leq f_{ya} / \gamma_{M0}$$

$$\tau_{tot,Ed} \leq f_{ya} / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M0})$$

$$(\sigma_{tot,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{tot,Ed}^2)^{0,5} \leq 1,1 \cdot f_{ya} / \gamma_{M0}$$

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mz,Ed}$$

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{Vy,Ed} + \tau_{Vz,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed}$$

Siendo

$\sigma_{My,Ed}$	tensión normal de cálculo debida a $M_{y,Ed}$ (utilizando la sección eficaz);
$\sigma_{Mz,Ed}$	tensión normal de cálculo debida a $M_{z,Ed}$ (utilizando la sección eficaz);
$\sigma_{N,Ed}$	tensión normal de cálculo debida a $N_{Ed}$ (utilizando la sección eficaz);
$\tau_{Vy,Ed}$	tensión tangencial de cálculo debida a $V_{y,Ed}$ (utilizando la sección bruta);

$\tau_{Vz,Ed}$	tensión tangencial de cálculo debida a $V_{z,Ed}$ (utilizando la sección bruta);
$\tau_{t,Ed}$	tensión tangencial de cálculo debida a la torsión uniforme de St. Venant (utilizando la sección bruta);
$\tau_{w,Ed}$	tensión tangencial de cálculo debida al alabeo (utilizando la sección bruta).

### Resistencia a pandeo por flexión

El axil resistente,  $N_{b,Rd}$ , debería calcularse según EN 1993-1-1 pero con la curva de pandeo de la tabla 6.3 de la EN 1993-1-3.

### Resistencia a pandeo por torsión y por flexo – torsión

En secciones abiertas con simetría puntual puede producirse un pandeo por torsión antes que por flexión. En secciones abiertas con un eje de simetría puede producirse un pandeo por flexo – torsión antes que por flexión. En secciones abiertas no simétricas puede producirse pandeo por torsión o por flexo – torsión antes que por flexión.

Estos pandeos se estudian según el apartado 6.3.1.1 de la EN 1993-1-1, con la curva de pandeo según  $z - z$  de la tabla 6.3 de la EN 1993-1-3.

La fuerza crítica elástica para pandeo por torsión de vigas biapoyadas puede tomarse como:

$$N_{cr,T} = (G \cdot I_t + \pi^2 \cdot E \cdot I_w / \ell_T^2) / i_0^2$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2$$

Siendo

G	módulo de rigidez transversal;
$I_t$	inercia a torsión de la sección bruta;
$I_w$	módulo de alabeo de la sección bruta;
$i_y$	radio de giro de la sección bruta respecto al eje $y - y$ ;
$i_z$	radio de giro de la sección bruta respecto al eje $z - z$ ;
$\ell_T$	longitud de pandeo para pandeo por torsión o flexo – torsión, calculada teniendo en cuenta el grado de restricción al giro y alabeo en ambos extremos de la barra, de longitud total $L_T$ ;
$y_0, z_0$	coordenadas del centro de cortantes respecto al baricentro de la sección bruta.

Para secciones bisimétricas ( $y_0 = z_0 = 0$ ) el axil crítico elástico de pandeo por flexo – torsión sería:

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T} \text{ con } N_{cr,T} < N_{cr,y} \text{ y } N_{cr,T} < N_{cr,z}$$

Para secciones simétricas respecto a  $y - y$  ( $z_0 = 0$ ) el axil crítico elástico de pandeo por flexo – torsión sería:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2 \cdot \beta} \left( 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \cdot \left( \frac{y_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right)$$

$$\beta = (y_0 / i_0)^2$$

## Resistencia al pandeo lateral

El programa realiza de forma opcional la comprobación a pandeo lateral para la flexión en el plano del alma (eje fuerte), de forma que debería cumplirse:

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1$$

Si el ala comprimida está suficientemente arriostrada o la sección es hueca circular o cuadrada, no hay sensibilidad a pandeo lateral.

La resistencia de cálculo al pandeo lateral de una viga o diagonal no arriostrada lateralmente será:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Donde

$W_y$	= $W_{pt,y}$ en secciones de las Clases 1 y 2; = $W_{et,y}$ en secciones de la Clase 3; = $W_{eff,y}$ en secciones de la Clase 4;
$\chi_{LT}$	coeficiente de reducción correspondiente al pandeo lateral. El valor $\chi_{LT}$ se obtiene mediante:
	$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \not\geq \begin{cases} 1 \\ 1/\bar{\lambda}_{LT}^2 \end{cases}$ $\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4, \text{ salvo lo indicado en el anexo nacional}$ $\beta = 0,75, \text{ salvo lo indicado en el anexo nacional}$

El valor del coeficiente de imperfección  $\alpha_{LT}$  para pandeo lateral será el indicado en la tabla 6.3 de **EC-3**, en base a la curva de pandeo definida en la tabla 6.5 de **EC-3**.

Para tener en cuenta la distribución de momentos flectores a lo largo de la viga,  $\chi_{LT}$  se sustituye por:

$$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f \leq 1$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \not\geq 1$$

El valor de  $k_c$  puede obtenerse de la tabla 6.5 de la EN 1993-1-1 y varía entre 0,60 (que corresponde a una ley lineal de momentos entre  $+M_{Ed}$  y  $-M_{Ed}$ ) y 1,0 (correspondiente a momento constante).

El valor de  $\bar{\lambda}_{LT}$  se determina mediante:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

Donde

$M_{cr}$	momento crítico elástico de pandeo lateral.
----------	---------------------------------------------

Si  $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$  o  $M_{Ed} / M_{cr} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ , o la viga está suficientemente arriostrada, no será necesario considerar el pandeo lateral.

Para determinar  $M_{cr}$ , el Eurocódigo 3 no indica nada. En su lugar, el programa utiliza el apartado 6.3.3.3 de la norma española CTE DB SE-A de 2006.

En el caso de existir un axil de tracción, se realizará la misma comprobación, pero con un momento flector equivalente,  $M_{eff,Ed}$  de valor:

$$M_{eff,Ed} = W_{com} \cdot \sigma_{com,Ed}$$

$$\sigma_{com,Ed} = M_{Ed}/W_{com} - N_{t,Ed}/A$$

Donde

$W_{com}$	módulo resistente respecto a la fibra extrema comprimida, que en el programa se toma igual a $W_z$ ;
$N_{t,Ed}$	axil de tracción (>0).

En el caso de secciones abiertas conformadas en frío, la comprobación de pandeo lateral puede realizarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left( \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1$$

## Comprobación de la abolladura del alma por cortante

La abolladura del alma por cortante (también denominado pandeo por cortante) se estudia tanto para perfiles laminados o soldados como para perfiles abiertos conformados en frío.

### Perfiles laminados o soldados

El programa realiza la comprobación a la abolladura del alma por cortante en vigas laminadas o soldadas de acuerdo a los apartados 5, 6 y 9 de la EN 1993-1-5.

Es necesario comprobar la resistencia a la abolladura de almas no rigidizadas con esbelteces  $h_w / t > 72 \cdot \varepsilon / \eta$  y de almas rigidizadas con esbelteces  $h_w / t > 31 \cdot \varepsilon \cdot k_\tau^{0,5} / \eta$ , siendo

$\varepsilon$	$= (235 / f_y)^{0,5}$ , con $f_y$ en MPa;
$h_w$	canto del alma;
$k_\tau$	coeficiente mínimo de pandeo por cortante del panel de alma;
$\eta$	$= 1,20$ para $f_y \leq 460$ MPa, salvo lo indique el Anexo Nacional; $= 1,00$ para $f_y > 460$ MPa, salvo lo indique el Anexo Nacional.

La resistencia a la abolladura se determina entonces mediante:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \eta \cdot f_y \cdot h_w \cdot t / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \cdot f_y \cdot h_w \cdot t / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

Siendo

$V_{bw,Rd}$	Contribución del alma a la resistencia a cortante;
$V_{bf,Rd}$	Contribución de las alas al cortante (no es tenido en cuenta por <b>Tri-calc</b> ).

Para almas con rigidizadores transversales sólo en apoyos, y almas con rigidizadores transversales intermedios y/o longitudinales,  $\chi_w$  se obtiene con la tabla 5.1 (**Tricalc** considera el caso de 'Poste no rígido de final').

Tabla 5.1. Contribución del factor  $\chi_w$  del alma en la resistencia a pandeo por cortante

Esbeltez modificada	Poste rígido de final	Poste no rígido de final
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Para calcular la esbeltez modificada del alma, puede utilizarse:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_{cr}}} = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}$$

Siendo

---

$\bar{\lambda}_w$	esbeltez del alma;
$\tau_{cr}$	tensión tangencial crítica de abolladura;
$k_\tau$	coeficiente de abolladura para tensión tangencial, de valor:

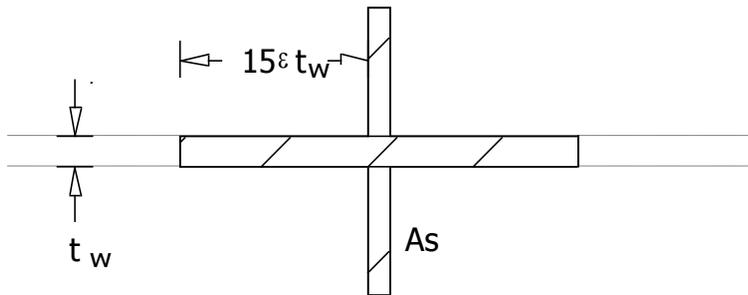
---

- Si hay rigidizadores sólo en ambos extremos de la barra,  $k_\tau = 5,34$ .
- Si hay rigidizadores intermedios, a distancia 'a', con  $a / h_w < 1$ ,  $k_\tau = 4 + 5,34 / (a/h_w)^2$ .
- Si hay rigidizadores intermedios, a distancia 'a', con  $a / h_w \geq 1$ ,  $k_\tau = 5,34 + 4 / (a/h_w)^2$ .

Los rigidizadores deben dimensionarse a pandeo para un esfuerzo de compresión de valor:

$$V_{Ed} - \frac{f_y \cdot h_w \cdot t}{\gamma_{M1} \cdot \bar{\lambda}_w^2 \cdot \sqrt{3}}$$

Para calcular la resistencia a pandeo, con la curva de pandeo c y una longitud de pandeo  $\ell=0,75 \cdot h_w$ , se toma como sección de cálculo la de la figura



Además, el momento de inercia de un rigidizador cumplirá:

- si  $a/h_w < 2^{1/2} \rightarrow I_s \geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3 / a^2$
- si  $a/h_w \geq 2^{1/2} \rightarrow I_s \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3$

## Perfiles abiertos conformados en frío

El programa realiza la comprobación a la abolladura del alma por cargas transversales locales en vigas conformadas en frío de acuerdo al apartado 6.1.7 de la EN 1993-1-3.

Para evitar la abolladura, rotura o pandeo del alma por cargas o reacciones aplicadas en las alas, se debe verificar que:

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}$$

Siendo

$F_{Ed}$	la carga local transversal;
$R_{w,Rd}$	resistencia local transversal del alma.

No se contempla en este caso la posibilidad de añadir rigidizadores transversales de alma, por lo que simplemente se comprueba que la sección verifica la condición anterior.

En **Tricalc**, se asume el caso de que la carga o reacción  $F_{Ed}$  está a un solo lado (ala superior o ala inferior) de la viga, sin carga o reacción próxima en el ala opuesta.

## Secciones con un solo alma sin rigidizadores interiores

Este apartado también vale para 2U o 2C unidas para formar una I, aunque en este caso,  $R_{w,Rd}$  corresponde a cada alma.

Además de la condición de resistencia, se debería cumplirse que:

$$h_w / t \leq 200$$

$$r / t \leq 6$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

Siendo

$h_w$	altura del alma, entre las líneas medias de las alas;
$r$	radio interior de los acuerdos cilíndricos;
$\phi$	ángulo entre alas y alma (en las secciones conformadas en frío actualmente disponibles en <b>Tricalc</b> , es siempre $90^\circ$ ).

La resistencia de cada alma será (siendo  $s_s$  la longitud de apoyo, que **Tricalc** considera 50 mm y  $c$  la distancia de la carga o reacción al extremo de la viga):

- Secciones no simétricas respecto al eje débil
  - ♦  $c \leq 1,5 \cdot h_w$  (carga próxima al extremo libre de la viga)
    - Alas con rigidizadores

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left( 9,04 - \frac{h_w}{60t} \right) \left( 1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right) t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- Alas sin rigidizadores, con  $s_s / t \leq 60$

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left( 5,92 - \frac{h_w}{132t} \right) \left( 1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right) t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- Alas sin rigidizadores, con  $s_s / t > 60$

$$R_{w,Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left( 5,92 - \frac{h_w}{132 \cdot t} \right) \left( 0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- ♦  $c > 1,5 \cdot h_w$  (carga alejada del extremo libre de la viga)

- $s_s / t \leq 60$

$$R_{w,Rd} = k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \left( 14,7 - \frac{h_w}{49,5 \cdot t} \right) \left( 1 + 0,007 \frac{s_s}{t} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- $s_s / t > 60$

$$R_{w,Rd} = k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \left( 14,7 - \frac{h_w}{49,5 \cdot t} \right) \left( 0,75 + 0,011 \frac{s_s}{t} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

■ Secciones simétricas respecto al eje débil

- ♦  $c \leq 1,5 \cdot h_w$  (carga próxima al extremo libre de la viga)

$$R_{w,Rd} = k_7 \cdot \left( 8,8 + 1,1 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

- ♦  $c > 1,5 \cdot h_w$  (carga alejada del extremo libre de la viga)

$$R_{w,Rd} = k_5^* \cdot k_6 \cdot \left( 13,2 + 2,87 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right) \cdot t^2 \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

Siendo

$$k_1 = 1,33 - 0,33 \cdot k$$

$$k_2 = 1,15 - 0,15 \cdot r / t, \text{ con } 0,50 \leq k_2 \leq 1,00$$

$$k_3 = 0,70 + 0,30 \cdot (\phi / 90)^\circ$$

$$k_4 = 1,22 - 0,22 \cdot k$$

$$k_5 = 1,06 - 0,06 \cdot r / t \leq 1,0$$

$$k_5^* = 1,49 - 0,53 \cdot k \geq 0,6$$

$$k_6 = 0,88 - 0,12 \cdot t / 1,9$$

$$s_s / t < 150 \rightarrow k_7 = 1 + s_s / (750 \cdot t)$$

$$s_s / t \geq 150 \rightarrow k_7 = 1,20$$

$$k = f_{yb} / 228 \text{ MPa}$$

### Secciones con dos o más almas sin rigidizadores interiores

Este apartado se aplica por ejemplo a perfiles conformados omega.

Además de la condición de resistencia, se debería cumplirse que:

$$h_w / t \leq 200 \cdot \text{sen } \phi$$

$$r / t \leq 10$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

Siendo

$h_w$	altura del alma, entre las líneas medias de las alas;
$r$	radio interior de los acuerdos cilíndricos;
$\phi$	ángulo entre alas y alma (en las secciones conformadas en frío actualmente disponibles en <b>Tricalc</b> , es siempre $90^\circ$ ).

La resistencia de cada alma será entonces:

$$R_{w,Rd} = \alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb}} \cdot E \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,02 \cdot l_a}{t}}\right) \cdot \left[2,4 + \left(\frac{\phi}{90}\right)^2\right] \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

Los valores de  $l_a$  y  $\alpha$  se basan en la categoría de la sección, correspondiendo la categoría 1 al caso deargas o reacciones próximas al borde de la viga ( $c \leq 1,5 \cdot h_w$ ). En el caso de **Tricalc**, se considera

$$l_a = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Categoría 1} \rightarrow \alpha = 0,057$$

$$\text{Categoría 2} \rightarrow \alpha = 0,115$$

## Resistencia al fuego

La resistencia al fuego de los elementos de acero calculados con Eurocódigo 3, se comprueba de acuerdo con la EN 1993-1-2:2005 + AC:2009.

**Nota:** Existe una incongruencia entre la nomenclatura utilizada en la EN 1992-1-2 y la EN 1993-1-2, de forma que para en lo que en una es  $X_{d,fi}$  en la otra es  $X_{fi,d}$ . En este documento se usan ambas formas indistintamente.

## Reglas generales y campo de aplicación

El método usado cubre resistencias al fuego de hasta 240 minutos.

El criterio de resistencia se satisface si se cumple la ecuación (2.3):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi,t} \leq 1$$

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

Siendo

$E_d$	es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 6.4.3.2 de la EN 1990);
$E_{d,fi}$	es el efecto de las acciones en situación de incendio;
$R_{d,fi,t}$	es la resistencia en situación de incendio en el instante $t$ ;
$\eta_{fi}$	factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

El nivel de carga,  $\eta_{fi}$ , se obtiene mediante las expresiones

- Para las combinaciones obtenidas mediante la expresión (6.10) de la EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- Para las combinaciones obtenidas mediante las expresiones (6.10a) y (6.10b) de la EN 1990, el menor de las siguientes expresiones:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Como simplificación puede usarse el valor  $\eta_{fi} = 0,65$ , excepto para áreas de almacenamiento (Categoría de carga E), donde se recomienda un valor de 0,7. En **Tricalc**, este dato se define en las opciones de comprobación a fuego.

## Propiedades de los materiales

---

---

Para evaluar la resistencia en situación de incendio, algunas de las características del acero varían en función de la temperatura alcanzada. De esta forma, se establecen los siguientes coeficientes:

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$$

$$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$$

$$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$$

Siendo

$f_{y,\theta}$	límite elástico del acero en función de su temperatura;
$f_{p,\theta}$	tensión a partir de la cual se curva la línea tensión – deformación del acero, en función de su temperatura (a temperatura normal, 20°, es 1);
$E_{a,\theta}$	módulo de elasticidad del acero en función de su temperatura.

Tabla 3.1: Coeficientes reductores para el acero a elevadas temperaturas

Temperatura del acero $\theta_a$	Coeficientes reductores a la temperatura $\theta_a$ relativos al valor a 20°C		
	$k_{y,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

### Clasificación de las secciones

Para las comprobaciones relativas a esta parte EN 1993-1-2, las secciones pueden ser clasificadas como a temperatura normal con un valor reducido para  $\varepsilon$  de valor

$$\varepsilon = 0,85 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$$

Siendo  $f_y$  el límite elástico del acero a temperatura normal en MPa.

### Modelos de cálculo

Para las secciones de Clase 1, 2 o 3 calculadas con la EN 1993-1-1, **Tricalc** utiliza el modelo expuesto en el apartado 4.2.3 de la EN 1993-1-2 (véase el apartado 'Cálculo de la resistencia a fuego' a continuación).

Para las secciones de Clase 1, 2 o 3 calculadas con otras normativas (la española NBE EA-95 y las americanas de México D.F., México-USA, Argentina, Brasil y Chile), **Tricalc** utiliza el modelo (más simplificado) expuesto en el apartado 4.2.4 de la EN 1993-1-2 (véase el apartado 'Cálculo de la temperatura crítica' a continuación).

Para las secciones de Clase 4 y secciones abiertas conformadas en frío, de acuerdo con el apartado 4.2.3.6 de la EN 1993-1-2, basta comprobar que la temperatura del acero no alcanza el valor  $\theta_{crit}$ , que, salvo lo que indique el anexo nacional, puede tomarse como  $\theta_{crit} = 350^\circ$ .

### Cálculo de la resistencia a fuego

El coeficiente de seguridad para la situación de incendio,  $\gamma_{Mfi}$ , salvo lo indicado en el anexo nacional, puede tomarse de valor 1,0, que es el valor adoptado por **Tricalc**.

Como se ha indicado en el apartado 'Modelos de cálculo', este apartado se aplica para las secciones de Clase 1, 2 o 3 calculadas con la EN 1993-1-1.

### Resistencia a tracción

La resistencia de diseño de un elemento a tracción con una temperatura uniforme  $\theta_a$  debería ser determinada mediante:

$$N_{\bar{n},\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{M\bar{n}})$$

Siendo

$N_{Rd}$  resistencia de diseño de la sección a tracción a temperatura normal, de acuerdo con EN 1993-1-1.

### Resistencia a compresión con pandeo

La resistencia de diseño de un elemento a compresión y pandeo con una temperatura uniforme  $\theta_a$  debería ser determinada mediante:

$$N_{\bar{n},\bar{n},t,Rd} = \chi_{\bar{n}} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M\bar{n}}$$

Siendo

$\chi_{\bar{n}}$  el coeficiente reductor para pandeo en situación de incendio;

El valor de  $\chi_{\bar{n}}$  será el menor de los calculados en cada eje de flexión. Su valor para cada eje puede determinarse mediante:

$$\chi_{\bar{n}} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \not\geq 1$$

$$\phi_{\theta} = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2]$$

$$\alpha = 0,65 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

La longitud de pandeo de un pilar para situación de incendio debería determinarse como para temperatura normal. Para una mayor precisión podría tenerse en cuenta que los elementos situados en recintos de incendio independientes del supuestamente incendiado aportan una mayor coacción que en situación no de incendio. En **Tricalc** se utiliza la misma longitud de pandeo que en la situación a temperatura normal.

### Resistencia a flexión y pandeo lateral

La resistencia de diseño a flexión  $M_{\bar{n},\theta,Rd}$  de una sección con una temperatura uniforme  $\theta_a$  debería determinarse mediante:

$$M_{\bar{n},\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{M\bar{n}})$$

Para una distribución no uniforme de la temperatura, la resistencia a flexión  $M_{\bar{n},t,Rd}$  puede tomarse:

$$M_{\bar{n},t,Rd} = M_{\bar{n},\theta,Rd} / (\kappa_1 \cdot \kappa_2)$$

Siendo

$M_{Rd}$	en secciones de Clase 1 o 2, el momento resistente plástico de la sección para temperatura normal, $M_{pl,Rd}$ ; en secciones de Clase 3, el momento resistente elástico de la sección para temperatura normal, $M_{el,Rd}$ ; en ambos casos, puede estar reducido por los efectos de cortante para temperatura normal, $M_{v,Rd}$ , de acuerdo con EN 1993-1-1.
$\kappa_1$	coeficiente relacionado con una distribución de temperatura no uniforme a través de la sección; = 1,00 para una viga con todas las caras expuestas; = 0,70 para una viga no protegida con tres caras expuestas; = 0,85 para una viga protegida con tres caras expuestas;
$\kappa_2$	coeficiente relacionado con una distribución de temperatura no uniforme a lo largo de la viga; = 0,85 en los apoyos de una viga hiperestática; = 1,00 en el resto de casos;

La resistencia de diseño a pandeo lateral  $M_{b,fi,t,Rd}$  en un tiempo  $t$  de un elemento no arriostrado lateralmente debería determinarse mediante (con los valores correspondientes al ala comprimida):

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_y \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{Mfi}$$

Siendo

$\chi_{LT,fi}$	coeficiente de reducción para pandeo lateral en situación de incendio;
$W_y$	= $W_{pl,y}$ en el caso de secciones de Clase 1 o 2; = $W_{el,y}$ en el caso de secciones de Clase 3.

El valor de  $\chi_{LT,fi}$  puede determinarse mediante:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} \geq 1$$

$$\phi_{LT,\theta} = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2]$$

$$\alpha = 0,65 \cdot (235 / f_y)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

## Resistencia a cortante

La resistencia de diseño a cortante  $V_{fi,t,Rd}$  en el tiempo  $t$  de una sección de Clase 1 o 2 debería determinarse mediante:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot V_{Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{Mfi})$$

Siendo

$V_{Rd}$	la resistencia a cortante de la sección para diseño a temperatura normal, de acuerdo con EN 1993-1-1;
----------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------

## Resistencia conjunta a compresión y flexión

Para secciones de clase 1 o 2, puede obtenerse mediante las expresiones:

$$\left( \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi,min} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$\left( \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_{LT} \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

Para secciones de Clase 3, la comprobación se realiza mediante las expresiones:

$$\left( \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi,min} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$\left( \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} + k_{LT} \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{el,y} \cdot k_{y,\theta}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta}} \right) \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

En ambos casos, con

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 3$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta}} \cdot \frac{\gamma_{Mfi}}{f_y} \leq 3$$

Siendo

$\mu_{LT}, \mu_y, \mu_z$  factores que dependen, entre otras cosas, de la esbeltez reducida de la barra y de la forma de la gráfica de momentos flectores.

## Cálculo de la temperatura crítica

Como se ha indicado en el apartado 'Modelos de cálculo', este apartado se aplica para las secciones de Clase 1, 2 o 3 calculadas con otras normativas (la española NBE EA-95 y las americanas de México D.F., México-USA, Argentina, Brasil y Chile).

La temperatura crítica del acero,  $\theta_{a,cr}$ , en el tiempo t para una distribución uniforme de temperatura en un elemento puede determinarse mediante:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln[1 / (0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}) - 1] + 482$$

Siendo

$\mu_0$  coeficiente de aprovechamiento de la sección para la condición de incendio en el instante t = 0 (es decir, a temperatura normal), que puede obtenerse con la expresión

$$\mu_0 = E_{\bar{n},d} / R_{\bar{n},d,0} \geq 0,013$$

La comprobación de resistencia a fuego consiste en verificar que se cumple

$$\theta_a / \theta_{a,cr} \leq 1$$

## Cálculo de la temperatura del acero

El cálculo se realiza de forma incremental. Se supone que tanto el acero como el ambiente se encuentran al principio a 20°C. Pasado un determinado incremento de tiempo (que en **Tricalc** es de 5 s) se calcula con la curva normalizada tiempo-temperatura la temperatura del gas que rodea al elemento. Con el ambiente a esa temperatura y el acero a 20°C se calcula el flujo de calor, alcanzándose otra temperatura en el acero al cabo de ese incremento de tiempo. A partir de aquí se considera otro incremento para el que habrá una temperatura de gas. Con esta última temperatura y la temperatura del acero del paso anterior, se recalcula el flujo de calor y con ello una nueva temperatura en el acero. Y así sucesivamente hasta llegar al tiempo de resistencia a fuego deseado (si es R60, por ejemplo, 60 minutos). La curva normalizada tiempo-temperatura se define en la EN 1991-1-2, expresión (3.4):

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

Siendo

$\theta_g$	temperatura del gas, en °C;
t	tiempo desde el inicio del incendio, en minutos.

## Secciones sin aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección sin aislamiento, el incremento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$  debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = (A_m / V) \cdot k_{sh} \cdot h'_{net,d} \cdot \Delta t / (c_a \cdot \rho_a)$$

Siendo

$A_m / V$	factor de forma de la sección;
$A_m$	área de la superficie del elemento por unidad de longitud;
V	volumen del elemento por unidad de longitud;
$k_{sh}$	coeficiente corrector por el efecto sombra, pudiendo tomarse $k_{sh} = 1$ de forma conservadora;
$c_a$	calor específico del acero;
$h'_{net,d}$	valor de diseño del flujo neto de calor por unidad de área, de acuerdo con la EN 1991-1-2;
$\Delta t$	intervalo de tiempo considerado, no mayor de 5 s;
$\rho_a$	densidad del acero.

## Secciones con aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección con aislamiento, el incremento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$  debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = [\lambda_p \cdot (A_p / V) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t] / [d_p \cdot c_a \cdot \rho_a \cdot (1 + \phi / 3) - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t} \geq 0]$$

$$\phi = [(c_p \cdot \rho_p) / (c_a \cdot \rho_a)] \cdot d_p \cdot A_p / V$$

Siendo

$A_p / V$	factor de forma para elementos de acero con protección frente al fuego;
$A_p$	área de la superficie interior del material protector por unidad de longitud del elemento (para revestimientos huecos con holgura alrededor del

	elemento de acero, debe ser adoptado el mismo valor que para un revestimiento hueco sin holgura);
V	volumen del elemento por unidad de longitud;
$C_a$	calor específico del acero en función de la temperatura;
$C_p$	calor específico del material aislante independiente de la temperatura;
$d_p$	grosor del material de protección contra el fuego;
$\lambda_p$	conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego;
$\rho_a$	densidad del acero;
$\rho_p$	densidad del material de protección.

## Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas

---

El programa **Tricalc.15** realiza la comprobación de forjados unidireccionales formados por una chapa metálica (ya sea esta chapa utilizada sólo a los efectos de encofrado perdido o como colaborante en flexión positiva, pudiendo tener o no en este caso armaduras adicionales) y hormigón armado vertido en obra existentes en la estructura según la norma EN 1994-1-1:2005 "**EUROCÓDIGO 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación**". En adelante, se referirá a este documento por "**EC-4**".

En ningún caso el programa comprueba el sistema de forjado de chapa combinado con el cálculo de la estructura metálica de apoyo como viga mixta con conexión losa-viga de apoyo mediante pernos conectores (hormigón trabajando a compresión en la parte superior y acero trabajando a tracción en la parte inferior).

### Tipologías de forjados de chapa

---

**Tricalc.15** permite calcular forjados de chapa de las siguientes tipologías:

#### ■ Chapa sólo como encofrado perdido

Cuando la chapa funciona como encofrado perdido, su función simplemente es la de retener el hormigón hasta su endurecimiento, no absorbiendo esfuerzos una vez haya endurecido la losa. En este caso, la chapa es lisa, porque cuando el forjado entre en carga y la losa se deforme, los dos materiales van a deslizar entre sí sin que exista mutua colaboración.

#### ■ Chapa colaborante resistente sin armadura

Cuando la chapa forma un único elemento estructural con la losa su función es la de colaborar con la losa de hormigón para resistir las sollicitaciones existentes, aportando resistencia a tracción. En una primera fase (hasta el endurecimiento del hormigón) actúa como encofrado perdido.

En este tipo de forjados la chapa actúa como armadura a flexión no precisando otras armaduras adicionales. La chapa debe contar por tanto con una serie de deformaciones, entalladuras o protuberancias que garanticen que la chapa y el hormigón no deslicen entre sí al entrar el forjado en carga.

#### ■ Chapa colaborante resistente con armaduras adicionales

Básicamente es el mismo tipo que el descrito anteriormente salvo que la chapa trabajando a flexión precisa de armaduras de flexión complementarias para resistir los esfuerzos existentes, por ser ella misma insuficiente.

En cualquiera de los casos siempre existirá armaduras de negativos en los apoyos en casos de losa continua y en los voladizos.

---

## Criterios de cálculo

---

Tenga en cuenta que las combinaciones de acciones se realizan con respecto a la norma seleccionada (EHE-08, EHE, EH-91, CTE ó NBE EA-95 en el caso de los diferentes conjuntos de normas españolas, Eurocódigo 0 en el caso de seleccionar los Eurocódigos Estructurales y RSA en el caso de la norma portuguesa).

---

### Chapas como encofrado: fase de ejecución

---

Se usará un análisis elástico para el cálculo de esfuerzos, considerando cada vano por separado como biapoyado. Si se necesitan apoyos intermedios, la chapa se considera una viga continua apoyada también en esos apoyos intermedios. Se considerarán exclusivamente las cargas introducidas como cargas en fase de ejecución.

Las combinaciones de cargas utilizadas son las indicadas por la normativa de **acero** seleccionada. Tenga esto en cuenta en normativas (como la española) en los que no se utilizan las mismas combinaciones en acero que en hormigón.

---

### Forjado de losa mixta: fase de explotación

---

Si la chapa se utiliza como armadura de positivos en la fase de explotación, la sección resistente es mixta: interviene tanto el hormigón vertido en obra como la chapa de acero laminado.

Para el cálculo y armado de los momentos negativos no se considera la contribución de la chapa de acero. Tampoco se considera esta contribución cuando la chapa se utiliza sólo como encofrado o es insuficiente para resistir los momentos positivos como armadura de la losa mixta.

Las cargas intervinientes son todas las existentes en el forjado (pero no las introducidas como cargas en fase de ejecución). El cálculo de esfuerzos se realiza por métodos isostáticos, elásticos, plásticos o plásticos con redistribución limitada, en función de lo indicado en las opciones de cálculo de forjados unidireccionales y de chapa. Las combinaciones de cargas utilizadas son las indicadas por la normativa de **hormigón** seleccionada.

---

## Comprobación de secciones

---

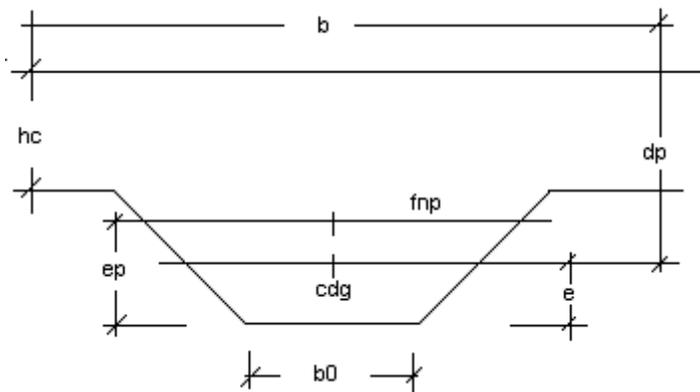
Los criterios de **EC-4** son los siguientes.

---

### Sección de referencia

---

Como sección de cálculo se utiliza la siguiente geometría (simplificada) de la sección:



Donde

---

b	distancia entre nervios;
b0	ancho mínimo del nervio;
hc	canto de la losa sobre la chapa;
dp	distancia entre la cara superior de la losa y el centro de gravedad de la sección de chapa de acero;
ep	distancia de la fibra neutra plástica de la sección de chapa de acero a su cara inferior;
e	distancia del centro de gravedad de la sección de chapa de acero a su cara inferior;
h = dp + e	canto total de la losa.

---

### Flexión de la chapa como encofrado

Se comprueba en régimen elástico. Para el **EC-4**, la expresión a comprobar es (flexión simple):

$$M_d \leq M_{p,Rd} = \frac{W_{pel} f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

Donde

---

$M_d$	es el momento de diseño, mayorado;
$M_{p,Rd}$	es el momento resistente;
$W_{pel}$	momento resistente elástico de la chapa de acero;
$f_{yp}$	límite elástico del acero;
$\gamma_{ap}$	coeficiente de minoración del acero

---

### Momento positivo sin armadura

En **EC-4** se distinguen dos situaciones, en función de la posición de la fibra neutra.

#### Fibra neutra por encima de la chapa

Se utilizan las siguientes expresiones:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = N_{cf} (d_p - x/2)$$

$$N_{cf} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$x = \frac{N_{cf}}{b \left( 0.85 f_{ck} / \gamma_c \right)}$$

Siendo

---

$A_p$	el área de la chapa metálica;
$x$	profundidad de la fibra neutra medida desde la cara superior de la losa.

---

### Fibra neutra dentro de la chapa

---

Se desprecia el hormigón situado en el nervio, utilizándose las siguientes expresiones:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = N_{cf} z + M_{pr}$$

$$z = h - \frac{h_c}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_p (f_{yp} / \gamma_{ap})}$$

$$M_{pr} = 1.25 \frac{W_{pa} f_{yp}}{\gamma_{ap}} \left( 1 - \frac{N_{cf}}{A_p (f_{yp} / \gamma_{ap})} \right) \leq \frac{W_{pa} f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$N_{cf} = h_c b (0.85 f_{ck} / \gamma_c)$$

Siendo

---

$W_{pa}$	el momento resistente plástico de la chapa de acero. Éste es calculado por el programa en función de la geometría de la chapa.
----------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

---

### Momentos positivos con armadura

---

Se desprecia la colaboración de la chapa, calculándose como una losa unidireccional armada de canto  $h$ , en la forma habitual (sin considerar que la sección es mixta).

La armadura resultante debe respetar las consideraciones de cuantías mínimas y máximas y de separaciones entre redondos especificadas en la norma de hormigón seleccionada (EC-2 para Eurocódigo, EHE-08, EHE o EH-91 para norma española, REBAP para norma Portuguesa, etcétera).

Por consideraciones constructivas, el armado se sitúa en todos los senos de la chapa, de forma que el número de redondos por chapa es múltiplo de su número de senos.

Se utiliza la expresión habitual en **EC-2**:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = \frac{A_s f_{ys}}{\gamma_s} \left( d - \frac{x}{2} \right)$$

$$x = \frac{A_s (f_{ys} / \gamma_s)}{(f_{ck} / \gamma_c) b_1}$$

Siendo

$A_s$	Área de armadura a tracción;
$d$	Distancia de la armadura a la cara superior de la losa;
$b_1$	Ancho de la losa a compresión.

### Momentos negativos

Se desprecia la colaboración de la chapa. De la sección de hormigón, sólo se tiene en cuenta una sección rectangular de ancho el ancho inferior de los nervios ( $b_0$ ) y canto el canto total de la losa mixta.

Se utiliza la expresión habitual en **EC-2**:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = \frac{A_s f_{ys}}{\gamma_s} \left( d - \frac{x}{2} \right)$$

$$x = \frac{A_s (f_{ys} / \gamma_s)}{(f_{ck} / \gamma_c) b_0}$$

Siendo

$d$	la distancia de la armadura a la cara inferior de la chapa;
$b_0$	el ancho inferior de los nervios de la chapa.

### Esfuerzo rasante

Se debe comprobar también que el rasante entre la chapa de acero y el hormigón vertido en obra no supera la resistencia proporcionada por las protuberancias existentes a tal efecto en la chapa.

El cortante vertical máximo,  $V$ , debe cumplir

$$V \leq V_{I.Rd} = b \cdot d_p \cdot \left[ \frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{vs}}$$

Donde

$L_s$	es la luz de cortante, que en el caso de cargas continuas es igual a $L/4$ (siendo $L$ la luz del vano);
$A_p$	es el área de la chapa;
$\gamma_{vs}$	es el coeficiente de minoración, que se tomará igual a 1,25 en este caso.

### Fisuración

La chapa nervada de acero impide la aparición de fisuras visibles en la cara inferior del forjado. En la cara superior, a momentos negativos, el forjado se comporta como cualquier otro forjado de hormigón, realizándose las mismas comprobaciones de fisuración que en aquéllos.

### Flecha

En la fase de ejecución, la flecha producida por las cargas de ejecución (el peso propio de la chapa más el hormigón fresco más otras cargas en fase de ejecución) se calculará teniendo en cuenta sólo la chapa de acero, apoyada en las vigas y en los apoyos intermedios. Se calculará por tanto de acuerdo con la

normativa de acero fijada. Estas flechas no deben superar unos determinados valores que se pueden fijar en el programa.

En la fase de explotación, la flecha de calcula con la sección homogeneizada y teniendo en cuenta la fisuración producida en el hormigón, de forma equivalente a como se realiza en el resto de forjados de hormigón. Si la chapa actúa sólo como encofrado perdido, no interviene tampoco en el cálculo de la flecha en fase de explotación.

## Resistencia al fuego

La resistencia al fuego de los forjados de chapa se evalúa de acuerdo a la EN 1994-1-2:2005 + AC:2008. Sólo se considera la situación persistente o de servicio (con el hormigón vertido en obra endurecido) y por tanto, no se contempla la situación de incendio durante la construcción de la propia estructura (situación transitoria).

### Reglas generales y campo de aplicación

El método usado cubre resistencias al fuego de hasta 240 minutos, con hormigones de peso normal realizado con áridos silíceos.

El criterio de resistencia (criterio R) se satisface si se cumple la ecuación (5.1):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1$$

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

Siendo

$E_d$	es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 6.4.3.2 de la EN 1990);
$E_{d,fi}$	es el efecto de las acciones en situación de incendio;
$R_{d,fi}$	es la resistencia en situación de incendio;
$\eta_{fi}$	factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

El nivel de carga,  $\eta_{fi}$ , se obtiene mediante las expresiones

- Para las combinaciones obtenidas mediante la expresión (6.10) de la EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- Para las combinaciones obtenidas mediante las expresiones (6.10a) y (6.10b) de la EN 1990, el menor de las siguientes expresiones:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Como simplificación puede usarse el valor  $\eta_{fi} = 0,65$ , excepto para áreas de almacenamiento (Categoría de carga E), donde se recomienda un valor de 0,7. En **Tricalc**, este dato se define en las opciones de comprobación a fuego.

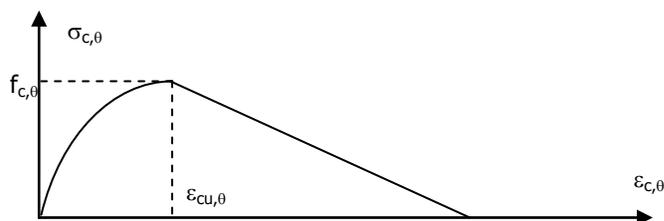
La comprobación de la resistencia al fuego se basa en los siguientes supuestos:

- Si la chapa tiene función resistente (es decir, es un forjado de chapa colaborante), su temperatura no puede exceder de 350 °C, tal como se indica en el apartado 4.3.3 de la EN 1994-1-2. Si es necesario (y las opciones fijadas lo permiten), el programa coloca el espesor de aislante necesario para conseguir que ese límite no se exceda.
- Si la chapa no tiene función resistente (actúa sólo como encofrado), la armadura de positivos no puede exceder la temperatura a partir de la cual su límite elástico descienda por debajo de  $f_{yd} \cdot \eta_{fi}$ . Al igual que en el caso anterior, se colocará el aislante necesario para garantizar su cumplimiento.
- La temperatura del hormigón comprimido de la zona inferior (zona de momentos negativos) no puede exceder la temperatura a partir de la cual su resistencia descienda por debajo de  $f_{cd} \cdot \eta_{fi}$ . Al igual que en el caso anterior, se colocará el aislante necesario para garantizar su cumplimiento.

De acuerdo con el párrafo 4.3.2(5), los forjados de chapa que resisten las acciones existentes en situación no de incendio, se asume que al menos poseen una resistencia en situación de incendio R 30.

### Curva tensión deformación del hormigón

El hormigón de densidad normal, con el aumento de temperatura debido al incendio, modifica su curva



tensión deformación de la siguiente manera:

La zona curva de la gráfica puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \frac{3 \cdot \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)}{2 + \left( \frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3}$$

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c$$

Los valores de  $k_{c,\theta}$  y  $\varepsilon_{cu,\theta}$  se pueden extraer de la tabla 3.4 indicada a continuación.

Tabla 3.3: valores de  $k_{c,\theta}$  y  $\varepsilon_{cu,\theta}$  para hormigón de peso normal

Temperatura del hormigón $\theta_c$ (°C)	$k_{c,\theta}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$ (‰)
20	1,00	2,5
100	1,00	4,0
200	1,00	5,5

300	1,00	7,0
400	0,88	10,0
500	0,76	15,0
600	0,64	25,0
700	0,52	25,0
800	0,40	25,0
900	0,28	25,0
1000	0,16	25,0
1100	0,04	25,0
1200	0,00	--

### Curva tensión deformación de las armaduras

El acero de las armaduras pasivas, laminado en caliente, con el aumento de temperatura debido al incendio, modifica su curva tensión deformación de la siguiente manera:

- El Módulo de Young de la parte recta inicial es  $E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a$ ;
- La parte recta de la gráfica llega hasta la tensión  $f_{ap,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_{ap}$ ;
- El límite elástico se reduce hasta  $f_{ay,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_{ay}$ .

Los valores de  $k_{E,\theta}$ ,  $k_{p,\theta}$  y  $k_{y,\theta}$  vienen definidos en la tabla 3.2.

Tabla 3.2

Temperatura del acero $\theta_a$ (°C)	$k_{E,\theta}$	$k_{p,\theta}$	$k_{y,\theta}$
20	1,00	1,000	1,00
100	1,00	1,000	1,00
200	0,90	0,807	1,00
300	0,80	0,613	1,00
400	0,70	0,420	1,00
500	0,60	0,360	0,78
600	0,31	0,180	0,47
700	0,13	0,075	0,23
800	0,09	0,050	0,11
900	0,07	0,038	0,06
1000	0,05	0,025	0,04
1100	0,02	0,013	0,02
1200	0,00	0,000	0,00

## Eurocódigo 5 y CTE DB SE-M: Proyecto de estructuras de madera

El programa **Tricalc.12** realiza la comprobación de las barras de madera existentes en la estructura según la norma EN 1995-1-1:2006 "**EUROCÓDIGO 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación**", publicado en 2006 o el CTE DB SE-M "**Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Estructuras de Madera**", que es una transcripción casi literal de dicho Eurocódigo en vigor desde marzo de 2006 y modificado por última vez en abril de 2009. En adelante, se referirá a estos documentos por "**EC-5**" y "**CTE SE-M**" respectivamente.

## Cálculo de esfuerzos

La combinación de acciones se realiza conforme a EC-0 (para EC-5) ó CTE DB SE (para CTE SE-M).

Se utiliza las características del material definidas en la caja **Propiedades...** de cada perfil: módulo de Young (E), módulo de cortante (G), coeficiente de dilatación térmica y densidad.

## Estados límite últimos (E.L.U.)

El programa obtiene las solicitaciones en los nudos de cada barra. Además, y a efectos de su comprobación, realiza un estudio en las secciones interiores de cada barra, calculando los valores de los momentos flectores, cortantes, y fuerza axil de tracción y de compresión.

El programa **Tricalc-12** realiza las siguientes comprobaciones sobre las barras de madera:

- Comprobación a flexotracción, se deben cumplir las siguientes condiciones (con  $k_m = 0,7$  para secciones rectangulares y  $k_m = 1,0$  para otras secciones)

$$\begin{aligned} \left(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}\right) + \left(\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}\right) + k_m \left(\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}\right) &\leq 1 \\ \left(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}\right) + k_m \left(\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}\right) + \left(\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}\right) &\leq 1 \end{aligned}$$

- Comprobación a flexocompresión, se deben cumplir las siguientes desigualdades:

$$\begin{aligned} \left(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}\right)^2 + \left(\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}\right) + k_m \left(\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}\right) &\leq 1 \\ \left(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}\right)^2 + k_m \left(\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}\right) + \left(\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}\right) &\leq 1 \end{aligned}$$

- Comprobación a cortante y a torsión uniforme, deberá cumplirse la siguiente condición:

$$\left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}}\right)^2 + \frac{\tau_{tor,d}}{k_{forma} \cdot f_{v,d}} \leq 1$$

En las fórmulas anteriores la notación utilizada es la siguiente:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{F_x}{A_x} \quad \text{tensión normal máxima de compresión}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_x}{A_x} \quad \text{tensión normal máxima de compresión}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} \quad \text{tensión normal máxima producida por un flector } M_y$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z} \quad \text{tensión normal máxima producida por un flector } M_x$$

$$\tau_{v,d} = \sqrt{\left(\frac{V_y}{A_y}\right)^2 + \left(\frac{V_z}{A_z}\right)^2} \quad \text{tensión cortante máxima producida por los cortantes } V_y \text{ y } V_z$$

---

$\tau_{tor} = \frac{M_x}{W_x}$	tensión cortante máxima producida por un torsor $M_x$
$k_{forma}$	= 1,20 para secciones circulares = $\min(1 + 0,15 \cdot h / b; 2,00)$ para secciones rectangulares de lados $b \times h$

---

## Inercia variable en madera laminada

---

En las piezas de madera laminada de inercia variable, se comprueban también según lo especificado en el artículo "6.4.2 Vigas de canto variable a un agua" de EC-5 y el artículo "6.4.2 Vigas de canto variable y caras sin cambio de pendiente" de CTE SE-M, teniendo en cuenta, además, que las fibras pueden ser paralelas a la directriz de la barra o al lado inclinado de la misma. Se generalizan las expresiones de las normas para tener en cuenta que el momento flector puede tener un axil de compresión o tracción concomitante.

De esta forma, la tensión provocada por el momento flector en la fibra más extrema, cuando las fibras son paralelas a ese borde de la pieza será:

$$\sigma_{m,z,0,d} = (1 + 4 \cdot \tan^2 \alpha) \cdot M_{zd} / W_z \quad (\text{para CTE SE-M})$$

$$\sigma_{m,z,0,d} = M_{zd} / W_z \quad (\text{para EC-5})$$

y cuando las fibras formen un ángulo  $\alpha$  con dicho borde:

$$\sigma_{m,z,\alpha,d} = (1 - 4 \cdot \tan^2 \alpha) \cdot M_{zd} / W_z \quad (\text{para CTE SE-M})$$

$$\sigma_{m,z,0,d} = M_{zd} / W_z \quad (\text{para EC-5})$$

En ambos casos,  $\alpha$  es el ángulo de apertura de la barra (el ángulo formado por sus caras  $Y_p+$  e  $Y_p-$ ), aunque se toma un valor no mayor de  $10^\circ$ .

En el borde donde las fibras no son paralelas al mismo, debe comprobarse la tensión máxima admisible paralela a ese borde, que será:

- Si las láminas en el lado inclinado están traccionadas:

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{m,d}}{\sqrt{1 + \left( \frac{f_{m,d}}{0,75 \cdot f_{v,d}} \cdot \operatorname{tg} \alpha \right)^2 + \left( \frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \right)^2}}$$

- Si las láminas en el lado inclinado están comprimidas:

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{m,d}}{\sqrt{1 + \left( \frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \operatorname{tg} \alpha \right)^2 + \left( \frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \right)^2}}$$

## Zonas de vértice, barras curvas y con intradós curvo en madera laminada

---

En las zonas de vértice de las vigas a dos aguas, en vigas curvas de sección constante y en las vigas con intradós curvo se cumplen las especificaciones del artículo "6.4.3 Vigas a dos aguas, curvas y curvas a

**dos aguas"** del EC-5 o **"6.4.3 Viga a dos aguas o con cambio de pendiente en una de las caras"** y **"6.4.4 Vigas con partes de su trazado curvas"** de CTE SE-M.

La tensión de flexión deberá cumplir, en las zonas de vértice:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r \cdot f_{md}$$

siendo  $k_r$  un factor que tiene en cuenta la reducción de la resistencia debida a la flexión de las láminas durante el proceso de fabricación.

Esta tensión de flexión en el vértice se calculará con la expresión

$$\sigma_{m,d} = k_t \cdot M_d / W_z$$

siendo  $k_t$  un factor que amplifica las tensiones en estos casos.

En la zona de vértice, la tensión de tracción máxima perpendicular a las fibras deberá cumplir

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot M_d / W_z \leq k_{dis} \cdot (V_0/V)^{0,2} \cdot f_{t,90,d}$$

siendo

$k_p$	factor de conversión entre tensiones paralelas y tensiones perpendiculares a las fibras;
$k_{dis}$	factor que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la zona de vértice;
$V_0$	volumen de referencia, de valor 0,01 m <sup>3</sup> ;
$V$	volumen de la zona de vértice respecto al volumen total de la pieza;
Nota	$(V_0/V)^{0,2}$ en EC-5 vale 1 para madera maciza.

## Estados límite de servicio (E.L.S.)

El programa calcula la máxima flecha para la combinación de hipótesis más desfavorable para todas las barras horizontales o inclinadas. Si la barra es un voladizo, se calcula y comprueba la flecha en el borde; si la barra es una viga, se calcula la flecha en el punto más desfavorable, y se compara con la flecha admisible definida por el usuario en las opciones de comprobación. El cálculo, al realizarse en el Estado límite de servicio, se realiza sin mayoración de cargas.

Para el cálculo de las flechas de las barras de madera, **Tricalc-12** tiene en cuenta los siguientes aspectos:

- Deformación inicial debida a una acción ( $w_{ini}$ ): Se calcula utilizando los valores medios de los coeficientes de deformación.
- Deformación final debida a una acción ( $w_{fin}$ ): Se calcula en función de la flecha inicial a partir de la fórmula:

$$w_{fin} = w_{ini} \left( 1 + \Psi_2 k_{def} \right)$$

Donde,

$k_{def}$	se define en función de la clase de servicio y del tipo de madera;
$\Psi_2$	es el correspondiente factor de combinación de carga. En el caso de la combinación cuasipermanentes, cada término sólo se multiplicará una vez por el factor $\Psi_2$ .

- Limitación de las flechas

Para la obtención de las deformaciones diferidas se utilizan los factores de carga de deformaciones definibles en la función **Cargas>Opciones...** y que se especifican en el listado de **Opciones de Cálculo**.

El programa permite obtener y limitar la flecha instantánea de las sobrecargas, la flecha activa total y la flecha total: las dos primeras con las combinaciones características y la tercera con las cuasipermanentes.

## Estabilidad de las piezas: Pandeo por flexión y compresión combinadas

El programa calcula el pandeo de todas las barras de la estructura según los dos planos principales de la sección.

Se define como Longitud de Pandeo de una barra al producto de su longitud real por un coeficiente  $\beta$  llamado factor de pandeo  $\beta$ , mediante la expresión

$$l_p = \beta \cdot l$$

donde  $\beta$  es el factor de pandeo.

El factor de pandeo  $\beta$  una barra, en un plano determinado, está determinado por el grado de empotramiento que la barra posea en sus dos extremos, superior e inferior, izquierdo y derecho, grado que se determina en función de los valores de los factores de empotramiento  $k_1$  y  $k_2$ , en cada extremo de la barra. Para su determinación, el programa considera la estructura como traslacional o intraslacional, según la opción definida por el usuario en la caja de opciones de comprobación y que se refleja en el listado de **Datos de Cálculo**.

Si una barra tiene sus uniones en el nudo como articulaciones, el programa determina un valor de  $\beta$  en los dos planos de comprobación igual a la unidad.

Para la obtención del **Factor de Empotramiento** en un plano principal de la estructura, de un extremo de una barra cualquiera de la estructura, el programa evalúa los factores de reparto de las diferentes barras que acometen al nudo y que estén rígidamente unidas al nudo, de la forma:

$$K = \frac{\sum(I_v / L_v)}{\sum(I / L)}$$

donde,

K	Es el factor de empotramiento.
$I_v / L_v$	Es el cociente entre la Inercia y la longitud de todas las vigas que acometen rígidamente al nudo.
$I / L$	Es el cociente entre la Inercia y la longitud de todas las barras que acometen rígidamente al nudo.

El factor de Pandeo  $\beta$  en cada uno de los planos principales de la estructura, para una barra con factores de empotramiento  $K_2$  (superior) y  $K_1$  (inferior) es:

### ■ Estructuras Traslacionales

$$\beta = \sqrt{\frac{(1.6 + 2.4 \cdot (K_1 + K_2) + 1.1 \cdot K_1 \cdot K_2)}{K_1 + K_2 + 5.5 \cdot K_1 \cdot K_2}}$$

### ■ Estructuras Intraslacionales

$$\beta = \frac{3 - 1.6 \cdot (K_1 + K_2) + 0.84 \cdot K_1 \cdot K_2}{3 - (K_1 + K_2) + 0.28 \cdot K_1 \cdot K_2}$$

La condición de **Traslacionalidad** o **Intraslacionalidad** debe ser fijada por el usuario, evaluando la estructura que se quiere comprobar. La situación real de la estructura es, a veces, difícil de evaluar, encontrándose la estructura en una situación intermedia.

Una vez determinado el factor de empotramiento, el programa calcula la esbeltez simple de la barra. Se define como **Esbeltez Simple** de una barra el cociente entre la longitud de pandeo y el radio de giro en la dirección considerada. El programa considera la esbeltez en los dos planos principales de cada barra, existiendo una opción para deshabilitar la comprobación en alguno de los planos. Si se habilita la comprobación en los dos planos, la esbeltez resultante de la barra será la correspondiente al radio de giro mínimo.

El programa permite definir unos límites de la esbeltez de cada barra. Como ejemplo se pueden establecer:

**Esbeltez  $\leq$  250** Para elementos principales, como vigas, pilares, montantes...

**Esbeltez  $\leq$  250** Para elementos secundarios, como diagonales arriostramientos...

Cuando la esbeltez de una barra supera estos valores, el programa lo hace notar en el listado de comprobación de secciones de madera. El programa no considera ningún tipo de reducción en estos valores por la actuación de cargas dinámicas sobre la estructura. El programa no realiza ninguna comprobación con piezas compuestas.

**IMPORTANTE:** En el caso de haber definido nudos interiores en barras, el programa no interpreta que se trata de una misma barra con nudos interiores, por lo cual no tomará como longitud de pandeo la correspondiente a la barra completa sino a la barra definida entre dos nudos. El usuario deberá comprobar el efecto de pandeo al considerar la longitud de pandeo de toda la barra con los esfuerzos más desfavorables.

El programa permite definir para cada tipo de barra (vigas, pilares o diagonales) o cada barra individual y en cada uno de sus ejes principales independientemente, si se desea realizar la comprobación de pandeo, se desea considerar la estructura traslacional, intraslacional o se desea fijar su factor de longitud de pandeo  $\beta$  (factor que al multiplicarlo por la longitud de la barra se obtiene la longitud de pandeo).

Si se deshabilita la comprobación de pandeo en un determinado plano de pandeo de una barra, se considerará que el factor de pandeo  $\omega$  en dicho plano es **1,0** y no se realizan las comprobaciones relativas al pandeo de la normativa. El factor de pandeo de una barra será el mayor de los factores de pandeo correspondientes a los dos planos principales de la barra.

Para la consideración del factor de longitud de pandeo  $\beta$  de una barra (cuando esta no es fijado por el usuario), el programa considera que el valor de **K** (factor de empotramiento) es:

<b>1,0</b>	Empotramiento total. En el extremo de la barra en el que exista un empotramiento total, un muro de sótano o un resorte. De esta forma, una barra con esta consideración en ambos extremos tendrá una longitud de pandeo igual a 0,5 veces su longitud si es intraslacional o 1,0 veces su longitud si es traslacional.
<b>0,75</b>	En el extremo de la barra en la que exista un forjado reticular o una losa maciza de forjado. De esta forma, una barra con esta consideración en ambos extremos tendrá una longitud de pandeo igual a $\approx 0,64$ veces su longitud si es intraslacional o $\approx 1,12$ veces su longitud si es traslacional.
<b>0,0</b>	En el extremo de la barra en el que exista una articulación. De esta forma, una barra con esta consideración en ambos extremos tendrá una

longitud de pandeo igual a 1,0 veces su longitud si es intraslacional o  $\approx 5,0$  veces su longitud si es traslacional.

Si el usuario fija el factor de longitud de pandeo  $\beta$  de una barra, el programa considerará que para esa barra la estructura es traslacional cuando  $\beta$  sea mayor o igual que **1,0**, e intraslacional en caso contrario.

El programa realiza la comprobación de pandeo por flexión y compresión combinadas y la comprobación a vuelco lateral de las vigas en flexocompresión.

## Variables que intervienen en el cálculo

- Longitudes eficaces de pandeo

$$l_{e,y} = \beta_y l$$

$$l_{e,z} = \beta_z l$$

- Esbelteces mecánicas

$$\lambda_y = l_{e,y} / i_y$$

$$\lambda_z = l_{e,z} / i_z$$

- Esbelteces relativas

$$\lambda_{rel,y} = (\lambda_y / \pi) \sqrt{(f_{c,0,k} / E_{0,k})}$$

$$\lambda_{rel,z} = (\lambda_z / \pi) \sqrt{(f_{c,0,k} / E_{0,k})}$$

## Comprobación de pandeo por flexo-compresión

Si  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$  y  $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$  entonces se realiza la comprobación habitual a compresión o flexocompresión, según corresponda. Caso contrario las expresiones habituales se sustituyen por estas otras:

$$\left( \sigma_{c,0,d} / (f_{c,0,d} k_{c,y}) \right) + \left( \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} \right) + k_m \left( \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \right) \leq 1$$

$$\left( \sigma_{c,0,d} / (f_{c,0,d} k_{c,z}) \right) + k_m \left( \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} \right) + \left( \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \right) \leq 1$$

siendo

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

$$k_y = 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) \right) + \lambda_{rel,y}^2$$

$$k_z = 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) \right) + \lambda_{rel,z}^2$$

$$\beta_c = 0,2$$

para madera maciza

$$\beta_c = 0,1$$

para madera laminada y microlaminada.

## Estabilidad de las piezas: Vuelco lateral de vigas

Se considera el vuelco lateral de vigas con flexión respecto del eje de mayor inercia, que será el eje y por convenio.

VARIABLES QUE INTERVIENEN EN EL CÁLCULO

- Esbeltez relativa a flexión

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$$

- Tensión crítica de flexión

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,k} I_z G I_{tor}}}{l_{ef} W_y}$$

donde

$I_{tor}$	es el módulo de torsión uniforme
$W_y$	es el módulo resistente respecto del eje fuerte.

- Longitud eficaz de vuelco lateral

$$l_{ef} = \beta_v l$$

El factor  $\beta_v$  se obtiene en función de las condiciones de carga

### Comprobación del vuelco lateral en flexo-compresión

Cuando actúa un momento flector  $M_{y,d}$  (respecto del eje fuerte) junto con un esfuerzo axial de compresión, se debe comprobar la siguiente condición:

$$\left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \right) \leq 1$$

donde  $k_{crit}$  se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} k_{crit} &= 1 && \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ k_{crit} &= 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} && \text{para } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ k_{crit} &= 1 / \lambda_{rel,m}^2 && \text{para } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{aligned}$$

### Cálculo bajo la acción del fuego

El programa calcula la estabilidad estructural de las barras de madera frente a fuego, es decir, comprueba la capacidad resistente de los elementos de madera frente a las acciones de cálculo cuando se encuentran sometidos a una **curva de incendio normal**.

**Tricalc-12** realiza esta comprobación considerando el **método de la sección eficaz**, que admite una pérdida de sección resistente de las caras expuestas al fuego expresada por medio de la **profundidad eficaz de carbonización**, la cual es función del tiempo de incendio, tal y como especifica el anejo E del CTE DB SI (**Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad en caso de Incendio**), así

como en la parte 1.2 del Eurocódigo 5 (EN 1995-1-2:2004 **Design of timber structures – Part 1.2: General - Structural fire design**).

### Valores de cálculo de las propiedades del material

Los valores de cálculo de las propiedades del elemento sometido a la acción de un fuego, se determinan mediante la siguiente expresión:

$$f_{d,fi} = k_{\text{mod},fi} \frac{k_{fi} f_k}{\gamma_{M,fi}}$$

donde  $k_{\text{mod},fi} = 1,0$ ,  $\gamma_{M,fi} = 1,0$  y  $k_{fi} = 1,0$ .

### Regla de combinación de las acciones

Durante la exposición al incendio se considerara la siguiente combinación accidental:

$$\sum \gamma_{GA} G_k + \sum \Psi_{2,i} \gamma_{QA,i} Q_{k,i} + \sum A_d(t)$$

donde,  $\gamma_{GA} = 1,0$ ,  $\gamma_{QA,i} = 1,0$  y  $A_d(t)$  es el valor de cálculo de las acciones derivadas del incendio.

### Carbonización de la madera

*Tricalc-12* permite comprobar la resistencia a fuego de elementos de madera que se encuentran recubiertos con protección como sin ella. Para cada caso se realizan las siguientes comprobaciones:

#### Estructuras de madera sin protección

Se considera una sección nominal que se obtiene descontando a la sección inicial una profundidad carbonizada obtenida a partir de la siguiente expresión:

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

donde  $t$  es el tiempo de exposición al fuego en minutos, y  $\beta_n$  (velocidad de carbonización) se obtiene de la siguiente tabla.

	$\beta_n$ (mm/min)
<b>Coníferas y haya</b>	
Madera laminada encolada con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,70
Madera maciza con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,80
<b>Fronosas</b>	
Madera maciza o laminada encolada de frondosas con densidad característica de $290 \text{ kg/m}^3$ <sup>(1)</sup>	0,70
Madera maciza o laminada encolada de frondosas con densidad característica $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,55
<b>Madera microlaminada</b>	
Con una densidad característica $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,70

<sup>(1)</sup> Para densidad característica comprendida entre 290 y 450  $\text{kg/m}^3$ , se interpolará linealmente

Se tendrán en cuenta las siguientes observaciones:

- Las velocidades de esta tabla se aplican siempre que el espesor residual mínimo sea de 40 mm.
- Para espesores residuales menores las velocidades de carbonización deberán incrementarse en un 50 %.

- En madera maciza de frondosas con densidades comprendidas entre 290 y 450 kg/m<sup>3</sup> pueden obtenerse los valores de  $\beta_n$  por interpolación lineal.

### Estructuras de madera con protección

En la comprobación de los elementos de madera con protección se tienen en cuenta los siguientes puntos:

- El comienzo de la carbonización se retrasa hasta el tiempo **t<sub>ch</sub>** función del tipo de protección.
- La velocidad de carbonización a vez alcanzado el tiempo **t<sub>ch</sub>** de comienzo de carbonización es menor hasta el tiempo de fallo de la protección, **t<sub>f</sub>**.
- Si el tiempo de fallo es inferior a 10 minutos (**t<sub>f</sub> < 10 min**) entonces el efecto de la protección se desprecia.

En el intervalo de tiempo transcurrido entre el comienzo de la carbonización y el fallo del revestimiento (**t<sub>f</sub> - t<sub>ch</sub>**) la velocidad de carbonización se obtiene multiplicando la velocidad nominal por un factor **k<sub>2</sub>**.

Una vez que se ha producido el fallo del revestimiento, la carbonización prosigue con velocidad **2β<sub>n</sub>** hasta que se alcanza un tiempo **t<sub>en</sub>** que se puede calcular mediante la expresión:

$$t_{en} = \min \left\{ 2t_f - \frac{d_1}{\beta_n}, t_f + \frac{25 - d_1}{2\beta_n} \right\} \quad \text{si } d_1 \leq 25$$

$$t_{en} = t_f \quad \text{si } d_1 > 25$$

Donde

$$d_1 = (t_f - t_{ch})k_2 \beta_n.$$

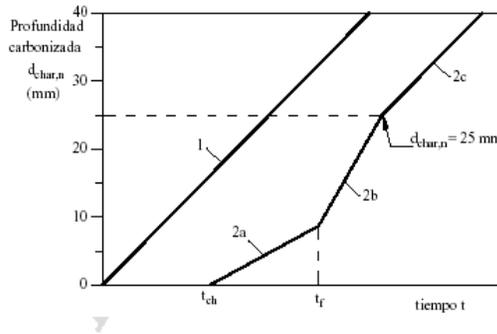


Figura VI.5.4 Relación entre profundidad carbonizada y tiempo para  $t_{ch} \leq t_f$  y  $t_f \geq 10$  minutos

Relación para piezas no protegidas para la velocidad de carbonización  $\beta_n$

Relación para piezas protegidas cuando la carbonización comienza antes del fallo de la protección

La carbonización comienza en  $t_{ch}$  con una velocidad reducida mientras la protección se encuentra todavía en su posición

Antes de que la protección haya fallado y la carbonización comience con velocidad doble

Antes de que la profundidad carbonizada exceda de 25 mm la velocidad de carbonización se reduce a  $\beta_n$

### Comprobación por el método de la sección reducida

Para la comprobación de la resistencia a fuego de los elementos de madera se aplican los procedimientos generales de comprobación de secciones de madera, considerando el elemento estructural con su sección reducida por el efecto de la carbonización.

La sección reducida debe calcularse descontando, a la sección inicial, la profundidad eficaz de carbonización **def** calculada a partir de la siguiente fórmula:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

donde,

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

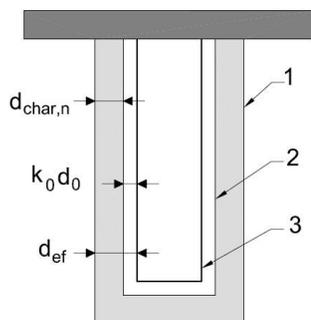
$$k_0 = \min \{t / t_0; 1,0\}$$

$$t_0 = 20 \text{ min}$$

$$t_0 = \max \{20; t_{ch}\}$$

para superficies no protegidas

para superficies protegidas.



- 1 Superficie inicial del elemento
- 2 Límite de la sección residual
- 3 Límite de la sección eficaz

## Clases resistentes de madera

Las clases resistentes de madera puede ser de: especies de coníferas y chopo, especies de frondosas, madera laminada encolada homogénea y madera laminada encolada combinada.

### Madera aserrada. Especies de coníferas y chopo

Para este tipo de madera en CTE SE-M y EC-5 se consideran las clases: C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45 y C50. En la tabla adjunta se relaciona cada clase resistente con sus características y resistencias.

Propiedades características		Clase resistente					
		C14	C16	C18	C20	C22	C24
<b>Resistencia (MPa)</b>							
a Flexión	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24
a Tracción paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14
a Tracción perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
a Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21
a Compresión perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5
a Cortante	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0
<b>Módulo de Rigidez (GPa)</b>							
Longitudinal paralelo medio	$E_{0,medio}$	7	8	9	9,5	10	11
Longitudinal paralelo 5%	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4
Long. perpendicular medio	$E_{90,medio}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37
Transversal medio	$G_{medio}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69
<b>Densidad (Kg/m3)</b>							

## Capítulo I - Adaptación a los Eurocódigos Estructurales

Característica Media	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350
	$\rho_{media}$	350	370	380	390	410	420

Propiedades Características		Clase resistente					
		C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistencia (MPa) a Flexión a Tracción paralela a Tracción perpendicular a Compresión paralela a Compresión perpendicular a Cortante	$f_{m,k}$	27	30	35	40	45	50
	$f_{t,0,k}$	16	18	21	24	27	30
	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
	$f_{c,0,k}$	22	23	25	26	27	29
	$f_{c,90,k}$	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
	$f_{v,k}$	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Módulo de Rigidez (GPa) Longitudinal paralelo medio Longitudinal paralelo 5% Long. perpendicular medio Transversal medio	$E_{0,medio}$	11,5	12	13	14	15	16
	$E_{0,k}$	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
	$E_{90,medio}$	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
	$G_{medio}$	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Densidad (Kg/m <sup>3</sup> ) Característica Media	$\rho_k$	370	380	400	420	440	460
	$\rho_{media}$	450	460	480	500	520	550

### Madera aserrada. Especies de frondosas

Para este tipo de madera en CTE SE-M y EC-5 se consideran las clases: D18, D24, D30, D35, D40, D50, D60 y D70. En la tabla adjunta se relaciona cada clase resistente con sus características y resistencias.

Propiedades		Clases resistentes							
		D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistencia característica (MPa) a Flexión a Tracción paralela a Tracción perpendicular a Compresión paralela a Compresión perpendicular a Cortante	$f_{m,k}$	18	24	30	35	40	50	60	70
	$f_{t,0,k}$	11	14	18	21	24	30	36	42
	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
	$f_{c,0,k}$	18	21	23	25	26	29	32	34
	$f_{c,90,k}$	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
	$f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Módulo de Rigidez (GPa) Longitudinal paralelo medio Longitudinal paralelo 5% Long. perpendicular medio Transversal medio	$E_{0,medio}$	10	11	12	12	13	14	17	20
	$E_{0,k}$	8,4	9,2	10,1	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
	$E_{90,medio}$	0,67	0,73	0,80	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
	$G_{medio}$	0,63	0,69	0,75	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Densidad (Kg/m <sup>3</sup> ) Característica Media	$\rho_k$	500	520	530	540	550	620	700	900
	$\rho_{media}$	610	630	640	650	660	730	840	1080

### Madera laminada encoladas homogénea

Para este tipo de madera en CTE SE-M y EC-5 se consideran las clases: GL24h, GL28h, GL32h y GL36h. En la tabla adjunta se relaciona cada clase resistente con sus características y resistencias.

Propiedades		Clases resistentes			
		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h
<b>Resistencia característica (MPa)</b> a Flexión a Tracción paralela a Tracción perpendicular a Compresión paralela a Compresión perpendicular a Cortante	$f_{m,a,k}$	24	28	32	36
	$f_{t,0,a,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,a,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
	$f_{c,0,a,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,a,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
	$f_{v,a,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
<b>Módulo de Rigidez (GPa)</b> Longitudinal paralelo medio Longitudinal paralelo 5% Long. perpendicular medio Transversal medio	$E_{0,a,medio}$	11,6	12,6	13,7	14,7
	$E_{0,a,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9
	$E_{90,a,medio}$	0,39	0,42	0,46	0,49
	$G_{a,medio}$	0,72	0,78	0,85	0,91
<b>Densidad (Kg/m<sup>3</sup>)</b> Característica Media	$\rho_{a,k}$	380	410	430	450
	$\rho_{media}$	---	---	---	---

### Madera laminada encolada combinada

Para este tipo de madera en CTE SE-M y EC-5 se consideran las clases: GL24c, GL28c, GL32c y GL36c. En la tabla adjunta se relaciona cada clase resistente con sus características y resistencias.

Propiedades		Clases resistentes			
		GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
<b>Resistencia característica (MPa)</b> a Flexión a Tracción paralela a Tracción perpendicular a Compresión paralela a Compresión perpendicular a Cortante	$f_{m,a,k}$	24	28	32	36
	$f_{t,0,a,k}$	14	16,5	19,5	22,5
	$f_{t,90,a,k}$	0,35	0,4	0,45	0,5
	$f_{c,0,a,k}$	21	24	26,5	29
	$f_{c,90,a,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
	$f_{v,a,k}$	2,2	2,7	3,2	3,8
<b>Módulo de Rigidez (GPa)</b> Longitudinal paralelo medio Longitudinal paralelo 5% Long. perpendicular medio Transversal medio	$E_{0,a,medio}$	11,6	12,6	13,7	14,7
	$E_{0,a,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9
	$E_{90,a,medio}$	0,32	0,39	0,42	0,46
	$G_{a,medio}$	0,59	0,72	0,78	0,85
<b>Densidad (Kg/m<sup>3</sup>)</b> Característica Media	$\rho_{a,k}$	350	380	410	430
	$\rho_{media}$	---	---	---	---

### Valores de cálculo de las propiedades del material

Como propiedades del material se toman los valores característicos del mismo obtenidos a partir de las tablas de las distintas clases.

### Modificación de la resistencia según la clase de servicio y la duración de la carga

Se aplica un factor  $k_{mod}$  que modifica el valor característico  $X_k$  de su resistencia de la siguiente forma:

$$X_d = k_{\text{mod}} k_h k_c \frac{X_k}{\gamma_M}$$

El valor de  $k_{\text{mod}}$  depende de la clase de servicio y de la duración de las cargas que intervienen en la correspondiente combinación de acciones.

### Modificación por geometría y según la clase de madera

Se define el factor de altura  $k_h$  que se puede aplicar a  $f_{m,k}$  y  $f_{t,0,k}$

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} (a/h)^s \\ k_{h0} \end{array} \right\} \text{ con } h < a$$

donde  $h$  es el canto a flexión de la pieza o la mayor dimensión de la sección en tracción (en mm), aplicable cuando  $h < a$ . El resto de constantes toma los valores:

Tipo de madera	Valor		
	a	s	$k_{h0}$
Maciza	150	0,2	1,30
Laminada	600	0,1	1,10
Microlaminada	300	<sup>(1)</sup>	1,20

<sup>(1)</sup>a proporcionar por el fabricante de acuerdo a la norma UNE EN 14374.

En el programa **Tricalc**, los valores de  $a$ ,  $s$  y  $k_{h0}$  son definibles por el usuario en las opciones de comprobación de madera.

### Factor de carga compartida ( $k_c$ )

Puede modificar los valores de  $f_{m,k}$ ,  $f_{c,0,k}$  y  $f_{t,0,k}$  de la madera maciza con un valor  $k_c = 1,1$  en EC-5 (y de la madera microlaminada con un valor entre 1 y 1,2 en CTE SE-M) que tenga en cuenta la posible redistribución de cargas entre elementos, caso de no realizarse un análisis más preciso. En el programa es una valor definible por el usuario.

### Coeficiente parcial de seguridad ( $\gamma_M$ )

Toma los valores 1,30, 1,25 o 1,20 según se trate de madera maciza, madera laminada encolada o microlaminada respectivamente.

En combinaciones accidentales toma el valor 1,0.

## Eurocódigo 6 y CTE DB SE-F: Proyecto de Estructuras de Fábrica

El programa **Tricalc** realiza la comprobación de los muros resistentes de fábrica (de ladrillo, bloques de hormigón, piedra o Termoarcilla<sup>®</sup>) existentes en la estructura según la norma EN 1996-1-1:2005 "**EUROCÓDIGO 6: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1: Reglas generales para edificios. Reglas para fábrica y fábrica armada**", publicado en 2005 o el CTE DB SE-F "**Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Estructuras de Fábrica**", que es una transcripción casi literal de dicho Eurocódigo, en vigor desde marzo de 2006 (actualizado por última vez en abril de 2009) y que

deroga a la norma NBE FL-90 hasta entonces vigente. En adelante, se referirá a estos documentos por "**EC-6**" y "**CTE SE-F**" respectivamente.

El CTE DB SE-F es de aplicación al seleccionar la Normativa "España (EHE, EFHE, NCSE y CTE)".

El EC-6 es de aplicación al seleccionar la Normativa "Eurocódigos genéricos", "España (EHE, EFHE, NCSE, EA-95, NBEs, EC5 y EC6)" o la norma Portuguesa.

Para las normas de México D.F., México-USA y Chile se utilizan la norma mexicana "Normas Técnicas Complementarias de Mampostería" de 2004.

La FL-90 es de aplicación al seleccionar la Normativa "España (EH-91, EF-96, NCSE, EA-95, FL-90 y NBEs)", para fábricas que no sean de Termoarcilla ni de bloques de hormigón.

Para el resto de normas y materiales de la fábrica se utiliza el EC-6.

Desde el punto de vista de su función estructural, estos muros transmiten las cargas gravitatorias a la cimentación y proporcionan rigidez al edificio frente a las cargas horizontales (viento y sismo fundamentalmente), especialmente en su propio plano.

Quedan fuera del ámbito de aplicación los muros capuchinos (muros compuesto por dos muros de una hoja paralelos enlazados por llaves), y los muros doblados (muros compuestos por dos hojas paralelas del mismo o distinto material con una junta continua dispuesta entre ellas en el interior del muro). Los muros de cerramiento al revestir exteriormente la estructura no contribuyendo a su resistencia, no deben introducirse en el modelo, al igual que los tabiques.

Los muros de ladrillo, bloques de hormigón o Termoarcilla pueden contar con armadura horizontal prefabricada en sus tendeles (armaduras de tendel). Los muros de bloques huecos de hormigón y de Termoarcilla también pueden tener armadura vertical (prefabricada o no en el primer caso, sólo prefabricada en el segundo). Dichas armaduras contribuyen a la resistencia a flexión de estos muros.

Los muros de piedra (granito o arenisca) estarán formados por piezas sensiblemente paralelepípedicas, asentadas con mortero en hiladas sensiblemente horizontales.

## Propiedades de muros de fábrica

Las propiedades mecánicas de los muros de fábrica son inicialmente calculadas por el programa de acuerdo con lo especificado por EC-6 y CTE SE-F, si bien son modificables por el usuario. En el listado de **Informe Muros de Piezas** se indican las características asignadas a cada muro de la estructura.

Para el cálculo de las características del muro, se utilizan los siguientes datos de partida:

Dato	Descripción
<b>Categoría de las piezas</b>	Se puede definir la Categoría en función de su control de fabricación: I ó II. (Los productos con sello AENOR se consideran de categoría I).
$f_{b,v}$ ; $f_{b,h}$	Resistencia característica de las piezas a compresión vertical (perpendicular a los tendeles) y horizontal (paralelo a los tendeles). El sello AENOR exige una determinada resistencia mínima para cada tipo de pieza, por ejemplo.
<b>Tipo de mortero</b>	El tipo de mortero puede ser <b>Ordinario</b> , <b>Fino</b> (para juntas de entre 1 y 3 mm), <b>Ligero</b> de densidad entre 700 y 1500 Kg/m <sup>3</sup> o <b>Muy ligero</b> de densidad entre 600 y 700 Kg/m <sup>3</sup> . El mortero fino no suele emplearse en este tipo de muros.
<b>Designación del mortero</b>	El mortero se designa con la letra <b>M</b> seguida de su resistencia característica a compresión, $f_m$ , en MPa. La serie utilizada por el programa es M1; M2; M3; M4; M5; M7,5; M10; M12,5; M15; M17,5 y M20. (La nomenclatura tradicional en España definía la

resistencia en Kg/cm<sup>2</sup> en lugar de en MPa. Así, el antiguo M20 equivale, aproximadamente, al actual M2).

**Llagas llenas o a hueso** Se puede indicar si las juntas verticales (llagas) serán rellenas con mortero (llagas llenas) o no (llagas a hueso). Los muros de Termoarcilla, por ejemplo, carecen de mortero en las llagas.

Con estos datos, el programa calcula los valores de defecto de las siguientes magnitudes, de acuerdo con lo establecido en EC-6 y CTE SE-F:

## Resistencia a compresión de la fábrica

La resistencia característica a compresión vertical y horizontal de la fábrica ( $f_{k,v}$ ;  $f_{k,h}$ ) se obtiene con las siguientes expresiones (unidades en MPa y mm):

- Para mortero ordinario, tomando  $f_m$  no mayor de 20 MPa ni mayor de  $0,75 \cdot f_b$  (epígrafe C (1) del CTE SE-F) o mayor de  $2 \cdot f_b$  (apartado 3.6.1.2 (2) del EC-6):

Para el **CTE DB SE-F**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$$

siendo

K = 0,60	para piezas del grupo 1 (macizas);
K = 0,55	para piezas del grupo 2a (perforadas);
K = 0,50	para piezas del grupo 2b (aligeradas) y para bloques de Termoarcilla;
K = 0,40	para piezas del grupo 3 (huecas).

Para el **EC-6**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

siendo

K = 0,55	para piezas de cerámica u hormigón del grupo 1;
K = 0,45	para piezas de cerámica u hormigón del grupo 2;
K = 0,35	para piezas de cerámica del grupo 3 y 4;
K = 0,45	para piezas de piedra natural del grupo 1;

- Para mortero fino, válido para  $f_m$  no menor de 5 MPa en CTE SE-F, tomando  $f_b$  no mayor de 50 MPa en EC-6 y de 5 MPa en CTE SE-F y  $f_m$  no mayor de 20 MPa ni mayor de  $0,75 \cdot f_b$  (epígrafe C (2) del CTE SE-F):

Para el **CTE DB SE-F**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$$

siendo

K = 0,70	para piezas del grupo 1 (macizas);
K = 0,60	para piezas del grupo 2a (perforadas);
K = 0,50	para piezas del grupo 2b (aligeradas) y para bloques de Termoarcilla;

Para el **EC-6**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$$

para piezas de hormigón y piezas cerámicas de los grupos 1 y 4

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}$$

para piezas cerámicas de los grupos 2 y 3

siendo

---

K = 0,75	para piezas de cerámica del grupo 1;
K = 0,70	para piezas de cerámica del grupo 2;
K = 0,50	para piezas de cerámica del grupo 3;
K = 0,35	para piezas de cerámica del grupo 4;
K = 0,80	para piezas de hormigón del grupo 1;
K = 0,65	para piezas de hormigón del grupo 2.

---

- Para mortero ligero, tomando  $f_b$  no mayor de 15 MPa (epígrafe C(3) de CTE SE-F) y  $f_m$  no mayor de 10 MPa (EC-6 apartado 3.6.1.2 (2)):

Para el **CTE DB SE-F**

$$f_k = 0,70 \cdot f_b^{0,65}$$

Para el **EC-6**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

siendo

---

K = 0,40	para piezas de cerámica del grupo 1;
K = 0,30	para piezas de cerámica del grupo 2;
K = 0,25	para piezas de cerámica del grupo 3 y 4;
K = 0,45	para piezas de hormigón.

---

- Para mortero muy ligero, tomando  $f_b$  no mayor de 15 MPa (epígrafe C(3) de CTE SE-F) y  $f_m$  no mayor de 10 MPa (EC-6 apartado 3.6.1.2 (2)):

Para el **CTE DB SE-F**

$$f_k = 0,55 \cdot f_b^{0,65}$$

Para el **EC-6**

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

siendo

---

K = 0,30	para piezas de cerámica del grupo 1;
K = 0,25	para piezas de cerámica del grupo 2;
K = 0,20	para piezas de cerámica del grupo 3 y 4;
K = 0,45	para piezas de hormigón.

---

De acuerdo con el apartado 3.6.2.1 de EC-6, el valor de  $f_k$  en la dirección paralela a los tendeles ( $f_{k,h}$ ) correspondiente a piezas del grupo 2a, 2b y 3 será la mitad del calculado con las expresiones anteriores. Esta prescripción no se contempla en el CTE SE-F.

## Resistencia a cortante de la fábrica

---

La resistencia característica a cortante de la fábrica ( $f_{vk}$ ) se obtiene con las expresiones (3.5) y (3.6) del EC-6 o las expresiones 4.1, 4.2 y 4.3 del CTE SE-F. Depende, entre otras cosas, de la tensión de compresión existente, por lo que no se puede dar un valor "a priori" de un determinado muro. Esta resistencia no podrá superar, en ningún caso, un determinado valor máximo ( $f_{vk,m\acute{a}x}$ ). También se puede especificar la resistencia a corte puro,  $f_{vko}$  (resistencia a cortante con tensión de compresión nula).

Ambos valores ( $f_{vk,m\acute{a}x}$  y  $f_{vko}$ ), se calcula de acuerdo a las siguientes tablas:

Tabla 4.5 del CTE SE-F (adaptada a **Tricalc**)

Piezas	Resistencia del mortero (MPa)	$f_{vko}$ (MPa)	$f_{vk,máx}$ (MPa)
Piezas del grupo 1 (macizas)	10 a 20	0,30	1,7
	2,5 a 9	0,20	1,5
	1 a 2	0,10	1,2
Piezas del grupo 2a (perforadas)	10 a 20	0,30	1,4
	2,5 a 9	0,20	1,2
	1 a 2	0,10	1,0
Piezas del grupo 2b (aligeradas) Piezas de Termoarcilla	10 a 20	0,20	1,4
	2,5 a 9	0,15	1,2
	1 a 2	0,10	1,0
Piezas del grupo 3 (huecas)	10 a 20	0,30	---
	2,5 a 9	0,20	---
	1 a 2	0,10	---

Además,  $f_{vk,máx}$  no será mayor de  $f_{k,v}$  ni de  $f_{k,h}$ . En caso de mortero ligero o muy ligero, los valores de  $f_{vk,máx}$  y  $f_{vko}$  se obtienen de la tabla anterior considerando que  $f_m = 5$  MPa.

Tabla 3.4 del EC-6 (extracto)

Piezas	$f_{vko}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Mortero ordinario	Mortero fino	Mortero ligero
Cerámica	M10 - M20	0,30	0,30
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Hormigón	M10 - M20	0,20	0,30
Piedra natural	M1 - M2	0,10	

En el caso de fábricas con llagas a hueso, si calculamos con el CTE SE-F, el valor de  $f_{vk,máx}$  de la tabla se multiplica por 0,70.

### Resistencia a flexión de la fábrica

La resistencia característica a flexión en el eje X del muro,  $f_{xk1}$  (es decir, la correspondiente al momento  $M_x$ , con plano de rotura paralelo a los tendeles) y la resistencia característica a flexión en el eje Y del muro,  $f_{xk2}$  (correspondiente al momento  $M_y$ , con plano de rotura perpendicular a los tendeles) vienen en CTE SE-F, indicándose en el EC-6 que deberían obtenerse mediante ensayos y aparecer en el Anejo Nacional, aunque las tablas del apartado 3.6.3 (3) sirven como alternativa.

En el programa se utilizan los valores siguientes, que son comunes en la tabla 4.6 del CTE SE-F y en las tablas del apartado 3.6.3 (3):

Tipo de pieza	Morteros ordinarios				Morteros de junta delgada		Morteros ligeros	
	$f_m < 5$ MPa		$f_m \geq 5$ MPa		$f_{xk1}$	$f_{xk2}$	$f_{xk1}$	$f_{xk2}$
	$f_{xk1}$	$f_{xk2}$	$f_{xk1}$	$f_{xk2}$				
Cerámica	0,10	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	0,10	0,10
Sílico-calcareos	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	---	---
Hormigón ordinario	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	---	---
Piedra natural	0,05	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	---	---

## Módulo de elasticidad longitudinal (Young) y coeficiente de Poisson

Por defecto, y de acuerdo con EC-6 y CTE SE-F, el módulo de Young se toma como  $1000 \cdot f_{k,v}$ . El coeficiente de Poisson por defecto para muros de fábrica es 0,25.

## Materiales

El hormigón de relleno a utilizar en la fábrica (por ejemplo en dinteles) se especifica de acuerdo a la normativa de hormigón definida en el programa (EHE para norma española, REBAP para norma portuguesa, etc.). También es posible, en Norma Española y Portuguesa, utilizar la denominación de EC-2 "Cx/y", donde "x" es la resistencia característica a compresión en probeta prismática e "y" esa resistencia en probeta cilíndrica.

La resistencia característica a cortante del hormigón,  $f_{cvkr}$ , se toma de la tabla 3.2 de EC-6 (equivalente a la tabla 4.2 del CTE SE-F, aunque allí, de acuerdo con EHE,  $f_{ck}$  no será inferior a 20 MPa):

Clase de hormigón	C12/15	C16/20	C20/25	≥C25/30
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25
$f_{cvk}$ (MPa)	0,27	0,33	0,39	0,45

El acero de armar para las armaduras de los dinteles, se especifica de acuerdo con la normativa de hormigón seleccionada. Las armaduras horizontales y verticales, sin embargo, responden a las posibilidades de EC-6 y CTE SE-F; es decir, formadas por barras o pletinas lisas o corrugadas y con los siguientes tipos de acero o protecciones ante la corrosión:

- Acero al carbono (es decir, sin protección).
- Acero inoxidable.
- Acero galvanizado.
- Acero con recubrimiento epoxi.

El acero laminado de los dinteles metálicos (para muros que no sean de Termoarcilla), se especifica de acuerdo con la normativa de acero seleccionada (EA-95, CTE SE-A o EC-3).

## Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

El coeficiente parcial de seguridad de la fábrica y de cálculo de las longitudes de anclaje,  $\gamma_M$ , puede especificarse por el usuario o bien calcularse de acuerdo a las siguientes tablas:

Tabla 4.8 del CTE SE-F

$\gamma_M$		Categoría de ejecución de la fábrica		
		A	B	C
Categoría de fabricación de las piezas	I	1,7	2,2	2,7
	II	2,0	2,5	3,0
$\gamma_M$ para anclaje		1,7	2,2	---

donde la categoría de ejecución **A** requiere un control intenso de la obra, y la categoría de fabricación **I** requiere un control intenso en la fabricación de las piezas (por ejemplo, las piezas con sello de calidad AENOR).

Tabla del apartado 2.4.3 (1)P del EC-6 (extracto)

Material	$\gamma_M$
----------	------------

	Clase				
	1	2	3	4	5
<b>Elementos de categoría I</b>	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
<b>Elementos de categoría II</b>	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
<b><math>\gamma_M</math> para anclaje</b>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7

En el listado de **Informe Muros Piezas** se indican los coeficientes parciales de seguridad empleados en cada muro.

## Cálculo de la fábrica no armada

### Compresión vertical y pandeo

La comprobación de un muro de fábrica no armada a compresión vertical con pandeo consiste en verificar que el axil de compresión solicitante de cálculo ( $N_{sd}$ ) es no mayor del resistente ( $N_{Rd}$ ). En este último se contemplan implícitamente las excentricidades (de primer orden, accidental e incluso de pandeo) según la expresión (6.2) de EC-6 (equivalente a la 5.6 del CTE SE-F):

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

donde

$\Phi$	es el factor reductor por efecto de la esbeltez y la excentricidad de carga, que se calcula de forma diferente en la base o cima del muro ( $\Phi_b$ ) que en la mitad de su altura ( $\Phi_m$ ).
t	es el espesor del muro

### Factor reductor por esbeltez y excentricidad

El factor reductor por esbeltez y excentricidad en la base y la cima del muro se obtienen de acuerdo con las expresiones (6.4) y (6.5) de EC-6 (5.7 a 5.9 del CTE SE-F):

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot e_i / t$$

$$e_i = |M_i / N_i| + e_a \geq e_{min}$$

siendo

$ M_i / N_i $	la excentricidad elástica de primer orden: valor absoluto del momento de cálculo existente en la base o cima del muro dividido por el axil de compresión correspondiente. Este momento, resultado del cálculo de esfuerzos de la estructura, ya incluye los efectos de las cargas horizontales (viento, sismo y empujes del terreno, fundamentalmente) así como los provenientes de la excentricidad y empotramiento de la carga de los forjados apoyados en el muro.
$e_a$	es la excentricidad accidental. En el EC-6 su valor se toma como $h_{ef}/450$ , y si se calcula con CTE SE-F, su valor se coge de la siguiente tabla:

Categoría de ejecución		$e_a$
A		$h_{ef} / 500$
B		$h_{ef} / 450$
C	tramo entre forjados	20 mm
	tramo libre por arriba	50 mm

$e_{\min}$	es la mínima excentricidad a contemplar, de valor el máximo entre lo especificado en EC-6 y CTE SE-F (0,05·t) y la excentricidad mínima fijada por el usuario en cada muro (que aparece reflejada en el listado de "Informe Muros de piezas").
------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

El factor reductor por esbeltez y excentricidad en la mitad del muro se obtienen de acuerdo con el anexo G de EC-6 (o el anejo D del CTE SE-F):

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{\frac{u^2}{2}}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_{k,v}}{E}}$$

$$e_{mk} = e_m = \left| \frac{M_m}{N_m} \right| + e_a \geq e_{\min}$$

siendo

$ M_m / N_m $	la excentricidad elástica de primer orden en la mitad del muro: valor absoluto del momento de cálculo existente en esa parte del muro dividido por el axil de compresión correspondiente. Este momento, resultado del cálculo de esfuerzos de la estructura, ya incluye los efectos de las cargas horizontales (viento, sismo y empujes del terreno, fundamentalmente) así como los provenientes de la excentricidad y empotramiento de la carga de los forjados apoyados en el muro.
$e_a$	es la excentricidad accidental (ver el caso de base y cima del muro).
$e_{\min}$	es la mínima excentricidad a contemplar, de valor el máximo entre lo especificado en EC-6 y CTE SE-F (0,05·t) y la excentricidad mínima fijada por el usuario en cada muro (que aparece reflejada en el listado de <b>Informe Muros de piezas</b> ).

### Excentricidad de carga de forjados

En los bordes de los forjados unidireccionales se puede definir, de forma opcional, una determinada entrega en los muros resistentes (que no sean de hormigón armado). El programa entonces asume que el apoyo "**teórico**" del forjado se produce a ¼ de la longitud de entrega fijada, provocando un momento de excentricidad producto de la carga transmitida por el forjado y la distancia entre el punto de apoyo y el plano medio del muro. Este momento aparece como carga de momento en barra en el zuncho de borde del forjado situado sobre el muro.

Esta excentricidad debe considerarse en los forjados apoyados en la coronación del muro (donde existe un apoyo real del forjado sobre la fábrica). También puede emplearse en forjados apoyados en alturas intermedias de los muros cuando el detalle constructivo no garantice que toda la sección del muro supe-

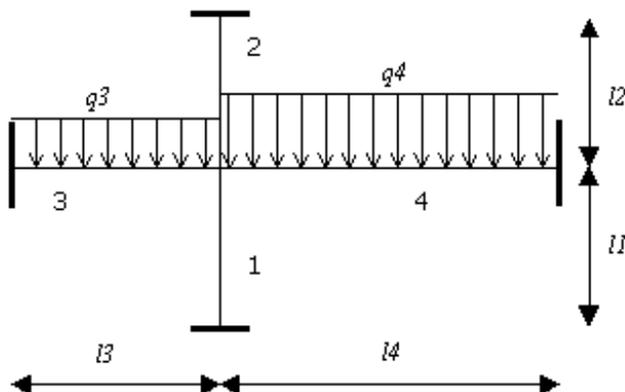
rior trabaje (por ejemplo mediante un angular unido al frente del forjado para que la fábrica del muro superior apoye completamente en el forjado).

### Empotramiento muro – forjados

El programa calcula de forma opcional los momentos de empotramiento de las viguetas de los forjados unidireccionales en los encuentros con los muros resistentes (sean de Termoarcilla o no).

Para su cálculo, se utiliza la expresión (C.1) del anexo C de EC-6 (equivalente a la expresión 5.1 del CTE SE-F), basada en un reparto a una vuelta por el método de Cross:

$$M_i = \frac{\frac{4 \cdot E_i \cdot I_i}{l_i}}{\sum_{j=1}^4 \frac{4 \cdot E_j \cdot I_j}{l_j}} \left[ \frac{q_3 \cdot l_3^2}{12} - \frac{q_4 \cdot l_4^2}{12} \right], \quad \forall i = 1, 2$$



Si alguna de las barras indicadas en la figura no existe, no se considera en la expresión anterior. La suma de los momentos  $M_1$  y  $M_2$  aparece como carga de momento en barra en la viga o zuncho de borde del forjado situado sobre el muro.

Estos momentos no inciden en el cálculo y armado de los forjados unidireccionales, que se calculan con su normativa específica (EFHE, por ejemplo).

En las fichas de forjados unidireccionales se puede definir una rigidez total **EI** que es la utilizada en la expresión anterior. Si no está definida, el programa la obtiene como la rigidez bruta del forjado calculada a partir de sus dimensiones y materiales.

Para el cálculo de la rigidez del muro, el valor del módulo de Young (E) se multiplica por el factor de rigidez a flexión definido en el muro.

Dado que en el momento de calcular este momento no se conoce el nivel de tensiones de compresión a los que estará sometido el muro, no es posible aplicar las reducciones de este momento contempladas en los párrafos (3) a (5) del mencionado anexo C del EC-6 (párrafos (4) y (8) del apartado 5.2.1 del CTE SE-F). En todo caso, es posible (y recomendable) no utilizar este momento de empotramiento en los forjados apoyados en la coronación del muro.

También, si se desea disminuir este momento de empotramiento, se puede

- Aumentar la rigidez del forjado (aumentar su canto, por ejemplo)

- Disminuir la rigidez a flexión de los muros, reduciendo su **factor de rigidez a flexión**. Reduciendo este factor también se puede simular la reducción del momento contemplada en el párrafo (3) de EC-6 o (4) del CTE SE-F antes mencionados.

### Excentricidad debida al crecimiento de los muros

Si, debido al crecimiento de los muros y a su diferente espesor, se produce un cambio de posición del plano medio de un muro con respecto al del muro superior, las tensiones verticales del muro superior producirán un aumento (o disminución) de los momentos existentes en el muro inferior. Este efecto no es tenido en cuenta por el programa en la fase de cálculo de esfuerzos (los muros se calculan siempre respecto de su plano de definición), pero sí, de forma opcional, en la fase de cálculo/comprobación del muro. En el listado del "**Informe Muros de piezas**" se especifica, para cada muro, la excentricidad producida (distancia entre los planos medios del muro inferior y superior) así como el máximo y mínimo momento flector (por metro de ancho de muro) de variación que se produce en el muro inferior.

### Altura, espesor efectivo y esbeltez de un muro

La altura efectiva de un muro,  $h_{ef}$ , es una fracción de su altura total (en el CTE SE-F se la denomina altura de cálculo,  $h_d$ ). En una primera fase, cada muro se divide en diversas alturas por los forjados unidireccionales, reticulares y losas horizontales que atravesase (siempre y cuando esté activada la opción de cálculo de esfuerzos de "**Considerar indeformables en su plano los forjados y losas horizontales**").

La altura efectiva de cada uno de esos tramos se calcula entonces en función de las opciones de inestabilidad / pandeo fijadas de las opciones de cálculo de muros de Termoarcilla:

- Si no se considera el pandeo, se entiende que la altura efectiva del muro es cero.
- Si se fija el factor de longitud de pandeo ("**alfa**"), la altura efectiva es igual a la altura del tramo multiplicada por dicho factor.
- Si se indica que el pandeo se debe comprobar como intraslacional o traslacional, la altura eficaz se calcula conforme a lo especificado en el EC-6 (que no distingue entre estructuras traslacionales e intraslacionales).

La expresión general para el cálculo de la altura eficaz definido en EC-6 (y el CTE SE-F) es

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h$$

donde  $n$  es el número de lados del muro que se consideran arriostrados (entre 2 y 4). En cada muro es posible indicar si los bordes laterales están o no arriostrados.

- Para muros arriostrados sólo en la base y cima por forjados o losas se considera

$$\rho_2 = 1,00 \quad \text{si la excentricidad de la carga en la cima del muro es mayor de } 0,25 \cdot t$$

$$\rho_2 = 0,75 \quad \text{en el resto de casos}$$

- Para muros arriostrados en la base, la cima y un borde lateral ( $L$  es la longitud horizontal del muro):

Si  $L \geq 15 \cdot t$ , como en el caso anterior

Si  $L < 15 \cdot t$  y  $h \leq 3,5 \cdot L$

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left( \frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot L} \right)^2} \cdot \rho_2$$

Si  $L < 15 \cdot t$  y  $h > 3,5 \cdot L$

$$\rho_3 = \frac{1,5 \cdot L}{h}$$

$\rho_3 \geq 0,3$  en el caso del **EC-6**

- Para muros arriostrados en los cuatro lados:

Si  $L \geq 30 \cdot t$ , como arriostrado sólo en la base y la cima

Si  $L < 30 \cdot t$  y  $h \leq 1,15 \cdot L$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left( \frac{\rho_2 \cdot h}{L} \right)^2} \cdot \rho_2$$

Si  $L < 30 \cdot t$  y  $h > 1,15 \cdot L$

$$\rho_4 = \frac{0,5 \cdot L}{h}$$

El espesor efectivo del muro,  $t_{ef}$ , se toma igual a su espesor nominal. En el CTE SE-F, se le denomina espesor de cálculo,  $t_d$ .

La esbeltez de un muro,  $h_{ef} / t_{ef}$ , no será mayor de 27. Si lo es, y además el axil de cálculo es  $N_d > 0,1 \cdot A \cdot f_{td}$ , al muro se le asignará una error de esbeltez excesiva.

La longitud, altura, altura efectiva y esbeltez máximas de cada muro aparecen reflejadas en el listado de **Informe Muros de piezas**.

### Axil más flexión

Cuando la compresión no es vertical, se debe comprobar:

$$e = |M_{Sd} / N_{Sd}| < 0,5 \cdot t$$

$$|N_{Sd}| \leq N_{Rd} = (1 - 2 \cdot e/t) \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$$

Cuando el axil es nulo o de tracción; o bien la anterior comprobación falla, se utilizan las expresiones (6.14) y (6.15) de EC-6 generalizadas:

$$\frac{|M_{Sd}|}{Z} - \frac{N_{Sd}}{A} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$\frac{|M_{Sd}|}{Z} + \frac{N_{Sd}}{A} \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_M}$$

donde

$M_{Sd}$	es el momento solicitante de cálculo por unidad de ancho de muro
$N_{Sd}$	es el axil solicitante de cálculo, considerándolo positivo si es de tracción
Z	es el módulo resistente de la fábrica: $Z = t^2 / 6$ (por unidad de ancho de muro)
A	es el área de la sección: $A = t$ (por unidad de ancho de muro)

$f_k$	es la resistencia característica a compresión de la fábrica en la dirección considerada
$f_{tk}$	es la resistencia característica a tracción de la fábrica en la dirección considerada. Si la excentricidad del axil supera $0,4 \cdot t$ , se toma $f_{tk} = f_{xk1}$ ó $f_{xk2r}$ , lo que corresponda. Si la excentricidad es menor, se toma $f_{tk}$ como el menor entre $0,1 \cdot f_k$ y $f_{vko}$ .

## Cortante

La comprobación a cortante es la basada en las expresiones (6.12) y (6.13) de EC-6:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = f_{vk} \cdot A / \gamma_M$$

Para evaluar  $V_{Sd}$  se tienen en cuenta dos direcciones del cortante: una horizontal formada por el cortante de tensión plana (provocado por las tensiones  $\tau_{xy}$ ) y el cortante de flexión vertical; otra vertical formada por el cortante de tensión plana y el cortante de flexión horizontal.

En EC-6:

- Para evaluar la tensión resistente a cortante,  $f_{vkr}$ , se utiliza la expresión (3.5) de EC-6, es decir, la menor entre:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$$

$$f_{vk} = 0,065 \cdot f_b$$

- En el caso de muros con juntas verticales sin mortero (llagas a hueso), para evaluar la tensión resistente a cortante,  $f_{vkr}$  se utiliza la expresión (3.6) de EC-6, es decir, la menor entre:

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$$

$$f_{vk} = 0,045 \cdot f_b$$

En ambos casos,  $f_{vk}$  nunca será menor de  $f_{vko}$ .  $\sigma_d$  es la tensión de cálculo a compresión perpendicular al cortante considerado. Si en el muro está definida una banda antihumedad en su zona inferior, esta resistencia se reduce multiplicándola por el factor definido por el usuario en el muro.

En el caso del CTE SE-F, las expresiones anteriores se sustituyen por:

- Para evaluar la tensión resistente a cortante,  $f_{vkr}$ , se utiliza la expresión (4.1) del CTE SE-F, es decir, la menor entre:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,36 \cdot \sigma_d$$

$$f_{vk} = 0,065 \cdot f_b$$

$$f_{vk} = f_{vk, \text{máx}}$$

- En el caso de muros con juntas verticales sin mortero (llagas a hueso), para evaluar la tensión resistente a cortante,  $f_{vkr}$  se utiliza la expresión (4.2) del CTE SE-F, es decir, la menor entre:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,45 \cdot \sigma_d$$

$$f_{vk} = 0,045 \cdot f_b$$

$$f_{vk} = 0,7 \cdot f_{vk, \text{máx}}$$

## Refuerzo de integridad estructural

Los muros de bloques huecos de hormigón, aunque se calculen como fábrica no armada, deben contar con armadura vertical que garantice la integridad estructural del muro. Esta armadura se dispondrá, al menos, en los extremos e intersecciones de muros y cada no más de 4 metros.

## Cálculo de la fábrica armada

---

Se consideran los dominios de deformación definidos en EC-6 y CTE SE-F (similar a los de EHE o REBAP): un diagrama de tensiones rectangular con profundidad de la cabeza de compresión  $0,8 \cdot x$  y tensión de compresión  $f_{ck}/\gamma_M$  ó  $f_{ck}/\gamma_{M1}$ . Cuando una zona comprimida incluya parte de fábrica y parte de hormigón o mortero, como resistencia de cálculo a compresión se tomará la del material menos resistente.

Los muros resistentes de Termoarcilla, podrán contar, si es necesario y así se define en las opciones, con armaduras en los tendeles y/o armaduras verticales alojadas en huecos dejados al efecto por piezas especiales de la fábrica.

Los muros resistentes de bloques de hormigón, podrán contar, si es necesario y así se define en las opciones, con armaduras en los tendeles y/o si los bloques son huecos, armaduras verticales (prefabricadas o redondas) alojadas en los alvéolos de las piezas.

Los muros resistentes de ladrillo, podrán contar, si es necesario y así se define en las opciones, con armaduras en los tendeles.

Las armaduras prefabricadas a disponer se toman de la base de datos de armaduras prefabricadas para muros de fábrica. Estas armaduras están formadas por dos cordones (de uno o dos redondos o pletinas) y una armadura transversal en zig-zag que los une. Cada armadura posee una determinada calidad de acero (límite elástico) una adherencia (corrugado o no) y una determinada protección (al carbono, inoxidable, galvanizado o epoxi). El programa escogerá de entre las armaduras activas que posean la calidad y protección especificadas en las opciones y que además cumplan los requisitos de recubrimientos exigidos en la normativa.

Si bien el apartado 8.2.4(2) de EC-6 y el 7.5.1 del CTE SE-F indican que el diámetro mínimo a utilizar será de 5 y 6 mm respectivamente, el programa permite utilizar armaduras con cordones de 5 mm como mínimo y diagonales de 4 mm como mínimo.

**Nota:** La actual redacción del CTE DB SE-F, de abril de 2009, permite que las armaduras longitudinales de tendel tengan un diámetro mínimo de 5 mm, y las diagonales en celosía de armaduras prefabricadas electrosoldadas, un diámetro de 4 ó 4,5 mm.

Los muros resistentes armados se consideran homogéneos, es decir, se calcula una resistencia media proporcionada por la armadura que se supone constante en toda la superficie del muro. Para que esa hipótesis sea válida, el programa limita la distancia máxima entre armaduras exigidas por EC-6 y CTE SE-F.

### Armaduras de tendel

---

De acuerdo con EC-6 y CTE SE-F, el recubrimiento mínimo vertical de esta armadura es de 2,5 y 2 mm, respectivamente. Esto implica, que para llagas de 1 cm, el máximo diámetro a utilizar será de 5 mm en EC-6 y 6 mm en CTE SE-F. El recubrimiento lateral de mortero será no menor de 15 mm, por lo que el ancho máximo de esta armadura será el espesor del muro menos 30 mm.

La separación máxima entre armaduras de tendel es de 600 mm, de acuerdo con el apartado 7.5.1 del CTE SE-F. Se utiliza también esa separación máxima para cálculo con EC-6. La separación mínima es una hilada.

La cuantía mínima de la armadura longitudinal es de un 0,03% de la sección del muro, de acuerdo con el apartado 8.2.3 de EC-6 y el 7.5.1 del CTE SE-F.

## Armaduras Verticales

### Muros de Termoarcilla

---

Los recubrimientos a considerar en las armaduras verticales son los mismos que en las armaduras de tendel, de acuerdo con la interpretación de EC-6 propugnada por el Consorcio Termoarcilla y el ITEC (Instituto Tecnológico de la Construcción de Cataluña, que es el ponente del CTE SE-F). Como los huecos en los que se aloja este tipo de armadura tienen entre 30 y 40 mm de espesor, la armadura vertical habitual está formada por cordones dobles de entre 5 y 6 mm de diámetro.

La separación máxima entre armaduras verticales es de 4 metros, de acuerdo con el apartado 8.4(3) de EC-6. La separación mínima se establece en el doble de la longitud de la pieza base utilizada (es decir, en 600 mm con las dimensiones habituales de los bloques de Termoarcilla).

El ancho efectivo de cada armadura vertical será la distancia entre armaduras, pero no mayor de tres veces el espesor del muro. La cuantía longitudinal será no mayor del 4% de la sección eficaz (apartado 8.2.7(4) de EC-6 y 7.5.4 del CTE SE-F) ni menor del 0,05% en EC-6 (apartado 8.2.3(1)) ni del 0,1% de dicha sección (apartado 7.5.1 del CTE SE-F). La sección eficaz se establece como el ancho eficaz por el canto útil de la sección. Para cumplir la comprobación de  $A_s \geq 0,001 \cdot A_{ef}$ , se reduce el ancho eficaz a considerar si es necesario.

Cuando un muro sólo posea armadura vertical, se deberá disponer algún tipo de anclaje o llave en los tendeles que atraviese para así garantizar la traba del muro.

Nota: La disposición de armaduras verticales en muros de Termoarcilla precisa de piezas especiales no siempre disponibles.

### Muros de Bloques huecos de hormigón

---

El recubrimiento a considerar en las armaduras verticales (prefabricadas o no) 20 mm (apartado 8.2.2 (2) de EC-6 y apartado 3.3 del CTE SE-F). La armadura prefabricada vertical habitual está formada por cordones dobles de entre 5 y 6 mm de diámetro. La armadura no prefabricada está formada por entre 1 y 4 redondos.

La separación máxima entre armaduras verticales es de 4 metros, de acuerdo con el apartado 8.4(3) de EC-6. La separación mínima se establece en la distancia entre alvéolos (es decir, en 200 mm con las dimensiones habituales de los bloques huecos de hormigón).

El ancho efectivo de cada armadura vertical será la distancia entre armaduras, pero no mayor de tres veces el espesor del muro. La cuantía longitudinal será no mayor del 4% de la sección eficaz (apartado 8.2.7 (4) de EC-6 y 7.5.4 del CTE SE-F) ni menor del 0,05% en EC-6 (apartado 8.2.3(1)) ni del 0,1% de dicha sección (apartado 7.5.1 del CTE SE-F). La sección eficaz se establece como el ancho eficaz por el canto útil de la sección. Para cumplir la comprobación de  $A_s \geq 0,001 \cdot A_{ef}$ , se reduce el ancho eficaz a considerar si es necesario.

## Resistencia a las solicitaciones normales

---

Para la comprobación de la resistencia a solicitaciones normales (axil más momento) de una determinada armadura situada a una determinada distancia, el programa construye una curva cerrada de interacción axil – momento de la sección en el agotamiento, siguiendo los dominios de deformación establecidos en EC-6 y el CTE SE-F.

Si la pareja de solicitaciones actuantes ( $N_{Sd}$  y  $M_{Sd}$ ) se sitúa dentro de esa curva, la sección es correcta. El grado de sollicitación de la sección se mide por la distancia a la curva de agotamiento.

El momento de sollicitación,  $M_{Sd}$ , en el caso de compresiones verticales, vendrá modificado de acuerdo con las excentricidades mínima, accidental y de pandeo que se produzcan; calculadas de acuerdo con lo indicado en el apartado **Cálculo de fábrica no armada/Compresión vertical y pandeo** de este anexo.

## Resistencia a cortante

En el CTE SE-F, la contribución a la resistencia a cortante de la armadura de tendeles es la siguiente:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 2,0 \text{ MPa} \cdot t \cdot L_d$$

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot L_d$$

$$V_{Rd2} = 0,67 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot L_d / s$$

siendo

$f_{vd}$	la resistencia de cálculo a cortante de la fábrica;
$t$	el espesor, en su caso residual, del muro;
$L_d$	la longitud comprimida del muro debida a las acciones verticales, equilibrando a las horizontales, descontando pues la zona de tracción, suponiendo una distribución lineal de tensiones;
$s$	separación vertical entre las armaduras de tendel.

En el EC-6, consideramos dos casos:

- Muros sometidos a acciones horizontales en su plano: utilizamos el apartado 6.7.2, comprobando que:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 2,0 \text{ MPa} \cdot t \cdot \ell$$

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot \ell$$

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}$$

siendo

$\ell$	Longitud del muro
$A_{sw}$	Área total del armado de cortante a lo largo de la parte del muro que está siendo considerada

- Muros sometidos a acciones verticales en su plano: en este caso nos servimos del apartado 6.7.3, comprobando que:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 \cdot f_b \cdot b \cdot d$$

Siendo

$f_b$	Resistencia a compresión en la dirección de la carga;
$b$	Espesor del muro;
$d$	Canto útil.

## Anclaje de las armaduras

Las armaduras prefabricadas de la biblioteca pueden especificar una longitud de solape, calculada en general mediante ensayos (como permite EC-6 o CTE SE-F) y que tiene en cuenta la contribución de la armadura trasversal soldada en zig-zag.

En el caso de que dicha longitud no esté establecida (sea cero) el programa calcula la longitud de anclaje de los cordones longitudinales tal y como establece el apartado 8.2.5 de EC-6 o 7.5.2 del CTE SE-F. La longitud de solape se toma entonces como dos veces la longitud de anclaje calculada, lo que corresponde a barras traccionadas cuando se solapa el 30% de las barras de la sección y la distancia libre entre solapes es menor que 10 diámetros, o el recubrimiento de hormigón o mortero es menor que 5 diámetros.

La longitud básica de anclaje en prolongación, según la expresión (8.1) de EC-6 y (7.1) del CTE SE-F es:

$$l_b = \gamma_M \cdot \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{f_{bok}}$$

donde

$\Phi$	es el diámetro equivalente de la barra de acero
$f_{bok}$	es la resistencia característica de anclaje por adherencia
$\gamma_M$	es el coeficiente parcial de seguridad para anclajes de la armadura

El valor de  $f_{bokr}$ , en MPa, se toma de la siguientes tablas

$f_{bok}$	Armaduras confinadas				
	Hormigón	C12/15	C16/20	C20/25	≥C25/30
barras lisas	1,3	1,5	1,6	1,8	
resto de barras	2,4	3,0	3,4	4,1	

$f_{bok}$	Ligante	Armaduras no confinadas				
	Hormigón	No usado	C12/15	C16/20	C20/25	≥C25/30
	Mortero	M2-M5	M5-M9	M10-M14	M15-M19	M20
barras lisas	0,5	0,7	1,2	1,4	1,5	
resto de barras	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	

Teniendo en cuenta que las únicas armaduras que se consideran confinadas son las de los dinteles o cargaderos.

Si el anclaje es por patilla, la longitud necesaria de anclaje se puede multiplicar por 0,7. Después del doblado debe haber una longitud recta de no menos de 5 diámetros.

Cuando la armadura existente es mayor de la estrictamente necesaria, la longitud de anclaje se reduce proporcionalmente pero no a menos de

- $0,3 \cdot l_b$ .
- 10 diámetros.
- 100 mm.

## Cálculo de la fábrica confinada

Los muros de fábrica se consideran confinados si existen en su interior pilares y vigas de hormigón armado. Se comprueba entonces el confinamiento existente con las siguientes especificaciones del apartado 8.4 de EC-6 o 7.5.5 del CTE SE-F:

- Los pilares deben ser de sección no menor de  $0,02 \text{ m}^2$  y de lados no menores de 100 mm.
- Debe haber pilares a ambos lados de los huecos de superficie mayor de  $1,5 \text{ m}^2$ .
- La distancia entre pilares no excederá de 4 m.

Si se incumple alguna de estas limitaciones se reflejará con un mensaje de error del muro.

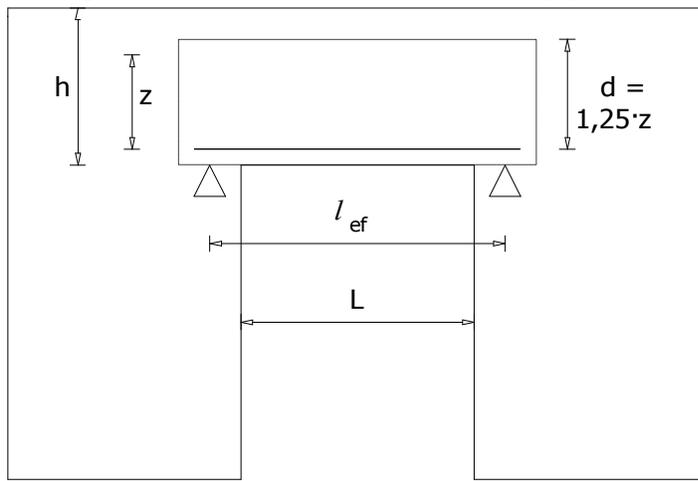
Los recuadros de fábrica confinada se calculan de acuerdo con sus características como fábrica armado o fábrica no armada, si bien, de acuerdo con EC-6 y CTE SE-F, deben contar con armaduras de tendel cada no más de 600 mm. Estas armaduras deben anclarse eficazmente en los pilares que sirven de confinamiento al muro.

Los elementos de confinamiento, que son más rígidos que la fábrica a la que confinan, absorberán una mayor parte de las solicitaciones y tensiones existentes en el muro.

### Dinteles

Los dinteles en los muros de Termoarcilla y de bloques de hormigón pueden construirse mediante piezas especiales de este material (zunchos) que sirven de encofrado a una viga de hormigón armado que dota de la necesaria armadura de refuerzo al dintel.

Los dinteles en los muros de fábrica (salvo Termoarcilla) pueden construirse con un perfil metálico, que debe resistir por sí mismo las solicitaciones existentes. Además, para evitar la aparición de fisuras, se limita la flecha de este cargadero metálico a  $L/500$  considerándolo biapoyado.



Los dinteles se calculan como vigas de gran canto y siguiendo las especificaciones del apartado 5.7 del CTE SE-F (similar al apartado 6.6.4 de EC-6), es decir:

- La luz efectiva (luz de cálculo) es  $l_{ef} = 1,15 \cdot L$ ; siendo  $L$  la luz libre del hueco.
- El brazo de palanca de la armadura,  $z$ , es la menor dimensión entre  $0,7 \cdot l_{ef}$  y  $0,4 \cdot h + 0,2 \cdot l_{ef}$ , siendo  $h$  la altura libre del dintel. Si  $h < 0,5 \cdot l_{ef}$  se considera que la altura del dintel es insuficiente y se indica el correspondiente mensaje de error. En todo caso, el brazo de palanca no se considera mayor de  $z = h/1,30$ .
- El canto útil de la sección es  $d = 1,30 \cdot z$ .

El programa toma, como entrega del muro, el múltiplo de 100 mm más próximo por exceso de la longitud  $l_{ef} - L$  (es decir, considerando que el apoyo teórico del dintel se produce en la mitad de la longitud de la entrega).

### Esfuerzos a considerar

Los esfuerzos a resistir por el cargadero son:

- Para el cálculo de  $M_{Sd}$  se integran las tensiones  $\sigma_x$  en la altura "d" del cargadero en 7 puntos de la luz libre del mismo.
- Para el cálculo de  $V_{Sd}$  se integran las tensiones  $\tau_{xy}$  en la altura "d" del cargadero en ambos extremos del dintel.

## Dinteles de hormigón armado (muros de Termoarcilla y de bloques de hormigón)

### Armadura longitudinal del dintel

La armadura se calcula de acuerdo a la expresión

$$A_s = \frac{M_{Sd} \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot z}$$

En todo caso, se verifica que el momento resistente,  $M_{Rd}$ , no es mayor que:

- En el **CTE DB SE-F**:

$$0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M \quad (\text{apartado 5.7.2})$$

- En el **EC-6**:

$$0,4 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M \quad \text{para piezas del grupo 1 que no sean de hormigón ligero (6.31a)}$$

$$0,3 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2 / \gamma_M \quad \text{para piezas de los Grupos 2,3 y 4 y para piezas de hormigón ligero de Grupo 1 (6.31b).}$$

siendo

$f_k$	el mínimo entre la resistencia característica a compresión horizontal de la fábrica ( $f_{k,h}$ ) y la resistencia a compresión del hormigón del cargadero.
$b$	es el ancho del cargadero, que es igual al espesor del muro.
$d$	es el canto útil del cargadero.

La armadura dispuesta se ancla a partir del punto teórico de apoyo, es decir, a partir de la luz eficaz  $l_{ef}$ .

### Comprobación a cortante del dintel

La comprobación a cortante es:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

$V_{Rd1}$  se calcula mediante la expresión (6.39) de EC-6:

$$V_{Rd1} = f_{vk} \cdot b \cdot d / \gamma_M$$

siendo

$f_{vk}$	el mínimo entre la resistencia característica a cortante de la fábrica y el del hormigón de relleno del dintel.
$b$	es el ancho del cargadero, que es igual al espesor del muro.
$d$	es el canto útil del cargadero.

Si esta comprobación no se cumple, se añade al cortante resistido la contribución de la armadura transversal del dintel, según la expresión (6.42) de EC-6:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot d_h \cdot (A_{sw}/s) \cdot (f_{yk}/\gamma_s)$$

donde

$d_h$	es el canto útil de la sección de hormigón exclusivamente (no se puede utilizar el canto útil del dintel porque los estribos del mismo no cubren todo ese canto).
-------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

## Dinteles de acero (muros de material distinto a Termoarcilla)

---

Los dinteles de acero deben resistir los esfuerzos  $M_{sd}$  y  $V_{sd}$  de acuerdo con la normativa de acero (CTE SE-A, EC-3 ó EA-95). Para ello, el programa ordena todos los perfiles útiles de la serie asignada al cargadero (HEA, HEB, IPE, ...) de menor a mayor peso (a igualdad de peso, primero el de menor canto), seleccionándose el primero que resista los esfuerzos solicitantes y posea una flecha menor de  $L/500$ .

### Comprobación del apoyo del dintel

---

En el caso de muros de Termoarcilla, al ser los bloques de Termoarcilla del grupo 2b (ó aligerados), no existe aumento de resistencia a compresión de la fábrica por tratarse de una carga concentrada. Sin embargo, sí se tiene en cuenta que la comprobación se realiza como tensión media a compresión en toda la superficie ( $A_b$ ) de apoyo.

En el caso de muros de material distinto a la Termoarcilla tampoco se tiene en cuenta el aumento de resistencia a compresión que podría aplicarse si las piezas del muro son del grupo 1 (macizas). Como el dintel metálico suele ser de ancho menor al espesor de la fábrica, el apoyo debe realizarse mediante una pieza de ancho el espesor del muro y resistencia adecuada, recomendándose un dado de hormigón.

Por tanto, a lo largo de la longitud de entrega se integran las tensiones  $\sigma_y$  existentes en el muro para obtener  $N_{sd}$ ; siendo  $N_{Rd} = A_b \cdot f_{k,v} / \gamma_M$ .

### Cargas concentradas

---

El programa permite realizar en cualquier nudo o nodo de una pared, el peritaje de las tensiones verticales como carga concentrada. Para ello se define el tamaño del área cargada a considerar ( $b_{ef}$  y  $t_{ef}$ ). La dimensión paralela al muro de este apoyo no podrá definirse como menor de 100 mm. El programa entiende que el valor de la dimensión paralela al muro se reparte a partes iguales a izquierda y derecha del nudo indicado. La dimensión perpendicular al muro podrá ser como máximo el espesor del mismo; si se indica una dimensión de valor mayor que el espesor del muro el programa ajusta automáticamente el valor del canto eficaz al espesor del muro. Si se selecciona un nudo situado sobre una de las esquinas del muro, el programa entiende que el valor del ancho indicado no se puede disponer en su totalidad, eliminando la parte de apoyo que quedaría fuera del muro y, por tanto, tomando un valor de ancho eficaz de la mitad del valor indicado.

A lo largo de la longitud de apoyo se integran las tensiones  $\sigma_y$  existentes en el muro para obtener  $N_{sd}$ ; siendo  $N_{Rd} = \xi \cdot b_{ef} \cdot t_{ef} \cdot f_{k,v} / \gamma_M$ .

El coeficiente  $\xi$  es un coeficiente de amplificación de valor entre 1,00 y 1,50 que se calcula de acuerdo con el apartado 6.1.3 de EC-6 o el Anejo F del CTE SE-F. Baste indicar aquí que para muros de Termoarcilla y muros de fábrica constituidos por piezas distintas del grupo 1 (macizas) su valor es 1,00.

Tras realizar la peritación del muro ante la carga concentrada existente, el programa mostrará información del axil solicitante a compresión  $N_{sd}$ , el axil resistente a compresión  $N_{Rd}$  y las dimensiones del apoyo consideradas, indicando si la comprobación es correcta o no.

### Rozas y Rebajes

---

Las rozas y rebajes definidos no se tienen en cuenta en la etapa de modelización, cálculo de esfuerzos y obtención de tensiones. Se consideran en una peritación posterior de la resistencia del muro.

Mediante la función correspondiente se puede realizar el peritaje del muro en esa zona. Tras el peritaje el programa emitirá un mensaje en el que indicará si no es necesario tener en cuenta la roza o rebaje (de acuerdo con el capítulo 8.6 de EC-6 o el 4.6.6 del CTE SE-F), ó que la comprobación es correcta ó, por el contrario existen errores, en cuyo caso indicará sus características.

No se permiten rozas horizontales (o inclinadas) si existe armadura vertical en el muro. De mismo modo, no se permiten rozas verticales (o inclinadas) si existe armadura de tendeles en el muro.

De acuerdo con la tabla del apartado 8.6.2 de EC-6, no será necesario considerar la existencia de rozas o rebajes verticales en la fábrica si se cumple:

Espesor del muro (mm)	Rozas		Rebajes	
	profundidad máxima (mm)	ancho máximo (mm)	ancho máximo (mm)	espesor residual mínimo (mm)
≤ 115	30	100	300	70
116 – 175	30	125	300	90
176 – 225	30	150	300	140
226 – 300	30	175	300	175
> 300	30	200	300	215

Nota: si el espesor del muro es mayor o igual que 225 mm y la roza no se prolonga más allá de 1/3 de la altura de la planta, ésta puede tener una profundidad de hasta 80 mm y un ancho de hasta 120 mm.

De acuerdo con la tabla del apartado 8.6.3 de EC-6, no será necesario considerar la existencia de rozas horizontales o inclinadas en la fábrica si se cumple:

Espesor del muro (mm)	Profundidad máxima (mm)	
	Longitud ilimitada	Longitud ≤ 1,25 m
≤ 115	0	0
116 – 175	0	15
176 – 225	10	20
226 – 300	15	25
> 300	20	30

Si la roza o rebaje posee una profundidad tal que el espesor residual del muro es menor o igual que 5 cm, se considera que dicha profundidad es excesiva.

El CTE SE-F es más estricto que EC-6, puesto que se aplican las limitaciones impuestas a las rozas también a los rebajes.

En el caso de Norma Española, si hay sismo definido, la profundidad de las rozas tampoco podrá superar 1/5 del espesor del muro, ni podrán dejar un espesor residual de muro menor de 12 cm (ó 14 cm si la aceleración sísmica de cálculo supera 0,12g); todo ello de acuerdo con los artículos 4.4.1 y 4.4.2 de la norma sismorresistente NCSE-02.

**IMPORTANTE:** En el caso de rozas o rebajes en muros de piezas huecas, previo a la realización de una roza o de un rebaje se considerará la distribución de los huecos que tenga la pieza de base ya que debido a ella se podría producir una pérdida de sección resistente y/o de aumento de la excentricidad con la que se aplican las cargas muy superior a la previsible en el caso de piezas macizas (a cuando se trabaja bajo el concepto de "sección bruta").

## Requerimientos constructivos de la norma sismorresistente española NCSE-02 referentes a muros de fábrica

La norma sismorresistente española NCSE-02 establece los siguientes requisitos respecto a las de estructuras de muros resistentes de fábrica.

## Criterio general de diseño

---

---

Cuando  $0,08 g \leq a_c \leq 0,12 g$ , la altura máxima de una estructura de muros será de 4 plantas y cada una de ellas de una altura no superior a 20 veces el espesor del muro. No se presentarán cambios de rigidez por causa de variaciones del espesor superiores a medio canto del forjado en el paso de una planta a otra.

Si  $a_c > 0,12 g$  la altura máxima será de dos plantas.

El espesor mínimo para muros exteriores será de 14 cm y de 12 cm para los interiores. Además, para una aceleración de cálculo  $a_c \geq 0,12 g$ , el espesor mínimo de los muros exteriores será de 24 cm. Si se trata de muros interiores el espesor mínimo será de 14 cm.

Para los valores de  $a_c \geq 0,08 g$ , todos los elementos portantes de un mismo edificio se realizarán con la misma solución constructiva. Es decir, si hay muros de carga no puede haber pórticos de hormigón o acero, por ejemplo.

Ninguno de estos aspectos es comprobado de forma automática por el programa.

## Huecos, entrepaños y rozas

---

---

La distancia entre los huecos no será menor de 60 cm, ni la existente entre un hueco y una esquina inferior a 80 cm. En caso contrario, los paños que hayan entre ellos no se considerarán resistentes y no se podrán considerar portantes.

En los muros de carga y de arriostramiento sólo se admitirán rozas verticales separadas entre sí por lo menos 2 m y cuya profundidad no excederá de la quinta parte de su espesor. En cualquier caso, el grueso reducido no será inferior a los valores especificados en el apartado anterior.

Ninguno de estos aspectos es comprobado por el programa, salvo lo indicado en el apartado **Rozas y Rebajes**.

## Refuerzos en muros

---

---

Cuando  $a_c \geq 0,12 g$ , los muros de fábrica deben ser confinados por elementos verticales y horizontales a distancias menores de 5 m. Además, la diagonal de un paño entre elementos confinantes debe ser inferior a 40 veces el espesor del muro.

Cuando los elementos confinantes se realicen en hormigón, la sección transversal tendrá, al menos, 15 cm de altura y la anchura total del muro, reducida esta última, en su caso, en la cantidad mínima que se precise para la continuidad de los paramentos vistos. El armado será, al menos, de 4  $\emptyset$  10 longitudinal más un  $\emptyset$  6 cada 25 cm como armadura transversal.

Ninguno de estos aspectos es comprobado de forma automática por el programa.

## Resistencia al fuego de las fábricas

---

---

La resistencia al fuego de las fábricas se evalúa de acuerdo a la EN 1999-1-2:2004 + AC:2009, incluso cuando la normativa seleccionada sea el CTE, ya que, desgraciadamente, el Anejo F del CTE DB SI sobre Resistencia al fuego de la fábrica es francamente insuficiente y deja fuera la inmensa mayoría de los casos habituales.

En función del tipo de pieza de la fábrica, su mortero y posible capa de protección, la norma establece una relación entre espesor de la fábrica y resistencia al fuego (criterio R) que comporta. Para ello se definen numerosas tablas que no se reproducen en este documento.

## Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes

Al seleccionar en **Tricalc** la normativa 'Eurocódigos Genéricos', la evaluación de la acción sísmica se realiza de acuerdo con la norma EN 1998-1:2004 + AC:2009 (Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes. Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación).

También es posible, de forma opcional, respetar las requerimientos constructivos y de armado definidos en el capítulo 5 de dicho eurocódigo referente a los elementos de hormigón armado de la estructura.

### Requerimientos

Salvo lo que indique el Anexo Nacional, una estructura de importancia normal ( $\gamma_I = 1$ ) debería ser dimensionada de forma que:

- No se produzca un colapso global ni local de la misma. Para ello, se establece un período de vida útil  $T_L = 50$  años en el que haya una probabilidad  $P_{NCR} = 10\%$  de que se supere la intensidad de un sismo con período de retorno  $T_{NCR} = 475$  años.
- No se produzcan daños excesivos en la misma que supongan un coste de reparación del edificio excesivo. Para ello, se establece un período de vida útil  $T_L = 10$  años en el que haya una probabilidad  $P_{DLR} = 10\%$  de que se supere la intensidad de un sismo con período de retorno  $T_{DLR} = 95$  años (de menor intensidad, por tanto, que en el caso del colapso).

En **Tricalc** sólo se comprueba el primero de estos casos.

### Tipos de terreno

Para la caracterización de la acción sísmica, en la tabla 3.1 se establecen los siguientes tipos de terreno.

Tabla 3.1: Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descripción estratigráfica	Parámetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{STP}$ (golpes/30 cm)	$C_u$ (kPa)
A	Roca o terreno rocoso a partir de 5 m de profundidad	> 800	--	--
B	Arena o grava muy densa; arcilla muy dura de varias decenas de metros de profundidad	360 – 800	> 50	> 250
C	Arena o grava densa o semidensa; arcilla dura de varias decenas de metros de profundidad	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Arena o grava de baja a media densidad; arcilla blanda o semidura	< 180	< 15	< 70
E	Estrato tipo C o D de entre 5 y 20 m de profundidad sobre estratos de tipo A			
S <sub>1</sub>	Terreno con estratos de más de 10 de espesor de arcilla blanda con alta plasticidad ( $PI > 40$ ) y alto contenido en agua	< 100	--	10 – 20
S <sub>2</sub>	Terreno arcilloso sensible a la licuefacción y resto de tipos de terreno			

La clasificación se realizará a partir de la velocidad de propagación de las ondas de cortante en los 30 primeros metros de profundidad,  $v_{s,30}$ , cuando sea posible. De lo contrario, se usará el valor de  $N_{STP}$ . Los tipos **S<sub>1</sub>** y **S<sub>2</sub>** requieren un estudio especial, por lo que **Tricalc** no los contempla.

## Acción sísmica

En este apartado se define la manera de evaluar la acción sísmica de cada estructura.

### Clases y factores de importancia

Dependiendo del tipo de edificio, se le asigna una determinada 'clase de importancia', en función de la cual, tendrá su correspondiente factor de importancia  $\gamma_I$ . Salvo lo indicado en el Anexo Nacional, puede utilizarse la siguiente tabla.

Tabla 4.3: Clases de importancia para edificios

Clase	Edificio	$\gamma_I$
I	Poca importancia para la seguridad de personas (Edificios agrícolas...)	0,8
II	Edificios ordinarios no pertenecientes a otras clases	1,0
III	Edificios cuyo colapso en un sismo causa grandes consecuencias (escuelas, locales de reunión, museos...)	1,2
IV	Edificios de vital importancia para la protección civil (hospitales, bomberos, centrales eléctricas...)	1,4

### Zonas sísmica

Cada zona sísmica se caracteriza por la aceleración máxima del terreno de referencia para terrenos tipo A correspondiente a un período de retorno  $T_{NCR}$ , que se designa como  $\alpha_{gR}$ . La zonificación del territorio se debe establecer en el Anexo Nacional de la EN 1998-1, que a día de hoy, no está disponible ni en España ni en Portugal.

En el caso de España, puede asumirse que  $\alpha_{gR}$  coincide aproximadamente con el valor de la aceleración sísmica básica  $a_b$  definida por la norma española NCSE-02.

Para otros períodos de retorno, se utiliza el factor de importancia  $\gamma_I$  y se adopta una aceleración sísmica de cálculo

$$\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$$

En función de dicha aceleración, la sismicidad de un lugar se clasifica como:

- **Muy baja sismicidad** cuando  $\alpha_g \leq 0,04 \cdot g$  ó  $\alpha_g \cdot S \leq 0,05 \cdot g$ . En ese caso, no es necesario considerar las especificaciones de EN 1998.
- **Baja sismicidad** cuando  $\alpha_g \leq 0,08 \cdot g$  ó  $\alpha_g \cdot S \leq 0,1 \cdot g$ . En ese caso, se pueden utilizar criterios reducidos o simplificados para ciertos tipos de estructura.
- **Sismicidad normal**, en el resto de casos.

Véase el listado o informe de datos de cálculo generado por **Tricalc** para comprobar el tipo de sismicidad de la estructura actual.

### Espectro de cálculo de respuesta elástico

A falta de lo indicado en el anexo nacional, y a falta de un estudio geológico a gran profundidad, se recomienda utilizar dos tipos (tipo 1 y 2) de espectros de respuesta, salvo que la magnitud de las ondas sísmicas superficiales sea  $M_s \leq 5,5$  en cuyo caso se recomienda utilizar sólo el espectro tipo 2.

El espectro tipo 1 caracteriza un sismo con epicentro lejano de gran magnitud (sismo interplacas tectónicas) mientras que el sismo tipo 2 caracteriza un sismo con epicentro cercano de menor magnitud (sismo intraplacas).

En el caso de **Tricalc**, en las opciones de cargas sísmicas se define cuál de los dos tipos se desea contemplar.

Para poder tener en cuenta la capacidad de disipación de energía al pasar a un régimen inelástico, sin realizar un cálculo no lineal, se utiliza un espectro de respuesta de cálculo reduciendo el espectro de respuesta elástico mediante el factor de comportamiento  $q$ . De esta forma, el espectro de cálculo horizontal se define como:

$$0 \leq T \leq T_B \quad \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot [2/3 + (T/T_B) \cdot (2,5/q - 2/3)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot 2,5/q$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot (2,5/q) \cdot (T_C/T) \geq \beta \cdot \alpha_g$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot (2,5/q) \cdot (T_C \cdot T_D / T^2) \geq \beta \cdot \alpha_g$$

Siendo

T	período de vibración de un sistema lineal de 1 grado de libertad;
$\alpha_g$	aceleración de cálculo del terreno en terreno tipo A ( $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$ );
$T_B$	límite inferior de la rama de aceleración espectral constante;
$T_C$	límite superior de la rama de aceleración espectral constante;
$T_D$	límite inferior de la zona de desplazamiento constante del espectro;
S	factor de suelo;
q	factor de comportamiento (behaviour factor);
$\beta$	factor de borde inferior del espectro horizontal de cálculo. Salvo lo indicado en el anexo nacional, $\beta = 0,2$ .

El espectro de cálculo vertical es igual al horizontal pero:

- Sustituyendo  $\alpha_g$  por  $\alpha_{vg}$ .
- Tomando  $S = 1$ .
- Con los valores de  $\alpha_{vg} / \alpha_g$ ;  $T_B$ ;  $T_C$ ;  $T_D$  de la tabla 3.4
- No se debe considerar  $q > 1,5$  salvo que quede justificado mediante análisis.

Tabla 3.2: Valores recomendados para el espectro tipo 1

Tipo de Terreno	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

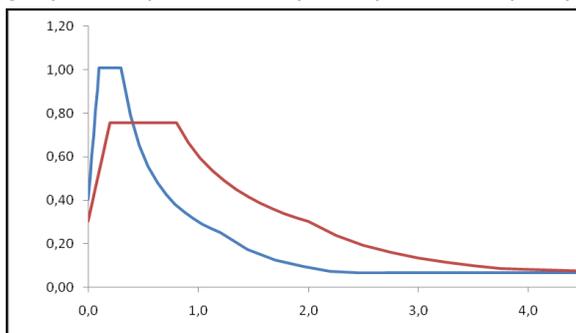
Tabla 3.3: Valores recomendados para el espectro tipo 2

Tipo de Terreno	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
A	1,00	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,50	0,10	0,25	1,2
D	1,80	0,10	0,30	1,2
E	1,60	0,05	0,25	1,2

Tabla 3.4: Valores recomendados para el espectro vertical

Espectro	$\alpha_{vg} / \alpha_g$	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
Tipo 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tipo 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Ejemplo de Espectros de respuesta para sismo tipo 1 y 2



## Combinación de la acción sísmica con el resto de acciones

Se remite al apartado 6.4.3.4 ("Combinaciones de acciones para situaciones de proyecto sísmicas") de la EN 1990.

## Matriz de masa considerada: masa traslacional y masa rotacional

Las fuerzas inerciales (masa movilizada) que intervienen en el sismo se evalúan con la siguiente expresión, que tiene en cuenta la parte de masa existente durante el sismo y que parte de las cargas no están unidas rígidamente a la estructura:

$$\sum G_{k,j} \text{ " + " } \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Siendo

- $\psi_{2,i}$  coeficiente de carga cuasipermanente, de acuerdo con EN 1990:2002;
- $\varphi$  salvo lo indicado por el anexo nacional, pueden cogerse los valores de la tabla 4.2 (las categorías vienen definidas en la EN 1991-1-1:2002);
- $Q_k$  valor característico de la acción gravitatoria variable.

Tabla 4.2: Valores de  $\varphi$  para calcular  $\psi_{E,i}$ 

Tipo de acción variable	Planta	$\varphi$
Categorías A a C	Cubierta	1,0
	Plantas con ocupación correlacionada	0,8
	Plantas con ocupación independiente	0,5
Categorías D a F y Archivos		1,0

En el caso de **Tricalc**, para el cálculo de esta masa inercial, existen dos posibilidades:

- Definir el valor de  $\varphi$  en las opciones de sismo. El programa selecciona el valor de  $\psi_{2,i}$  correspondiente a las sobrecargas gravitatorias (máx  $\{Q_1+Q_2; Q_9+Q_{10}\}$ ), de nieve ( $Q_{22}$ ) y de las cargas móviles (media de las  $Q_{11}, Q_{12}, \dots, Q_{20}$  que se encuentren activas).
- Definir directamente el valor de  $\psi_{E,i}$  en las opciones de sismo para las acciones gravitatorias, de nieve y móviles.

(Si se utilizan combinaciones explícitas, las hipótesis de carga permanente, peso propio, sobrecargas y nieve pueden variar con respecto a las aquí indicadas).

**Opciones De Sismo EN 1998-1:2004**

Ubicación de la estructura  
 Aceleración sísmica de referencia  $agR/g=$  0,10  
 Tipo de Terreno

Masas que intervienen en el sismo  
 Utilizar los valores de la Norma  
 Coeficiente reductor  $\eta$  0,80  
 Fracción de las sobrecargas 0,24  
 Fracción de la carga de nieve 0,00  
 Fracción de las cargas móviles 0,24

Tipo de espectro  
 Tipo 1  Tipo 2

Otros  
 Cota de la rasante 0 cm  
 Considerar acción sísmica vertical

Tipo de estructura  
 Ductilidad o capacidad de disipar energía  
  
 Clase de Importancia  
  
 Materiales del sistema estructural contra sismo  
  
 Tipología del sistema estructural contra sismo  
  
 La estructura es regular en planta  
 La estructura es regular en altura  
 Factor de comportamiento automático  
 Valor básico del factor de comportamiento,  $q_0$  3,50  
 Factor de comportamiento,  $q$  3,50

## Análisis estructural

En la mayoría de los casos, la estructura puede considerarse formada por un conjunto de elementos o sistemas resistentes a acciones verticales y laterales conectados por diafragmas horizontales. Un diafragma horizontal puede considerarse rígido en su plano si los desplazamientos horizontales de cualquier punto no difieren en más del 10% del máximo desplazamiento entre considerar el diafragma rígido o con su verdadera rigidez. En ese caso, las masas y los momentos de inercia pueden considerarse concentradas en el centro de masas de la planta. En **Tricalc** es posible indicar si los forjados horizontales (todos ellos o sólo algunos) son diafragmas rígidos o no.

## Excentricidad accidental

---

Dado que la posición real de las masas no es conocida, se debería considerar una excentricidad accidental de la masa de cada planta, en cada dirección, de valor

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

Siendo

$e_{ai}$	excentricidad accidental de la masa de la planta $i$ desde el centro de masas, aplicada en la misma dirección en todas las plantas;
$L_i$	dimensión de la planta en la dirección perpendicular a la acción del sismo.

En **Tricalc** es opcional la consideración o no de esta excentricidad accidental.

## Métodos de análisis

---

El método de referencia (y por tanto el más aconsejable) para determinar los efectos del sismo será el **análisis de respuesta modal espectral**, utilizando un modelo elástico lineal de la estructura y los espectros de cálculo definidos en el apartado 3.2.2.5 de la EN 1998-1, que es válido para todo tipo de estructuras. Éste es el método utilizado por **Tricalc**.

Como simplificación, este análisis podrá llevarse a cabo mediante dos modelos planos ortogonales independientes si la estructura es:

- De planta regular de acuerdo con el apartado 4.2.3.1 de la EN 1998-1;
- El edificio tiene fachadas y particiones relativamente rígidas y bien distribuidas.
- La altura total del edificio es no mayor de 10 m.
- Los diafragmas se comportan como rígidos en su plano.
- Tanto los centros de masa como los de rigidez deben estar en una línea sensiblemente vertical (se indican más condiciones no expuestas en este documento). Si no se cumple esta condición, también se puede utilizar esta simplificación, pero las acciones sísmicas se deben multiplicar por 1,25.

En las opciones de cargas de sismo se puede indicar si se desea utilizar un modelo tridimensional o llevar a cabo el análisis por direcciones separadas. En todo caso, las direcciones de análisis son siempre paralelas a los ejes generales de la estructura.

Otros métodos que permite utilizar el Eurocódigo 8 son:

- **Método de análisis de fuerza lateral**, método simplificado también elástico lineal válido sólo si se cumplen una serie de requisitos de regularidad definidos en el apartado 4.3.3.2.
- **Análisis no lineal estático** (pushover).
- **Análisis no lineal de historia de tiempo** (dinámico).

## Análisis de respuesta modal espectral

---

Deben considerarse todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta global. Para ello basta cumplir una de las siguientes condiciones (en ambas direcciones en el caso de modelo espacial):

- La suma de masas modales participantes consideradas supera el 90% de la masa total;
- Se consideran todos los modos cuya masa modal participante supera el 5%.

En **Tricalc** se fija el número de modos a considerar (hasta un máximo de 30) y el porcentaje de masa participante a considerar como mínimo.

## Combinación de los modos de respuesta

---

Si todos los modos son independientes entre sí, puede utilizarse el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados). De lo contrario, puede utilizarse un método más preciso, como el CQC (combinación cuadrática completa). **Tricalc** siempre utiliza el método CQC.

## Combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica

---

Para combinar los efectos del sismo de dos direcciones ortogonales horizontales más el posible efecto en la dirección vertical, se establecen dos posibilidades:

- Realizar la raíz cuadrada de su suma de cuadrados
- Utilizar la denominada "regla del 30%"

En **Tricalc** es opcional utilizar o no la "regla del 30%".

## Cálculo de desplazamientos

---

En análisis lineal, puede utilizarse la siguiente expresión:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

Siendo

$d_s$	desplazamiento inducido por la acción sísmica;
$q_d$	factor de comportamiento al desplazamiento, que salvo indicación en contra, puede tomarse igual a $q$ ;
$d_e$	desplazamiento calculado en análisis lineal basado en el espectro de respuesta de cálculo y teniendo en cuenta los efectos de torsión.

En **Tricalc** puede obtener estos valores mediante la función **Resultados > Listados > Sismo > Desplazamientos Modales**.

## Criterios constructivos adoptados por la EN 1998-1

---

En los capítulos 5 al 9 de la EN 1998-1, se dan reglas para la obtención del coeficiente de comportamiento  $q$  de la estructura dependiendo de su tipología (hormigón armado, metálica, mixta, madera y fábrica, respectivamente) y de su ductilidad.

En **Tricalc** es posible utilizar dichos criterios para obtener  $q$  o bien definir explícitamente su valor.

## Clases de ductilidad

---

La ductilidad de una estructura mide su capacidad de disipación de energía al deformarse plásticamente durante un sismo. A mayor ductilidad habrá una mayor capacidad de disipación y por tanto el coeficiente de comportamiento  $q$  también será mayor, lo que origina dos efectos contrapuestos:

- Los esfuerzos originados por la acción sísmica serán menores;
- Las exigencias en cuanto a geometría, materiales y disposición de armados serán mayores.

Se definen las siguientes clases de ductilidad:

- DCL (Disipation Capacity Low): Baja capacidad de disipación o ductilidad baja. Se recomienda que sólo se utilice esta clase en el caso de baja o muy baja sismicidad. En este caso,  $q = 1,5$ .
- DCM (Disipation Capacity Medium): Media capacidad de disipación o ductilidad media.
- DCH (Disipation Capacity High): Alta capacidad de disipación o ductilidad alta.

El usuario es el que define la clase de ductilidad a utilizar en cada caso

## Reglas específicas para edificios de hormigón

**Tricalc** considera de forma automática todas las prescripciones que se citan en el presente apartado (correspondiente al capítulo 5 de la EN 1998-1) y que abarcan desde los materiales a utilizar, posicionamiento de los distintos elementos en la geometría de la estructura, secciones mínimas exigidas y criterios de armado.

En las opciones de armado de barras, es posible indicar si se desean utilizar estas prescripciones y, en caso afirmativo, si se desean aplicar los datos de tipología y ductilidad utilizados en el cálculo de la acción sísmica u otros cualquiera. En el caso de otros elementos de hormigón (muros, forjados, ...) siempre se aplican los datos utilizados al calcular la acción del sismo.

### Ductilidad Baja: DCL

Para estructuras de este tipo, no se definen condiciones constructivas especiales, pero sí en cuanto a materiales: el acero de las armaduras debería ser de Clase B ó C. Como ya se ha indicado, sólo se permite el cálculo de estructuras tipo DCL para el caso de Baja Sismicidad (el programa avisa de forma clara si se intenta aplicar este caso para zonas de Sismicidad Normal).

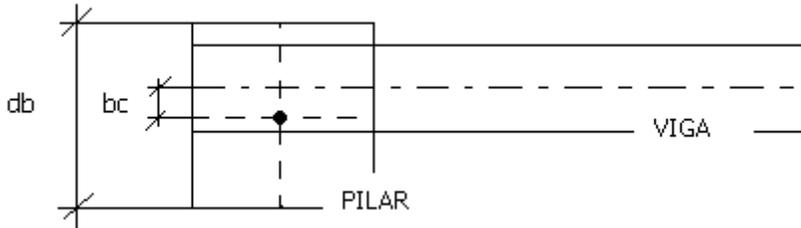
### Ductilidad Media: DCM

Corresponde al apartado 5.4 de la EN 1998-1.

## Materiales y geometría

El tipo de hormigón utilizado debe ser, como mínimo, de tipo C16/20, mientras que el acero corrugado, exceptuando los cercos, debe ser de clases B o C.

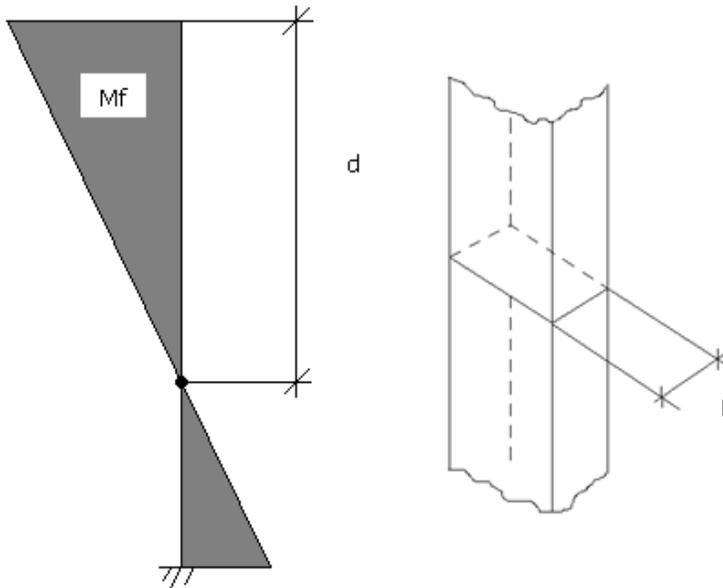
La excentricidad máxima (vista en planta) entre viga y pilar permitida  $b_e$  será una cuarta parte de la dimensión del pilar perpendicular a la viga  $d_b$  (ver imagen siguiente). Además, no se permiten excentricidades entre vigas y pilares apeados. Si el programa detecta que se incumple alguna de las condiciones anteriores muestra el correspondiente aviso en la función **Geometría > Chequear**.



No se permiten muros apeados sobre ningún elemento, bien sean vigas o forjados. Si el programa detecta que se incumple este requisito avisa de ello durante el chequeo de la geometría.

La dimensión mínima  $L$  que se permite en un pilar vendrá impuesta por la deformada del mismo. De esta forma, la dimensión menor de la sección de un pilar no podrá ser inferior a 1/10 de la distancia máxima desde el punto de inflexión del pilar (punto en que su deformada cambia de signo) a cualquiera de los dos extremos de éste (ver imagen):

$$L \geq d / 10$$



Esta comprobación se realiza durante el cálculo de armado de los pilares, asignando el correspondiente error en caso de incumplimiento.

En el caso de muros se impone un espesor mínimo  $b_{wo}$  de 15 cm incrementándose según aumenta la altura libre del muro  $h_s$ . Esto se puede resumir en la siguiente ecuación:

$$b_{wo} \geq \max \{0,15 \text{ m}; h_s/20\}$$

Si el programa detecta que se incumple esta prescripción muestra el correspondiente error de esbeltez.

### Armado de Vigas

Se definen unas 'secciones críticas' en las vigas que se corresponden con las zonas cercanas a pilares. Estas secciones críticas ocuparán una longitud  $l_{cr}$  del doble del canto de la viga  $h_w$  a ambos lados de los pilares apeados en la misma. Mientras que para los pilares que son apoyo de la viga esta longitud será de un canto.

En estas regiones críticas debe incrementarse el armado de la forma siguiente:

- En la cara comprimida debe añadirse a la armadura de compresión necesaria en las combinaciones sísmicas, 1/2 de la armadura de tracción de la cara opuesta.
- La cuantía de tracción cumplirá

$$0,5 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \leq \rho \leq \rho' + 0,0018 \cdot f_{cd} / (\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot f_{yd})$$

Siendo

$\rho$	= $A_s / (b \cdot d)$ ; cuantía de la armadura de tracción;
$\rho'$	= $A'_s / (b \cdot d)$ ; cuantía de la armadura de compresión;
$b$	ancho del ala comprimida de la sección;
$\mu_\phi$	de acuerdo con el apartado 5.2.3.4 de la EN 1998-1;
$\varepsilon_{sy,d}$	$f_{yd} / E_s$ ; deformación unitaria del acero en su límite de fluencia.

- El diámetro de los estribos será

$$d_{bw} \geq 6 \text{ mm};$$

- La separación entre estribos será

$$s = \min \{h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL}\}$$

Siendo

$d_{bL}$	diámetro mínimo de la armadura longitudinal;
$h_w$	canto de la viga.

- El primer estribo estará a no más de 50 mm de la cara del soporte

### Armado de Pilares

Los pilares del sistema principal contra sismo deben resistir un cortante igual al isostático más uno hiperestático proveniente de considerar el máximo momento resistente positivo y negativo que es capaz de asumir ambos extremos del pilar (con signo contrario en cada extremo).

Se definen unos límites para la cuantía longitudinal para toda la altura del pilar que vienen dados por la siguiente ecuación:

$$0,01 \leq \rho_l \leq 0,04$$

Además deben existir siempre, al menos tres redondos por cara del pilar en el caso de que estos sean rectangulares (un total de, como mínimo, ocho redondos en la sección).

En pilares, la longitud de las secciones críticas  $l_{cr}$  quedan situadas en el inicio y final del pilar y toma valores que van desde 45 cm hasta la totalidad de la longitud del pilar:

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cl} / 6; 450 \text{ mm}\}$$

En las regiones críticas debe satisfacerse que la cuantía volumétrica de estribos sea:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_0 - 0,035$$

Siendo

$\omega_{wd}$	cuantía mecánica volumétrica de los estribos;
$v_d$	compresión normalizada del pilar;
$b_c$	ancho de la sección perpendicular a la dirección de sismo considerada;
$b_0$	ancho del núcleo de hormigón (por el baricentro de los estribos);
$\alpha$	factor de efectividad del confinamiento;

En la región crítica de la base, además, debería cumplirse que  $\omega_{wd} \geq 0,08$ . **Tricalc** aplica esta prescripción también en la cima.

Finalmente, con el fin de evitar el pandeo del pilar la distancia entre estribos **s** y la distancia entre ramas longitudinales **b<sub>i</sub>**, deben cumplir, respectivamente, lo siguiente:

$$s \leq \min \{b_0 / 2; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL}\}$$

$$b_i \leq 200 \text{ mm}$$

### Armado de muros

En muros del sistema principal contra sismo, se debería cumplir que  $v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,4$ .

El posible incremento de cortante debido a plastificación de los muros del sistema principal contra sismo puede tenerse en cuenta amplificando el cortante un 50%.

### Ductilidad Alta: DCH

Corresponde al apartado 5.5 de la EN 1998-1.

### Materiales y geometría

El tipo de hormigón utilizado debe ser, como mínimo, de tipo C20/25, mientras que el acero corrugado, exceptuando los cercos, debe ser de clase C.

Para la excentricidad entre viga y pilar, además de las condiciones exigidas para DCM, se debe verificar que el ancho de la viga **b<sub>w</sub>** esté contenido entre los siguientes valores:

$$b_w \geq \max \{h_w / 3.5; 200 \text{ mm}\}$$

Al igual que en el caso de DCM, no se permiten muros apeados sobre ningún elemento, bien sean vigas o forjados. Si el programa detecta que se incumple este requisito avisa de ello durante el chequeo de la geometría.

Para pilares, además de las condiciones exigidas para DCM, se debe verificar que la dimensión de su sección sea, al menos, 25 cm.

Para muros, se establecen los mismos requisitos que en el caso de DCM.

### Armado de Vigas

En este caso se mantienen las exigencias impuestas para el caso de DCM pero con las siguientes modificaciones:

- Las regiones críticas serán de longitud  $\ell_{cr} = 1,5 \cdot h_w$  situadas en los apoyos de la viga y de longitud  $\ell_{cr} = 2 \cdot h_w$  a ambos lados de los pilares apeados en la viga.
- Al menos debe haber 2 redondos arriba y 2 debajo de diámetro  $d_b \geq 14 \text{ mm}$ .

- Al menos  $\frac{1}{4} \cdot A_{s,inf,max}$  debe disponerse como armado superior de toda la viga.
- La separación de estribos en las zonas críticas debe ser no mayor de

$$s = \min \{h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 175 \text{ mm}; 6 \cdot d_{bL}\}$$

### Armado de Pilares

---

Al igual que en DCM, los pilares del sistema principal contra sismo deben resistir un cortante igual al isostático más uno hiperestático proveniente de considerar el máximo momento resistente positivo y negativo que es capaz de asumir ambos extremos del pilar (con signo contrario en cada extremo).

En los pilares, el axil normalizado será  $v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,55$ .

Las disposiciones de armado son como en DCM, con las siguientes salvedades:

- La longitud de las regiones críticas,  $l_{cr}$  se puede calcular como

$$l_{cr} = \max \{1,5 \cdot h_c; l_{ct} / 6; 600 \text{ mm}\}$$

- En la región crítica de la base de las columnas debería cumplirse que  $\omega_{wd} \geq 0,12$ . En el resto de regiones críticas  $\omega_{wd} \geq 0,08$ .
- Para evitar el pandeo local y garantizar ductilidad suficiente en las regiones críticas, basta que (en las dos primeras plantas, la longitud de las regiones críticas será 1,5 veces mayor):

$$d_{sw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot (f_{yDL} / f_{ydw})^{0,5}$$

$$s \leq \min \{b_0 / 3; 125 \text{ mm}; 6 \cdot d_{bL}\}$$

$$b_i \leq 150 \text{ mm}$$

### Armado de muros

---

Como en DCM, el posible incremento de cortante debido a plastificación de los muros del sistema principal contra sismo puede tenerse en cuenta amplificando el cortante un 50%.

En muros del sistema principal contra sismo, se debería cumplir que  $v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \leq 0,35$ .

La armadura del muro cumplirá:

- La cuantía mínima horizontal y vertical de alma será  $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$ .
- Debería haber estribos uniendo el armado de ambas caras cada 500 mm.
- Su diámetro cumplirá:  $b_{wo} / 8 \geq d_b \geq 8 \text{ mm}$
- Su separación será:  $s \leq \min \{250 \text{ mm}; 25 \cdot d_b\}$

### Anclajes y empalmes

---

Cualquier estructura con sismo que se calcule mediante la normativa que se está tratando, debe cumplir los siguientes requisitos independientemente de su ductilidad. **Tricalc** sigue de forma fiel las prescripciones que se citan a continuación.

#### Pilares

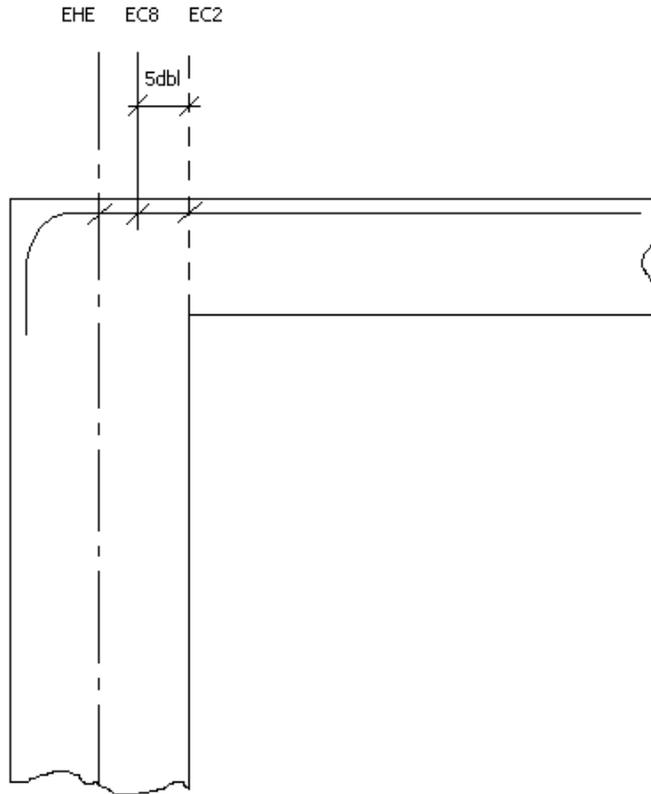
---

En la gran mayoría de los casos, para estructuras que sufren los efectos del sismo, existe una combinación para la cual las armaduras se encuentran traccionadas. Para este caso, las longitudes de anclaje serán las obtenidas según EN 1992-1-1 (pero considerando  $A_{s,req} / A_{s,prov} = 1$ ) multiplicándolas por un factor de 1,5.

## Vigas

Las armaduras superiores o inferiores de la viga que pasan por la unión, deben terminar más allá de la región crítica de la viga.

En el caso de DCH, el anclaje de vigas en las columnas se mide desde  $5 \cdot d_{bl}$  de la cara del soporte hacia su interior (en lugar que desde la cara del soporte, que es lo indicado en la EN 1992-1-1).



## Armados de elementos de Cimentación

Entre las especificaciones que cita la EN 1998-1, cabe destacar las que se muestran a continuación para el caso de vigas de cimentación y pilotes. Como sucedía en el caso anterior, estos requisitos son independientes de la ductilidad de la estructura. Al igual que en los casos tratados previamente el programa avisará cuando no se cumplen las dimensiones especificadas en la norma y definirá, de forma totalmente automática, los armados impuestos por la misma.

### Vigas de cimentación

Las vigas centradoras deberían tener una sección mínima 250 mm x 400 mm y una cuantía superior e inferior de armadura longitudinal mínima  $\rho_{b,min} = 0,4\%$ .

## Encepados y pilotes

La zona de altura  $2 \cdot d$  por debajo del encepado (siendo  $d$  la sección del pilote) es una zona de plastificación potencial. Se dotará por tanto de armadura transversal y de confinamiento como la de las regiones críticas de pilares en DCM.

## Reglas específicas para estructuras de fábrica

En el caso de muros de fábrica y también de forma independiente de la ductilidad, se definen unas prescripciones que serán de obligado cumplimiento en todos los casos. Las exigencias más desfavorables en cuanto a dimensiones se dan, como es lógico, para el caso de muros no armados.

### Materiales

Salvo para baja sismicidad, la resistencia de los ladrillos y bloques debería ser (los valores indicados pueden modificarse en el anexo nacional):

- Perpendicular a la tabla:  $f_b \geq f_{b,\min} = 5 \text{ MPa}$ ;
- Paralela a la tabla y al muro:  $f_{bh} \geq f_{bh,\min} = 2 \text{ MPa}$ ;

La resistencia del mortero,  $f_m$ , debería ser al menos (salvo lo indicado en el anexo nacional):

- Fábrica no armada o confinada:  $f_m \geq f_{m,\min} = 2 \text{ MPa}$  (este es el caso contemplado en **Tricalc**);
- Fábrica armada:  $f_m \geq f_{m,\min} = 10 \text{ MPa}$ .

El programa comprueba estos límites al introducir o modificar las características de un muro resistente de fábrica.

### Dimensiones para Fábrica no Armada

Debe haber muros de cortante en dos direcciones ortogonales, que satisfagan (Valores de comparación se definirán en el anexo nacional, pudiéndose utilizar los de la tabla 9.2):

- Su espesor efectivo debería ser  $t_{ef} \geq t_{ef,\min}$
- Su esbeltez efectiva debería ser  $(h_{ef} / t_{ef}) \leq (h_{ef} / t_{ef})_{\max}$
- La relación entre longitud del trozo de muro ciego y la altura libre máxima de sus huecos adyacentes debería ser  $(\ell / h) \geq (\ell / h)_{\min}$

Tabla 9.2: Recomendaciones geométricas para muros de cortante

Tipo de fábrica	$t_{ef,\min}$ (mm)	$(h_{ef} / t_{ef})_{\max}$	$(\ell / h)_{\min}$
No armada, de piedra	350	9	0,5
No armada ni de piedra	240	12	0,5
No armada ni de piedra, con baja sismicidad	170	15	0,35
Confinada	240	15	0,3
Armada	240	15	0

En **Tricalc**, si no se cumple con el espesor  $t_{ef,\min}$  o la esbeltez  $(h_{ef} / t_{ef})$ , aparece error de "esbeltez (pandeo)". No se consideran los casos de fábrica confinada ni de fábrica armada.

## Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio

---

---

**Tricalc** utiliza para el cálculo de estructuras de aluminio las siguientes partes del Eurocódigo 9:

- EN 1999-1-1:2007 + A1:2009. Reglas generales.
- EN 1999-1-2:2007 + AC:2009. Resistencia al fuego.

Es importante leer detalladamente la implementación del EC9 que **Tricalc** realiza a fin de que el usuario pueda complementar los cálculos del programa con otros cálculos adicionales realizados por él mismo, y que no efectúa el programa.

### Bases de Cálculo

---

---

El **EC-9** remite en general a los Eurocódigos 0 y 1 para todo lo relacionado con acciones, hipótesis, sus coeficientes de seguridad y las combinaciones entre ellas en los diferentes estados límite, por lo que puede consultar dichos apartados de este documento.

Recuerde que también podrá utilizar, para los elementos de aluminio, las combinaciones explícitas que se seleccionen, en cuyo caso, no es de aplicación este apartado.

### Materiales

---

---

**Tricalc** está preparado para realizar cálculos con perfiles extruidos de aleaciones maleables de aluminio. Los productos soportados son:

- ET: tubos extruidos, que comprenden los tubos circulares o rectangulares huecos.
- EP: perfiles extruidos, de los cuales **Tricalc** soporta los EP/O, perfiles abiertos, que comprenden perfiles en I, U, L o T.
- ER/B: chapas y barras macizas extruidas, que son los perfiles rectangulares o circulares macizos.

En el EC-9 las características de dichos productos se muestran en la tabla 3.2b, que reproducimos a continuación:

Capítulo I - Adaptación a los Eurocódigos Estructurales

Aleación EN-AW	Producto	Templado	Espesor t (mm)	f <sub>o</sub>	f <sub>u</sub>	A %	f <sub>o,haz</sub>	f <sub>u,haz</sub>	factor HAZ		BC	n <sub>p</sub>
				MPa			MPa		ρ <sub>o,haz</sub>	ρ <sub>u,haz</sub>		
5083	EP, ET, ER/B	O/H111, F/H112	t ≤ 200	110	270	12	110	270	1	1	B	5
			5454	EP, ET, ER/B	O/H111, F/H112	t ≤ 25	85	200	16	85	200	1
5754	EP, ET, ER/B	O/H111, F/H112	t ≤ 25	80	180	14	80	180	1	1	B	6
6060	EP, ET, ER/B	T5	t ≤ 5	120	160	8	50	80	0,42	0,50	B	17
	EP		5 < t ≤ 25	100	140	8			0,50	0,57	B	14
	ET, EP, ER/B	T6	t ≤ 15	140	170	8	60	100	0,43	0,59	A	24
	ET, EP, ER/B	T64	t ≤ 15	120	180	12			0,50	0,56	A	12
	ET, EP, ER/B	T66	t ≤ 3	160	215	8	65	110	0,41	0,51	A	16
	EP		3 < t ≤ 25	150	195	8			0,43	0,56	A	18
6061	ET, EP, ER/B	T4	t ≤ 25	110	180	15	95	150	0,86	0,83	B	8
	ET, EP, ER/B	T6	t ≤ 25	240	260	8	115	175	0,48	0,67	A	55
6063	ET, EP, ER/B	T5	t ≤ 3	130	175	8	60	100	0,46	0,57	B	16
	EP		3 < t ≤ 25	110	160	7			0,55	0,63	B	13
	ET, EP, ER/B	T6	t ≤ 25	160	195	8	65	110	0,41	0,56	A	24
	ET, EP, ER/B	T66	t ≤ 10	200	245	8	75	130	0,38	0,53	A	22
	EP		10 < t ≤ 25	180	225	8			0,42	0,58	A	21
6005A	EP/O, ER/B	T6	t ≤ 5	225	270	8	115	165	0,51	0,61	A	25
			5 < t ≤ 10	215	260	8			0,53	0,63	A	24
			10 < t ≤ 25	200	250	8			0,58	0,66	A	20
	EP/H, ET	t ≤ 5	215	255	8	0,53			0,65	A	26	
		5 < t ≤ 10	200	250	8	0,58			0,66	A	20	
6106	EP	T6	t ≤ 10	200	250	8	95	160	0,48	0,64	A	20
6082	EP, ET, ER/B	T4	t ≤ 25	110	205	14	100	160	0,91	0,78	B	8
	EP	T5	t ≤ 5	230	270	8	125	185	0,54	0,69	B	28
	EP, ET	T6	t ≤ 5	250	290	8			0,50	0,64	A	32
			5 < t ≤ 15	260	310	10	0,48	0,60	A	25		
	ER/B	T6	t ≤ 20	250	295	8	125	185	0,50	0,63	A	27
			20 < t ≤ 150	260	310	8			0,48	0,60	A	25
7020	EP, ET, ER/B	T6	t ≤ 15	290	350	10	205	280	0,71	0,80	A	23
	EP, ET, ER/B		15 < t ≤ 40	275	350	10			0,75	0,80	A	19

Cuando hay distintos espesores, **Tricalc** utiliza las características correspondientes al espesor más pequeño. El cuadro de diálogo "Materiales" en la pestaña "Aluminio Estructural" visualiza los datos en fun-

ción de la aleación y el templado escogidos. Si se selecciona "Otros", se pueden introducir los datos que el usuario desee.

Los parámetros  $\rho_{o,haz}$  y  $\rho_{u,haz}$  son los factores de reblandecimiento por HAZ. Las zonas HAZ (Heat Affected Zone) son zonas afectadas por un descenso de la resistencia debido al calentamiento producido durante el proceso de soldeo. En *Tricalc* por el momento no se tienen en cuenta dichas zonas.

Se establecen las siguientes características del material:

módulo de Elasticidad	E	70.000	MPa
módulo de Rigidez	G	27.000	MPa
coeficiente de Poisson	$\nu$	0,3	
coeficiente de dilatación térmica	$\alpha$	$23 \cdot 10^{-6}$	( $^{\circ}\text{C}$ ) <sup>-1</sup>
Densidad	P	2.700	kg/m <sup>3</sup>

## Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

Salvo lo que indique el anexo nacional, se adoptarán los siguientes valores:

$\gamma_{M1} = 1,10$	coeficiente relativo a la resistencia de secciones transversales, sea cual sea la sección, y a la resistencia de elementos a inestabilidad (pandeo);
$\gamma_{M2} = 1,25$	coeficiente relativo a la resistencia a rotura de secciones transversales en tracción;

En *Tricalc* su valor es modificable por el usuario.

## Análisis estructural y cálculo de las solicitaciones

**Tricalc** permite modelizar adecuadamente la rigidez de las cimentaciones por medio de la introducción de resortes en los puntos de la cimentación y la rigidez de las uniones por medio de uniones articuladas, semirrígidas o rígidas.

**Tricalc** realiza los cálculos de solicitaciones por medio de un análisis elástico global de primer orden o elástico global de segundo orden (es decir, considerando la posición de las cargas en la estructura deformada), con unas cargas introducidas por el usuario en las diferentes hipótesis.

Se asume que los efectos de 2º orden sobre los esfuerzos o comportamiento estructural pueden ignorarse si se cumple que (salvo lo que indique el Anexo Nacional):

$$\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} \geq 10$$

Siendo

$\alpha_{cr}$	coeficiente por el que hay que multiplicar las acciones de cálculo para provocar el pandeo global elástico de la estructura;
$F_{Ed}$	Acciones de cálculo sobre la estructura en la combinación considerada;
$F_{cr}$	Carga crítica de inestabilidad elástica global de pandeo en la combinación considerada.

No se tienen en cuenta los efectos del arrastre por cortante y el pandeo local sobre la rigidez.

De acuerdo con el apartado 5.2.2 de la EN 1999-1-1, la estabilidad global de la estructura puede comprobarse mediante uno de los siguientes procedimientos:

- Mediante un análisis de 2º orden que contemple todos los fenómenos de inestabilidad (incluyendo pandeo por flexión, pandeo lateral y pandeo por torsión), considerando las imperfecciones globales y locales. En este caso, no será necesario contemplar al apartado "6.3 Resistencia a pandeo de elementos".
- Mediante un análisis de 2º orden que contemple parte de los fenómenos de inestabilidad, considerando las imperfecciones globales y contemplando al apartado "6.3 Resistencia a pandeo de elementos" para los fenómenos no contemplados (pandeo por flexión, pandeo lateral y pandeo por torsión) con una longitud de pandeo igual a la del sistema (es decir, como intraslacional).
- Sustituyendo, en cualquiera de los casos anteriores, el análisis de 2º orden por un análisis elástico lineal seguido de la aplicación de un coeficiente de amplificación de las acciones horizontales.
- Mediante un análisis de primer orden lineal (sin tener en cuenta las imperfecciones globales o locales) y la aplicación del apartado "6.3 Resistencia a pandeo de elementos" considerando una longitud de pandeo estimada a partir del modo de inestabilidad de la estructura completa (longitud de pandeo traslacional).

El coeficiente de amplificación antes mencionado, tiene el valor

$$1 / (1 - 1 / \alpha_{cr})$$

La utilización de este coeficiente será válido si:

- $\alpha_{cr} \geq 3,0$ ;
- En caso de estructuras de varias plantas, éstas deben ser similares en cuanto a
  - ♦ Reparto de cargas verticales
  - ♦ Reparto de cargas horizontales
  - ♦ Rigidez horizontal de la planta en relación a sus cargas horizontales (es decir, con similar  $\alpha_{cr}$ )

## Imperfecciones

---

El **EC9** recoge, en su apartado 5.3.2, la necesidad de considerar el efecto de las imperfecciones globales (desplomes iniciales) en el cálculo de las solicitaciones de la estructura, lo cual es opcional en el programa.

También recoge para algunos casos (véase el apartado anterior) la necesidad de considerar una imperfección local para elementos aislados (curvatura inicial) para la consideración del pandeo, lo cual es opcional en el programa.

## Estados límite de utilización

---

**Tricalc** determina la deformación máxima (flecha) en los puntos interiores de una barra considerando la deformación producida por todas las cargas actuantes sobre la barra, y la producida por los momentos negativos de sus extremos.

En los casos que interese conocer la deformación de un punto concreto de la estructura, se pueden introducir nudos interiores a una barra, obteniéndose los desplazamientos elásticos después del cálculo de esfuerzos, mediante el listado de desplazamientos del programa.

## Estados límite últimos

---

**Tricalc** comprueba la resistencia de las secciones y de las barras de una estructura considerando cada barra de forma aislada, con las solicitaciones determinadas por medio del análisis elástico de primer ó segundo orden.

El programa realiza las siguientes comprobaciones:

- Resistencia de la sección a tracción.
- Resistencia de la sección a compresión y pandeo.
- Resistencia de la sección a flexión, tanto simple como compuesta.
- Resistencia de la sección a la actuación de esfuerzos combinados de flexión compuesta.
- Resistencia de la sección a esfuerzos tangenciales (cortante y torsión).
- Resistencia de la barra a pandeo lateral.
- Resistencia a la abolladura por cortante.

No se realizan las siguientes comprobaciones:

- Resistencia a pandeo del alma y de las alas.
- Resistencia a fatiga.

## Clasificación de las secciones

---

Los ejes principales de las secciones del **EC-9** están cambiados respecto a los utilizados por **Tricalc**. Por ejemplo, en un perfil en I, los ejes de mayor inercia es el eje YY para el **EC-9**, en cuanto que es el eje Zp para **Tricalc**.

**Tricalc** clasifica las secciones atendiendo al apartado 6.1.4.2 del **EC9**. Se permiten las diferentes formas de la sección transversal, todas con aluminio extruido:

- Tubos circulares o rectangulares huecos.
- Perfiles en I, U, L o T.
- Perfiles rectangulares o circulares macizos.

Se definen las siguientes clases de secciones:

Clase	Tipo	Descripción
1	Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
2	Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
3	Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del aluminio pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
4	Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

En secciones de Clase 4 deberán utilizarse espesores eficaces para tener en cuenta los problemas de pandeo local según el apartado 6.1.5 "Resistencia local al pandeo".

Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan las partes comprimidas de las secciones. Como cada parte comprimida de una sección (ala o alma) puede pertenecer a clases diferentes, se asignará a la sección la clase menos favorable.

En una sección se distinguen las siguientes partes de pared delgada:

- Partes extremas planas
- Partes interiores planas

Atendiendo al grado de rigidez de cada parte pueden clasificarse en:

SO	parte extrema simétrica (Symetrical Outstand). Ej: los trozos de un ala de un IPE
UO	parte extrema no simétrica. Ej: el ala de un UPN
I	parte interior
RI	parte interior con rigidizador interior (no contemplado en <b>Tricalc</b> )
RUO	parte extrema con rigidizador de labio o bulbo (no contemplado en <b>Tricalc</b> )

La esbeltez de cada elemento plano de una sección es  $b/t$ . Para medir **b** se establece el siguiente criterio:

- En secciones soldadas (no utilizadas en **Tricalc**), se descuenta la soldadura
- En secciones extrusionadas o laminadas se descuenta el radio de acuerdo si supone mayor espesor. Las secciones extrusionadas son las utilizadas en **Tricalc**.
- En secciones conformadas (no utilizadas en **Tricalc**) no se descuenta el radio de acuerdo
- En extremos libres se cuenta con el posible rigidizador de borde

La susceptibilidad al pandeo local de **partes planas no rigidizadas** se mide mediante el parámetro  $\beta$ , de valor:

- |                                                                 |                            |
|-----------------------------------------------------------------|----------------------------|
| ■ Partes interiores con tensión uniforme                        | $\beta = b / t$            |
| ■ Partes extremas con tensión uniforme                          | $\beta = b / t$            |
| ■ Partes interiores con gradiente de tensiones y $\psi = -1$    | $\beta = 0,4 \cdot b / t$  |
| ■ Partes interiores con gradiente de tensiones y $\psi \neq -1$ | $\beta = \eta \cdot b / t$ |

- Partes extremas con mayor compresión en el arranque

$$\beta = \eta \cdot b / t$$

$$1 \geq \psi \geq -1 \rightarrow \eta = 0,70 + 0,30 \cdot \psi$$

$$\psi \leq -1 \rightarrow \eta = 0,80 / (1 - \psi)$$

Siendo

$\psi$  razón de tensiones en los extremos respecto al extremo más comprimido. En general se usará el eje neutro elástico, salvo en Clases 1 y 2, en que puede utilizarse el eje neutro plástico.

La susceptibilidad al pandeo local de **secciones circulares huecas de pequeño espesor** se mide mediante el parámetro  $\beta$ , de valor:

$$\beta = 3 \cdot (D / t)^{0,5}$$

D diámetro de la línea media del tubo.

De acuerdo a las siguientes tablas, en la que 'vigas' se refiere a secciones en flexión y 'bielas' a secciones en compresión, se puede obtener la clasificación de las partes de la sección. Los parámetros de comparación  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  y  $\beta_3$  se obtienen mediante la tabla 6.2 de la EN 1999-1-1:2007.

Clase	Vigas	Bielas
Clase 1	$\beta \leq \beta_1$	$\beta \leq \beta_2$
Clase 2	$\beta_1 < \beta \leq \beta_2$	
Clase 3	$\beta_2 < \beta \leq \beta_3$	
Clase 4	$\beta_3 < \beta$	

EN 1999-1-1:2007 Tabla 6.2 – parámetros de esbeltez  $\beta_i / \varepsilon$

Clase de material (tabla 3.2)	Parte interior			Parte extremo		
	$\beta_1 / \varepsilon$	$\beta_2 / \varepsilon$	$\beta_3 / \varepsilon$	$\beta_1 / \varepsilon$	$\beta_2 / \varepsilon$	$\beta_3 / \varepsilon$
Clase A, sin soldaduras	11	16	22	3	4,5	6
Clase A, con soldaduras	9	13	18	2,5	4	5
Clase B, sin soldaduras	13	16,5	18	3,5	4,5	5
Clase B, con soldaduras	10	13,5	15	3	3,5	4

donde  $\varepsilon = (250 / f_0)^{0,5}$ ; con  $f_0$  en MPa.

En partes con tensiones inferiores a la máxima de la sección (implica flexión), se puede utilizar la expresión modificada  $\varepsilon = [(250 / f_0) \cdot (z_1 / z_2)]^{0,5}$ , en la que

- $z_1$  es la distancia del eje neutro elástico de la sección eficaz y la fibra más alejada de la sección
- $z_2$  es la distancia del eje neutro elástico de la sección eficaz y la fibra más alejada de la parte considerada

## Características de las secciones de clase 4

Las características de las secciones de clase 4 (secciones eficaces) se evalúan de acuerdo con el apartado 6.1.5 de la EN 1999-1-1:2007.

En secciones de Clase 4 con partes de espesor uniforme parcial o completamente comprimidas, se establece una sección eficaz reduciendo el espesor de dichas partes por un factor  $\rho_c$ . En **Tricalc** no se contemplan las secciones con partes de espesor no uniforme.

Para cada parte parcial o totalmente comprimida se tiene:

$$\beta \leq \beta_3 \rightarrow \rho_c = 1,0$$

$$\beta > \beta_3 \rightarrow \rho_c = C_1 \cdot (\varepsilon/\beta) - C_2 \cdot (\varepsilon/\beta)^2$$

EN 1999-1-1:2007 Tabla 6.3 – constantes  $C_1$  y  $C_2$  para  $\rho_c$

Clase de material (tabla 3.2)	Parte interior		Parte extremo	
	$C_1$	$C_2$	$C_1$	$C_2$
Clase A, sin soldaduras	32	220	10	24
Clase A, con soldaduras	29	198	9	20
Clase B, sin soldaduras	29	198	9	20
Clase B, con soldaduras	25	150	8	16

En partes UO (parte extremo no simétrica), además, se cumplirá

$$\rho_c \leq 120 \cdot (\varepsilon/\beta)^2$$

Para secciones con flexión en dos planos o flexo compresión, la clase de las secciones debería realizarse por separada para compresión simple, flexión simple en el eje fuerte y flexión simple en el eje débil.

## Resistencia de las secciones

### Generalidades

Para los efectos de arrastre por cortante se remite al anexo K de la EN 1999-1-1:2007, pero **Tricalc** no los tiene en cuenta.

La comprobación elástica, válida para cualquier clase de sección (las de clase 4, con la sección transversal reducida), puede realizarse, a falta de otra fórmula más ajustada, con la siguiente expresión conservadora, aplicada en el punto crítico de la sección:

$$\frac{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2}{(f_o/\gamma_{M1})^2} \leq C$$

Siendo

$\sigma_{x,Ed}$  tensión longitudinal de cálculo en el punto considerado;

$\sigma_{z,Ed}$  tensión transversal de cálculo en el punto considerado;

$\tau_{Ed}$  tensión tangencial de cálculo en el punto considerado.

$C \geq 1$  constante que salvo lo indicado en el Anexo Nacional, puede tomarse  $C = 1,2$ .

Además se tienen que cumplir las siguientes condiciones:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_o / \gamma_{M1};$$

$$\sigma_{z,Ed} \leq f_o / \gamma_{M1};$$

$$3^{0,5} \cdot \tau_{Ed} \leq f_o / \gamma_{M1};$$

## Resistencia a tracción

En las secciones solicitadas a esfuerzo de tracción  $N_{Ed}$ , se debería comprobar:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

La excentricidad debida a soldaduras no simétricas puede ignorarse. Puede considerarse

$$N_{t,Rd} = \min \{ N_{o,Rd}; N_{u,Rd} \}$$

Donde  $N_{o,Rd} = A_g \cdot f_o / \gamma_{M1}$  coincidiendo en **Tricalc** el valor de  $A_g$  con el de la sección bruta.  $N_{u,Rd}$  en **Tricalc** no tiene sentido, ya que no maneja ni secciones con agujeros ni zonas HAZ, con lo que para **Tricalc**  $N_{t,Rd} = N_{o,Rd}$ .

## Resistencia a compresión

En las secciones solicitadas por un esfuerzo axial de compresión, se realiza la comprobación:

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$$

Siendo:

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

donde  $A_{eff}$  es el área efectiva basada en un espesor reducido por pandeo local.

## Resistencia a flexión

Se debe cumplir que

$$M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1$$

La resistencia para momentos alrededor del eje principal es:

$$M_{Rd} = \min \{ M_{u,Rd}; M_{c,Rd} \}$$

$$M_{u,Rd} = W_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

$$M_{c,Rd} = \alpha \cdot W_{el} \cdot f_o / \gamma_{M1}$$

El factor de forma  $\alpha$  puede tomar los siguientes valores:

Clase de la sección	$\alpha$
Clase 1	$W_{pl} / W_{el}$
Clase 2	$W_{pl} / W_{el}$
Clase 3	$\alpha_{3,u}$
Clase 4	$W_{eff} / W_{el}$

Siendo

$\alpha$  factor de forma, de acuerdo con la tabla anterior. El valor de  $\alpha_{3,u}$  es:

$$\alpha_{3,u} = 1 + \left( \frac{\beta_3 - \beta}{\beta_3 - \beta_2} \right) \cdot \left( \frac{W_{pl}}{W_{el}} - 1 \right) \geq 1$$

$W_{el}$

módulo resistente elástico de la sección bruta (ver 6.2.5.2);

$W_{pl}$	módulo resistente plástico de la sección bruta;
$W_{eff}$	módulo resistente efectivo, tomando un espesor eficaz $t_{eff}$ para las partes de Clase 4 (ver 6.2.5.2);
$W_{net}$	módulo resistente elástico de la sección neta, descontando agujeros y tomando un espesor $\rho_{u,haz} \cdot t$ para las HAZ. En <b>Tricalc</b> coincide con $W_{el}$ ;
$\beta$	parámetro de esbeltez de la parte más crítica de la sección (la que tenga el menor valor $\beta_2 / \beta$ );
$\beta_2, \beta_3$	valores límite para dicha parte de acuerdo con la Tabla 6.2.

Cada trozo de la sección se calcula con un espesor reducido o no, de forma que para las zonas comprimidas de partes de Clase 4, tomar  $t_{eff} = \rho_c \cdot t$ .

### Resistencia al esfuerzo transversal

El valor de cálculo del esfuerzo transversal se comprueba por medio de la expresión:

$$V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1$$

En ausencia de torsión, la resistencia plástica a cortante es

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

donde  $A_v$  es el área de corte a considerar en cada sección y en cada dirección. El valor se toma de los campos  $A_y$  y  $A_z$  de la base de perfiles. Se pueden utilizar las fórmulas indicadas en el apartado 6.2.6 del **EC-9** para modificar los valores de  $A_y$  y  $A_z$  contenidos en la base de perfiles.

### Resistencia a torsión

Si las deformaciones por distorsión pueden ser despreciadas, debería cumplirse que

$$T_{Ed} / T_{Rd} \leq 1$$

$$T_{Rd} = \frac{W_{T,pl} \cdot f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

El torsor total de cálculo es la suma de dos efectos internos:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

Siendo

$T_{t,Ed}$	valor de cálculo de la torsión de St. Venant. En secciones abiertas (H, I, U,...) puede despreciarse;
$T_{w,Ed}$	valor de cálculo de la torsión de alabeo. En secciones huecas cerradas puede despreciarse.

La torsión produce las siguientes tensiones:

- $\tau_{t,Ed}$  tensiones tangenciales debidas a la torsión de St. Venant  $T_{t,Ed}$ ;
- $\sigma_{w,Ed}$  tensiones normales longitudinales debidas al bimomento  $B_{Ed}$ ;
- $\tau_{w,Ed}$  tensiones tangenciales debidas a la torsión por alabeo  $T_{w,Ed}$ .

Para cortante más torsión, la resistencia plástica a cortante,  $V_{pl,Rd}$ , se sustituye por  $V_{T,Rd}$ , de forma que

$$V_{Ed} / V_{T,Rd} \leq 1$$

Para secciones en I ó H:

$$V_{T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_o / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})}} \cdot V_{Rd}$$

Para secciones en U:

$$V_{T,Rd} = \left[ \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_o / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{f_o / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})} \right] \cdot V_{Rd}$$

Para secciones huecas

$$V_{T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_o / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1})} \right] \cdot V_{Rd}$$

### Resistencia conjunta a flexión y cortante

Si  $V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$ , no es necesario reducir la resistencia a flexión (salvo lo que indique el apartado 6.7.6 de la EN 1999-1-1:2007 sobre abolladura por cortante). Si por el contrario,  $V_{Ed} \geq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$ , la resistencia a flexión se calculará suponiendo en el área a cortante, un límite elástico reducido

$$f_{o,V} = f_o \cdot \left[ 1 - \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

Siendo  $V_{Rd}$  la resistencia a cortante según el apartado 6.2.6 de EN 1999-1-1:2007. Si hay también torsión, se sustituye  $V_{Rd}$  en las anteriores expresiones por  $V_{T,Rd}$  (ver la comprobación a torsión).

Alternativamente, para secciones en I ó H bisimétricas con cortante y flexión en el plano del alma, el momento resistente es (con los ejes definidos en **EC9**)

- Para sección de Clase 1 o 2:

$$M_{y,V,Rd} = t_f \cdot b_f \cdot (h - t_f) \cdot \frac{f_o}{\gamma_{M1}} + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4} \cdot \frac{f_{o,V}}{\gamma_{M1}}$$

- Para sección de Clase 3:

$$M_{y,V,Rd} = t_f \cdot b_f \cdot (h - t_f) \cdot \frac{f_o}{\gamma_{M1}} + \frac{t_w \cdot h_w^2}{6} \cdot \frac{f_{o,V}}{\gamma_{M1}}$$

- Para sección de Clase 4 o con HAZ, véase el apartado 6.2.5 de EN 1999-1-1:2007.
- Si también hay cargas transversales, véase el apartado 6.7.6 de EN 1999-1-1:2007.

### Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axial en secciones abiertas

Para secciones bisimétricas (salvo secciones convexas) se deberían cumplir las 2 condiciones siguientes:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\xi_0} + \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\eta_0} + \left( \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{\gamma_0} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{\xi_0} \leq 1$$

Siendo

$$\eta_0 = 1 \text{ ó } \eta_0 = \alpha_z^2 \cdot \alpha_y^2, \text{ con } 1 \leq \eta_0 \leq 2$$

$$\gamma_0 = 1 \text{ ó } \gamma_0 = \alpha_z^2, \text{ con } 1 \leq \gamma_0 \leq 1,56$$

$$\xi_0 = 1 \text{ ó } \xi_0 = \alpha_y^2, \text{ con } 1 \leq \xi_0 \leq 1,56$$

$$N_{Rd} = A_{\text{eff}} \cdot f_o / \gamma_{M1}, \text{ ver 6.2.4;}$$

$$M_{y,Rd} = \alpha_y \cdot W_{y,el} \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

$$M_{z,Rd} = \alpha_z \cdot W_{z,el} \cdot f_o / \gamma_{M1};$$

$\alpha_y, \alpha_z$  factor de forma a flexión para considerar pandeo local y HAZ, véase 6.2.5;

$$\omega_0 = 1.$$

Las secciones monosimétricas no se contemplan en **Tricalc**.

### Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axial en secciones huecas y macizas convexas

Deberían cumplir:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\omega_0 \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi} + \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1$$

Siendo

$$\psi = 1,3 \text{ ó } \psi = \alpha_z \cdot \alpha_y, \text{ con } 1 \leq \psi \leq 1,3 \text{ para secciones huecas}$$

$$\psi = 2,0 \text{ ó } \psi = \alpha_z \cdot \alpha_y, \text{ con } 1 \leq \psi \leq 2,0 \text{ para secciones macizas convexas}$$

### Resistencia conjunta a flexión, esfuerzo cortante y esfuerzo axial

Si  $V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{Rd}$ , no es necesario reducir la resistencia conjunta a axial más flexión de apartados anteriores (salvo lo que indique EN 1999-1-1:2007 en el apartado 6.7.6 sobre abolladura del alma por cortante). Si por el contrario,  $V_{Ed} \geq 0,50 \cdot V_{Rd}$ , la resistencia a flexión se calculará suponiendo en el área a cortante, un límite elástico reducido

$$(1 - \rho) \cdot f_o$$

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$$

En lugar de reducir el límite elástico, también se puede reducir en la misma medida el espesor de la parte de sección correspondiente al área de cortante.

### Resistencia a compresión con pandeo

En las barras solicitadas por un esfuerzo axial de compresión, se realiza la comprobación:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

- Se modifica la resistencia de cálculo a pandeo de una pieza comprimida, que será:

$$N_{b,Rd} = \kappa \cdot \chi \cdot A_{eff} \cdot f_o / \gamma_{M1}$$

donde:

$\chi$	coeficiente de reducción del modo de pandeo a considerar. Para $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$ o $N_{Ed} \leq \bar{\lambda}_0^2 \cdot N_{cr}$ , no es necesario considerar el pandeo, por lo que puede adoptarse $\chi = 1$ . En piezas de sección uniforme y axil de compresión constante, se puede utilizar la expresión:
--------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

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

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_o}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A} \frac{f_o}{E}}$$

$\alpha$	coeficiente de imperfección, que debería tomarse de la tabla 6.6 (pandeo por flexión) ó 6.7 (pandeo por torsión o flexo-torsión);
$\kappa$	factor de debilitamiento por soldaduras. No utilizado en <b>Tricalc</b> ;
$\bar{\lambda}_0$	límite inferior de la esbeltez, que debería tomarse de la tabla 6.6 (pandeo por flexión) ó 6.7 (pandeo por torsión o flexo-torsión);
$A_{eff}$	área efectiva considerando el pandeo local en secciones de Clase 4; ó A en secciones de Clase 1, 2 o 3. Para pandeo por torsión o flexo-torsión, ver Tabla 6.7;
$N_{cr}$	axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado, obtenido con la sección bruta;
$L_{cr}$	= $\kappa \cdot L$ ; longitud de pandeo en el plano de pandeo considerado;
$i$	radio de giro alrededor de eje considerado de la sección bruta;
$k$	factor de longitud de pandeo.

EN 1999-1-1:2007 Tabla 6.6 Valores para pandeo por flexión

Clase del material según Tabla 3.2	$\alpha$	$\bar{\lambda}_0$
Clase A	0,20	0,10
Clase B	0,32	0,00

EN 1999-1-1:2007 Tabla 6.7 Valores para pandeo por torsión y flexo-torsión

Sección transversal	$\alpha$	$\bar{\lambda}_0$	$A_{eff}$
General	0,35	0,40	$A_{eff}$
Compuesta sólo por partes en voladizo dispuestas en estrella	0,20	0,60	A

Cuando se desactiva la opción **Comprobar PANDEO** de la caja **Cálculo>Secciones>Opciones...** se toma el valor  $\chi_y = \chi_z = 1$ . Cuando se desactiva las opciones **Esbeltez Yp** o **Esbeltez Zp** de la función **Cálculo>Secciones> Opciones...** se toma  $\chi_y = 1$  ó  $\chi_z = 1$ .

### Resistencia a flexión con pandeo lateral-torsional

No es necesario considerar el pandeo lateral torsional en ninguno de los casos siguientes:

- La flexión es sobre el eje débil y la carga no se aplica sobre el centro de cortantes
- Es elemento tiene restringido el desplazamiento lateral a lo largo de su longitud
- Se cumple que entre puntos de restricción lateral,  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$

Un elemento sin arriostramiento lateral con flexión en el eje fuerte se comprueba a pandeo lateral con:

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \alpha \cdot W_{el,y} \cdot f_o / \gamma_{M1}$$

Siendo:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \geq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{0,LT}) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\alpha \cdot W_{el,y} \cdot f_o}{M_{cr}}}$$

- $W_{el,y}$                       módulo elástico resistente de la sección bruta, no siendo necesario considerar los agujeros, reblandecimiento por HAZ o pandeo local;
- $\alpha$                               según la Tabla 6.4, con  $\alpha \leq W_{pl,y} / W_{el,y}$ ;
- $\alpha_{LT}$                          coeficiente de imperfección;
- $M_{cr}$                          momento crítico elástico de pandeo lateral torsional, calculado en base a la sección bruta, la distribución de momentos y los arriostramientos laterales. Ver Anexo I.1 de EN 1999-1-1:2007.

En la siguiente tabla se dan los valores recomendados para  $\alpha_{LT}$  y  $\bar{\lambda}_{0,LT}$

Clase de la sección	$\alpha_{LT}$	$\bar{\lambda}_{0,LT}$
Clase 1 ó 2	0,10	0,60
Clase 3 ó 4	0,20	0,40

Para  $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{0,LT}$  o  $M_{Ed} / M_{cr} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ , no es necesario considerar el pandeo lateral (equivale a decir que  $\chi_{LT} = 1$ ).

## Resistencia a flexión compuesta con pandeo

Las secciones sometidas a compresión más flexión en ambos ejes con pandeo, cumplirán lo indicado a continuación. Para este apartado las secciones se clasifican en:

- Elementos no susceptibles de deformación torsional, en los que sólo existirá pandeo por flexión. Secciones huecas circulares o con torsión impedida;
- Elementos susceptibles de deformación torsional, en los que habrá pandeo por flexión y pandeo lateral-torsional. Secciones abiertas o con torsión no impedida.

Cuando sólo exista **pandeo por flexión** se nos presentan los siguientes casos:

- Para secciones abiertas doblemente simétricas (pero no convexas) y flexión simple deberían satisfacerse las expresiones (6.59) y (6.60):

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\xi_{yc}} + \frac{M_{y,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{y,Rd}} \leq 1 \quad (6.59)$$

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\eta_c} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{\xi_{zc}} \leq 1 \quad (6.60)$$

Siendo:

$$\eta_c = 0,8 \text{ ó } \eta_c = \eta_0 \cdot \chi_{zr}, \text{ con } \eta_c \geq 0,8$$

$$\xi_{yc} = 0,8 \text{ ó } \xi_{yc} = \xi_0 \cdot \chi_{yr}, \text{ con } \xi_{yc} \geq 0,8$$

$$\xi_{zc} = 0,8 \text{ ó } \xi_{zc} = \xi_0 \cdot \chi_{zr}, \text{ con } \xi_{zc} \geq 0,8$$

$\eta_0, \xi_0$  según el apartado "Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones abiertas";

$\omega_0 = \omega_x = 1$  en vigas o pilares sin soldaduras localizadas y momentos en extremos iguales;

- Para secciones macizas convexas usaremos la ecuación 6.60, pero con:

$$\eta_c = 0,8 \text{ ó } \eta_c = 2 \cdot \chi_r, \text{ con } \eta_c \geq 0,8$$

$$\xi_c = 0,8 \text{ ó } \xi_c = 1,56 \cdot \chi_r, \text{ con } \xi_c \geq 0,8$$

- Para secciones huecas y tubos:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi_c} + \frac{1}{\omega_0} \left[ \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1,7} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^{1,7} \right]^{0,6} \leq 1$$

Para estos tres casos de pandeo por flexión:

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}, N_{Ed}$	Esfuerzos de primer orden;
$N_{Rd}$	= $A \cdot f_o / \gamma_{M1}$ , en secciones de Clase 1 a 3; = $A_{\text{eff}} \cdot f_o / \gamma_{M1}$ , para secciones en Clase 4;
$M_{y,Rd}$	= $\alpha_y \cdot W_y \cdot f_o / \gamma_{M1}$ ;
$M_{z,Rd}$	= $\alpha_z \cdot W_z \cdot f_o / \gamma_{M1}$ ;
$\alpha_y, \alpha_z$	ver los apartados "Resistencia a flexión" y "Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones abiertas", pero con $\alpha_y \leq 1,25$ ; $\alpha_z \leq 1,25$ .

Cuando exista **pandeo lateral-torsional por flexión**, en elementos con sección simétrica según el eje fuerte, con simetría central o bisimétricas, debería cumplirse:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\eta_c} + \left( \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \omega_{xLT} \cdot M_{y,Rd}} \right)^{\gamma_c} + \left( \frac{M_{z,Ed}}{\omega_0 \cdot M_{z,Rd}} \right)^{\xi_{zc}} \leq 1$$

Siendo

$M_{y,Ed}$	momento y-y de primer orden si el elemento es biarticulado o intrasla- cional; de 2º orden en pórticos traslacionales;
$M_{z,Ed}$	momento z-z de primer orden;
$N_{Rd}$	= $A \cdot f_o / \gamma_{M1}$ , en secciones de Clase 1 a 3; = $A_{eff} \cdot f_o / \gamma_{M1}$ , para secciones en Clase 4;
$M_{y,Rd}$	= $\alpha_y \cdot W_{el,y} \cdot f_o / \gamma_{M1}$ ;
$M_{z,Rd}$	= $\alpha_z \cdot W_{el,z} \cdot f_o / \gamma_{M1}$ ;
$\alpha_y, \alpha_z$	ver los apartados "Resistencia a flexión" y "Resistencia conjunta a flexión y esfuerzo axil en secciones abiertas", pero con $\alpha_y \leq 1,25$ ; $\alpha_z \leq 1,25$ .
$\eta_c = 0,8$ ó $\eta_c = \eta_0 \cdot \chi_{zr}$	con $\eta_c \geq 0,8$
$\gamma_c = \gamma_0$	
$\xi_{yc} = 0,8$ ó $\xi_{yc} = \xi_0 \cdot \chi_{zr}$	con $\xi_{yc} \geq 0,8$
$\omega_x, \omega_0, \omega_{xLT}$	factores de reblandecimiento por HAZ, en <b>Tricalc</b> valen 1.

En todos los casos, las expresiones son las de **EC-9**, en las que el eje yy de la sección corresponde al Zp de **Tricalc**, y el eje zz corresponde al Yp de **Tricalc**.

## Comprobación de la abolladura del alma por cortante

La abolladura del alma por cortante (también denominado pandeo por cortante) se estudia en los siguientes casos.

### Vigas con rigidizadores de alma

Si  $h_w / t_w > (2,37 / \eta) \cdot (E / f_o)^{0,5}$  es necesario comprobar el pandeo por cortante. En este caso,

$$V_{Rd} = \rho_v \cdot t_w \cdot h_w \cdot f_o / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

$$\eta = 0,7 + 0,35 \cdot f_{uw} / f_{ow} \leq 1,2$$

$$\lambda_w = 0,35 \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_o}{E}}$$

Los posibles valores de  $\rho_v$  se dan en la siguiente tabla:

Rango para $\lambda_w$	Poste rígido de final	Sin poste rígido
$\lambda_w \leq 0,83 / \eta$	$\eta$	$\eta$
$0,83 / \eta < \lambda_w \leq 0,937$	$0,83 / \lambda_w$	$0,83 / \lambda_w$
$0,937 \leq \lambda_w$	$2,3 / (1,66 + \lambda_w)$	$0,83 / \lambda_w$

## Vigas con rigidizadores intermedios de alma

Si  $h_w / t_w > (1,02 / \eta) \cdot (k_\tau \cdot E / f_o)^{0,5}$  es necesario comprobar el pandeo por cortante. En este caso,

$$V_{Rd} = V_{w,Rd} + V_{f,Rd}$$

La **contribución del alma** (en *Tricalc* no existe contribución de las alas) puede obtenerse como

$$V_{w,Rd} = \rho_v \cdot t_w \cdot h_w \cdot f_o / (3^{0,5} \cdot \gamma_{M1})$$

Siendo

$$\lambda_w = \frac{0,81 b_w}{\sqrt{k_\tau} t_w} \sqrt{\frac{f_o}{E}}$$

$\rho_v$	de acuerdo con la tabla del apartado anterior;
$\eta$	ver 6.7.1.4.
$h_{wi}$ y $k_{\tau i}$	se refieren al subpanel con mayor esbeltez modificada.

El valor de  $k_\tau$ , para chapas con rigidizadores transversales rígidos en el caso de *Tricalc*, en el que no se contemplan rigidizadores longitudinales, es:

$$a / b_w \geq 1 \rightarrow k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot (b_w / a)^2 + k_{\tau st}$$

$$a / b_w < 1 \rightarrow k_\tau = 4,00 + 5,34 \cdot (b_w / a)^2 + k_{\tau st}$$

Siendo

A	distancia entre rigidizadores transversales;
$k_{\tau st}$	en <i>Tricalc</i> vale 0 al no existir rigidizadores longitudinales

## Rigidizadores de alma transversales intermedios

Este tipo de rigidizadores, si son flexibles, debería considerarse su rigidez en el cálculo de  $k_\tau$  (coeficiente mínimo de pandeo por cortante del panel de alma, ver apartado anterior).

La inercia de los rigidizadores actuando como soporte rígido debería cumplir, siendo 'a' la distancia entre rigidizadores:

$$a / h_w < 2^{0,5} \rightarrow I_{st} \geq 1,50 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3 / a^2$$

$$a / h_w \geq 2^{0,5} \rightarrow I_{st} \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3$$

El rigidizador debería calcularse para resistir un axil:

$$V_{Ed} - \rho_v \cdot b_w \cdot t_w \cdot \frac{f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Siendo  $V_{Ed}$  el cortante a  $0,5 \cdot h_w$  del rigidizador y  $\rho_v$  según la tabla del apartado "Pandeo por cortante en vigas con rigidizadores de alma".

## Resistencia al fuego

La resistencia al fuego de los elementos de aluminio calculados con Eurocódigo 9, se comprueba de acuerdo con la EN 1999-1-2:2007 + AC:2009.

**Nota:** Existe una incongruencia entre la nomenclatura utilizada en la EN 1992-1-2 y la EN 1999-1-2, de forma que para en lo que en una es  $X_{d,fi}$  en la otra es  $X_{fi,d}$ . En este documento se usan ambas formas indistintamente.

## Reglas generales y campo de aplicación

El método usado cubre resistencias al fuego de hasta 240 minutos.

El criterio de resistencia se satisface si se cumple la ecuación (2.3):

$$E_{d,fi} / R_{d,fi,t} \leq 1$$

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

Siendo

$E_d$	es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 6.4.3.2 de la EN 1990);
$E_{d,fi}$	es el efecto de las acciones en situación de incendio;
$R_{d,fi,t}$	es la resistencia en situación de incendio en el instante $t$ ;
$\eta_{fi}$	factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

El nivel de carga,  $\eta_{fi}$ , se obtiene mediante las expresiones

- Para las combinaciones obtenidas mediante la expresión (6.10) de la EN 1990:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- Para las combinaciones obtenidas mediante las expresiones (6.10a) y (6.10b) de la EN 1990, el menor de las siguientes expresiones:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

Como simplificación puede usarse el valor  $\eta_{fi} = 0,65$ , excepto para áreas de almacenamiento (Categoría de carga E), donde se recomienda un valor de 0,7. En **Tricalc**, este dato se define en las opciones de comprobación a fuego.

## Propiedades de los materiales

Para evaluar la resistencia en situación de incendio, algunas de las características del aluminio varían en función de la temperatura alcanzada. De esta forma, se establecen los siguientes coeficientes:

$$k_{o,\theta} = f_{o,\theta} / f_o$$

$$E_{al,\theta} / E_{al}$$

Siendo

$f_{o,\theta}$	límite elástico práctico del aluminio con el 0,2% de deformación unitaria en función de su temperatura;
----------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------

$E_{al,\theta}/E_{al}$ 

relación entre el módulo de elasticidad del aluminio en función de su temperatura y el módulo de elasticidad del aluminio a 20 °C

*Tablas 1ª y 1b: Coeficientes reductores  $k_{\theta}$  para el aluminio a elevadas temperaturas*

Aleación	Templado	Temperatura del aluminio en °C							
		20	100	150	200	250	300	350	550
EN AW-3004	H34	1,00	1,00	0,98	0,57	0,31	0,19	0,13	0
EN AW-5005	O	1,00	1,00	1,00	1,00	0,82	0,58	0,39	0
EN AW-5005	H14 <sup>1)</sup>	1,00	0,93	0,87	0,66	0,37	0,19	0,10	0
EN AW-5052	H34 <sup>2)</sup>	1,00	1,00	0,92	0,52	0,29	0,20	0,12	0
EN AW-5083	O	1,00	1,00	0,98	0,90	0,75	0,40	0,22	0
EN AW-5083	H12 <sup>3)</sup>	1,00	1,00	0,80	0,60	0,31	0,16	0,10	0
EN AW-5454	O	1,00	1,00	0,96	0,88	0,50	0,32	0,21	0
EN AW-5454	H34	1,00	1,00	0,85	0,58	0,34	0,24	0,15	0
EN AW-6061	T6	1,00	0,95	0,91	0,79	0,55	0,31	0,10	0
EN AW-6063	T5	1,00	0,92	0,87	0,76	0,49	0,29	0,14	0
EN AW-6063	T6 <sup>4)</sup>	1,00	0,91	0,84	0,71	0,38	0,19	0,09	0
EN AW-6082	T4	1,00	1,00	0,84	0,77	0,77	0,34	0,19	0
EN AW-6082	T6	1,00	0,90	0,79	0,65	0,38	0,20	0,11	0
Otros casos		1,00	0,90	0,75	0,50	0,23	0,11	0,06	0

1) Los valores pueden ser aplicados también para templados H24/H34/H12/H32

2) Los valores pueden ser aplicados también para templados H12/H22/H32

3) Los valores pueden ser aplicados también para templados H22/H32

4) Los valores pueden ser aplicados también para EN AW-6060 T6 y T66

Temperatura del aluminio $\theta_{al}$	Módulo de elasticidad $E_{al,\theta}$ (N/mm <sup>2</sup> )
20 °C	70.000
50 °C	69.300
100 °C	67.900
150 °C	65.100
200 °C	60.200
250 °C	54.600
300 °C	47.600
350 °C	37.800
400 °C	28.000
550 °C	0

### Clasificación de las secciones

Para las comprobaciones relativas a esta parte EN 1999-1-2, las secciones pueden ser clasificadas como a temperatura normal.

### Cálculo de la resistencia a fuego

El coeficiente de seguridad para la situación de incendio,  $\gamma_{Mfi}$ , salvo lo indicado en el anexo nacional, puede tomarse de valor 1,0, que es el valor adoptado por **Tricalc**.

### Resistencia a tracción

La resistencia de diseño de un elemento a tracción con una temperatura uniforme  $\theta_{al}$  debería ser determinada mediante:

$$N_{fi,t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot (\gamma_{M1} / \gamma_{Mfi})$$

Siendo

$N_{Rd}$  resistencia de diseño de la sección a tracción a temperatura normal, de acuerdo con EN 1999-1-1:2007.

### Resistencia a compresión con pandeo

La resistencia de diseño de un elemento a compresión y pandeo con una temperatura uniforme  $\theta_{al}$  debería ser determinada mediante:

$$N_{b,fi,t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot N_{b,Rd} \cdot (\gamma_{M1} / 1,2\gamma_{Mfi})$$

Siendo

$N_{b,Rd}$  resistencia de diseño a compresión y pandeo a temperatura normal, de acuerdo a EN 1999-1-1:2007;

Para la determinación de la esbeltez relativa se aplicará lo estipulado en la EN 1999-1-1.

La longitud de pandeo de un pilar para situación de incendio debería determinarse como para temperatura normal. Para una mayor precisión podría tenerse en cuenta que los elementos situados en recintos de incendio independientes del supuestamente incendiado aportan una mayor coacción que en situación

no de incendio. En **Tricalc** se utiliza la misma longitud de pandeo que en la situación a temperatura normal.

### Resistencia a flexión y pandeo lateral

La resistencia de diseño a flexión  $M_{\bar{n},t,Rd}$  de una sección con una temperatura uniforme  $\theta_{al}$  debería determinarse mediante:

$$M_{\bar{n},t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot (\gamma_{M1} / \gamma_{M\bar{n}})$$

Siendo

$M_{Rd}$  momento resistente de la sección a temperatura normal.

La resistencia de diseño a pandeo lateral  $M_{b,\bar{n},t,Rd}$  en un tiempo  $t$  de un elemento no arriostrado lateralmente debería determinarse mediante:

$$M_{b,\bar{n},t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot M_{b,Rd} \cdot (\gamma_{M1} / \gamma_{M\bar{n}})$$

Siendo

$M_{b,Rd}$  momento resistente para pandeo lateral para temperatura normal, de acuerdo a EN 1999-1-1:2007;

### Resistencia a cortante

La resistencia de diseño a cortante  $V_{\bar{n},t,Rd}$  en el tiempo  $t$  de una sección puede determinarse mediante:

$$V_{\bar{n},t,Rd} = k_{o,\theta} \cdot V_{Rd} \cdot (\gamma_{M1} / \gamma_{M\bar{n}})$$

Siendo

$V_{Rd}$  la resistencia a cortante de la sección para diseño a temperatura normal, de acuerdo con EN 1999-1-1:2007;

### Resistencia conjunta a compresión y flexión

Puede ser determinada utilizando las mismas fórmulas que para temperatura normal, pero utilizando:

$$N_{Ed} = N_{\bar{n},Ed}$$

$$M_{y,Ed} = M_{y,\bar{n},Ed}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,\bar{n},Ed}$$

como cargas de diseño.  $N_{\bar{n},Ed}$ ,  $M_{y,\bar{n},Ed}$  y  $M_{z,\bar{n},Ed}$  se calculan de acuerdo con los apartados anteriores.

### Cálculo de la temperatura del aluminio

El cálculo se realiza de forma incremental. Se supone que tanto el aluminio como el ambiente se encuentran al principio a 20°C. Pasado un determinado incremento de tiempo (que en **Tricalc** es de 5 s) se calcula con la curva normalizada tiempo-temperatura la temperatura del gas que rodea al elemento. Con el ambiente a esa temperatura y el aluminio a 20°C se calcula el flujo de calor, alcanzándose otra temperatura en el aluminio al cabo de ese incremento de tiempo. A partir de aquí se considera otro incremento para el que habrá una temperatura de gas. Con esta última temperatura y la temperatura del aluminio del paso anterior, se recalcula el flujo de calor y con ello una nueva temperatura en el aluminio. Y así sucesivamente hasta llegar al tiempo de resistencia a fuego deseado (si es R60, por ejemplo, 60 minutos). La curva normalizada tiempo-temperatura se define en la EN 1991-1-2, expresión (3.4):

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

Siendo

$\theta_g$  temperatura del gas, en °C;

t tiempo desde el inicio del incendio, en minutos.

### Secciones sin aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección sin aislamiento, el incremento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$  debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = (A_m / V) \cdot k_{sh} \cdot h'_{net,d} \cdot \Delta t / (c_{al} \cdot \rho_{al})$$

Siendo

$A_m / V$	factor de forma de la sección;
$A_m$	área de la superficie del elemento por unidad de longitud;
$V$	volumen del elemento por unidad de longitud;
$k_{sh}$	coeficiente corrector por el efecto sombra, pudiendo tomarse $k_{sh} = 1$ de forma conservadora;
$c_{al}$	calor específico del aluminio;
$h'_{net,d}$	valor de diseño del flujo neto de calor por unidad de área, de acuerdo con la EN 1991-1-2;
$\Delta t$	intervalo de tiempo considerado, no mayor de 5 s;
$\rho_{al}$	densidad del aluminio.

### Secciones con aislamiento

Para una distribución uniforme de temperatura en una sección con aislamiento, el incremento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  durante un intervalo de tiempo  $\Delta t$  debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = [\lambda_p \cdot (A_p / V) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t] / [d_p \cdot c_{al} \cdot \rho_{al} \cdot (1 + \phi / 3)] - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t} \geq 0$$

$$\phi = [(c_p \cdot \rho_p) / (c_{al} \cdot \rho_{al})] \cdot d_p \cdot A_p / V$$

Siendo

$A_p / V$	factor de forma para elementos de aluminio con protección frente al fuego;
$A_p$	área de la superficie interior del material protector por unidad de longitud del elemento (para revestimientos huecos con holgura alrededor del elemento de aluminio, debe ser adoptado el mismo valor que para un revestimiento hueco sin holgura);
$V$	volumen del elemento por unidad de longitud;
$c_a$	calor específico del aluminio en función de la temperatura;
$c_p$	calor específico del material aislante independiente de la temperatura;
$d_p$	grosor del material de protección contra el fuego;
$\lambda_p$	conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego;
$\rho_{al}$	densidad del aluminio;
$\rho_p$	densidad del material de protección.