

Noviembre 2011

### TÍTULO

**Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón**

**Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes**

*Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges.*

*Eurocode 4. Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 2: Règles générales et règles pour les ponts.*

### CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1994-2:2005 y EN 1994-2:2005/AC:2008.

### OBSERVACIONES

Esta norma sustituye a la Norma EN 1994-2:2005 (Ratificada por AENOR).

### ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el SC 4 *Estructuras mixtas de acero y hormigón* cuya Secretaría desempeña CALIDAD SIDERÚRGICA, S.R.L., dentro del comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR  
Depósito legal: M 45382:2011

© AENOR 2011  
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Génova, 6  
28004 MADRID-España

info@aenor.es  
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201  
Fax: 913 104 032

96 Páginas

**Grupo 53**



AENOR

NORMA EUROPEA  
EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE  
EUROPÄISCHE NORM

**EN 1994-2**

Octubre 2005

**+AC**

Julio 2008

ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40; 93.040

Sustituye a ENV 1994-2:1997

Versión en español

## **Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes**

**Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges.**

**Eurocode 4. Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 2: Règles générales et règles pour les ponts.**

**Eurocode 4. Bemessung und konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.**

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2005-07-07.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

**CEN**  
**COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN**  
European Committee for Standardization  
Comité Européen de Normalisation  
Europäisches Komitee für Normung  
**CENTRO DE GESTIÓN: Avenue Marnix, 17-1000 Bruxelles**

© 2005 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

## ÍNDICE

	Página
PRÓLOGO .....	9
<b>CAPÍTULO 1 GENERALIDADES .....</b>	<b>13</b>
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	13
1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 4.....	13
1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la parte 1-1 del Eurocódigo 4.....	13
1.1.3 Objeto y campo de aplicación de la parte 2 del Eurocódigo 4.....	14
1.2 Normas para consulta .....	14
1.2.1 Normas para consulta generales .....	14
1.2.2 Otras normas para consulta .....	15
1.2.3 Normas para consulta adicionales para puentes mixtos .....	15
1.3 Consideraciones.....	16
1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación .....	16
1.5 Términos y definiciones .....	16
1.5.1 Generalidades .....	16
1.5.2 Términos y definiciones adicionales usados en esta norma .....	16
1.5.2.1 Elemento mixto.....	16
1.5.2.2 Conexión.....	16
1.5.2.3 Acción mixta .....	16
1.5.2.4 Viga mixta .....	16
1.5.2.5 Pilar mixto.....	16
1.5.2.6 Losa mixta.....	16
1.5.2.7 Pórtico mixto.....	17
1.5.2.8 Unión mixta.....	17
1.5.2.9 Estructura o elemento apeado.....	17
1.5.2.10 Elemento o estructura no apeada.....	17
1.5.2.11 Rigidez a flexión sin fisuración.....	17
1.5.2.12 Rigidez a flexión con fisuración.....	17
1.5.2.13 Pretensado.....	17
1.5.2.14 Tablero con vigas embebidas.....	17
1.5.2.15 Placa mixta.....	17
1.6 Símbolos .....	17
<b>CAPÍTULO 2 BASES DE CÁLCULO.....</b>	<b>26</b>
2.1 Requisitos .....	26
2.2 Principios del cálculo con el método de los estados límites .....	26
2.3 Variables básicas .....	26
2.3.1 Acciones e influencias medioambientales .....	26
2.3.2 Propiedades del material y del producto .....	26
2.3.3 Clasificación de acciones.....	26
2.4 Comprobación con el método de los coeficientes parciales.....	26
2.4.1 Valores de cálculo.....	26
2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones .....	26
2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades del material o del producto.....	27
2.4.1.3 Valores de cálculo de los datos geométricos .....	27
2.4.1.4 Valores de cálculo de las resistencias.....	27
2.4.2 Combinación de acciones.....	27
2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU).....	27
<b>CAPÍTULO 3 MATERIALES.....</b>	<b>28</b>
3.1 Hormigón .....	28
3.2 Acero de la armadura pasiva para puentes.....	28
3.3 Acero estructural para puentes.....	28

3.4	Dispositivos de unión.....	28
3.4.1	Generalidades .....	28
3.4.2	Pernos (espárragos) conectadores.....	28
3.5	Acero y dispositivos de pretensado .....	28
3.6	Cables y tirantes de acero .....	28
<b>CAPÍTULO 4 DURABILIDAD .....</b>		<b>29</b>
4.1	Generalidades .....	29
4.2	Protección contra la corrosión en la interfaz (superficie de contacto) acero-hormigón en puentes.....	29
<b>CAPÍTULO 5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....</b>		<b>30</b>
5.1	Modelos estructurales para el análisis .....	30
5.1.1	Modelos estructurales e hipótesis básicas.....	30
5.1.2	Modelos para las uniones.....	30
5.1.3	Interacción suelo-estructura.....	30
5.2	Estabilidad estructural.....	30
5.2.1	Efectos de la geometría deformada de la estructura .....	30
5.2.2	Métodos de análisis de puentes.....	31
5.3	Imperfecciones.....	31
5.3.1	Bases .....	31
5.3.2	Imperfecciones de puentes.....	31
5.4	Cálculo de los efectos de las acciones .....	31
5.4.1	Métodos de análisis global .....	31
5.4.1.1	Generalidades .....	31
5.4.1.2	Anchura eficaz de las alas por arrastre de cortante.....	32
5.4.2	Análisis elástico lineal .....	33
5.4.2.1	Generalidades .....	33
5.4.2.2	Fluencia y retracción.....	34
5.4.2.3	Efectos de la fisuración del hormigón.....	35
5.4.2.4	Etapas y secuencia constructiva .....	35
5.4.2.5	Efectos de la temperatura .....	35
5.4.2.6	Pretensado mediante deformaciones impuestas controladas.....	36
5.4.2.7	Pretensado mediante tendones .....	36
5.4.2.8	Elementos traccionados en puentes mixtos .....	36
5.4.2.9	Tableros de puente con vigas embebidas.....	37
5.4.3	Análisis global no lineal de puentes .....	38
5.4.4	Combinación de los efectos globales y locales de las acciones .....	38
5.5	Clasificación de las secciones transversales.....	38
5.5.1	Generalidades .....	38
5.5.2	Clasificación de las secciones mixtas no embebidas en hormigón.....	39
5.5.3	Clasificación de secciones de tableros de puentes con vigas embebidas .....	39
<b>CAPÍTULO 6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....</b>		<b>41</b>
6.1	Vigas .....	41
6.1.1	Vigas de puentes. Generalidades.....	41
6.1.2	Anchura eficaz para la comprobación de las secciones transversales .....	41
6.2	Resistencias de las secciones transversales de vigas .....	41
6.2.1	Resistencia a flexión .....	41
6.2.1.1	Generalidades .....	41
6.2.1.2	Momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ de una sección mixta.....	41
6.2.1.3	Reglas adicionales para vigas de puentes .....	43
6.2.1.4	Resistencia a flexión no lineal.....	43
6.2.1.5	Resistencia elástica a flexión.....	44
6.2.2	Resistencia a cortante.....	45
6.2.2.1	Objeto y campo de aplicación.....	45
6.2.2.2	Resistencia plástica a cortante.....	45

6.2.2.3	Resistencia a la abolladura por cortante .....	45
6.2.2.4	Flexión y cortante .....	45
6.2.2.5	Reglas adicionales para vigas de puentes .....	46
6.3	Tableros con vigas embebidas .....	46
6.3.1	Objeto y campo de aplicación.....	46
6.3.2	Generalidades .....	48
6.3.3	Momentos flectores .....	48
6.3.4	Cortante .....	48
6.3.5	Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución .....	48
6.4	Pandeo lateral de vigas mixtas .....	49
6.4.1	Generalidades .....	49
6.4.2	Vigas de puentes con secciones transversales uniformes de clase 1, 2 o 3 .....	49
6.4.3	Métodos generales para el pandeo de elementos y pórticos.....	51
6.4.3.1	Método general.....	51
6.4.3.2	Método simplificado .....	51
6.5	Fuerzas transversales en las almas .....	51
6.5.1	Generalidades .....	51
6.5.2	Pandeo del ala en el plano del alma .....	51
6.6	Conexión.....	51
6.6.1	Generalidades .....	51
6.6.1.1	Bases de cálculo .....	51
6.6.1.2	Estados límite últimos distintos del de fatiga .....	52
6.6.2	Esfuerzo rasante en vigas de puentes.....	52
6.6.2.1	Vigas en las que la resistencia de las secciones transversales se determina mediante la teoría elástica o no lineal .....	52
6.6.2.2	Vigas de puentes con secciones transversales de clase 1 o 2.....	53
6.6.2.3	Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de fuerzas longitudinales.....	54
6.6.2.4	Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en los cambios bruscos de sección transversal .....	55
6.6.3	Pernos conectadores con cabeza en las losas macizas y el hormigón envolvente.....	55
6.6.3.1	Valor de cálculo de la resistencia .....	55
6.6.3.2	Influencia de la tracción en la resistencia a cortante.....	56
6.6.4	Pernos con cabeza que producen hendimiento en la dirección del espesor de la losa ....	56
6.6.5	Detalles constructivos de la conexión e influencia de la ejecución .....	57
6.6.5.1	Resistencia a la separación .....	57
6.6.5.2	Recubrimiento y hormigonado de puentes.....	57
6.6.5.3	Armadura local en la losa .....	57
6.6.5.4	Nervios distintos de los formados por la chapa nervada.....	58
6.6.5.5	Separación de conectadores.....	58
6.6.5.6	Dimensiones del ala de acero .....	59
6.6.5.7	Pernos conectadores con cabeza.....	59
6.6.6	Rasante en losas de hormigón .....	59
6.6.6.1	Generalidades .....	59
6.6.6.2	Valor de cálculo de la resistencia a rasante.....	60
6.6.6.3	Armadura transversal mínima.....	60
6.7	Pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos.....	60
6.7.1	Generalidades .....	60
6.7.2	Método general de cálculo .....	62
6.7.3	Método simplificado de cálculo .....	63
6.7.3.1	Generalidades y campo de aplicación .....	63
6.7.3.2	Resistencia de las secciones transversales .....	63
6.7.3.3	Rigidez eficaz a flexión, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa.....	66
6.7.3.4	Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos .....	66
6.7.3.5	Resistencia de elementos comprimidos.....	67
6.7.3.6	Resistencia de elementos bajo una combinación de compresión y flexión uniaxial.....	70
6.7.3.7	Combinación de compresión y flexión esviada .....	70

6.7.4	Conexión e introducción de las cargas.....	71
6.7.4.1	Generalidades .....	71
6.7.4.2	Introducción de las cargas .....	71
6.7.4.3	Rasante fuera de las áreas de introducción de las cargas .....	74
6.7.5	Disposiciones para detalles constructivos.....	75
6.7.5.1	Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras .....	75
6.7.5.2	Armadura longitudinal y transversal .....	75
6.8	Fatiga.....	76
6.8.1	Generalidades .....	76
6.8.2	Coefficientes parciales de seguridad para la evaluación de fatiga de puentes.....	76
6.8.3	Resistencia a fatiga .....	76
6.8.4	Esfuerzos y cargas de fatiga .....	77
6.8.5	Tensiones.....	78
6.8.5.1	Generalidades .....	78
6.8.5.2	Hormigón .....	78
6.8.5.3	Acero estructural.....	78
6.8.5.4	Armadura pasiva.....	78
6.8.5.5	Conexión.....	79
6.8.5.6	Tensiones en las armaduras pasivas y activas acero de elementos pretensados mediante tendones adherentes .....	79
6.8.6	Carreras de tensión .....	79
6.8.6.1	Acero estructural y armadura pasiva.....	79
6.8.6.2	Conexión.....	80
6.8.7	Evaluación de fatiga basada en las carreras de tensión nominal .....	81
6.8.7.1	Acero estructural, armadura pasiva y hormigón .....	81
6.8.7.2	Conexión.....	81
6.9	Elementos traccionados en puentes mixtos .....	82
<b>CAPÍTULO 7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO .....</b>		<b>83</b>
7.1	Generalidades .....	83
7.2	Tensiones.....	83
7.2.1	Generalidades .....	83
7.2.2	Limitación de las tensiones en puentes .....	84
7.2.3	Respiro de almas.....	84
7.3	Deformaciones en puentes .....	84
7.3.1	Flechas.....	84
7.3.2	Vibraciones .....	84
7.4	Fisuración del hormigón .....	84
7.4.1	Generalidades .....	84
7.4.2	Armadura pasiva mínima.....	85
7.4.3	Control de la fisuración debida a cargas directas.....	86
7.5	Tableros con vigas embebidas .....	88
7.5.1	Generalidades .....	88
7.5.2	Fisuración del hormigón .....	88
7.5.3	Armadura pasiva mínima.....	88
7.5.4	Control de la fisuración debida a cargas directas.....	88
<b>CAPÍTULO 8 LOSAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN EN PUENTES MIXTOS .....</b>		<b>89</b>
8.1	Generalidades .....	89
8.2	Acciones.....	89
8.3	Cálculo, análisis y detalles constructivos de la losa de puentes .....	89
8.4	Interfaz (superficie de contacto) entre la viga de acero y la losa de hormigón .....	89
8.4.1	Capa de asiento y tolerancias .....	89
8.4.2	Corrosión .....	89
8.4.3	Conexión y armadura pasiva transversal.....	89

<b>CAPÍTULO 9 PLACAS MIXTAS EN PUENTES .....</b>	<b>90</b>
<b>9.1 Generalidades .....</b>	<b>90</b>
<b>9.2 Cálculo de los efectos locales .....</b>	<b>91</b>
<b>9.3 Cálculo de los efectos globales .....</b>	<b>91</b>
<b>9.4 Cálculo de los conectadores .....</b>	<b>91</b>
<b>ANEXO C (Informativo) PERNOS CONECTADORES CON CABEZA QUE PRODUCEN FUERZA DE HENDIMIENTO EN LA DIRECCIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA .....</b>	<b>94</b>
<b>C.1 Valor de cálculo de la resistencia y detalles constructivos .....</b>	<b>94</b>
<b>C.2 Resistencia a fatiga .....</b>	<b>96</b>

## PRÓLOGO

Esta Norma EN 1994-2:2005 *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes*, ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña BSI.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional, mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de abril de 2006, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

Este Eurocódigo anula y sustituye a la Norma Europea Experimental ENV 1994-2:1992.

El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

### Antecedentes del programa de Eurocódigos

En 1975, la Comisión de la Comunidad Europea decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basado en el artículo 95 del Tratado. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de obras de construcción que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados miembros y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con la ayuda de un Comité Director con representantes de los Estados, condujo el desarrollo del programa de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos europeos.

En 1989, la Comisión y los Estados miembros de la UE y de la AELC decidieron, sobre la base de un acuerdo<sup>1)</sup> entre la Comisión y el CEN, transferir al CEN la preparación y publicación de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de norma europea (EN). Esto vincula de facto los Eurocódigos y las disposiciones de todas las Directivas del Consejo y/o las Decisiones de la Comisión que hacen referencia a las normas europeas (por ejemplo, la Directiva 89/106/CEE sobre productos de construcción –DPC- y las Directivas 93/37/CEE, 92/50/CEE y 89/440/CEE sobre obras públicas y servicios y las Directivas AELC equivalentes iniciadas para conseguir la implantación del mercado interior).

Los Eurocódigos Estructurales comprenden las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas partes:

EN 1990	Eurocódigo:	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 de acero y hormigón

1) Acuerdo entre la Comisión de las Comunidades Europeas y el Comité Europeo de Normalización (CEN) referente al trabajo sobre los EUROCÓDIGOS para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil. (BC/CEN/03/89).

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

Los Eurocódigos reconocen la responsabilidad de las autoridades reglamentadoras de cada Estado Miembro y han salvaguardado su derecho a determinar, en el ámbito nacional, los valores relacionados con temas reglamentarios de seguridad cuando éstos sigan siendo distintos de un Estado a otro.

### **Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos**

Los Estados miembros de la UE y AELC reconocen que los Eurocódigos sirven como documentos de referencia para los siguientes fines:

- como medio para demostrar el cumplimiento de las obras de edificación y de ingeniería civil con los Requisitos Esenciales de la Directiva 89/106/CEE, en particular con el Requisito Esencial nº 1 - Resistencia mecánica y estabilidad - y con el Requisito Esencial nº 2 - Seguridad en caso de incendio;
- como base para especificar los contratos de las obras de construcción y de los servicios de ingeniería correspondientes;
- como marco para diseñar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (normas europeas, EN; y documentos de idoneidad técnica europeos, DITE).

Los Eurocódigos, en la medida en que están relacionados con las obras de construcción, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos<sup>2)</sup> a los que se hace referencia en el Artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto<sup>3)</sup>. Por ello, los Comités Técnicos de CEN y/o los Grupos de Trabajo de la EOTA que trabajen sobre normas de producto deben considerar adecuadamente los aspectos técnicos que surjan del trabajo de los Eurocódigos, con vistas a obtener la compatibilidad total entre estas especificaciones técnicas y los Eurocódigos.

Los Eurocódigos proporcionan reglas comunes de cálculo estructural de uso cotidiano en el proyecto de estructuras completas y de productos componentes de naturaleza tanto tradicional como innovadora. Las formas de construcción y condiciones de cálculo poco usuales no quedan cubiertas específicamente y requerirán, en tales casos, el estudio adicional de un experto.

### **Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos**

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán el texto completo del Eurocódigo (incluyendo los anexos) tal y como se publique por CEN, pudiendo venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional, y puede tener a continuación un anexo nacional.

---

2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos deben dar forma concreta a los requisitos esenciales (RE) con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITE/Guías de DITE.

3) Según el artículo 12 de la DPC los documentos interpretativos deben:

- a) dar forma concreta a los requisitos esenciales mediante la armonización de la terminología y de las bases técnicas y la asignación, en su caso, de clases y niveles para cada requisito esencial;
- b) indicar métodos para relacionar estas clases o niveles de requisitos con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de proyecto y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyecto, etc.
- c) servir como referencia para el establecimiento de normas armonizadas y de guías para los documentos de idoneidad técnica europeos.

Los Eurocódigos, *de facto*, juegan un papel similar en el ámbito del RE1 y parte del RE2.

El anexo nacional sólo puede contener información sobre aquellos parámetros que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción nacional, conocidos como Parámetros de Determinación Nacional, para su empleo en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en el Estado correspondiente, es decir:

- los valores y/o las clases cuando se ofrezcan alternativas en el Eurocódigo;
- los valores a emplear cuando sólo se dé un símbolo en el Eurocódigo;
- los datos específicos del país (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, el mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos.

También puede contener:

- las decisiones sobre la aplicación de los anexos informativos;
- una referencia a la información complementaria no contradictoria que ayude al usuario a aplicar el Eurocódigo.

#### **Vínculos entre Eurocódigos y especificaciones técnicas armonizadas (EN y DITE) de productos**

Existe una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de productos de la construcción y las reglas técnicas de las obras<sup>4)</sup>. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción que se refiera a los Eurocódigos debe mencionar con claridad que Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

#### **Información adicional específica de Norma EN 1994-2**

La Norma EN 1994-2 describe los principios y requisitos sobre la seguridad, el comportamiento en servicio y la durabilidad de las estructuras mixtas de acero y hormigón, junto con disposiciones específicas para puentes. Se basa en el concepto de Estado Límite utilizado en combinación con el método de los coeficientes parciales de seguridad.

La Norma EN 1994-2 está destinada a ser utilizada por:

- comités que elaboran otras normas para cálculo estructural y normas de productos, ensayos, y ejecución relacionadas;
- clientes (por ejemplo para la formulación de sus requisitos específicos en niveles de fiabilidad y durabilidad);
- proyectistas y constructores;
- las autoridades pertinentes.

La Norma EN 1994-2 contiene las reglas generales de la Norma EN 1994-1-1 y reglas específicas para el proyecto de puentes mixtos de acero y hormigón o elementos mixtos de puentes.

La Norma EN 1994-2 está concebida para ser utilizada junto con la Norma EN 1990, y las partes relevantes de las Normas EN 1991, EN 1993 para el proyecto de estructuras de acero, y EN 1992 para el proyecto de estructuras de puentes.

Los valores numéricos de los coeficientes parciales de seguridad y otros parámetros de fiabilidad se recomiendan como valores básicos que tienen un aceptable nivel de fiabilidad. Se han seleccionado suponiendo un nivel apropiado de gestión de la calidad y la mano de obra. Se deben emplear los mismos valores si la Norma EN 1994-2 se utiliza como documento base por otros Comités Técnicos de CEN.

---

4) Véanse los apartados 3.3 y 12 de la DPC, así como los artículos 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2.2 del Documento Interpretativo nº 1.

**Anexo nacional de la Norma EN 1994-2**

Esta norma proporciona valores con anotaciones que indican en donde se pueden realizar las opciones nacionales. Por lo tanto, la norma nacional de adopción de la Norma EN 1994-2 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros Determinación Nacional necesarios para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil que se vayan a construir en ese país determinado.

Se permite la elección nacional en las reglas generales de la Norma EN 1994-1-1 aplicadas a través de los puntos siguientes:

- 2.4.1.1(1)
- 2.4.1.2(5)P
- 6.6.3.1(1)

Se permite la elección nacional en las reglas específicas para puentes aplicadas a través de los puntos siguientes:

- 1.1.3(3)
- 2.4.1.2(6)P
- 5.4.4(1)
- 6.2.1.5(9)
- 6.2.2.5(3)
- 6.3.1(1)
- 6.6.1.1(13)
- 6.8.1(3)
- 6.8.2(1)
- 7.4.1(4)
- 7.4.1(6)
- 8.4.3(3)

## Capítulo 1 Generalidades

### 1.1 Objeto y campo de aplicación

#### 1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 4

(1) El Eurocódigo 4 es aplicable a los proyectos de elementos mixtos o estructuras mixtas para edificación y obras de ingeniería civil. Es conforme con los principios y requisitos relativos a la seguridad y al comportamiento en servicio de las estructuras, así como las bases de su cálculo y comprobación indicadas en la Norma EN 1990:2002 – Bases de cálculo de estructuras.

(2) El Eurocódigo 4 sólo hace referencia a los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio, durabilidad y resistencia al fuego de estructuras mixtas. No se consideran otros requisitos, por ejemplo referentes al aislamiento térmico o acústico.

(3) El Eurocódigo 4 está previsto para su uso conjunto con:

EN 1990 Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras

EN 1991 Eurocódigo 1. Acciones en estructuras

Normas EN, Normas armonizadas EN, documentos DITE y Guías DITE para productos de construcción aplicables a estructuras mixtas

EN 1090 Ejecución de estructuras de acero y aluminio.

EN 13670 Ejecución de estructuras de hormigón

EN 1992 Proyecto de estructuras de hormigón

EN 1993 Proyecto de estructuras de acero

EN 1997 Proyecto geotécnico

EN 1998 Proyecto de estructuras sismorresistentes

(4) El Eurocódigo 4 se divide en varias partes:

Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación

Parte 1-2: Proyecto de estructuras sometidas al fuego

Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes

#### 1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la parte 1-1 del Eurocódigo 4

(1) La parte 1-1 del Eurocódigo 4 proporciona una base general para el cálculo de estructuras mixtas, junto con reglas particulares para edificación.

(2) En la parte 1-1 se describen los siguientes temas:

Capítulo 1: Generalidades

Capítulo 2: Bases de proyecto

Capítulo 3: Materiales

Capítulo 4: Durabilidad

Capítulo 5: Análisis estructural

Capítulo 6: Estados límite últimos

Capítulo 7: Estados límite de servicio

Capítulo 8: Uniones mixtas en pórticos de edificación

Capítulo 9: Losas mixtas de edificación con chapa nervada

### 1.1.3 Objeto y campo de aplicación de la parte 2 del Eurocódigo 4

(1) La parte 2 del Eurocódigo 4 proporciona reglas de cálculo para puentes o elementos de puentes mixtos de acero y hormigón, que complementan las reglas generales indicadas en la Norma EN 1994-1-1. Los puentes atirantados no se tratan completamente en esta parte.

(2) En la parte 2 se tratan los siguientes temas:

Capítulo 1: Generalidades

Capítulo 2: Bases de cálculo

Capítulo 3: Materiales

Capítulo 4: Durabilidad

Capítulo 5: Análisis estructural

Capítulo 6: Estados límite últimos

Capítulo 7: Estados límite de servicio

Capítulo 8: Tableros con losas prefabricadas de hormigón

Capítulo 9: Placas mixtas en puentes

(3) Las disposiciones sobre conectadores a cortante para los pernos conectadores soldados.

NOTA El anexo nacional puede proporcionar indicaciones sobre otros tipos de conectadores a cortante.

## 1.2 Normas para consulta

Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de las publicaciones. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que se haga referencia (incluyendo sus modificaciones).

### 1.2.1 Normas para consulta generales

EN 1090-2<sup>5)</sup> *Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 2: Requisitos técnicos para la ejecución de estructuras de acero.*

EN 1990:2002 *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.*

---

5) Pendiente de publicación.

### 1.2.2 Otras normas para consulta

EN 1992-1-1:2004 *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.*

EN 1993-1-1:2005 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.*

EN 1993-1-3:2006 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-3: Reglas generales. Reglas adicionales para perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío.*

EN 1993-1-5:2006 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-5: Placas planas cargadas en su plano.*

EN 1993-1-8:2005 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones.*

EN 1993-1-9:2005 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-9: Fatiga.*

EN 1993-1-11:2006 *Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-11: Diseño de las estructuras de cables y tirantes.*

EN 10025-1:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 1: Condiciones técnicas generales de suministro.*

EN 10025-2:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 2: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales no aleados.*

EN 10025-3:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 3: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino en la condición de normalizado/laminado de normalización.*

EN 10025-4:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 4: 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. Parte 5: 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. Parte 6: Condiciones técnicas de suministro de los productos planos de aceros estructurales de alto límite elástico en la condición de templado y revenido.*

EN 10326:2004 *Chapas y bandas de acero estructural recubiertas en continuo por inmersión en caliente. Condiciones técnicas de suministro.*

EN 10149-2:1995 *Productos planos laminados en caliente de acero de alto límite elástico para conformado en frío. Parte 2: Condiciones de suministro para aceros en estado de laminado termomecánico.*

EN 10149-3:1995 *Productos planos laminados en caliente de acero de alto límite elástico para conformado en frío. Parte 3: Condiciones de suministro para aceros en estado de normalizado o laminado de normalización.*

EN ISO 13918:1998 *Soldeo. Espárragos para el soldeo por arco de espárragos.*

EN ISO 14555:1998 *Soldeo. Soldeo al arco de espárragos de materiales metálicos.*

### 1.2.3 Normas para consulta adicionales para puentes mixtos

EN 1990:2002 *Anexo A2 Bases de cálculo de estructuras: Aplicación en puentes.*

EN 1991-1-5:2003 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-5: Acciones generales. Acciones térmicas.*

EN 1991-1-6:2005 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-6: Acciones generales. Acciones durante la ejecución.*

EN 1991-2:2003 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes.*

EN 1992-2:2005 *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas.*

EN 1993-2:2006 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 2: Puentes.*

### 1.3 Consideraciones

(1) Además de las consideraciones generales de la Norma EN 1990:2002 se aplican las consideraciones siguientes:

- las consideraciones indicadas en el apartado 1.3 de las Normas EN 1992-1-1:2004 y EN 1993-1-1:2005.

### 1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación

(1) Se aplican las reglas indicadas en la Norma EN 1990:2002.

### 1.5 Términos y definiciones

#### 1.5.1 Generalidades

(1) Se aplican los términos y definiciones indicados en el apartado 1.5 de las Normas EN 1990:2002, Norma EN 1992-1-1:2004, y EN 1993-1-1:2005.

#### 1.5.2 Términos y definiciones adicionales usados en esta norma

##### 1.5.2.1 Elemento mixto

Elemento estructural con componentes de hormigón y de acero estructural o conformado en frío, interconectados mediante una conexión de forma que se limite el deslizamiento longitudinal relativo entre ambos, así como la separación de un componente respecto al otro.

##### 1.5.2.2 Conexión

Interconexión entre los componentes de hormigón y de acero de un elemento mixto, que tiene suficiente resistencia y rigidez para permitir que los dos componentes se calculen como partes de un único elemento estructural.

##### 1.5.2.3 Acción mixta

Comportamiento que tiene lugar una vez que la conexión se ha hecho efectiva debido al endurecimiento del hormigón.

##### 1.5.2.4 Viga mixta

Elemento mixto sometido principalmente a flexión.

##### 1.5.2.5 Pilar mixto

Elemento mixto sometido principalmente a compresión o a compresión y flexión.

##### 1.5.2.6 Losa mixta

Losa en que la chapa nervada se utiliza inicialmente como encofrado permanente y, posteriormente, colabora estructuralmente con el hormigón endurecido actuando como armadura de tracción en el forjado final.

### 1.5.2.7 Pórtico mixto

Pórtico en el cual alguno o todos los elementos son mixtos y la mayoría de los elementos restantes son de acero estructural.

### 1.5.2.8 Unión mixta

Unión entre un elemento mixto y cualquier otro elemento mixto, de acero o de hormigón armado, cuya armadura se tiene en cuenta en el cálculo de la resistencia y de la rigidez de la unión.

### 1.5.2.9 Estructura o elemento apeado

Elemento o estructura donde el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre elementos de acero que están apeados o se soporta de modo independiente hasta que los elementos de hormigón son capaces de resistir los esfuerzos.

### 1.5.2.10 Elemento o estructura no apeada

Elemento o estructura donde el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre elementos de acero que no están apeados.

### 1.5.2.11 Rigidez a flexión sin fisuración

Rigidez  $E_a I_1$  de una sección transversal de un elemento mixto, siendo  $I_1$  el momento de inercia de la sección equivalente de acero eficaz, calculada suponiendo que el hormigón traccionado no está fisurado.

### 1.5.2.12 Rigidez a flexión con fisuración

Rigidez  $E_a I_2$  de una sección transversal donde  $I_2$  es el momento de inercia de la sección equivalente de acero eficaz calculado despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura.

### 1.5.2.13 Pretensado

Proceso mediante el cual se aplican tensiones de compresión al hormigón que forma parte de un elemento mixto, mediante armaduras activas o deformaciones impuestas controladas.

### 1.5.2.14 Tablero con vigas embebidas

Tablero formado por una losa de hormigón armado y vigas de acero laminado o soldado parcialmente embebidas en hormigón, teniendo su ala inferior a la altura de la parte inferior de la losa.

### 1.5.2.15 Placa mixta

Elemento mixto formado por una chapa inferior plana de acero conectada a una losa de hormigón, en la que tanto la longitud como la anchura son mucho mayores que el espesor de la placa mixta.

## 1.6 Símbolos

Para los propósitos de esta norma europea, son aplicables los siguientes símbolos:

### *Mayúsculas latinas*

$A$	Área de la sección transversal eficaz mixta despreciando el hormigón traccionado
$A_a$	Área de la sección transversal de la sección de acero estructural
$A_b$	Área de la sección transversal de la armadura pasiva transversal inferior
$A_{bh}$	Área de la sección transversal de la armadura pasiva transversal inferior en un nervio
$A_c$	Área de la sección transversal de hormigón
$A_{ct}$	Área de la sección transversal de la zona traccionada de hormigón

$A_{fc}$	Área de la sección transversal del ala comprimida
$A_p$	Área del acero de las armaduras activas
$A_s$	Área de la sección transversal de las armaduras pasivas
$A_{sf}$	Área de la sección transversal de la armadura pasiva transversal
$A_t$	Área de la sección transversal de la armadura pasiva transversal superior
$A_v$	Área de cortante de una sección de acero estructural
$A_1$	Área cargada bajo la chapa de reparto
$E_a$	Módulo de elasticidad del acero estructural
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad eficaz del hormigón
$E_{cm}$	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_s$	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del acero de la armadura pasiva
$(EA)_{eff}$	Rigidez longitudinal eficaz del hormigón fisurado
$(EI)_{eff}$	Rigidez eficaz a flexión para el cálculo de la esbeltez relativa
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez eficaz a flexión para su uso en los análisis de segundo orden
$(EI)_2$	Rigidez a flexión con fisuración por unidad de anchura del hormigón o de la losa mixta
$F_d$	Componente en la dirección de la viga de acero de la fuerza de cálculo de un tendón adherente o no adherente aplicada después de que se haga efectiva la conexión
$F_\ell$	Valor de cálculo de la fuerza longitudinal por perno
$F_t$	Valor de cálculo de la fuerza transversal por perno
$F_{ten}$	Valor de cálculo de la fuerza de tracción por perno
$G_a$	Módulo de elasticidad transversal del acero estructural
$G_c$	Módulo de elasticidad transversal del hormigón
$I$	Momento de inercia de la sección eficaz mixta sin considerar el hormigón traccionado
$I_a$	Momento de inercia de la sección de acero estructural
$I_{at}$	Módulo de torsión de Saint-Venant de la sección de acero estructural
$I_c$	Momento de inercia de la sección sin fisurar de hormigón
$I_{eff}$	Momento de inercia eficaz de las vigas embebidas
$I_s$	Momento de inercia del acero de las armaduras pasivas
$I_1$	Momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada suponiendo que el hormigón traccionado está sin fisurar
$I_2$	Momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo las armaduras
$K_e, K_{e,II}$	Coefficientes de corrección empleados en el cálculo de pilares mixtos
$K_0$	Coefficiente de calibración empleado en el cálculo de pilares mixtos
$L$	Longitud; luz; luz eficaz
$L_e$	Luz equivalente

$L_i$	Luz
$L_{A-B}$	Longitud de la región inelástica, entre los puntos A y B, correspondientes respectivamente a $M_{el,Rd}$ y $M_{Ed,max}$
$L_v$	Longitud de la conexión
$M$	Momento flector
$M_a$	Contribución de la sección de acero estructural al valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta
$M_{a,Ed}$	Valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección de acero estructural
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente a pandeo lateral de una viga mixta
$M_{c,Ed}$	Parte del valor de cálculo del momento flector que actúa sobre la sección mixta
$M_{cr}$	Momento crítico elástico de pandeo lateral de una viga mixta
$M_{Ed}$	Valor de cálculo del momento flector
$M_{Ed,max}$	Valor de cálculo del momento flector máximo aplicado al elemento de acero y mixto
$M_{Ed,max,f}$	Momento flector máximo o esfuerzo interno debido a la carga de fatiga
$M_{Ed,min,f}$	Momento flector mínimo debido a la carga de fatiga
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo del momento elástico resistente de la sección mixta
$M_{f,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de acuerdo con el apartado 5.2.6.1 de la Norma EN 1993-1-5
$M_{max,Rd}$	Valor de cálculo máximo del momento resistente concomitante con un esfuerzo axial de compresión
$M_{perm}$	Momento flector más desfavorable para la combinación característica
$M_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección de acero estructural
$M_{pl,N,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta teniendo en cuenta el esfuerzo axial de compresión
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,y,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente según el eje $y-y$ de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente según el eje $z-z$ de la sección mixta con conexión total
$M_{Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de una sección mixta
$M_{Rk}$	Valor característico del momento resistente de una sección mixta o unión
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección mixta según el eje $y-y$
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección mixta según el eje $z-z$
$N$	Esfuerzo axial de compresión; número de ciclos de variación de tensión; número de conectadores
$N_a$	Valor de cálculo del esfuerzo axial en la sección de acero estructural de una viga mixta
$N_c$	Valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión en el ala de hormigón
$N_{cd}$	Valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión en la losa de hormigón correspondiente al $M_{Ed,max}$
$N_{c,f}$	Valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión en el ala de hormigón con conexión total
$N_{c,el}$	Esfuerzo axial de compresión en el ala de hormigón correspondiente al $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Axil crítico elástico de un pilar mixto correspondiente a una rigidez eficaz a flexión
$N_{cr}$	Axil crítico elástico

$N_{cl}$	Valor de cálculo del esfuerzo axial determinado en la introducción de las cargas
$N_{Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión
$N_{Ed, serv}$	Esfuerzo axial del elemento de hormigón traccionado en ELS
$N_{Ed, ult}$	Esfuerzo axial del elemento de hormigón traccionado en ELU
$N_{G, Ed}$	Valor de cálculo de la parte permanente del esfuerzo axial de compresión
$N_{pl, a}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axial de la sección de acero estructural
$N_{pl, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axial de compresión de la sección mixta
$N_{pl, Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica a esfuerzo axial de compresión de la sección mixta
$N_{pm, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axial de compresión del hormigón
$N_R$	Número de ciclos de variación de tensión
$N_s$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axial del acero de la armadura pasiva
$N_{sd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axial de tracción del acero de la armadura pasiva
$N_{s, el}$	Fuerza de tracción en una losa de hormigón fisurado correspondiente a $M_{el, Rd}$ , teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras
$P_{Ed}$	Fuerza longitudinal en un conector a la distancia $x$ del alma más cercana
$P_{\ell, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno conector único correspondiente a $F_{\ell}$
$P_{Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector único
$P_{Rk}$	Valor característico de la resistencia a cortante de un conector único
$P_{t, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno conector único correspondiente a $F_t$
$V_{a, Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa en la sección de acero estructural
$V_{b, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a la abolladura por cortante de un alma de acero
$V_{c, Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa en la sección transversal de hormigón armado de una viga embebida
$V_{Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa en la sección mixta
$V_L$	Esfuerzo rasante que actúa a lo largo de la interfaz acero-hormigón del ala
$V_{L, Ed}$	Esfuerzo rasante que actúa en la longitud $L_{A-B}$ de la región inelástica
$V_{pl, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante de la sección mixta
$V_{pl, a, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante de la sección de acero estructural
$V_{p, Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa mixta
$V_{Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección mixta

#### *Minúsculas latinas*

$a$	Separación entre vigas paralelas; diámetro o anchura; distancia
$a_w$	Proyección del ala de acero fuera del alma de la viga
$b$	Anchura del ala de una sección de acero; anchura de losa, mitad de la distancia entre almas adyacentes, o distancia entre el alma y borde libre del ala
$b_{eff}$	Anchura eficaz total

$b_{\text{eff},1}$	Anchura eficaz en la sección centro de vano de un vano apoyado en los dos extremos
$b_{\text{eff},2}$	Anchura eficaz en un apoyo intermedio
$b_{\text{ei}}$	Anchura eficaz del ala de hormigón a cada lado del alma, anchura eficaz del ala mixta inferior de una sección cajón
$b_{\text{f}}$	Anchura del ala de una sección de acero
$b_{\text{i}}$	Anchura geométrica del ala de hormigón a cada lado del alma
$b_0$	Distancia entre centros de los conectadores exteriores; anchura media de un nervio de hormigón (anchura mínima en el caso de perfil cerrados); anchura de un nervio
$c$	Anchura exterior del ala de acero; perímetro eficaz de una armadura
$c_{\text{st}}$	Recubrimiento de hormigón sobre las vigas de acero de tableros con vigas embebidas
$c_y, c_z$	Espesor del recubrimiento de hormigón
$d$	Canto libre del alma de la sección de acero estructural; diámetro del vástago de un perno conectador; diámetro total de una sección hueca circular de acero; dimensión transversal mínima de un pilar
$d_{\text{do}}$	Diámetro del cordón de soldadura de un perno conectador
$d_s$	Distancia entre la armadura de acero en tracción y la fibra extrema comprimida de la losa mixta; distancia entre la armadura longitudinal en tracción y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero
$e_{\text{D}}$	Distancia al borde
$e_{\text{d}}$	Bien $2e_{\text{h}}$ o bien $2e_{\text{v}}$
$e_{\text{g}}$	Distancia entre la armadura pasiva y la placa frontal en un pilar mixto
$e_{\text{h}}$	Distancia lateral desde el punto de aplicación de la fuerza $F_{\text{d}}$ al alma de acero pertinente, si $F_{\text{d}}$ está aplicada en la losa de hormigón
$e_{\text{v}}$	Distancia vertical desde el punto de aplicación de la fuerza $F_{\text{d}}$ al plano de la conexión en cuestión, si $F_{\text{d}}$ está aplicada en el elemento de acero
$f_{\text{cd}}$	Valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica de acuerdo con el apartado 2.4.1.2
$f_{\text{ck}}$	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días
$f_{\text{cm}}$	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
$f_{\text{ct,eff}}$	Valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón
$f_{\text{ctm}}$	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
$f_{\text{ct},0}$	Valor de referencia de la resistencia a tracción del hormigón
$f_{\text{lctm}}$	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón ligero
$f_{\text{pd}}$	Valor de cálculo de la resistencia de las armaduras activas de acuerdo con el apartado 3.3.6 de la Norma EN 1992-1-1
$f_{\text{pk}}$	Valor característico del límite elástico de las armaduras activas
$f_{\text{sd}}$	Valor de cálculo del límite elástico de la armadura pasiva
$f_{\text{sk}}$	Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva
$f_{\text{u}}$	Resistencia a tracción especificada
$f_y$	Valor nominal del límite elástico del acero estructural
$f_{\text{yd}}$	Valor de cálculo del límite elástico del acero estructural

$h$	Canto total; espesor
$h_a$	Canto de la sección de acero estructural
$h_c$	Espesor del ala de hormigón
$h_n$	Profundidad de la fibra neutra
$h_s$	Distancia entre los centros de gravedad de las alas de una sección de acero estructural
$h_{sc}$	Altura nominal total de un perno conector
$k$	Coefficiente de amplificación de los efectos de segundo orden; coeficiente; coeficiente empírico para el valor de cálculo de la resistencia a cortante
$k_c$	Coefficiente
$k_s$	Coefficiente de reducción de la resistencia a cortante de un perno conector
$k_\phi$	Parámetro
$k_1$	Rigidez a flexión de la losa de hormigón fisurado
$k_2$	Rigidez a flexión del alma
$\ell_0$	Longitud de introducción de las cargas
$m$	Pendiente de la curva de resistencia a fatiga; coeficiente empírico para el valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante
$n$	Coefficiente de equivalencia; número de conectadores
$n_L$	Coefficiente de equivalencia función del tipo de carga
$n_0$	Coefficiente de equivalencia para cargas instantáneas
$n_{0G}$	Coefficiente de equivalencia (del módulo de cortante) para cargas instantáneas
$n_{tot}$	Véase el apartado 9.4
$n_{LG}$	Coefficiente de equivalencia (del módulo de cortante) para cargas de larga duración
$n_w$	Véase el apartado 9.4
$r$	Relación entre los momentos de los extremos
$s$	Separación longitudinal entre ejes de pernos conectadores
$s_f$	Distancia libre entre las alas superiores de las vigas de acero de tableros con vigas embebidas
$s_t$	Separación transversal entre ejes de pernos conectadores
$s_w$	Separación de las almas de las vigas de acero de tableros con vigas embebidas
$t$	Edad; espesor
$t_f$	Espesor del ala de acero de las vigas de acero de tableros con vigas embebidas
$t_w$	Espesor del alma de la sección de acero estructural
$t_0$	Edad en el momento de carga
$v_{Ed}$	Valor de cálculo de la tensión rasante
$v_{L,Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo rasante por unidad de longitud en la interfaz entre acero y hormigón
$v_{L,Ed,máx.}$	Valor de cálculo del esfuerzo rasante máximo por unidad de longitud en la interfaz entre acero y hormigón
$w_k$	Valor de cálculo de la abertura de fisura

$x$	Distancia de un conector de cortante al alma más cercana
$x_{pl}$	Distancia entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida
$y$	Eje de la sección transversal paralelo a las alas
$z$	Eje de la sección transversal perpendicular a las alas; brazo mecánico
$z_0$	Distancia vertical

*Mayúsculas griegas*

$\Delta\sigma$	Carrera de tensión
$\Delta\sigma_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga para dos millones de ciclos
$\Delta\sigma_E$	Carrera de tensión equivalente de amplitud constante
$\Delta\sigma_{E, glob}$	Carrera de tensión equivalente de amplitud constante debida a efectos globales
$\Delta\sigma_{E, loc}$	Carrera de tensión equivalente de amplitud constante debida a efectos locales
$\Delta\sigma_{E, 2}$	Carrera de tensión equivalente de amplitud constante correspondiente a dos millones de ciclos
$\Delta\sigma_s$	Incremento de tensión en el acero de la armadura pasiva debido a la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras
$\Delta\sigma_{s, equ}$	Carrera de tensión de daño equivalente
$\Delta\tau$	Carrera de tensión tangencial para cargas de fatiga
$\Delta\tau_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga para dos millones de ciclos
$\Delta\tau_E$	Carrera de tensión tangencial equivalente de amplitud constante
$\Delta\tau_{E, 2}$	Carrera de tensión tangencial equivalente de amplitud constante correspondiente a dos millones de ciclos
$\Delta\tau_R$	Resistencia a fatiga por tensiones tangenciales
$\Psi$	Coefficiente

*Minúsculas griegas*

$\alpha$	Coefficiente; parámetro, véase el punto (6) del apartado 6.4.2
$\alpha_{cr}$	Coefficiente por el que ha de multiplicarse el valor de cálculo de las cargas para que se produzca la inestabilidad elástica
$\alpha_M$	Coefficiente relativo a la flexión de un pilar mixto
$\alpha_{M, y}$ , $\alpha_{M, z}$	Coefficientes relativos a la flexión de un pilar mixto según los ejes $y$ - $y$ y $z$ - $z$ , respectivamente
$\alpha_{st}$	Relación
$\beta$	Coefficiente; parámetro de conversión, mitad del ángulo de dispersión del esfuerzo rasante $V_t$ en la losa de hormigón
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de seguridad del hormigón
$\gamma_f$	Coefficiente parcial de seguridad para las acciones, que incluye las incertidumbres del modelo y las variaciones dimensionales
$\gamma_{ff}$	Coefficiente parcial de seguridad para la carrera de tensión equivalente de amplitud constante
$\gamma_M$	Coefficiente parcial de seguridad para las propiedades del material, que incluye las incertidumbres del modelo y las variaciones dimensionales

$\chi_{M0}$	Coefficiente parcial de seguridad del acero estructural aplicable a la resistencia de las secciones transversales, véase el punto (1) del apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1:2005
$\chi_{M1}$	Coefficiente parcial de seguridad del acero estructural aplicable a la resistencia de elementos frente a la inestabilidad, evaluada mediante comprobaciones de elementos, véase el punto (1) del apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1:2005
$\chi_{Mf}$	Coefficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga
$\chi_{Mf,s}$	Coefficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga de los pernos sometidos a cortante
$\chi_p$	Coefficiente parcial de seguridad para la acción del pretensado
$\chi_s$	Coefficiente parcial de seguridad de la armadura pasiva
$\chi_V$	Coefficiente parcial de seguridad del valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno con cabeza
$\delta$	Coefficiente; coeficiente de contribución del acero; flecha en el punto medio
$\delta_{uk}$	Valor característico de la capacidad de deslizamiento
$\varepsilon$	$\sqrt{235 / f_y}$ , donde $f_y$ viene expresado en N/mm <sup>2</sup>
$\eta_a, \eta_{ao}$	Coefficientes relativos al confinamiento del hormigón
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$	Coefficientes relativos al confinamiento del hormigón
$\theta$	Ángulo
$\lambda, \lambda_v$	Coefficientes de daño equivalente
$\lambda_{v,1}$	Coefficiente para determinar el coeficiente de daño equivalente $\lambda_v$ en pernos con cabeza a cortante
$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$	Coefficientes de daño equivalente para los efectos globales y locales, respectivamente
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbeltez relativa para el pandeo lateral
$\mu$	Coefficiente de rozamiento; coeficiente nominal
$\mu_d$	Coefficiente relativo al cálculo a flexocompresión uniaxial
$\mu_{dy}, \mu_{dz}$	Coefficiente $\mu_d$ relativo al plano de flexión
$\nu_a$	Coefficiente de Poisson del acero estructural
$\rho$	Parámetro relativo al valor de cálculo del momento resistente reducido para tener en cuenta el cortante
$\rho_s$	Parámetro; cuantía de armadura
$\sigma_{c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia local del hormigón
$\sigma_{ct}$	Tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón
$\sigma_{máx.,f}$	Tensión máxima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{mín.,f}$	Tensión mínima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{s,máx.,f}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{Ed,máx.,f}$
$\sigma_{s,mín.,f}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{Ed,mín.,f}$
$\sigma_s$	Tensión en la armadura traccionada
$\sigma_{s,máx.}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{máx.}$

$\sigma_{s,m\acute{a}x.,0}$	Tensi3n en la armadura debida al momento flector $M_{m\acute{a}x.}$ , despreciando la contribuci3n del hormig3n traccionado
$\sigma_{s,0}$	Tensi3n en la armadura traccionada despreciando la rigidizaci3n por la colaboraci3n del hormig3n entre fisuras
$\tau_{Rd}$	Valor de c\`alculo de la resistencia a rasante
$\phi$	Di\`ametro (calibre) de una barra de armadura pasiva; coeficiente de impacto para el da\`no equivalente
$\phi^*$	Di\`ametro (calibre) de una barra de armadura pasiva
$\varphi$	Coficiente de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	Coficiente de fluencia, definiendo la fluencia entre los instantes $t$ y $t_0$ con relaci3n a la deformaci3n el\`astica a los 28 d\`ias
$\chi$	Coficiente de reducci3n para el pandeo por flexi3n
$\chi_{LT}$	Coficiente de reducci3n para el pandeo lateral
$\psi_L$	Multiplicador de fluencia

## Capítulo 2 Bases de cálculo

### 2.1 Requisitos

- (1)P El proyecto de estructuras mixtas debe ser conforme con las reglas generales indicadas en la Norma EN 1990:2002.
- (2)P También se deben aplicar las disposiciones suplementarias para las estructuras de hormigón indicadas en este capítulo.
- (3) Se supone que se satisfacen los requisitos básicos del capítulo 2 de la Norma EN 1990:2002 en estructuras mixtas cuando se aplica conjuntamente lo siguiente:
- cálculo con el método de los estados límite junto con el método de los coeficientes parciales de seguridad conforme a la Norma EN 1990:2002,
  - acciones conforme a la Norma EN 1991,
  - combinación de acciones conforme a la Norma EN 1990:2002 y
  - resistencias, durabilidad y comportamiento en servicio conforme a esta norma.

### 2.2 Principios del cálculo con el método de los estados límites

- (1)P En las estructuras mixtas se deben considerar las fases pertinentes en la secuencia constructiva.

### 2.3 Variables básicas

#### 2.3.1 Acciones e influencias medioambientales

- (1) Las acciones a emplear en el cálculo pueden obtenerse de las partes correspondientes de la Norma EN 1991.
- (2)P Para la comprobación como encofrado de la chapa de acero debe tenerse en cuenta el efecto de embalsamiento (aumento de espesor del hormigón debido a la deformación de la chapa).

#### 2.3.2 Propiedades del material y del producto

- (1) Salvo que se indique otra cosa en el Eurocódigo 4, las acciones producidas por el comportamiento reológico del hormigón deberían tomarse de la Norma EN 1992-1-1:2004.

#### 2.3.3 Clasificación de acciones

- (1)P Los efectos de la retracción y de la fluencia del hormigón y los cambios no uniformes de temperatura producen en los elementos esfuerzos internos en las secciones transversales, así como curvaturas y deformaciones longitudinales; los efectos que se producen en las estructuras isostáticas y en las estructuras hiperestáticas en las que no se considera la compatibilidad de deformaciones se deben clasificar como efectos isostáticos (primarios).
- (2)P En estructuras hiperestáticas, los efectos isostáticos de la retracción, la fluencia y la temperatura están asociados con efectos de acciones adicionales, de modo que los efectos totales cumplan las condiciones de compatibilidad; éstos deben clasificarse como efectos hiperestáticos (secundarios) y deben considerarse como acciones indirectas.

### 2.4 Comprobación con el método de los coeficientes parciales

#### 2.4.1 Valores de cálculo

##### 2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones

- (1) El coeficiente parcial de seguridad  $\gamma$  para el pretensado mediante deformaciones impuestas controladas, introducido por ejemplo mediante gatos en los apoyos, debería especificarse para estados límite últimos, considerando los efectos favorables y desfavorables.

NOTA Los valores de  $\gamma$  pueden indicarse en el anexo nacional. El valor recomendado tanto para efectos favorables como desfavorables es 1,0.

#### 2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades del material o del producto

(1)P Salvo que se requiera una estimación del valor superior de la resistencia, los coeficientes parciales de seguridad deben aplicarse al valor característico inferior o al valor nominal de las resistencias

(2)P Debe aplicarse un coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_c$  al hormigón. El valor de cálculo de la resistencia a compresión debe obtenerse de:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (2.1)$$

donde el valor característico  $f_{ck}$  debe obtenerse a partir del apartado 3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004 para hormigón normal y al apartado 11.3 de la Norma EN 1992-1-1:2004 para hormigón ligero.

NOTA El valor de  $\gamma_c$  es el usado en la Norma EN 1992-1-1:2004.

(3)P Debe aplicarse un coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_s$  al acero de la armadura pasiva.

NOTA El valor de  $\gamma_s$  es el usado en la Norma EN 1992-1-1:2004.

(4)P Deben aplicarse coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_M$  para el acero estructural, las chapas de acero y los dispositivos de unión de acero. Salvo que se especifique otra cosa, el coeficiente parcial de seguridad para el acero estructural debe tomarse como  $\gamma_{M0}$ .

NOTA Los valores de  $\gamma_M$  son los indicados en la Norma EN 1993-2.

(5)P Debe aplicarse un coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_V$  a la conexión.

NOTA El valor de  $\gamma_V$  puede indicarse en el anexo nacional. El valor recomendado para  $\gamma_V$  es 1,25.

(6)P Deben aplicarse coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_{Mf}$  y  $\gamma_{Mf,s}$  en las comprobaciones de fatiga de pernos conectadores en puentes.

NOTA El valor de  $\gamma_{Mf}$  es el usado en la Norma EN 1993-2. El valor de  $\gamma_{Mf,s}$  puede indicarse en el anexo nacional. El valor recomendado para  $\gamma_{Mf,s}$  es 1,0.

#### 2.4.1.3 Valores de cálculo de los datos geométricos

(1)P Los datos geométricos de las secciones transversales y sistemas pueden tomarse de las normas armonizadas de producto o de los planos constructivos, y considerarse como valores nominales.

#### 2.4.1.4 Valores de cálculo de las resistencias

(1)P Los valores de cálculo de las resistencias de las estructuras mixtas deben determinarse de acuerdo con la expresión (6.6a) o la expresión (6.6c) de la Norma EN 1990:2002.

#### 2.4.2 Combinación de acciones

(1) Los formatos generales para las combinaciones de acciones se indican en el capítulo 6 de la Norma EN 1990:2002.

(2) Las combinaciones de acciones para puentes se indican en el anexo A2 de la Norma EN 1990.

#### 2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU)

(1) El formato de fiabilidad para la comprobación del equilibrio estático de puentes, tal y como se describe en la tabla A2.4(A) de la Norma EN 1990, también se aplica a situaciones de cálculo equivalentes a (EQU), por ejemplo para el cálculo de los anclajes de sujeción o para la comprobación del despegue (levantamiento, pérdida de contacto) de los apoyos de vigas continuas.

## Capítulo 3 Materiales

### 3.1 Hormigón

- (1) Salvo que se especifique otra cosa en el Eurocódigo 4, las propiedades deberían obtenerse del apartado 3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004 para el hormigón normal y del apartado 11.3 de la Norma EN 1992-1-1:2004 para el hormigón ligero.
- (2) Esta norma no cubre el proyecto de estructuras mixtas con clases de resistencia de hormigón menores que C20/25 y LC20/22 ni mayores que C60/75 y LC60/66.
- (3) La retracción del hormigón debería determinarse teniendo en cuenta la humedad del ambiente, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón.

### 3.2 Acero de la armadura pasiva para puentes

- (1) Las propiedades se deberían determinar a partir del apartado 3.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, excepto el apartado 3.2.4 cuando sea de aplicación la Norma EN 1992-2.
- (2) El valor de cálculo del módulo de elasticidad  $E_s$  para estructuras mixtas puede tomarse igual al valor para el acero estructural dado en el apartado 3.2.6 de la Norma EN 1993-1-1:2005.
- (3) Las características de ductilidad deberían cumplir el apartado 3.2.4 de la Norma EN 1992-2.

### 3.3 Acero estructural para puentes

- (1) Las propiedades se deberían obtener a partir de la Norma EN 1993-2.
- (2) Las reglas de esta norma se aplican al acero estructural con límite elástico nominal no mayor que 460 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.4 Dispositivos de unión

#### 3.4.1 Generalidades

- (1) Los requisitos para los elementos de fijación y los materiales para soldadura se deberían obtener a partir de la Norma EN 1993-1-8.

#### 3.4.2 Pernos (espárragos) conectadores

- (1) Véase la Norma EN ISO 13918.

### 3.5 Acero y dispositivos de pretensado

- (1) Véanse los apartados 3.3 y 3.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

### 3.6 Cables y tirantes de acero

- (1) Véase la Norma EN 1993-1-11.

## **Capítulo 4 Durabilidad**

### **4.1 Generalidades**

- (1) Se deberían respetar las disposiciones pertinentes indicadas en las Normas EN 1990, EN 1992 y EN 1993.
- (2) Los detalles constructivos de la conexión deberían cumplir lo especificado en el apartado 6.6.5.

### **4.2 Protección contra la corrosión en la interfaz (superficie de contacto) acero-hormigón en puentes**

- (1) La protección frente a la corrosión del ala de acero debería extenderse dentro de la interfaz acero-hormigón al menos 50 mm. Véase el capítulo 8 para obtener reglas adicionales para puentes con losas de tablero prefabricadas.

## Capítulo 5 Análisis estructural

### 5.1 Modelos estructurales para el análisis

#### 5.1.1 Modelos estructurales e hipótesis básicas

(1)P El modelo estructural y las hipótesis básicas se deben seleccionar de acuerdo con el apartado 5.1.1 de la Norma EN 1990:2002 y deben reflejar el comportamiento esperable de las secciones transversales, elementos, uniones y apoyos.

(2) El capítulo 5 se aplica a puentes mixtos en los que la mayoría de los elementos estructurales y uniones son bien mixtos o bien de acero estructural. Cuando el comportamiento estructural es esencialmente el de una estructura de hormigón armado o pretensado, con solo unos pocos elementos mixtos, el análisis global debería generalmente ajustarse a la Norma EN 1992-2.

(3) El análisis de placas mixtas debería ajustarse al capítulo 9.

#### 5.1.2 Modelos para las uniones

(1) Los efectos del comportamiento de las uniones en la distribución de esfuerzos internos y de momentos dentro de la estructura, y sobre los desplazamientos globales de la estructura, pueden despreciarse habitualmente, pero cuando dichos efectos sean significativos (como en el caso de uniones semicontinuas) deberían tenerse en cuenta, véase el capítulo 8 y la Norma EN 1993-1-8:2005.

(2) Para identificar si es necesario tener en cuenta en el análisis los efectos del comportamiento de las uniones, puede realizarse una distinción entre los tres modelos de uniones siguientes, véase el apartado 8.2 de esta norma y el apartado 5.1.1 de la Norma EN 1993-1-8:2005:

- simple, en el que se puede suponer que la unión no transmite momentos flectores;
- continuo, en el que la rigidez y/o resistencia de la unión permite suponer en el análisis la continuidad completa del elemento;
- semicontinuo, en el que es necesario considerar en el análisis el comportamiento de la unión.

(3) En las estructuras de puentes no deberían emplearse uniones mixtas semicontinuas.

#### 5.1.3 Interacción suelo-estructura

(1)P Cuando sea significativo deben considerarse las características de deformación de los apoyos.

NOTA La Norma EN 1997-1:2004 proporciona indicaciones para el cálculo de la interacción suelo-estructura.

(2) Cuando deban considerarse los asentos y cuando no se hayan especificado valores de cálculo, deberían emplearse valores estimados apropiados de los asentos previstos.

(3) Los efectos debidos a los asentos pueden normalmente despreciarse en los estados límite últimos, excepto el de fatiga, cuando todas las secciones transversales sean de clase 1 o 2 y el momento resistente no se reduzca por el pandeo lateral.

### 5.2 Estabilidad estructural

#### 5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) Los efectos de las acciones pueden determinarse, en general, mediante:

- análisis de primer orden, empleando la geometría inicial de la estructura;
- análisis de segundo orden, considerando la influencia de la deformación de la estructura.

(2)P Los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) deben considerarse si aumentan significativamente los efectos de las acciones o modifican de forma sustancial el comportamiento estructural.

(3) Los análisis de primer orden pueden emplearse si el aumento de los esfuerzos pertinentes debido a las deformaciones obtenidos del análisis de primer orden es menor del 10%. Se puede considerar que se cumple esta condición si se satisface el criterio siguiente:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

donde

$\alpha_{cr}$  es el coeficiente por el que ha de multiplicarse el valor de cálculo de las cargas que se produzca la inestabilidad elástica.

(4)P Para determinar la rigidez de la estructura, se debe tener en cuenta adecuadamente la fisuración y la fluencia del hormigón, así como el comportamiento de las uniones.

### 5.2.2 Métodos de análisis de puentes

(1) Se aplica el apartado 5.2.2 de la Norma EN 1993-2 para las estructuras de puentes.

## 5.3 Imperfecciones

### 5.3.1 Bases

(1)P En el análisis estructural se deben efectuar las consideraciones oportunas para incorporar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas tales como la falta de verticalidad, de rectitud, de planicidad, de ajuste y las pequeñas excentricidades inevitables presentes en las uniones de la estructura sin carga.

(2)P La forma supuesta de las imperfecciones debe tener en cuenta el modo de pandeo elástico de la estructura o del elemento en el plano de pandeo considerado, con la dirección y la forma más desfavorables.

### 5.3.2 Imperfecciones de puentes

(1) Deberían emplearse imperfecciones equivalentes geométricas con valores que reflejen los posibles efectos de las imperfecciones del sistema así como las imperfecciones de los elementos, salvo que estos efectos se incluyan en las expresiones de resistencia.

(2) Las imperfecciones y las fuerzas transversales de cálculo para estabilizar los pórticos transversales deberían obtenerse de acuerdo con los apartados 5.3 y 6.3.4.2 respectivamente de la Norma EN 1993-2.

(3) Para los pilares mixtos y los elementos mixtos comprimidos, las imperfecciones de los elementos deberían considerarse siempre al comprobar la estabilidad en la longitud del elemento, de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7. Los valores de cálculo de las imperfecciones iniciales equivalentes en forma de arco deberían obtenerse de la tabla 6.5.

(4) Las imperfecciones de los elementos de acero comprimidos deberían considerarse de acuerdo con el apartado 5.3 de la Norma EN 1993-2.

## 5.4 Cálculo de los efectos de las acciones

### 5.4.1 Métodos de análisis global

#### 5.4.1.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones pueden calcularse mediante análisis globales elásticos, incluso cuando la resistencia de una sección transversal se ha determinado con criterios plásticos o no lineales.

- (2) El análisis global elástico debería emplearse en los estados límite de servicio, con las correcciones apropiadas de los efectos no lineales tales como la fisuración del hormigón.
- (3) El análisis global elástico debería emplearse en las comprobaciones del estado límite de fatiga.
- (4)P Los efectos del arrastre de cortante y de la abolladura local deben considerarse si éstos influyen significativamente en el análisis global.
- (5) Los efectos de la abolladura local de los elementos de acero en la elección del método de análisis pueden considerarse mediante la clasificación de las secciones transversales, véase el apartado 5.5.
- (6) Los efectos de la abolladura local de los elementos de acero en la rigidez pueden ignorarse en secciones mixtas normales. Véase el apartado 2.2 de la Norma EN 1993-1-5 para las secciones transversales de clase 4.
- (7) Se deberían considerar en el análisis global los efectos del deslizamiento en los agujeros de los tornillos y de los desplazamientos similares de los dispositivos de unión.
- (8) Salvo que se utilice un análisis no lineal, los efectos del deslizamiento y del despegue en el cálculo de los esfuerzos pueden despreciarse en las superficies de contacto entre el acero y el hormigón si se dispone una conexión de acuerdo con el apartado 6.6.
- (9) Para las situaciones de cálculo transitorias durante las fases de montaje puede emplearse el análisis global sin fisurar y la distribución de anchuras eficaces según el punto (4) del apartado 5.4.1.2.

#### 5.4.1.2 Anchura eficaz de las alas por arrastre de cortante

- (1)P Se debe tener en cuenta la flexibilidad de las alas de acero o de hormigón sometidas a cortante en su plano (arrastre de cortante) bien por medio de análisis rigurosos, o bien mediante el empleo de una anchura eficaz del ala.
- (2) Los efectos del arrastre de cortante en elementos con chapas de acero deberían considerarse de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2.1 de la Norma EN 1993-1-1:2005.
- (3) La anchura eficaz de las alas de hormigón debería determinarse de acuerdo a las disposiciones siguientes.
- (4) Cuando se empleen análisis globales elásticos, puede suponerse una anchura eficaz constante en la totalidad de cada vano. Este valor puede tomarse como el valor  $b_{\text{eff},1}$  en centro de vano para un tramo apoyado en ambos extremos, o el valor  $b_{\text{eff},2}$  en el apoyo para un voladizo.
- (5) En el centro de vano o en un apoyo intermedio, la anchura eficaz total  $b_{\text{eff}}$ , véase la figura 5.1, puede determinarse como:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei} \quad 5.3$$

donde

$b_0$  es la distancia entre los centros de los conectadores extremos;

$b_{ei}$  es el valor de la anchura eficaz del ala de hormigón a cada lado del alma, que se toma de valor igual a  $L_e/8$  (pero no mayor que la anchura geométrica  $b_i$ ). El valor  $b_i$  debería tomarse como la distancia del conector de cortante extremo a un punto medio entre las almas contiguas, medido a mitad de altura del ala de hormigón, excepto para un borde libre en el que  $b_i$  es la distancia al borde libre. La longitud  $L_e$  debería tomarse como la distancia aproximada entre puntos con momento flector nulo. En las vigas continuas mixtas típicas, donde la envolvente de momentos correspondiente a varias combinaciones de carga rige el cálculo, y en los voladizos, se puede suponer que  $L_e$  es como se muestra en la figura 5.1.

(6) La anchura eficaz en un apoyo extremo puede determinarse como:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

con:

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

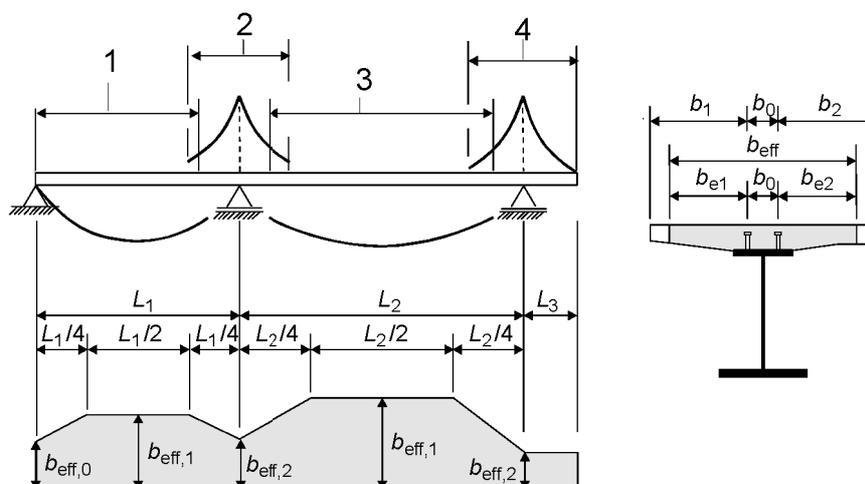
donde

$b_{ei}$  es la anchura eficaz, véase el punto (5), del vano extremo en el centro del vano y  $L_e$  es la luz equivalente del vano extremo de acuerdo a la figura 5.1.

(7) La distribución de anchuras eficaces entre zonas de apoyos y de centros de vano puede suponerse como se muestra en la figura 5.1.

(8) La distribución transversal de tensiones debidas al arrastre de cortante puede tenerse en cuenta, tanto para las alas de hormigón como de acero, como se indica en el apartado 3.2.2 de la Norma EN 1993-1-5.

(9) En las secciones transversales con momentos flectores procedentes del sistema de la viga principal y de un sistema local (por ejemplo en celosías mixtas con cargas directas entre los nudos del cordón) las anchuras eficaces pertinentes para el sistema de la viga principal y del sistema local deberían emplearse con los momentos flectores pertinentes.



Leyenda

- 1  $L_e = 0,85 L_1$  para  $b_{\text{eff},1}$
- 2  $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$  para  $b_{\text{eff},2}$
- 3  $L_e = 0,70 L_2$  para  $b_{\text{eff},1}$
- 4  $L_e = 2 L_3$  para  $b_{\text{eff},2}$

Figura 5.1 – Luces equivalentes, para la anchura eficaz del ala de hormigón

## 5.4.2 Análisis elástico lineal

### 5.4.2.1 Generalidades

(1) Deberían considerarse los efectos de la fisuración del hormigón, la fluencia y la retracción del hormigón, la secuencia constructiva y el pretensado.

### 5.4.2.2 Fluencia y retracción

(1)P Se deben considerar adecuadamente los efectos de la fluencia y de la retracción del hormigón.

(2) Excepto en elementos con ambas alas mixtas, los efectos de la fluencia pueden considerarse empleando coeficientes de equivalencia  $n_L$  para el hormigón. Los coeficientes de equivalencia dependientes del tipo de carga (subíndice L) vienen dados por:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi) \quad (5.6)$$

donde

$n_0$  es el coeficiente de equivalencia  $E_a / E_{cm}$  para cargas instantáneas;

$E_{cm}$  es el módulo de elasticidad secante del hormigón para cargas instantáneas de acuerdo con las tablas 3.1 o 11.3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004;

$\varphi$  es el coeficiente de fluencia  $\varphi(t, t_0)$  de acuerdo con los apartados 3.1.4 o 11.3.3 de la Norma EN 1992-1-1:2004, función de la edad ( $t$ ) del hormigón en el momento considerado y de la edad ( $t_0$ ) en el momento de carga;

$\psi_L$  es el multiplicador de fluencia función del tipo de carga, que debería tomarse como 1,1 para las cargas permanentes, 0,55 para los efectos isostáticos e hiperestáticos de la retracción y 1,5 para el pretensado por deformaciones impuestas.

(3) Para determinar el coeficiente de fluencia para las cargas permanentes en estructuras mixtas hormigonadas en varias fases, puede emplearse un valor medio de  $t_0$ . Esta suposición puede emplearse también para el pretensado mediante deformaciones impuestas, si la edad de todo el hormigón en los vanos pertinentes en el momento del pretensado es mayor de 14 días.

(4) Para la retracción, la edad en el momento de carga generalmente debería suponerse de un día.

(5) Cuando se empleen losas prefabricadas o cuando el pretensado de la losa de hormigón se realice antes de que la conexión sea eficaz, se deberían usar el coeficiente de fluencia y los valores de la retracción desde el momento en el que la acción mixta se haga efectiva.

(6) Cuando la fluencia modifica significativamente la distribución de momentos flectores a  $t_0$  en los puentes, por ejemplo en las vigas continuas de estructuras mixtas con vanos mixtos y no mixtos, deberían considerarse los efectos hiperestáticos dependientes del tiempo debidos a la fluencia, excepto en los análisis globales de estados límite últimos de elementos con todas las secciones transversales de clase 1 o 2 y en los cuales no sea necesario considerar el pandeo lateral. El coeficiente de equivalencia para los efectos hiperestáticos dependientes del tiempo puede determinarse con un multiplicador de fluencia  $\psi_L$  de 0,55.

(7) Deberían considerarse apropiadamente los efectos isostáticos e hiperestáticos producidos por la retracción y la fluencia del ala de hormigón. Los efectos de la fluencia y de la retracción del hormigón pueden despreciarse en el cálculo para las comprobaciones de los estados límite últimos, distintos del de fatiga, en los elementos mixtos con todas sus secciones transversales de clase 1 o 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral; véase el capítulo 7 para los estados límite de servicio.

(8) En las zonas donde la losa de hormigón se considere fisurada, los efectos isostáticos debidos a la retracción pueden despreciarse en el cálculo de los efectos hiperestáticos.

(9) En los pilares y en los elementos mixtos comprimidos, deberían considerarse los efectos de la fluencia de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.7.3.4.

(10) Los efectos de la fluencia y de la retracción en la doble acción mixta con ambas alas sin fisurar (por ejemplo en caso de pretensado) deberían determinarse mediante métodos más precisos.

(11) La rigidez a la torsión de Saint-Venant de vigas en cajón debería calcularse con una sección transversal transformada en la que el espesor de la losa de hormigón se reduzca mediante un coeficiente de equivalencia  $n_{0G}=G_a/G_c$  donde  $G_a$  y  $G_c$  son los módulos elásticos transversales del acero estructural y del hormigón respectivamente. Los efectos de la fluencia deberían tenerse en cuenta de acuerdo con el punto (2) con el coeficiente de equivalencia  $n_{LG}=n_{0G}(1+\psi_L \varphi)$ .

#### 5.4.2.3 Efectos de la fisuración del hormigón

(1)P Los efectos de la fisuración del hormigón se deben considerar adecuadamente.

(2) Los efectos de la fisuración del hormigón en vigas mixtas con alas de hormigón pueden determinarse con el método siguiente. En primer lugar debería calcularse la envolvente de las fuerzas y los momentos internos para la combinación característica, véase el apartado 6.5.3 de la Norma EN 1990:2002, incluyendo los efectos diferidos y empleando la rigidez a flexión  $E_a I_1$  de las secciones sin fisurar. Esto se define como “análisis sin fisuración”.

En zonas donde la tensión de tracción de la fibra extrema del hormigón debida a la envolvente de efectos globales supera dos veces la resistencia  $f_{ctm}$  o  $f_{ctm}$ , véase la tabla 3.1 o la tabla 11.3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004, la rigidez debería reducirse a  $E_a I_2$ , véase el apartado 1.5.2.12. Esta distribución de rigidez puede emplearse para los estados límite últimos y para los estados límite de servicio. A partir de este nuevo modelo, se obtiene una nueva distribución de esfuerzos y deformaciones, si procede. Esto se define como “análisis con fisuración”.

(3) En vigas mixtas continuas con las alas de hormigón por encima de la sección de acero y no pretensadas, incluyendo las vigas de pórticos que resisten fuerzas horizontal mediante arriostramientos, puede emplearse el siguiente método simplificado. Si todas las relaciones de longitud de vanos continuos adyacentes (corto/largo) entre apoyos son al menos 0,6, el efecto de la fisuración puede tenerse en cuenta empleando la rigidez a flexión  $E_a I_2$  a lo largo del 15% de la luz a cada lado de cada apoyo intermedio, y los valores sin fisuración  $E_a I_1$  para el resto.

(4) El efecto de la fisuración del hormigón en la rigidez a flexión de pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos debería determinarse según el apartado 6.7.3.4.

(5) Salvo que se emplee un método más preciso, en los tableros con múltiples vigas donde los elementos transversales mixtos no estén sometidos a fuerzas de tracción, puede suponerse que los elementos transversales permanecen sin fisurar.

(6) La rigidez a torsión de vigas cajón debería calcularse para una sección transversal transformada. En zonas donde se suponga que la losa de hormigón esté fisurada por flexión, el cálculo debería realizarse considerando un espesor de la losa reducido a la mitad, salvo que el efecto de la fisuración se considere de un modo más preciso.

(7) En los estados límite últimos los efectos de la fisuración en los esfuerzos rasantes en la interfaz entre la sección de acero y de hormigón deberían tenerse en cuenta de acuerdo al apartado 6.6.2.

(8) En los estados límite de servicio los esfuerzos rasantes en la interfaz entre la sección de acero y de hormigón deberían calcularse mediante un análisis sin fisuración. Si por el contrario se tienen en cuenta los efectos de la fisuración, deberían considerarse la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras y la sobrerresistencia (reserva de resistencia) del hormigón en tracción.

#### 5.4.2.4 Etapas y secuencia constructiva

(1)P Debe realizarse un análisis adecuado para considerar los efectos de las fases constructivas, separando cuando sea necesario los efectos de las acciones aplicadas al acero estructural y a los elementos total o parcialmente mixtos.

(2) Pueden despreciarse los efectos de la secuencia constructiva en el análisis de los estados límite últimos, excepto el de fatiga, en los elementos mixtos en los que las secciones transversales sean de clase 1 o 2 y en los cuales no sea necesario considerar el pandeo lateral.

#### 5.4.2.5 Efectos de la temperatura

(1) Los efectos debidos a la temperatura se deberían tener en cuenta de acuerdo con la Norma EN 1991-1-5.

(2) Pueden despreciarse los efectos de la temperatura normalmente en el análisis de los estados límite últimos, excepto el de fatiga, en los elementos mixtos en los que las secciones transversales sean de clase 1 o 2 y en los cuales no sea necesario considerar el pandeo lateral.

(3) Para simplificar el análisis global y para determinar las tensiones de estructuras mixtas, el valor del coeficiente de dilatación térmica del acero estructural puede tomarse como  $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . Para calcular el cambio en la longitud del puente, el coeficiente de dilatación térmica debería tomarse como  $12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  para todos los materiales estructurales.

#### 5.4.2.6 Pretensado mediante deformaciones impuestas controladas

(1)P Cuando el pretensado se consigue con deformaciones impuestas controladas (por ejemplo con gatos en los apoyos), los efectos de las posibles desviaciones de los valores supuestos en las deformaciones impuestas y de la rigidez en los momentos y esfuerzos internos deben considerarse en el análisis de los estados límite últimos y de servicio.

(2) Salvo que se emplee un método más preciso para determinar los esfuerzos, los valores característicos de las acciones indirectas debidas a las deformaciones impuestas pueden calcularse con los valores característicos o nominales de las propiedades de los materiales y de las deformaciones impuestas, si se controlan dichas deformaciones impuestas.

#### 5.4.2.7 Pretensado mediante tendones

(1) Los esfuerzos debidos al pretensado con tendones adherentes deberían determinarse de acuerdo con el apartado 5.10.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, teniendo en cuenta los efectos de la fluencia y de la retracción del hormigón y la fisuración del hormigón, cuando proceda.

(2) En los análisis globales, las fuerzas de los tendones no adherentes deberían tratarse como fuerzas externas. Para determinar las fuerzas en tendones no adherentes de forma permanente, deberían tenerse en cuenta las deformaciones de la estructura completa.

#### 5.4.2.8 Elementos traccionados en puentes mixtos

(1) En este apartado, *elemento traccionado de hormigón* significa bien:

- a) un elemento traccionado de hormigón armado aislado trabajando junto con un elemento traccionado de acero estructural, con conexión solamente en los extremos del elemento, que provoca un esfuerzo de tracción global en el elemento traccionado de hormigón; o bien;
- b) la parte de hormigón armado de un elemento mixto con conexión en toda la longitud (*un elemento traccionado mixto*) sometida a tracción longitudinal.

Ejemplos típicos aparecen en arcos y celosías de tablero inferior en las que el hormigón o los elementos mixtos trabajan como elementos traccionados en el sistema mixto principal.

(2)P Para determinar los esfuerzos de un elemento traccionado, debe considerarse el comportamiento no lineal debido a la fisuración del hormigón y los efectos de rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en los análisis globales de los estados límite últimos y de servicio, así como en el estado límite de fatiga. Deben tenerse en cuenta los efectos de sobrerresistencia del hormigón traccionado.

(3) En el cálculo de los esfuerzos de un elemento traccionado de hormigón fisurado debería tenerse en cuenta la retracción del hormigón entre fisuras. Los efectos de la retracción autógena pueden despreciarse. Como simplificación, y cuando se empleen los puntos (6) y (7), la deformación libre por retracción del elemento sin fisurar debería emplearse para determinar los efectos hiperestáticos debidos a la retracción.

(4) Salvo que se emplee un método más preciso de acuerdo a los puntos (2) y (3), puede emplearse el método simplificado de acuerdo al punto (5). Como alternativa, los métodos de los puntos (6) y (7) son aplicables.

(5) Pueden despreciarse los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras, si en el análisis global los esfuerzos del *elemento traccionado de hormigón* se determinan mediante un análisis sin fisuración y los esfuerzos del acero estructural se determinan mediante un análisis con fisuración.

(6) Los esfuerzos en arcos de tablero inferior, con *elementos traccionados de hormigón* armado aislados con conexión solamente en los extremos del elemento, pueden determinarse del modo siguiente:

- determinación de los esfuerzos de la estructura de acero con una rigidez longitudinal eficaz  $(EA_s)_{\text{eff}}$  del elemento traccionado de hormigón fisurado de acuerdo con la expresión (5.6-1).

$$(EA_s)_{\text{eff}} = \frac{E_s A_s}{1 - 0,35 / (1 + n_0 \rho_s)} \quad (5.6-1)$$

donde  $n_0$  es el coeficiente de equivalencia para cargas instantáneas de acuerdo con el punto (2) del apartado 5.4.2.2,  $A_s$  es la armadura longitudinal del elemento traccionado de hormigón dentro de la anchura eficaz y  $\rho_s$  es la cuantía de armadura  $\rho_s = A_s / A_c$  determinada con el área  $A_c$  de la sección transversal eficaz de hormigón;

- las fuerzas axiales del elemento traccionado de hormigón  $N_{\text{Ed, serv}}$  en el estado límite de servicio y  $N_{\text{Ed, ult}}$  en el estado límite último se obtienen mediante

$$N_{\text{Ed, serv.}} = 1,15 A_c f_{\text{ct, eff}} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-2)$$

$$N_{\text{Ed, ult.}} = 1,45 A_c f_{\text{ct, eff}} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-3)$$

donde  $f_{\text{ct, eff}}$  es la resistencia eficaz a tracción del hormigón.

Salvo que se compruebe mediante métodos más precisos, la resistencia eficaz a tracción puede suponerse como  $f_{\text{ct, eff}} = 0,7 f_{\text{ctm}}$  cuando el *elemento traccionado de hormigón* actúa simultáneamente como tablero y está sometido a una combinación de efectos globales y locales.

(7) En los *elementos traccionados mixtos* sometidos a fuerzas axiales y momentos flectores, las propiedades de la sección transversal de la sección fisurada y el esfuerzo axil de la parte de hormigón armado del elemento mixto deberían determinarse con la rigidez longitudinal eficaz de la armadura de acuerdo con la expresión (5.6-1). Si los esfuerzos axiales de la parte de hormigón armado del elemento no superan los valores dados por las expresiones (5.6-2) y (5.6-3), estos valores deberían emplearse en el cálculo. Las tensiones en la armadura deberían determinarse con estos esfuerzos pero teniendo en cuenta el área  $A_s$  de la sección transversal real de la armadura.

#### 5.4.2.9 Tableros de puente con vigas embebidas

(1) Cuando los detalles constructivos estén de acuerdo con el apartado 6.3, pueden despreciarse los efectos del deslizamiento entre el hormigón y las vigas de acero y los efectos del arrastre de cortante. La contribución del encofrado apoyado en las vigas de acero, que se convierte en parte de la construcción permanente, debería despreciarse.

(2) Cuando la distribución de cargas aplicadas después del endurecimiento del hormigón no sea uniforme en la dirección transversal a la luz de las vigas embebidas, el análisis debería tener en cuenta la distribución transversal de fuerzas debidas a la diferencias de deformación entre vigas embebidas adyacentes y de la rigidez a flexión transversal a las vigas embebidas, salvo que se compruebe que se obtiene una precisión suficiente mediante un análisis simplificado que suponga un comportamiento rígido en la dirección transversal.

(3) Se pueden tener en cuenta los efectos descritos en el punto (2) empleando uno de los siguientes métodos de análisis:

- modelando mediante una losa ortótropa rellena con las vigas de acero;
- considerando el hormigón como discontinuo formando una malla plana con elementos con una rigidez a flexión y a torsión que permita despreciar la rigidez a torsión de la sección de acero. Para determinar los esfuerzos en la dirección transversal, la rigidez a flexión y a torsión de los elementos transversales de hormigón puede suponerse que es el 50% de la rigidez sin fisuración;
- utilizando los métodos generales de acuerdo con el apartado 5.4.3.

El valor nominal del coeficiente de Poisson del hormigón puede suponerse nulo para los estados límite últimos y 0,2 para los estados límite de servicio.

(4) Los esfuerzos deberían determinarse mediante análisis elásticos, despreciando la redistribución de esfuerzos debida a la fisuración del hormigón.

(5) Los momentos flectores negativos de vigas continuas de relleno con secciones transversales de clase 1 en los apoyos intermedios pueden redistribuirse, en un porcentaje no superior al 15%, en los estados límite últimos distintos del de fatiga para tener en cuenta el comportamiento inelástico de los materiales. Para cada caso de carga los esfuerzos después de la redistribución deberían estar en equilibrio con las cargas.

(6) Los efectos de la fluencia en las deformaciones pueden tenerse en cuenta de acuerdo con el apartado 5.4.2.2. Los efectos de la retracción del hormigón pueden despreciarse.

(7) Para determinar las flechas y la contraflecha en los estados límite de servicio, así como para el análisis dinámico, la rigidez eficaz a flexión de tableros con vigas embebidas puede tomarse como:

$$E_a I_{\text{eff}} = 0,5 (E_a I_1 + E_a I_2) \quad (5.6-4)$$

donde  $I_1$  e  $I_2$  son los valores del momento de inercia de la sección mixta sin fisurar y fisurada sometida a flexión positiva, como se definen en los apartados 1.5.2.11 y 1.5.2.12. El momento de inercia  $I_2$  debería determinarse con la sección transversal eficaz del acero estructural, la armadura y el hormigón comprimido. El área del hormigón comprimido puede determinarse mediante una distribución plástica de tensiones.

(8) Las influencias de las diferencias y los gradientes de temperatura pueden despreciarse, excepto para determinar las flechas de los puentes de ferrocarril sin capa de balasto o los puentes de ferrocarril con vía sobre losa sin balasto.

### 5.4.3 Análisis global no lineal de puentes

(1)P Puede emplearse el análisis no lineal. No se proporcionan reglas de aplicación.

(2)P Debe tenerse en cuenta el comportamiento de la conexión.

(3)P Deben tenerse en cuenta los efectos de la geometría deformada de la estructura.

### 5.4.4 Combinación de los efectos globales y locales de las acciones

(1) Los efectos globales y locales de las acciones deberían adicionarse teniendo en cuenta un coeficiente de combinación.

NOTA El coeficiente de combinación puede indicarse en el anexo nacional. El anexo E de la Norma EN 1993-2 proporciona información apropiada para puentes de carretera.

## 5.5 Clasificación de las secciones transversales

### 5.5.1 Generalidades

(1)P El sistema de clasificación definido en el apartado 5.5.2 de la Norma EN 1993-1-1:2005 se aplica a las secciones transversales de vigas mixtas.

(2) Una sección mixta debería clasificarse según la clase más desfavorable de sus elementos comprimidos de acero. La clase de una sección mixta normalmente depende de la dirección del momento flector en esa sección.

(3) Un elemento comprimido de acero coaccionado mediante fijaciones a un elemento de hormigón armado puede situarse en una clase más favorable siempre que se demuestre una mejora en su comportamiento.

(4) Para la clasificación debería emplearse la distribución plástica de tensiones excepto en el límite entre las clases 3 y 4, donde debería considerarse la distribución elástica de tensiones teniendo en cuenta la secuencia constructiva y los efectos de la fluencia y la retracción. Para la clasificación deberían emplearse los valores de cálculo de las resistencias de los materiales. Debería despreciarse el hormigón traccionado. La distribución de tensiones debería determinarse con la sección transversal bruta del alma de acero y las alas eficaces.

(5) Para las secciones transversales de clase 1 y 2 con armaduras pasivas traccionadas, las armaduras dispuestas dentro de la anchura eficaz debería tener una ductilidad de clase B o C, véase la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004. Además, para una sección cuyo momento resistente se determina mediante los apartados 6.2.1.2, 6.2.1.3 o 6.2.1.4, se debería disponer dentro de la anchura eficaz del ala de hormigón un área mínima de armadura  $A_s$  que satisfaga la siguiente condición:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

con

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

donde

$A_c$  es el área eficaz del ala de hormigón;

$f_y$  es el valor nominal del límite elástico del acero estructural en N/mm<sup>2</sup>;

$f_{sk}$  es el valor característico del límite elástico de la armadura pasiva;

$f_{ctm}$  es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, véase la tabla 3.1 o la tabla 11.3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004;

$k_c$  es un coeficiente indicado en el apartado 7.4.2;

$\delta$  es igual a 1,0 para secciones transversales de clase 2, e igual a 1,1 para secciones transversales de clase 1 a las cuales se las exige giro de rótula plástica.

(6) Las mallas soldadas no deberían incluirse en la sección eficaz a menos que se demuestre que tienen suficiente ductilidad, colocadas en una losa de hormigón, para asegurar que no se produce su rotura frágil.

(7) En el análisis global de las fases de construcción se debería tener en cuenta la clase de la sección de acero en la fase considerada.

### 5.5.2 Clasificación de las secciones mixtas no embebidas en hormigón

(1) Puede suponerse que un ala de acero comprimida que tiene impedida la abolladura mediante fijaciones eficaces a un ala de hormigón con conectadores es de clase 1 si la separación entre conectadores está de acuerdo con el apartado 6.6.5.5.

(2) La clasificación de otras alas y almas de acero comprimidas de vigas mixtas no embebidas en hormigón debería ser conforme con la tabla 5.2 de la Norma EN 1993-1-1:2005. Un elemento que no cumple los límites de clase 3 debería considerarse como de clase 4.

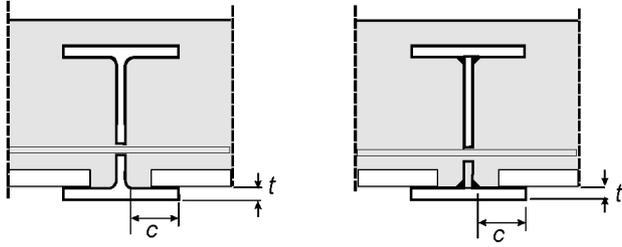
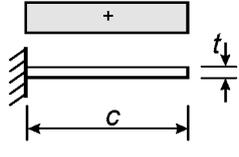
(3) Las secciones transversales con almas de clase 3 y alas de clases 1 o 2 pueden tratarse como una sección eficaz de clase 2 con un alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 de la Norma EN 1993-1-1:2005.

### 5.5.3 Clasificación de secciones de tableros de puentes con vigas embebidas

(1) Un ala exterior de acero de una sección mixta debería clasificarse de acuerdo con la tabla 5.2.

(2) Un alma de clase 3 embebida en hormigón puede representarse mediante un alma eficaz de la misma sección transversal de clase 2.

**Tabla 5.2 – Valores máximos de c/t de alas de acero de vigas embebidas**

		 <p>Distribución de tensiones (compresión positiva)</p>	
Clase	Tipo	Límite máximo (c/t)	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ con $f_y$ en N/mm <sup>2</sup>
1	Laminada o soldada	$c/t \leq 9\varepsilon$	
2		$c/t \leq 14\varepsilon$	
3		$c/t \leq 20\varepsilon$	

## Capítulo 6 Estados límite últimos

### 6.1 Vigas

#### 6.1.1 Vigas de puentes. Generalidades

- (1) Deberían comprobarse las vigas mixtas frente a:
- resistencia de las secciones transversales (véanse 6.2 y 6.3);
  - resistencia al pandeo lateral (véase 6.4);
  - resistencia a la abolladura por cortante y a las fuerzas aplicadas en el plano de las almas (véanse 6.2.2 y 6.5);
  - resistencia a rasante (véase 6.6);
  - resistencia a fatiga (véase 6.8).

#### 6.1.2 Anchura eficaz para la comprobación de las secciones transversales

- (1) La anchura eficaz del ala de hormigón para la comprobación de las secciones transversales debería determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 teniendo en cuenta la distribución de anchuras eficaces entre las zonas de apoyos y de centro de vano.

### 6.2 Resistencias de las secciones transversales de vigas

#### 6.2.1 Resistencia a flexión

##### 6.2.1.1 Generalidades

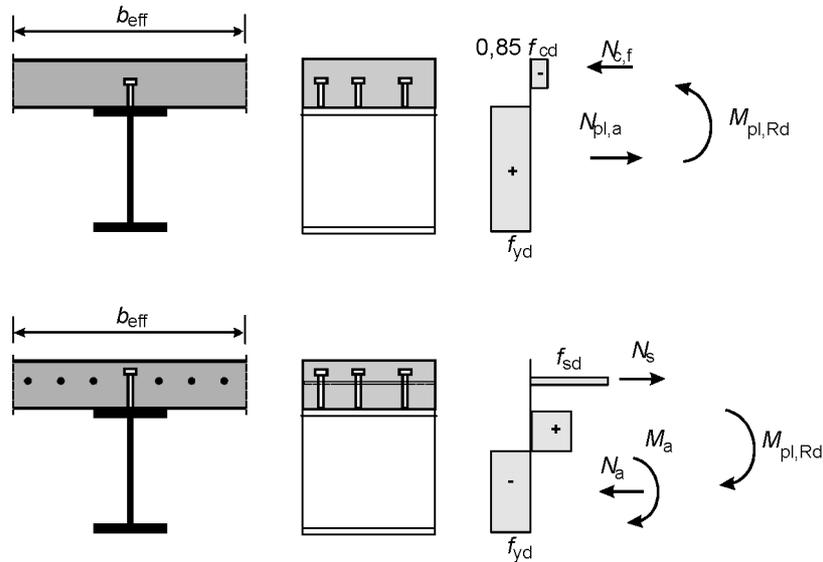
- (1)P El valor de cálculo del momento resistente debe determinarse mediante la teoría rígido-plástica solo cuando la sección transversal eficaz mixta sea de clase 1 o de clase 2 y cuando no se utilice pretensado mediante tendones.
- (2) Pueden emplearse el análisis elástico y la teoría no lineal para determinar el momento resistente de secciones transversales de cualquier clase.
- (3) En el análisis elástico y la teoría no lineal puede suponerse que la sección mixta permanece plana si la conexión y la armadura transversal se dimensionan de acuerdo con el apartado 6.6, considerando la adecuada distribución del valor de cálculo del esfuerzo rasante.
- (4)P La resistencia a tracción del hormigón debe despreciarse.
- (5) Cuando la sección de acero de un elemento mixto tenga curvatura en planta, los efectos de la curvatura deberían tenerse en cuenta.

##### 6.2.1.2 Momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ de una sección mixta

- (1) En el cálculo de  $M_{pl,Rd}$  se deberían considerar las hipótesis siguientes:
- a) hay interacción completa entre el acero estructural, las armaduras pasivas y el hormigón;
  - b) el área eficaz del elemento de acero estructural alcanza el valor de cálculo del límite elástico  $f_{yd}$  a tracción o a compresión;
  - c) las áreas eficaces de armadura longitudinal en tracción y en compresión alcanzan el valor de cálculo del límite elástico  $f_{sd}$  a tracción o a compresión. Como alternativa, puede despreciarse la armadura comprimida de una losa de hormigón;

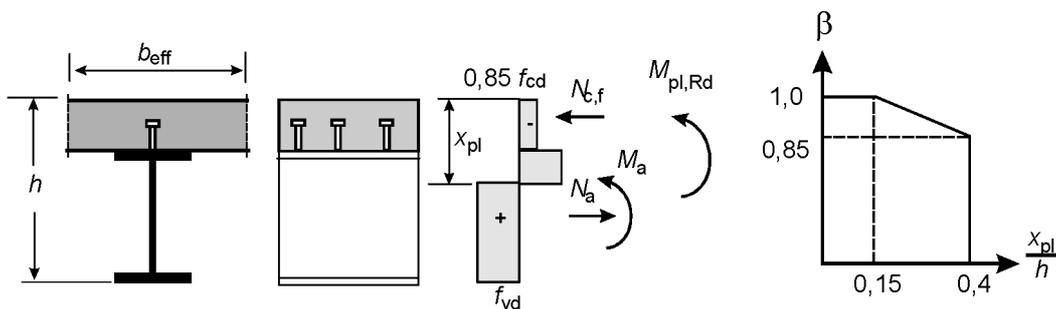
d) el área eficaz del hormigón comprimido resiste una tensión de  $0,85 f_{cd}$ , constante en toda la altura total entre la fibra neutra plástica y la fibra más comprimida del hormigón, donde  $f_{cd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica.

La figura 6.2 muestra distribuciones plásticas de tensiones típicas.



**Figura 6.2 – Ejemplos de distribuciones plásticas de tensiones en una viga mixta con una losa maciza y conexión completa en flexión positiva y negativa**

(2) En secciones transversales mixtas con acero estructural de tipo S420 o S460, si la distancia  $x_{pl}$  entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón en compresión supera el 15% del canto total  $h$  del elemento, el valor de cálculo del momento resistente  $M_{Rd}$  debería tomarse como  $\beta M_{pl,Rd}$ , donde  $\beta$  es el coeficiente de reducción dado en la figura 6.3. Para valores de  $x_{pl}/h$  mayores de 0,4 el momento resistente debería determinarse con los apartados 6.2.1.4 o 6.2.1.5.



**Figura 6.3 – Coeficiente de reducción  $\beta$  para  $M_{pl,Rd}$**

(3) Cuando se emplee la teoría plástica y la armadura pasiva esté traccionada, dicha armadura debería ser conforme con el punto (5) del apartado 5.5.1.

### 6.2.1.3 Reglas adicionales para vigas de puentes

- (1) Cuando una viga mixta está sometida a flexión esviada, flexión combinada con torsión, o a efectos globales y locales combinados, debería tenerse en cuenta el punto (5) del apartado 6.2.1 de la Norma EN 1993-1-1:2005.
- (2) Cuando en una viga continua se emplee un análisis global elástico,  $M_{Ed}$  no debería superar  $0,9 M_{pl,Rd}$  en cualquier sección transversal de clase 1 o 2 en flexión positiva con la losa de hormigón comprimida cuando:
- la sección transversal en flexión negativa en o cerca de un apoyo adyacente sea de clase 3 o 4, y
  - la relación entre las longitudes de los vanos adyacentes a dicho apoyo (más corto/más largo) sea menor de 0,6.

Como alternativa, debería emplearse un análisis global que considere el comportamiento inelástico.

### 6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal

- (1)P Si el momento resistente de una sección mixta se determine mediante la teoría no lineal, deben considerarse las relaciones tensión-deformación de los materiales.
- (2) Se debería suponer que la sección mixta se mantiene plana y que la deformación en las armaduras adherentes, traccionadas o comprimidas, es la misma que la deformación media del hormigón circundante.
- (3) Las tensiones del hormigón comprimido se deberían obtener a partir de las curvas tensión-deformación indicadas en el apartado 3.1.7 de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (4) Las tensiones de la armadura pasiva se deberían obtener a partir de los diagramas bilineales proporcionados en el apartado 3.2.7 de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (5) Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado se deberían obtener a partir del diagrama bilineal indicado en el punto (4) del apartado 5.4.3 de la Norma EN 1993-1-1:2005 y deberían tener en cuenta los efectos del procedimiento constructivo (por ejemplo apeado o no apeado).
- (6) En secciones mixtas de clase 1 y clase 2 con el ala de hormigón comprimida, el momento resistente no lineal  $M_{Rd}$  puede obtenerse como una función del esfuerzo axial de compresión en el hormigón  $N_c$  empleando las expresiones simplificadas (6.2) y (6.3), como se muestra en la figura 6.6:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{para } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{para } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

con:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (6.4)$$

donde

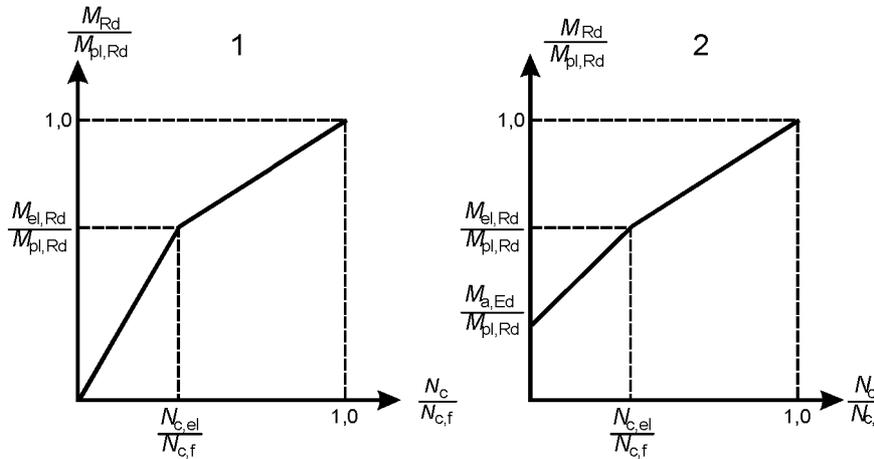
$M_{a,Ed}$  es el valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección de acero estructural antes de la acción mixta;

$M_{c,Ed}$  es la parte del valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección mixta;

$k$  es el menor coeficiente tal que se alcance alguno de los límites de tensiones indicados en el punto (2) del apartado 6.2.1.5; si se la construcción es no apeada, se debería tener en cuenta la secuencia constructiva;

$N_{c,el}$  es el esfuerzo axial de compresión en el ala de hormigón correspondiente al momento  $M_{el,Rd}$ .

En las secciones transversales en que se aplica el punto (2) del apartado 6.2.1.2, debería emplearse el valor reducido  $\beta M_{pl,Rd}$  en lugar de  $M_{pl,Rd}$  en la expresión (6.3) y en la figura 6.6.



Leyenda

- 1 Construcción apeada
- 2 Construcción no apeada

**Figura 6.6 – Relación simplificada entre  $M_{Rd}$  y  $N_c$  en secciones con la losa de hormigón comprimida**

(7) Cuando el momento resistente de una sección mixta se determine mediante la teoría no lineal, las tensiones en el acero de pretensado deberían obtenerse a partir de los diagramas de cálculo del apartado 3.3.6 de la Norma EN 1992-1-1:2004. Debería tenerse en cuenta la predeformación inicial de cálculo en las armaduras activas cuando se evalúen las tensiones en los tendones.

#### 6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión

(1) Las tensiones deberían calcularse mediante la teoría elástica, empleando una anchura eficaz del ala de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2. En las secciones transversales de clase 4, la sección eficaz de acero estructural debería determinarse de acuerdo con el apartado 4.3 de la Norma EN 1993-1-5.

(2) Para el cálculo del momento elástico resistente en base a la sección transversal eficaz, las tensiones límite deberían tomarse como:

- $f_{cd}$  para el hormigón comprimido;
- $f_{yd}$  para el acero estructural traccionado y comprimido;
- $f_{sd}$  para la armadura traccionado o comprimido. Como alternativa, la armadura comprimida de una losa de hormigón puede despreciarse.

(3)P Las tensiones debidas a las acciones aplicadas solamente sobre la estructura de acero deben añadirse a las tensiones debidas a las acciones aplicadas sobre el elemento mixto.

(4) Salvo que se emplee un método más preciso, el efecto de la fluencia debería tenerse en cuenta mediante el uso de un coeficiente de equivalencia de acuerdo al apartado 5.4.2.2.

(5) En las secciones transversales con el hormigón traccionado y supuesto fisurado, pueden despreciarse las tensiones debidas a los efectos isostáticos (primarios) de la retracción.

(6) Las alas comprimidas deberían comprobarse frente al pandeo lateral de acuerdo con el apartado 6.4.

(7) En puentes mixtos con secciones transversales de clase 4 proyectados de acuerdo con el capítulo 4 de la Norma EN 1993-1-5, la suma de las tensiones de las diferentes fases de construcción y de uso, calculadas con secciones brutas, deberían emplearse para el cálculo de la sección transversal eficaz de acero en el instante considerado. Estas secciones transversales eficaces deberían emplearse para comprobar las tensiones de la sección mixta en las diferentes fases de construcción y de uso.

(8) Al calcular el momento elástico resistente en base a en la sección transversal eficaz, la resistencia (tensión límite) de las armaduras activas debería tomarse como  $f_{pd}$  de acuerdo con el apartado 3.3.6 de la Norma EN 1992-1-1:2004. Debería tenerse en cuenta la tensión debida a la predeformación inicial en las armaduras activas de acuerdo con el apartado 5.10.8 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(9) Como alternativa a los puntos (7) y (8), puede emplearse el capítulo 10 de la Norma EN 1993-1-5.

NOTA El anexo nacional puede proporcionar una elección de los métodos dados en los puntos (7) y (8) de esta norma y en el capítulo 10 de la Norma EN 1993-1-5.

## 6.2.2 Resistencia a cortante

### 6.2.2.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El apartado 6.2.2 se aplica a vigas mixtas con una sección laminada o soldada de acero estructural de alma llena, que puede estar rigidizada.

### 6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante

(1) La resistencia a cortante  $V_{pl,Rd}$  debería tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural  $V_{pl,a,Rd}$ , a menos que se haya establecido el valor de una contribución de la parte de hormigón armado de la viga.

(2) El valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante  $V_{pl,a,Rd}$  de la sección de acero estructural debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.6 de la Norma EN 1993-1-1:2005.

### 6.2.2.3 Resistencia a la abolladura por cortante

(1) La resistencia a la abolladura por cortante  $V_{b,Rd}$  de un alma de acero no embebida debería determinarse de acuerdo con el capítulo 5 de la Norma EN 1993-1-5.

(2) No debería tenerse en cuenta la contribución de la losa de hormigón, a menos que se emplee un método más preciso que el del capítulo 5 de la Norma EN 1993-1-5 y a menos que la conexión se dimensione para la fuerza vertical correspondiente.

### 6.2.2.4 Flexión y cortante

(1) Cuando el esfuerzo cortante  $V_{Ed}$  supere la mitad de la resistencia a cortante  $V_{Rd}$  por el menor de los valores entre  $V_{pl,Rd}$  en el apartado 6.2.2.2 y  $V_{b,Rd}$  en el apartado 6.2.2.3, se debería tener en cuenta su efecto en el momento resistente.

(2) En secciones transversales de clase 1 o 2, la influencia del cortante en la resistencia a flexión (el momento resistente) puede tenerse en cuenta mediante una reducción del valor de cálculo de la resistencia del acero  $(1-\rho)f_{yd}$  en el área de cortante como se muestra en la figura 6.7, donde:

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \quad (6.5)$$

y  $V_{Rd}$  es la resistencia a cortante apropiada, determinada de acuerdo con los apartados 6.2.2.2 o 6.2.2.3.

(3) En secciones transversales de clase 3 y 4, se aplica el apartado 7.1 de la Norma EN 1993-1-5:2006 usando como  $M_{Ed}$  el momento flector total en la sección considerada y tanto  $M_{pl,Rd}$  como  $M_{f,Rd}$  para la sección mixta.

(4) No debería tenerse en cuenta el cambio en la posición de la fibra neutra plástica de la sección transversal producido por la reducción del límite elástico de acuerdo al punto (2) cuando se clasifique el alma de acuerdo con el apartado 5.5.

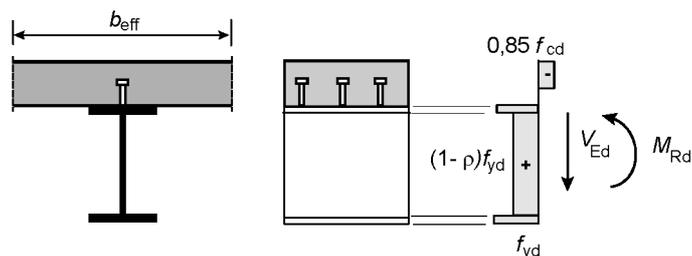


Figura 6.7 – Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante

### 6.2.2.5 Reglas adicionales para vigas de puentes

- (1) Cuando se aplique el punto (1) del apartado 5.4 de la Norma EN 1993-1-5 a una viga con un ala mixta, el tamaño del ala no mixta puede emplearse incluso si esa es el ala de acero más larga. El esfuerzo axial  $N_{Ed}$  del punto (2) del apartado 5.4 de la Norma EN 1993-1-5 debería tomarse como la fuerza axial actuante sobre la sección mixta. En alas mixtas debería emplearse el área eficaz.
- (2) En el cálculo de  $M_{f,Rd}$  del punto (1) del apartado 7.1 de la Norma EN 1993-1-5 debería emplearse el valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta eficaz excluyendo el alma de acero.
- (3) El apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-2 se aplica al cortante en un ala de hormigón de un elemento mixto.

NOTA El anexo nacional pueden proporcionar los valores de  $C_{Rd,c}$  y de  $k_1$  en las expresiones (6.2a y 6.2b) de la Norma EN 1992-1-1:2004 para las alas de hormigón traccionadas. El valor de  $k_1$  debería tener en cuenta aspectos específicos de la acción mixta. Los valores recomendados son  $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$  y  $k_1 = 0,12$ . También, cuando la tensión  $\sigma_{cp}$  es de tracción (es decir,  $\sigma_{cp} < 0$ ) y  $\sigma_{cp} > \sigma_{cp,0}$ , entonces  $\sigma_{cp}$  debería reemplazarse por  $\sigma_{cp,0}$  en las expresiones (6.2a) y (6.2b) del apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, con el valor recomendado  $\sigma_{cp,0} = -1,85 \text{ N/mm}^2$ .

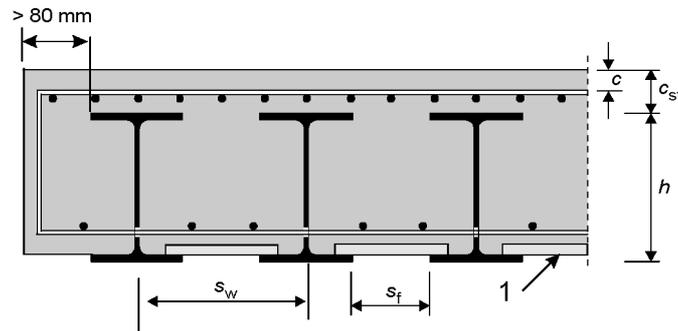
## 6.3 Tableros con vigas embebidas

### 6.3.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) Los apartados 6.3.1 y 6.3.5 son aplicables a los tableros definidos en el apartado 1.5.2.14. La figura 6.8 muestra una sección transversal típica de un tablero con vigas embebidas con encofrado perdido no colaborante. No se proporcionan reglas para vigas totalmente embebidas.

NOTA El anexo nacional puede proporcionar una referencia a reglas para vigas embebidas transversales.

- (2) Las vigas de acero pueden ser secciones laminadas, o secciones soldadas de sección transversal constante. En las secciones soldadas, tanto la anchura de las alas como la altura del alma deberían pertenecer al rango disponible en las secciones laminadas en doble T.
- (3) Los vanos pueden ser continuos o simplemente apoyados. Los apoyos pueden ser rectos o esviados.



Leyenda

1 Encofrado perdido no colaborante

**Figura 6.8 – Sección transversal típica de un tablero con vigas embebidas**

(4) Los tableros con vigas embebidas deberían cumplir lo siguiente:

- las vigas de acero no presentan curvatura en planta;
- el ángulo de esviaje  $\theta$  no debería ser mayor de  $30^\circ$  (el valor  $\theta = 0$  corresponde a tableros sin esviaje);
- el canto nominal  $h$  de las vigas de acero cumple:  $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$ ;
- la separación  $s_w$  de las almas de las vigas de acero no debería superar al menor valor entre  $h/3 + 600 \text{ mm}$  y  $750 \text{ mm}$ , donde  $h$  es el canto nominal en mm de las vigas de acero;
- el recubrimiento de hormigón  $c_{st}$  sobre las vigas de acero satisface las condiciones:
 
$$c_{st} \geq 70 \text{ mm}, \quad c_{st} \leq 150 \text{ mm}, \quad c_{st} \leq h/3 \quad c_{st} \leq x_{pl} - t_f$$
 donde  $x_{pl}$  es la distancia entre la fibra neutra plástica en flexión positiva y la fibra extrema del hormigón comprimido, y  $t_f$  es el espesor del ala de acero;
- el recubrimiento de hormigón a los lados de una ala de acero embebida no es menor de  $80 \text{ mm}$ ;
- la distancia libre  $s_f$  entre las alas superiores de las vigas de acero no es menor de  $150 \text{ mm}$ , con el fin de permitir el vertido y la compactación del hormigón;
- la cara inferior del ala inferior de las vigas de acero no está embebido;
- una capa inferior de armadura pasiva transversal atraviesa las almas de las vigas de acero y está anclada más allá del final de las vigas de acero, y en cada extremo de cada barra, con el fin de alcanzar su límite elástico de acuerdo con el apartado 8.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004; se emplean barras nervadas de acuerdo con el apartado 3.2.2 y el anexo C de la Norma EN 1992-1-1:2004; su diámetro no es menor de  $16 \text{ mm}$  y su separación no es mayor de  $300 \text{ mm}$ .
- se emplea hormigón de densidad normal;
- la superficie de las vigas de hormigón debería desincrustarse. La cara inferior, las superficies superiores y los bordes del ala inferior de las vigas de acero deberían protegerse contra la corrosión;
- en los puentes de carretera y ferrocarril los agujeros de las almas de la sección de acero deberían realizarse mediante taladrado.

### 6.3.2 Generalidades

- (1) Los tableros con vigas embebidas se deberían calcular para los estados límite últimos de acuerdo con los apartados 6.3.2 a 6.3.5, y para los estados límite de servicio de acuerdo con el capítulo 7.
- (2) Las vigas de acero con uniones atornilladas y/o soldadas deberían comprobarse frente a fatiga.
- (3) Las secciones transversales mixtas deberían clasificarse de acuerdo con el apartado 5.5.3.
- (4) No es necesario disponer una conexión mecánica de cortante.

### 6.3.3 Momentos flectores

- (1) El valor de cálculo del momento resistente de las secciones transversales mixtas debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1. Si el esfuerzo cortante  $V_{a,Ed}$  en la sección de acero supera la mitad de la resistencia a cortante dada en el apartado 6.3.4, debería tenerse en cuenta su efecto en el momento resistente de acuerdo con los puntos (2) y (3) del apartado 6.2.2.4.
- (2) El valor de cálculo del momento resistente a flexión transversal de las secciones de hormigón armado frente debería determinarse de acuerdo con la Norma EN 1992-2.

### 6.3.4 Cortante

- (1) La resistencia a cortante de las secciones transversales mixtas debería tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural  $V_{pl,a,Rd}$ , salvo que se haya establecido el valor de una contribución de la parte hormigón armado de acuerdo con la Norma EN 1992-2.
- (2) Salvo que se emplee un análisis más preciso, la parte  $V_{c,Ed}$  del cortante total  $V_{Ed}$  actuante en la parte de hormigón armado puede tomarse como  $V_{c,Ed} = (M_{s,Rd}/M_{pl,Rd})$ , con  $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$ . El brazo mecánico  $z_s$  se muestra en la figura 6.9 para un tablero con vigas embebidas de clase 1 o 2.

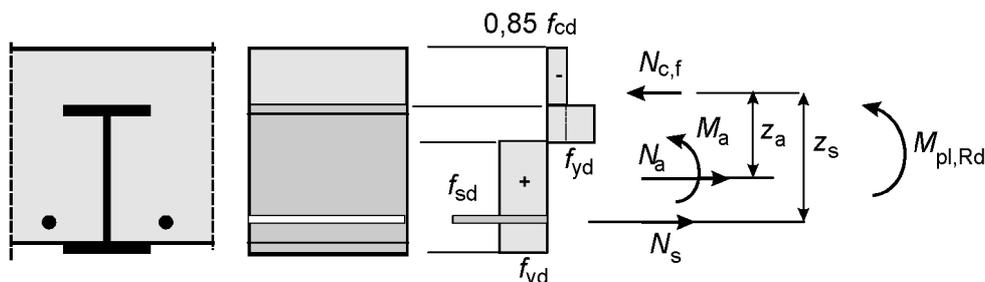


Figura 6.9 – Distribución de tensiones para  $M_{Rd}$  en una parte de un tablero con vigas embebidas de clase 1 o 2

- (3) El valor de cálculo de la resistencia a cortante de las secciones de hormigón armado entre vigas embebidas debería comprobarse de acuerdo con la Norma EN 1992.

### 6.3.5 Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución

- (1) Antes del endurecimiento del hormigón las vigas de acero deberían comprobarse de acuerdo con las Normas EN 1993-1-1:2005 y EN 1993-2.

## 6.4 Pandeo lateral de vigas mixtas

### 6.4.1 Generalidades

- (1) Un ala de acero ligada a una losa de hormigón o mixta mediante conexión de acuerdo con el apartado 6.6 puede suponerse estable lateralmente, siempre que se evite la inestabilidad lateral de la losa de hormigón.
- (2) Debería comprobarse la estabilidad lateral de todas las demás alas de acero comprimidas.
- (3) Los métodos de los apartados 6.3.2.1 a 6.3.2.3 de la Norma EN 1993-1-1:2005 y, con mayor generalidad, del apartado 6.3.4 de la Norma EN 1993-1-1:2005, son aplicables a la sección de acero basándose en los esfuerzos de la sección transversal de la sección mixta, teniendo en cuenta los efectos de la secuencia constructiva de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Puede tenerse en cuenta la coacción lateral y torsional elástica al nivel de la conexión a la losa de hormigón.

### 6.4.2 Vigas de puentes con secciones transversales uniformes de clase 1, 2 o 3

- (1) En las vigas con una sección transversal uniforme de acero de clase 1, 2 o 3, coaccionada de acuerdo con el punto (5) de este apartado, el valor de cálculo del momento resistente a pandeo lateral debería obtenerse como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

donde

$\chi_{LT}$  es el coeficiente de reducción por pandeo lateral correspondiente a la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_{LT}$ , y

$M_{Rd}$  es el valor de cálculo del momento resistente en la sección transversal pertinente.

Los valores del coeficiente de reducción  $\chi_{LT}$  pueden obtenerse del apartado 6.3.2 de la Norma EN 1993-1-1:2005.

- (2) En las secciones transversales de clase 1 o 2,  $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$ , determinado de acuerdo al apartado 6.2.1.2.
- (3) En las secciones transversales de clase 3,  $M_{Rd}$  debería tomarse como el  $M_{el,Rd}$  dado por la expresión (6.4), pero como el menor valor de cálculo del momento flector entre el que produzca bien una tensión de tracción  $f_{sd}$  en la armadura pasiva, o bien una tensión  $f_{yd}$  en una fibra extrema de la sección de acero.
- (4) La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}_{LT}$  puede calcularse como:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

donde

$M_{Rk}$  es el momento resistente de la sección mixta con los valores característicos de las propiedades de los materiales y el método especificado para  $M_{Rd}$ ;

$M_{cr}$  es el momento crítico elástico de pandeo lateral determinado en la sección transversal pertinente.

- (5) Si la losa está ligada a uno o más elementos de apoyo de acero aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada, y si se satisfacen las condiciones (a) y (b) siguientes, el cálculo del momento crítico elástico,  $M_{cr}$ , puede basarse en el modelo de "pórtico continuo en U invertido". Este modelo tiene en cuenta el desplazamiento lateral del ala inferior que produce la flexión del alma de acero, y el giro del ala superior como muestra la figura 6.10.

- a) El ala superior del elemento de acero está ligada a una losa de hormigón armado mediante conectadores de acuerdo con el apartado 6.6.

b) En cada apoyo del elemento de acero, el ala inferior está coaccionada lateralmente y el alma está rigidizada. En cualquier otro lugar, el alma no está rigidizada.

(6) A la altura del ala superior de acero, puede adoptarse una rigidez al giro  $k_s$  por unidad de longitud de la viga de acero para representar el modelo de pórtico en U mediante una sola viga:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.8)$$

donde

$k_1$  es la rigidez a flexión de la losa de hormigón fisurada en la dirección transversal a la viga de acero, que puede tomarse como:

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a \quad (6.9)$$

donde  $\alpha = 2$  si  $k_1$  se calcula para una viga de borde, con o sin un voladizo, y  $\alpha = 3$  para una viga interior. Para vigas interiores en un tablero de puente con cuatro o más vigas similares, puede emplearse  $\alpha = 4$ .

$a$  es la separación entre las vigas paralelas;

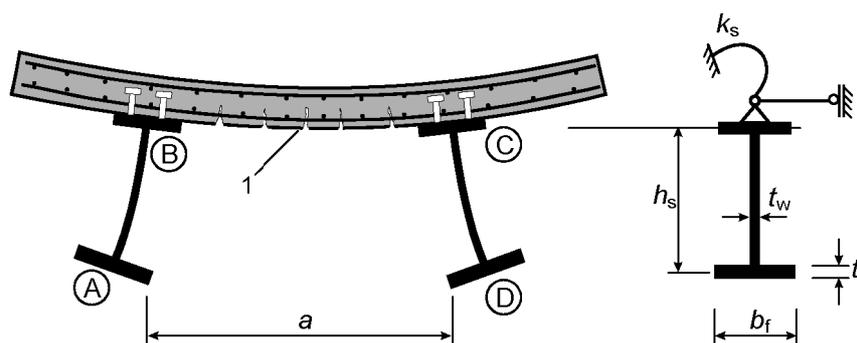
$E_a I_2$  es la rigidez a flexión “con fisuración” por unidad de anchura de la losa de hormigón o mixta, como se define en el apartado 1.5.2.12, donde  $I_2$  debería tomarse como el menor del valor en el centro de vano, para flexión positiva, y los valores en los elementos de apoyo de acero, para flexión negativa;

$k_2$  es la rigidez a flexión del alma de acero, que ha de tomarse como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad (6.10)$$

donde  $\nu_a$  es el coeficiente de Poisson del acero, y  $h_s$  y  $t_w$  se definen en la figura 6.10.

(7) En el modelo de pórtico en U, el efecto favorable de la rigidez a torsión de Saint-Venant,  $G_a I_{at}$ , de la sección de acero puede tenerse en cuenta en el cálculo de  $M_{cr}$ .



Leyenda  
1 Fisuras

Figura 6.10 – Modelo de pórtico en U

### 6.4.3 Métodos generales para el pandeo de elementos y pórticos

#### 6.4.3.1 Método general

(1) Se aplica el apartado 6.3.4 de la Norma EN 1993-2 para elementos mixtos fuera del campo de aplicación del apartado 6.7 o del punto (1) del apartado 6.4.2 y para pórticos mixtos. Para determinar  $\alpha_{ult}$  y  $\alpha_{crit}$ , deberían emplearse resistencias y rigideces apropiadas de los elementos de hormigón y mixtos, de acuerdo con las Normas EN 1992 y EN 1994.

#### 6.4.3.2 Método simplificado

(1) Los apartados 6.3.4.2 y D.2.4 de la Norma EN 1993-2 son aplicables a las alas de acero estructural de las vigas mixtas y a los cordones de las celosías mixtas. Cuando la vinculación se consiga mediante elementos de hormigón o mixtos, deberían emplearse las rigideces elásticas apropiadas, de acuerdo con las Normas EN 1992 y EN 1994.

### 6.5 Fuerzas transversales en las almas

#### 6.5.1 Generalidades

(1) Se aplican las reglas dadas en el capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-5 para determinar el valor de cálculo de la resistencia de un alma sin rigidizar o rigidizada frente a fuerzas transversales aplicadas a través de un ala a las alas de acero no mixtas de una viga mixta, y a la parte adyacente del alma.

(2) Si la fuerza transversal actúa en combinación con flexión y esfuerzo axial, la resistencia debería comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 de la Norma EN 1993-1-5.

#### 6.5.2 Pandeo del ala en el plano del alma

(1) El capítulo 8 de la Norma EN 1993-1-5 es aplicable siempre que el área  $A_{fc}$  se tome igual a la menor de las dos áreas siguientes: el área del ala de acero no mixta o al área transformada del ala de acero mixta considerando el coeficiente de equivalencia para cargas instantáneas.

### 6.6 Conexión

#### 6.6.1 Generalidades

##### 6.6.1.1 Bases de cálculo

(1) El apartado 6.6 se aplica a vigas mixtas y, cuando sea apropiado, a otros tipos de elementos mixtos.

(2)P La conexión y la armadura pasiva transversal deben disponerse para transmitir el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, despreciando el efecto de adherencia natural entre ellos.

(3)P Los conectadores deben tener una capacidad de deformación suficiente para justificar cualquier redistribución inelástica del cortante supuesta en el cálculo.

(4)P Son conectadores dúctiles aquellos que tienen suficiente capacidad de deformación para justificar la hipótesis de comportamiento ideal plástico de la conexión en la estructura considerada.

(5) Un conector puede considerarse dúctil si el valor característico de la capacidad de deslizamiento  $\delta_{uk}$  es al menos de 6 mm.

NOTA El anexo B de la Norma 1994-1-1 proporciona una evaluación de  $\delta_{uk}$ .

(6)P Cuando se empleen dos o más tipos diferentes de conexión dentro del mismo vano de una viga, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia significativa en sus propiedades carga-deslizamiento.

(7)P Los conectadores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón del elemento de acero, excepto cuando la separación se evite por otros medios.

(8) Para evitar la separación de la losa, los conectadores deberían calcularse para resistir una fuerza última nominal de tracción, perpendicular al plano del ala de acero, de al menos 0,1 veces el valor de cálculo de la resistencia última a cortante de los conectadores. Si fuera necesario deberían complementarse con dispositivos de anclaje.

(9) Puede suponerse que los pernos conectadores con cabeza que cumplan lo indicado en el apartado 6.6.5.7 tienen suficiente resistencia al despegue (levantamiento), a menos que la conexión esté sometida a tracción directa.

(10)P Debe evitarse el fallo por rasante y el hendimiento de la losa de hormigón debidos a las fuerzas concentradas aplicadas por los conectadores.

(11) Si los detalles constructivos de la conexión se realizan de acuerdo con las disposiciones apropiadas del apartado 6.6.5 y la armadura transversal cumple el apartado 6.6.6, puede suponerse que se cumple con el punto (10) del apartado 6.6.1.1.

(12) Cuando se use un método de interconexión distinto de los conectadores incluidos en el apartado 6.6 para transmitir el cortante entre un elemento de acero y otro de hormigón, la hipótesis de comportamiento en el cálculo se debería basar en ensayos y apoyar en un modelo conceptual. El cálculo del elemento mixto debería ser, en la medida de lo posible, equivalente al cálculo de un elemento similar en el que se empleen los conectadores incluidos en el apartado 6.6.

(13) Junto a pórticos transversales y rigidizadores transversales de alma, y en vigas cajón mixtas, deberían considerarse los efectos de los momentos flectores en la interfaz acero-hormigón, según un eje paralelo al eje de la viga de acero, causados por las deformaciones de la losa o del elemento de acero.

NOTA El anexo nacional puede proporcionar información adicional.

#### **6.6.1.2 Estados límite últimos distintos del de fatiga**

(1) En las comprobaciones de los estados límite últimos, el tamaño y la separación de los conectadores puede mantenerse constante en cualquier longitud cuando el valor de cálculo del rasante por unidad de longitud no supere el valor de cálculo de la resistencia a rasante en más de un 10%. En cada una de dichas longitudes, el valor de cálculo del esfuerzo rasante total no debería superar el valor de cálculo de la resistencia a cortante total.

#### **6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas de puentes**

##### **6.6.2.1 Vigas en las que la resistencia de las secciones transversales se determina mediante la teoría elástica o no lineal**

(1) En cualquier combinación de cargas y disposición de acciones de cálculo, el rasante por unidad de longitud en la interfaz (superficie de contacto) entre el acero y el hormigón de un elemento mixto,  $v_{L,Ed}$ , debería determinarse a través de la variación del esfuerzo longitudinal en el elemento bien de acero o bien de hormigón de la sección mixta. Cuando se emplee la teoría elástica para calcular las resistencias de las secciones, puede emplearse la envolvente del esfuerzo cortante en la dirección pertinente.

(2) En general deberían emplearse las propiedades elásticas de la sección sin fisurar para determinar el esfuerzo rasante, incluso cuando se supone la fisuración del hormigón en el análisis global. Los efectos de la fisuración del hormigón pueden tenerse en cuenta en el esfuerzo rasante si se han considerado los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras y la posible sobrerresistencia del hormigón en el análisis global y para determinar el esfuerzo rasante.

(3) Cuando se produzcan esfuerzos rasantes concentrados, deberían tenerse en cuenta los efectos locales del deslizamiento longitudinal; por ejemplo, como se indica en los apartados 6.6.2.3 y 6.6.2.4. En caso contrario, pueden despreciarse los efectos del deslizamiento longitudinal.

(4) Para vigas cajón mixtas, el esfuerzo rasante en los conectores debería incluir los efectos de la flexión y la torsión y, si procede, también de la distorsión de acuerdo con el apartado 6.2.7 de la Norma EN 1993-2. Para vigas cajón con una losa calculada como una placa mixta, véase el apartado 9.4.

### 6.6.2.2 Vigas de puentes con secciones transversales de clase 1 o 2

(1) En los elementos con secciones de clase 1 o 2, si el valor de cálculo del momento flector total  $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$  supera el momento elástico resistente  $M_{el,Rd}$ , debería tenerse en cuenta la relación no lineal entre el cortante y el rasante dentro de las longitudes inelásticas del elemento. En el punto (6) del apartado se definen 6.2.1.4  $M_{a,Ed}$  y  $M_{c,Ed}$ .

(2) Este punto se aplica a regiones donde la losa de hormigón está comprimida, como se muestra en la figura 6.11. Los conectores deberían disponerse dentro de la longitud inelástica  $L_{A-B}$  para resistir el esfuerzo rasante  $V_{L,Ed}$ , resultante de la diferencia entre los esfuerzos axiales  $N_{cd}$  y  $N_{c,el}$  de la losa de hormigón en las secciones transversales B y A, respectivamente. El momento resistente  $M_{el,Rd}$  se define en el apartado 6.2.1.4. Si el momento flector máximo  $M_{Ed,max}$  en la sección B es menor que el momento plástico resistente  $M_{pl,Rd}$ , el esfuerzo axial  $N_{cd}$  en la sección B puede determinarse de acuerdo con el punto (6) del apartado 6.2.1.4 y la figura 6.6 o, como alternativa, empleando la relación lineal simplificada de acuerdo con la figura 6.11.

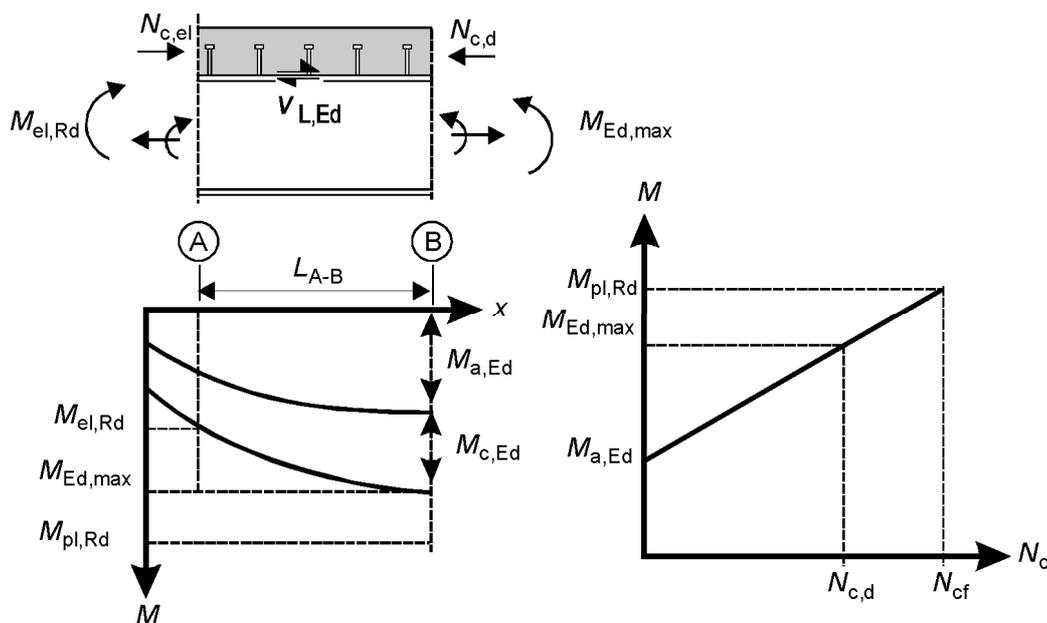


Figura 6.11 – Determinación del rasante en vigas con comportamiento inelástico de las secciones transversales

(3) Cuando se tengan en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de una sección transversal con las losas de hormigón traccionadas, los esfuerzos rasantes y su distribución deberían determinarse mediante las diferencias de esfuerzos en la losa de hormigón armado, dentro de la longitud inelástica de la viga, teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras y la posible sobrerresistencia del hormigón a tracción. Para determinar  $M_{el,Rd}$  se aplican el punto (7) del apartado 6.2.1.4 y el apartado 6.2.1.5.

(4) Salvo que se emplee el método de acuerdo al punto (3), los esfuerzos rasantes deberían determinarse mediante análisis elásticos con las propiedades de la sección transversal sin fisurar teniendo en cuenta los efectos de la secuencia constructiva.

**6.6.2.3 Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de fuerzas longitudinales**

(1) Cuando se aplique una fuerza  $F_{Ed}$  paralela al eje longitudinal de la viga mixta al elemento de hormigón o de acero mediante una armadura activa adherente o no adherente, la distribución del esfuerzo rasante concentrado  $V_{L,Ed}$  a lo largo de la interfaz entre el acero y el hormigón, debería determinarse de acuerdo con los puntos (2) o (3). La distribución de  $V_{L,Ed}$  producida por varias fuerzas  $F_{Ed}$  debería obtenerse mediante su suma.

(2) La fuerza  $V_{L,Ed}$  puede suponerse distribuida a lo largo de una longitud  $L_v$  de conexión con un esfuerzo cortante máximo por unidad de longitud dada por la expresión (6.12) y la (figura 6.12a) para cargas introducidas dentro de una longitud de un ala de hormigón, y por la expresión (6.13) y la (figura 6.12b) en un extremo de un ala de hormigón.

$$v_{L,Ed,máx.} = V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}/2) \tag{6.12}$$

$$v_{L,Ed,máx.} = 2 V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}/2) \tag{6.13}$$

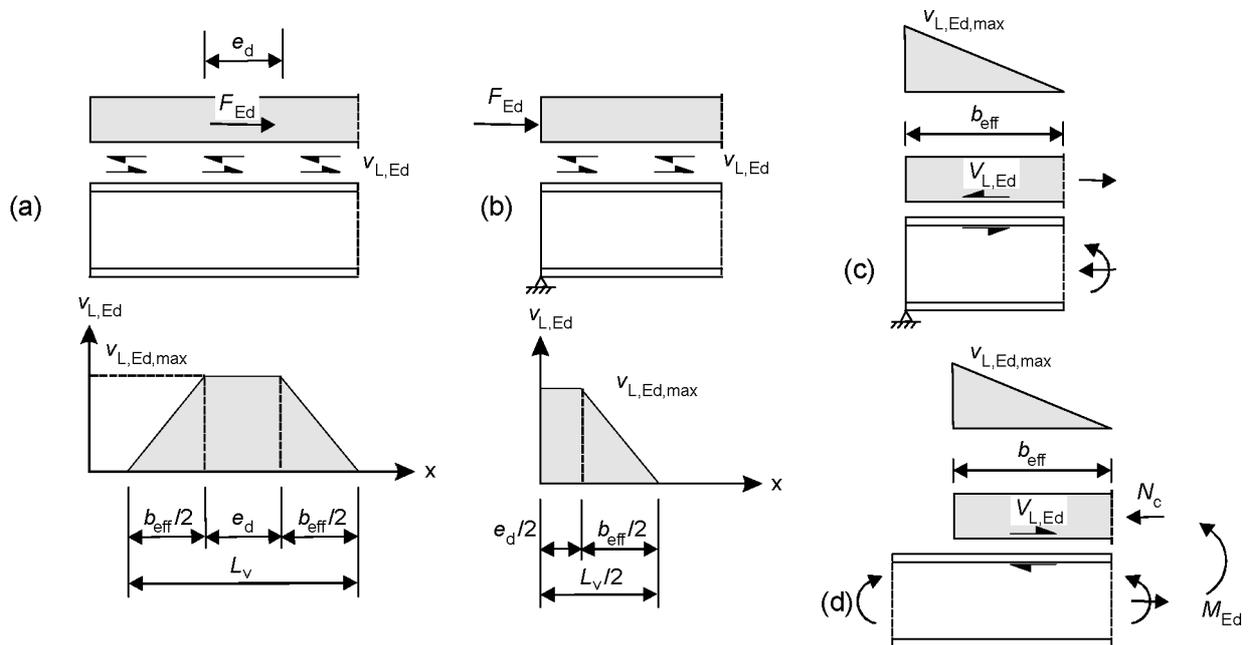
donde

$b_{eff}$  es la anchura eficaz para el análisis global, dada en el apartado 5.4.1.2;

$e_d$  es bien  $2e_h$  o bien  $2e_v$  (la longitud sobre la que se aplica la fuerza  $F_{Ed}$  puede sumarse a  $e_d$ );

$e_h$  es la distancia lateral desde el punto de aplicación de la fuerza  $F_{Ed}$  al alma de acero pertinente, si está aplicada en la losa;

$e_v$  es la distancia vertical desde el punto de aplicación de la fuerza  $F_{Ed}$  al plano de la conexión en cuestión, si está aplicada en el elemento de acero.



**Figura 6.12 – Distribución de esfuerzo rasante a lo largo de la interfaz**

(3) Cuando se empleen pernos conectadores, en los estados límite últimos puede suponerse una distribución rectangular de esfuerzo cortante por unidad de longitud dentro de la longitud  $L_v$ , de modo que dentro de la longitud del ala de hormigón,

$$v_{L,Ed,máx.} = V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}) \quad (6.14)$$

y que en el extremo de un ala,

$$v_{L,Ed,máx.} = 2 V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}) \quad (6.15)$$

(4) En ausencia de una determinación más precisa, puede suponerse que la fuerza  $F_{Ed} - V_{L,Ed}$  se difunde en el elemento de hormigón o de acero según un ángulo de dispersión  $2\beta$ , donde  $\beta = \arctan 2/3$ .

#### 6.6.2.4 Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en los cambios bruscos de sección transversal

(1) El rasante concentrado en el extremo de una losa de hormigón debido, por ejemplo, a los efectos isostáticos de la retracción y de las acciones térmicas de acuerdo con la Norma EN 1991-1-5:2003, debería considerarse (véase la figura 6.12c) y tenerse en cuenta cuando sea apropiado. Esto se aplica también en las fases intermedias de construcción de una losa de hormigón (figura 6.12d).

(2) Debería tenerse en cuenta el rasante concentrado en un cambio brusco de sección transversal, por ejemplo en el cambio de sección de acero a mixta de acuerdo a la figura 6.12d.

(3) Cuando los efectos isostáticos de la temperatura y de la retracción produzcan un valor de cálculo del esfuerzo rasante de cálculo  $V_{L,Ed}$ , que tenga que transmitirse a lo largo de la interfaz entre el acero y el hormigón en cada extremo libre del elemento considerado, su distribución puede suponerse triangular, con un esfuerzo rasante máximo por unidad de longitud (figuras 6.12c y d).

$$v_{L,Ed,máx.} = 2 V_{L,Ed}/b_{eff} \quad (6.16)$$

en el extremo libre de la losa, donde  $b_{eff}$  es la anchura eficaz para el análisis global, dada en el punto (4) del apartado 5.4.1.2. Cuando se empleen pernos conectadores, en los estados límite últimos puede suponerse como alternativa que la distribución es rectangular a lo largo de la longitud  $b_{eff}$  adyacente al extremo libre de la losa.

(4) Para calcular los efectos isostáticos de la retracción en fases intermedias de construcción de una losa de hormigón, la luz equivalente para determinar la longitud  $b_{eff}$  en el apartado 6.6.2.4 debería tomarse como la longitud continua de la losa de hormigón donde la conexión sea eficaz, dentro del vano considerado.

(5) La distribución dada en el punto (3) puede emplearse cuando en un cambio brusco de sección transversal, como el de la figura 6.12d, se produce un esfuerzo rasante concentrado, producido por la fuerza  $N_c$  debida a la flexión.

(6) Debería suponerse que las fuerzas transferidas por los conectadores se difunden en la losa de hormigón según un ángulo de dispersión  $2\beta$ , donde  $\beta = \arctan 2/3$ .

### 6.6.3 Pernos conectadores con cabeza en las losas macizas y el hormigón envolvente

#### 6.6.3.1 Valor de cálculo de la resistencia

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno con cabeza soldado automáticamente de acuerdo con la Norma EN 14555 se debería obtener de:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

o:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

tomando el menor valor, con:

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc}/d > 4 \quad (6.21)$$

donde

$\gamma_V$  es el coeficiente parcial de seguridad;

$d$  es el diámetro del vástago del perno,  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ;

$f_u$  es la resistencia última a tracción especificada del material del perno, pero no mayor de  $500 \text{ N/mm}^2$ ;

$f_{ck}$  es el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a la edad considerada, con densidad no menor de  $1750 \text{ kg/m}^3$ ;

$h_{sc}$  es la altura nominal total del perno.

NOTA El anexo nacional puede proporcionar el valor de  $\gamma_V$ . El valor recomendado de  $\gamma_V$  es 1,25.

- (2) Los cordones de soldadura deberían cumplir los requisitos de la Norma EN ISO 13918.
- (3) El punto (1) no es de aplicación cuando los pernos estén dispuestos de modo que las fuerzas de hendimiento se produzcan en la dirección del espesor de la losa.
- (4) Para pernos de diámetro mayor de 25 mm, o en pernos con cordones de soldadura que no cumplan con los requisitos de la Norma EN ISO 13918, las expresiones dadas en el punto (1) del apartado 6.6.3.1 deberían comprobarse mediante ensayos, véase el capítulo B.2 de la Norma EN 1994-1-1:2004, antes de usarlas.

#### 6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a cortante

- (1) Cuando los pernos conectadores con cabeza estén sometidos a fuerzas directas de tracción además del cortante, debería obtenerse el valor de cálculo de la fuerza de tracción por perno,  $F_{ten}$ .
- (2) Si  $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$ , donde  $P_{Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a cortante definido en el apartado 6.6.3.1, la fuerza de tracción puede despreciarse.
- (3) Si  $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$ , la conexión no entra dentro del campo de aplicación de la Norma EN 1994.

#### 6.6.4 Pernos con cabeza que producen hendimiento en la dirección del espesor de la losa

- (1) Cuando, en puentes, los pernos conectadores con cabeza se dispongan de tal modo que las fuerzas de hendimiento puedan producirse en la dirección del espesor de la losa (véase la figura 6.13) y cuando no hay cortante, el valor de cálculo de la resistencia a rasante puede determinarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 6.6.3.1, siempre que se cumplan los puntos (2) y (3).

NOTA El anexo informativo C proporciona reglas de cálculo para cuando no se cumplan las condiciones del punto (1).

- (2) Debería disponerse armadura transversal, como muestra la figura 6.13, tal que  $e_v \geq 6d$ , y la longitud de anclaje  $v$  debería ser mayor o igual que  $14d$ .

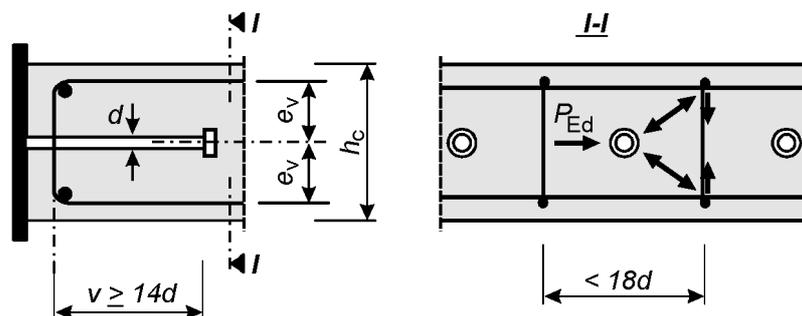


Figura 6.13 – Armadura pasiva local para las fuerzas de hendimiento

(3) La fuerza de hendimiento debería resistirse mediante cercos que se deberían calcular para una fuerza de tracción de  $0,3P_{Rd}$  por perno conector. La separación de estos cercos no debería superar el menor valor entre  $18d$  y la separación longitudinal de los conectadores.

### 6.6.5 Detalles constructivos de la conexión e influencia de la ejecución

#### 6.6.5.1 Resistencia a la separación

(1) La superficie de un conector que resiste fuerzas de separación (por ejemplo, la cara inferior de la cabeza de un perno) debería estar a no menos de 30 mm por encima de la armadura inferior, véase la figura 6.14.

#### 6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado de puentes

(1)P Los detalles constructivos de los conectadores deben permitir que el hormigón pueda compactarse adecuadamente alrededor de la base del conector.

(2) El recubrimiento sobre los conectadores no debería ser menor que el requerido por la armadura adyacente a la misma superficie de hormigón.

(3) En la ejecución, debería exigirse que la velocidad y secuencia de hormigonado sean tales que el hormigón parcialmente endurecido no resulte dañado como consecuencia de una acción mixta limitada producida por la deformación de las vigas de acero bajo las sucesivas operaciones de hormigonado. Siempre que sea posible, la conexión no debería estar sometida a deformación hasta que el hormigón haya alcanzado una resistencia en probeta cilíndrica de, al menos,  $20 \text{ N/mm}^2$ .

#### 6.6.5.3 Armadura local en la losa

(1) Cuando la conexión sea adyacente a un borde longitudinal de una losa de hormigón, la armadura transversal dispuesta de acuerdo con el apartado 6.6.6 debería anclarse completamente en el hormigón entre el borde de la losa y la fila adyacente de conectadores.

(2) Para evitar el hendimiento longitudinal del ala de hormigón producido por los conectadores, deberían aplicarse las siguientes recomendaciones adicionales cuando la distancia del borde del ala de hormigón a la línea que une los centros de la fila más cercana de conectadores sea menor de 300 mm:

- a) la armadura transversal debería disponerse mediante barras en U alrededor de los conectadores;
- b) cuando se empleen pernos con cabeza como conectadores, la distancia del borde del ala de hormigón al centro del perno más cercano no debería ser menor que  $6d$ , donde  $d$  es el diámetro nominal del perno, y el diámetro de las barras en U no debería ser menor que  $0,5d$ ; y
- c) las barras en U deberían colocarse lo más abajo posible, manteniendo suficiente recubrimiento inferior.

(3)P En el extremo de un voladizo mixto debe disponerse suficiente armadura local para transmitir las fuerzas desde los conectadores a la armadura longitudinal.

#### 6.6.5.4 Nervios distintos de los formados por la chapa nervada

(1) Cuando se emplee un nervio de hormigón entre la sección de acero y la cara inferior de la losa de hormigón, las caras del nervio deberían quedar fuera de una línea trazada a 45° desde el borde exterior del conectador, véase la figura 6.14.

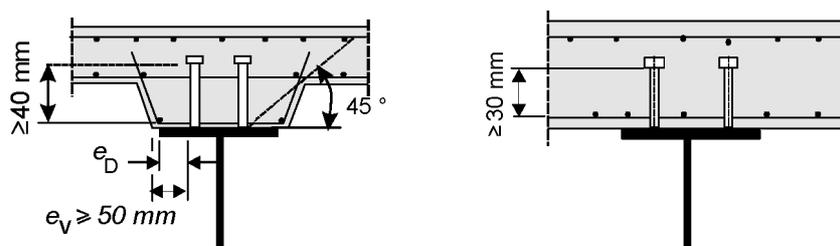


Figura 6.14 – Detalles constructivos

(2) El recubrimiento nominal del hormigón desde la cara del nervio al conectador no debería ser menor de 50 mm.

(3) Deberían disponerse en los nervios suficiente armadura transversal para satisfacer los requisitos del apartado 6.6.6 a no menos de 40 mm por debajo de la cabeza del conectador que resiste el despegue (levantamiento).

#### 6.6.5.5 Separación de conectadores

(1)P Cuando en el cálculo se suponga que la estabilidad, bien del elemento de acero o bien del elemento de hormigón, se asegura mediante la conexión entre ambos, la separación entre conectadores debe ser suficientemente pequeña como para que esta hipótesis sea válida.

(2) Cuando, por la coacción de los conectadores, un ala de acero comprimida que en otro caso sería de clase 3 o 4 se suponga de clase 1 o clase 2, la separación entre centros de los conectadores en la dirección de la compresión no debería ser mayor que los límites siguientes:

– cuando la losa está en contacto en toda la longitud (por ejemplo, losas macizas):  $22t_f \sqrt{235 / f_y}$

– cuando la losa no está en contacto en toda la longitud (por ejemplo, losas con costillas transversales a la viga):  $15t_f \sqrt{235 / f_y}$

donde

$t_f$  es el espesor del ala;

$f_y$  es el límite elástico nominal del ala en N/mm<sup>2</sup>.

Además, la distancia libre del borde de un ala comprimida a la línea de conectadores más cercana no debería ser mayor que  $9t_f \sqrt{235 / f_y}$ .

(3) La separación longitudinal máxima entre centros de conectadores individuales no debería superar el menor valor entre cuatro veces el espesor de la losa y 800 mm.

(4) Los conectadores pueden colocarse en grupos, con una separación entre grupos mayor que la especificada para conectadores individuales, siempre que en el cálculo se haya considerado:

- el flujo no uniforme del rasante;
- la mayor posibilidad de deslizamiento y de separación vertical entre la losa y el elemento de acero;

- la abolladura del ala de acero; y
- la resistencia local de la losa a los esfuerzos concentrados procedentes de los conectadores.

#### 6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero

(1)P El espesor de la chapa o ala de acero a la que se suelda el conectador debe ser suficiente para permitir una adecuada soldadura y una transferencia apropiada de la carga del conector a la chapa sin que se produzca un fallo local ni una deformación excesiva.

(2) La distancia  $e_D$  entre el borde de un conectador y el borde del ala de la viga a la que está soldada, véase la figura 6.14, no debería ser menor de 25 mm.

#### 6.6.5.7 Pernos conectadores con cabeza

(1) La altura total de un perno no debería ser menor de  $3d$ , donde  $d$  es el diámetro del vástago.

(2) La cabeza debería tener un diámetro no menor de  $1,5d$  y una altura no menor de  $0,4d$ .

(3) En elementos traccionados y sometidos a carga de fatiga, el diámetro de un perno soldado no debería superar 1,5 veces el espesor del ala a la que se suelda, salvo que se establezca mediante ensayos la resistencia a fatiga del perno como conectador de cortante. Esto se aplica también a los pernos colocados directamente en el alma.

(4) La separación entre pernos en la dirección del esfuerzo cortante no debería ser menor de  $5d$ ; la separación en la dirección transversal al esfuerzo cortante no debería ser menor de  $2,5d$  en losas macizas y  $4d$  en el resto de casos.

(5) Excepto cuando los pernos se coloquen directamente sobre el alma, el diámetro de un perno soldado no debería ser mayor de 2,5 veces el espesor de la parte a la que se suelde, salvo que se disponga de información a partir de ensayos para establecer la resistencia del perno como elemento conectador.

### 6.6.6 Rasante en losas de hormigón

#### 6.6.6.1 Generalidades

(1)P La armadura transversal de la losa se debe calcular para el estado límite último, de forma que se evite el fallo prematuro por rasante o el hendimiento longitudinal.

(2)P El valor de cálculo de la tensión tangencial de cualquier superficie potencial de fallo por rasante dentro de la losa no debe superar el valor de cálculo de la resistencia a rasante de la superficie de cortante considerada.

(3) La longitud de la superficie de cortante b-b mostrada en la figura 6.15 debería tomarse igual a  $2h_{sc}$  más el diámetro de la cabeza cuando los pernos conectadores se disponen una sola fila o al tresbolillo, o igual a  $(2h_{sc} + s_t)$  más el diámetro de la cabeza para pernos conectadores colocados por parejas, donde  $h_{sc}$  es la altura de los pernos y  $s_t$  es la distancia transversal entre centros de los pernos.

(4) El valor de cálculo del rasante por unidad de longitud de viga en una superficie de cortante debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.2 y ser coherente con el cálculo y la separación de los conectadores. Puede tenerse en cuenta la variación del rasante a través de la anchura del ala de hormigón.

(5) En cada tipo de superficie de cortante considerada, el valor de cálculo de la tensión tangencial  $v_{Ed}$  debería determinarse a partir del valor de cálculo del esfuerzo rasante por unidad de longitud de viga, teniendo en cuenta el número de planos de cortante y la longitud de la superficie de cortante.

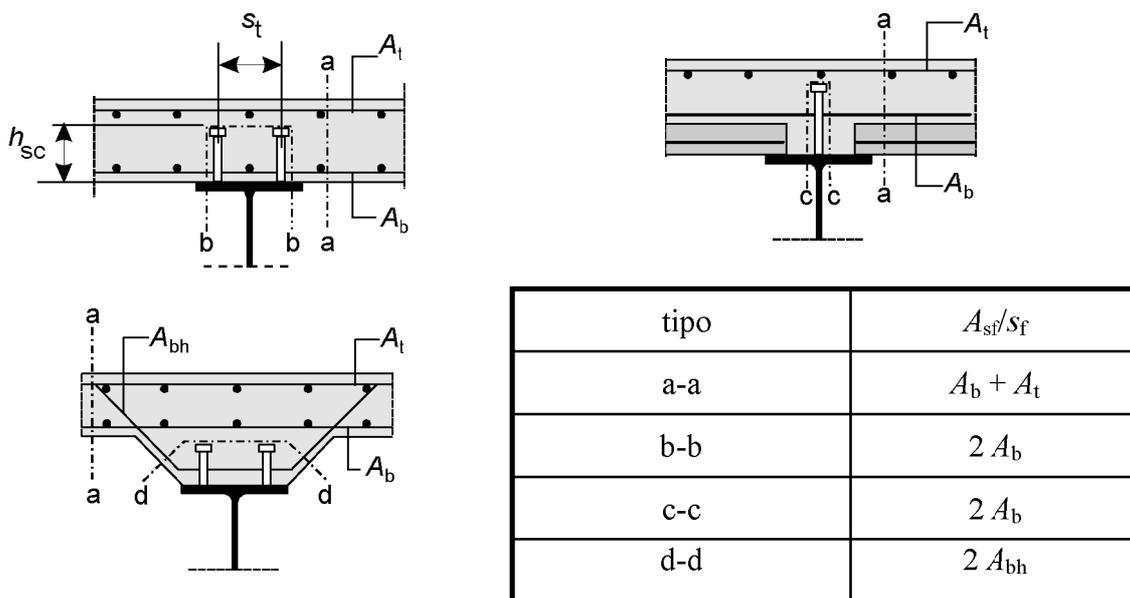


Figura 6.15 – Superficies típicas de fallo potencial por rasante

**6.6.6.2 Valor de cálculo de la resistencia a rasante**

- (1) El valor de cálculo de la resistencia a rasante del ala de hormigón (planos de cortante a-a ilustrados en la figura 6.15) debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (2) En ausencia de un cálculo más preciso, el valor de cálculo de la resistencia a rasante de cualquier superficie potencial de fallo por rasante en el ala o en un nervio puede determinarse del punto (4) del apartado 6.2.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004. En una superficie de cortante que rodee los conectores (por ejemplo la superficie de cortante b-b en la figura 6.15), la dimensión  $h_f$  debería tomarse como la longitud de la superficie de cortante.
- (3) La armadura transversal eficaz por unidad de longitud,  $A_{st}/s_f$  de la Norma EN 1992-1-1:2004, debería ser como la que se muestra en la figura 6.15, en la que  $A_b$ ,  $A_t$  y  $A_{bh}$  son áreas de armadura por unidad de longitud de viga ancladas de acuerdo con el apartado 8.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004 para la armadura longitudinal.
- (4) Cuando se emplee una combinación de elementos prefabricados y hormigón *in-situ*, la resistencia a rasante debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.5 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

**6.6.6.3 Armadura transversal mínima**

- (1) El área mínima de armadura debería determinarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 9.2.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, empleando las definiciones adecuadas a la armadura transversal.

**6.7 Pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos**

**6.7.1 Generalidades**

- (1)P El apartado 6.7 se aplica al cálculo de pilares mixtos y otros elementos mixtos comprimidos parcial o totalmente embebidos en hormigón y de tubos circulares y rectangulares rellenos de hormigón, véase la figura 6.17.
- (2)P Este apartado se aplica a pilares y elementos comprimidos con acero de tipos S235 a S460 y hormigón de densidad normal con clases de resistencia C20/25 a C50/60.

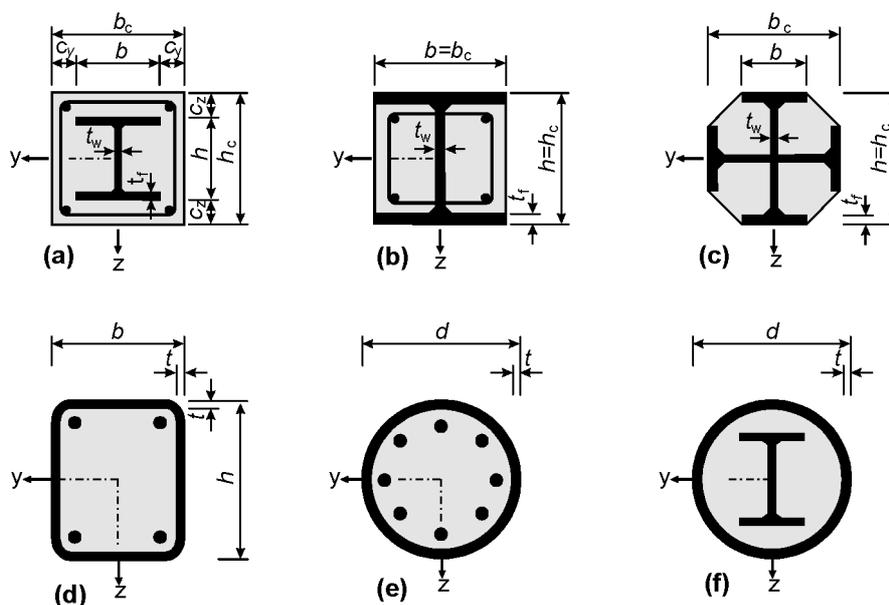


Figura 6.17 – Secciones transversales típicas de pilares mixtos y notación

(3) Este apartado se aplica a pilares aislados y a pilares y elementos mixtos comprimidos de estructuras reticuladas donde los otros elementos estructurales son elementos bien mixtos o bien de acero.

(4) El coeficiente de contribución del acero  $\delta$  debería cumplir la siguiente condición:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (6.27)$$

donde  $\delta$  está definido en el punto (1) del apartado 6.7.3.3.

(5) Los pilares mixtos o elementos mixtos comprimidos de cualquier sección transversal deberían comprobarse para:

- resistencia del elemento de acuerdo con los apartados 6.7.2 o 6.7.3;
- resistencia a la abolladura local de acuerdo con los puntos (8) y (9) siguientes;
- introducción de las cargas de acuerdo con el apartado 6.7.4.2; y
- resistencia a rasante entre los elementos de acero y hormigón de acuerdo con el apartado 6.7.4.3.

(6) Se indican dos métodos de cálculo:

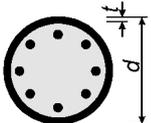
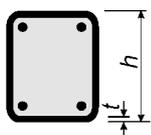
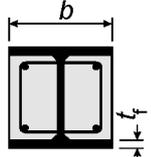
- un método general en el apartado 6.7.2 cuyo campo de aplicación incluye a los elementos con secciones transversales no simétricas o no uniformes a lo largo de la longitud del pilar; y
- un método simplificado en el apartado 6.7.3 para elementos con secciones transversales doblemente simétricas y uniformes a lo largo de la longitud del pilar.

(7) Para elementos mixtos comprimidos sometidos a momentos flectores y esfuerzos axiales producidos por acciones independientes, el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_f$  debería reducirse en un 20% para aquellos esfuerzos que produzcan un aumento de la resistencia.

(8)P Debe considerarse en el cálculo la influencia de la abolladura local de la sección de acero en la resistencia.

(9) Los efectos de la abolladura local pueden despreciarse en una sección de acero totalmente embebida de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.7.5.1, y en otros tipos de secciones transversales siempre que no se superen los valores máximos de la tabla 6.3.

**Tabla 6.3 – Valores máximos de  $(d/t)$ ,  $(h/t)$  y  $(b/t_f)$  con  $f_y$  en  $\text{N/mm}^2$**

Sección transversal	máx $(d/t)$ , máx $(h/t)$ y máx $(b/t)$
Sección circular hueca de acero 	máx. $(d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Sección rectangular hueca de acero 	máx. $(h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Sección en doble T, parcialmente embebida 	máx. $(b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

### 6.7.2 Método general de cálculo

(1)P La evaluación de la estabilidad estructural debe tener en cuenta los efectos de segundo orden incluyendo las tensiones residuales, las imperfecciones geométricas, la inestabilidad local, la fisuración del hormigón, la fluencia y retracción del hormigón y la plastificación del acero estructural y de las armaduras. El cálculo debe asegurar que no se produce inestabilidad para la combinación de acciones más desfavorable en los estados límite últimos y que no se supera la resistencia de la sección transversal sometida a flexión, axil y cortante.

(2)P Los efectos de segundo orden deben considerarse en cualquier dirección en la que pueda producirse el fallo, si afectan la estabilidad estructural significativamente.

(3)P Los esfuerzos deben determinarse mediante análisis elastoplástico.

(4) Puede suponerse que las secciones planas se mantienen planas. Puede suponerse una acción mixta completa entre los componentes de acero y de hormigón del elemento hasta la rotura.

(5)P Debe despreciarse la resistencia a tracción del hormigón. Puede tenerse en cuenta la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en la rigidez a flexión.

(6)P Los efectos de la retracción y la fluencia deben considerarse si pueden reducir la estabilidad estructural de forma significativa.

(7) Como simplificación, los efectos de la retracción y la fluencia pueden ignorarse si el incremento en los momentos flectores de primer orden debidos a las deformaciones de fluencia junto con los esfuerzos axiales producidos por las cargas permanentes no es mayor del 10%.

(8) En el análisis no lineal deberían emplearse las siguientes leyes de tensión-deformación:

- para el hormigón comprimido, como se indica en el apartado 3.1.5 de la Norma EN 1992-1-1:2004;
- para el acero de la armadura pasiva, como se indica en el apartado 3.2.7 de la Norma EN 1992-1-1:2004;
- para el acero estructural, como se indica en el punto (4) del apartado 5.4.3 de la Norma EN 1993-1-1:2005.

(9) Como simplificación, en lugar del efecto de las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas, pueden emplearse imperfecciones iniciales equivalentes en forma de arco (imperfecciones de los elementos) de acuerdo con la tabla 6.5.

### 6.7.3 Método simplificado de cálculo

#### 6.7.3.1 Generalidades y campo de aplicación

(1) El campo de aplicación de este método simplificado se limita a elementos de sección transversal doblemente simétrica y uniforme a lo largo de la longitud del elemento con secciones laminadas, conformadas en frío o soldadas. El método simplificado no es aplicable si el componente de acero estructural está formado por dos o más secciones no conectadas. La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  definida en el apartado 6.7.3.3 debería cumplir la siguiente condición:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.28)$$

(2) Para una sección de acero totalmente embebida, véase la figura 6.17(a), los límites del máximo espesor de recubrimiento de hormigón que puede utilizarse en los cálculos son:

$$\text{máx. } c_z = 0,3 h \quad \text{máx. } c_y = 0,4 b \quad (6.29)$$

(3) La armadura longitudinal que puede emplearse en el cálculo no debería superar el 6% del área de hormigón.

(4) La proporción entre el canto y la anchura de la sección transversal de la sección mixta debería estar entre los límites 0,2 y 5,0.

#### 6.7.3.2 Resistencia de las secciones transversales

(1) La resistencia plástica a compresión  $N_{pl,Rd}$  de una sección mixta debería calcularse sumando las resistencias plásticas de sus componentes:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$$

La expresión (6.30) se aplica a secciones de acero parcial o totalmente embebidas en hormigón. Si la sección es de acero rellena de hormigón, el coeficiente 0,85 puede sustituirse por 1,0.

(2) La resistencia de una sección transversal a flexocompresión y la curva de interacción correspondiente pueden calcularse suponiendo un bloque rectangular de tensiones como se muestra en la figura 6.18, teniendo en cuenta el valor de cálculo del esfuerzo cortante  $V_{Ed}$  de acuerdo con el punto (3). La resistencia a tracción del hormigón debería despreciarse.

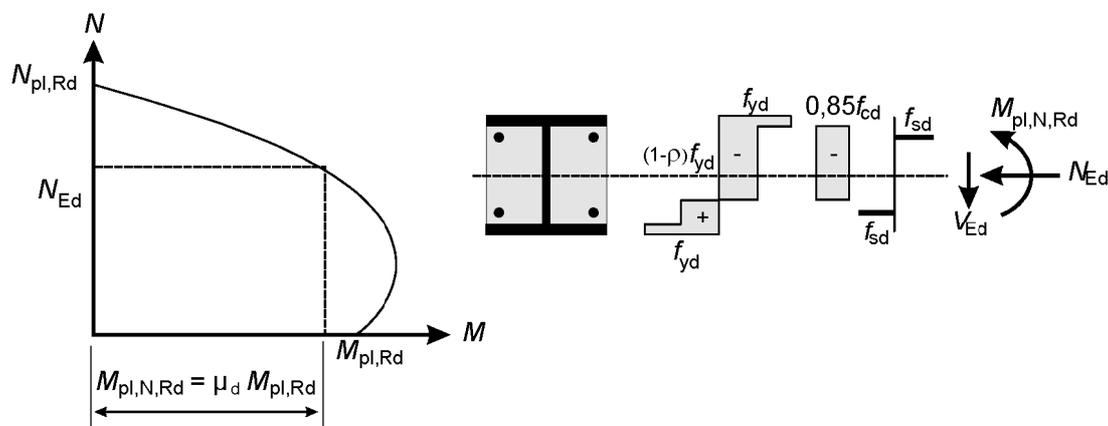


Figura 6.18 – Curva de interacción para una combinación de compresión y flexión uniaxial (flexocompresión uniaxial)

(3) La influencia de los esfuerzos cortantes transversales en la resistencia a flexión y a esfuerzo axial debería considerarse cuando se determine la curva de interacción, si el esfuerzo cortante  $V_{a,Ed}$  en la sección de acero supera el 50% del valor de cálculo de la resistencia a cortante  $V_{pl,a,Rd}$  de la sección de acero, véase el apartado 6.2.2.2.

Si  $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$ , la influencia del cortante en la resistencia a flexocompresión debería tenerse en cuenta mediante una reducción del valor de cálculo de la resistencia del acero  $(1 - \rho)f_{yd}$  en el área de cortante  $A_v$  de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.2.2.4 y la figura 6.18.

El esfuerzo cortante  $V_{a,Ed}$  no debería superar la resistencia a cortante de la sección de acero determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2. La resistencia a cortante  $V_{c,Ed}$  de la parte de hormigón armado debería comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(4) Salvo que se efectúe un análisis más preciso,  $V_{Ed}$  puede distribuirse en  $V_{a,Ed}$  actuando en el acero estructural y  $V_{c,Ed}$  actuando en la sección de hormigón armado de la forma siguiente:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

donde

$M_{pl,a,Rd}$  es el momento plástico resistente de la sección de acero; y

$M_{pl,Rd}$  es el momento plástico resistente de la sección mixta.

Como simplificación, se puede considerar que  $V_{Ed}$  actúa únicamente en la sección de acero estructural.

(5) Como simplificación, la curva de interacción puede reemplazarse por un diagrama poligonal (la línea continua en la figura 6.19). La figura 6.19 muestra, como ejemplo, la distribución plástica de tensiones de una sección totalmente embebida para los puntos A a D.  $N_{pm,Rd}$  debería tomarse como  $0,85 f_{cd} A_c$  para secciones parcial o totalmente embebidas en hormigón, véanse las figuras 6.17(a) a (c), y como  $f_{cd} A_c$  para secciones rellenas de hormigón, véanse las figuras 6.17(d) a (f).

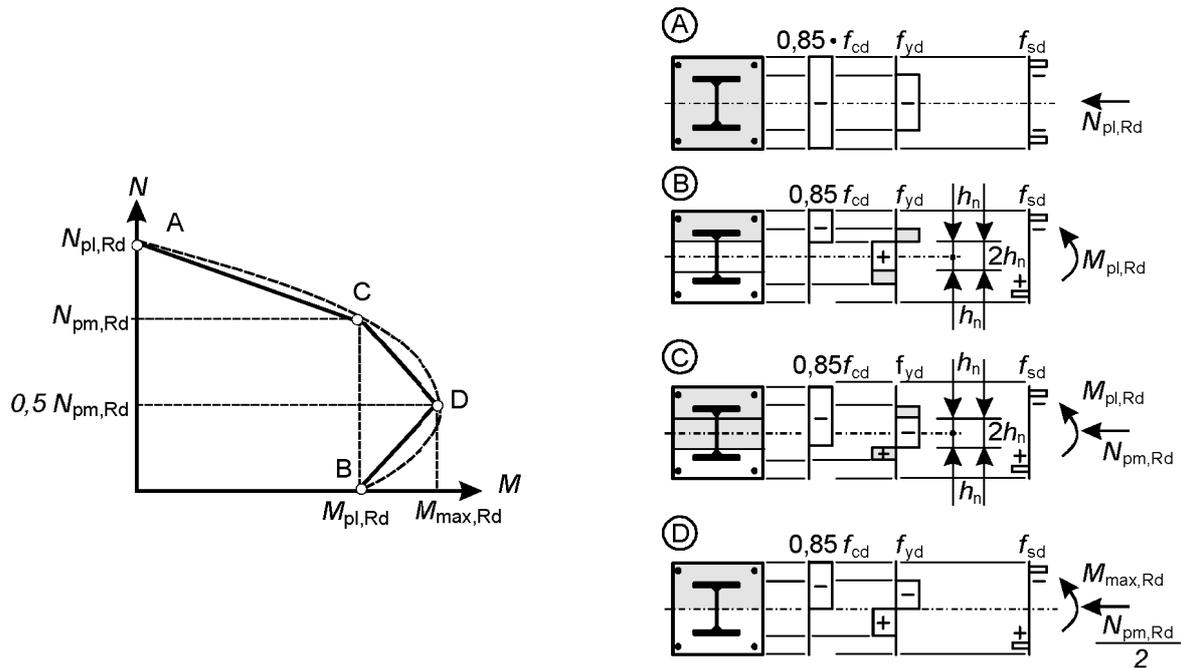


Figura 6.19 – Curva de interacción simplificada y sus distribuciones de tensión correspondientes

(6) En los tubos rellenos de hormigón de sección transversal circular puede tenerse en cuenta el aumento de la resistencia del hormigón producido por su confinamiento, siempre que la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  definida en el apartado 6.7.3.3 no supere 0,5 y que  $e/d < 0,1$ , donde  $e$  es la excentricidad de la carga dada por  $M_{Ed}/N_{Ed}$  y  $d$  es el diámetro exterior del pilar. La resistencia plástica a compresión puede entonces calcularse con la expresión siguiente:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left( 1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \tag{6.33}$$

donde  $t$  es el espesor del tubo de acero.

En elementos con  $e = 0$ , los valores  $\eta_a = \eta_{a0}$  y  $\eta_c = \eta_{c0}$  se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$\eta_{a0} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad (\text{pero } \leq 1,0) \tag{6.34}$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad (\text{pero } \geq 1,0) \tag{6.35}$$

En elementos sometidos a flexocompresión con  $0 < e/d < 0,1$ , los valores  $\eta_a$  y  $\eta_c$  deberían determinarse mediante las expresiones (6.36) y (6.37), donde  $\eta_{a0}$  y  $\eta_{c0}$  se obtienen de las expresiones (6.34) y (6.35):

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) (10 e/d) \tag{6.36}$$

$$\eta_c = \eta_{c0} (1 - 10 e/d) \tag{6.37}$$

Para  $e/d > 0,1$ ,  $\eta_a = 1,0$  y  $\eta_c = 0$ .

### 6.7.3.3 Rigidez eficaz a flexión, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa

(1) El coeficiente de contribución del acero,  $\delta$  se define como:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

donde  $N_{pl,Rd}$  es la resistencia plástica a compresión definida en el punto (1) del apartado 6.7.3.2.

(2) La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  para el plano de flexión considerado viene dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

donde

$N_{pl,Rk}$  es el valor característico de la resistencia plástica a compresión dada por la expresión (6.30) si, en vez de las resistencias de cálculo, se emplean los valores característicos;

$N_{cr}$  es el axil crítico elástico para el modo de pandeo pertinente, calculado con la rigidez eficaz a flexión  $(EI)_{eff}$  determinada de acuerdo con los puntos (3) y (4).

(3) Para determinar la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  y el axil crítico elástico  $N_{cr}$ , el valor característico de la rigidez eficaz a flexión  $(EI)_{eff}$  de una sección transversal de un pilar mixto debería calcularse como:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

donde

$K_e$  es un coeficiente de corrección que debería tomarse como 0,6;

$I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  son los momentos de inercia de la sección de acero estructural, la sección sin fisurar de hormigón y de las armaduras, para el plano de flexión considerado.

(4) Debería tenerse en cuenta la influencia de los efectos diferidos en la rigidez elástica eficaz a flexión. El módulo de elasticidad del hormigón  $E_{cm}$  debería reducirse al valor  $E_{c,eff}$  de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (6.41)$$

donde

$\varphi_t$  es el coeficiente de fluencia de acuerdo al punto (2) del apartado 5.4.2.2;

$N_{Ed}$  es el valor de cálculo del esfuerzo axil total;

$N_{G,Ed}$  es la parte de ese esfuerzo axil que es permanente.

### 6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos

(1) Para las comprobaciones de los elementos, el cálculo debería basarse en análisis elástico lineal de segundo orden.

(2) Para determinar los esfuerzos, el valor de cálculo de la rigidez eficaz a flexión  $(EI)_{\text{eff,II}}$  debería determinarse con la siguiente expresión:

$$(EI)_{\text{eff,II}} = K_o (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.42)$$

donde

$K_{e,II}$  es un coeficiente de corrección que debería tomarse como 0,5;

$K_o$  es un coeficiente de calibración que debería tomarse como 0,9.

Los efectos diferidos deberían tenerse en cuenta de acuerdo con el punto (4) del apartado 6.7.3.3.

(3) No es necesario considerar los efectos de segundo orden cuando el punto (3) del apartado 5.2.1 sea de aplicación y la carga crítica elástica se determine con la rigidez a flexión  $(EI)_{\text{eff,II}}$  de acuerdo con el punto (2).

(4) La influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales puede tenerse en cuenta mediante imperfecciones geométricas equivalentes. Las imperfecciones equivalentes de elementos para pilares mixtos se obtienen en la tabla 6.5, donde  $L$  es la longitud del pilar.

(5) Dentro de la longitud del pilar, los efectos de segundo orden pueden considerarse multiplicando el mayor valor de cálculo del momento flector de primer orden  $M_{Ed}$  por un coeficiente  $k$  dado por:

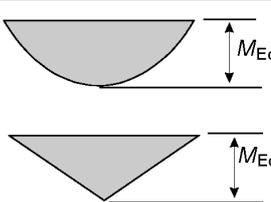
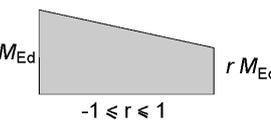
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}}, \geq 1,0 \quad (6.43)$$

donde

$N_{cr,eff}$  es el axil crítico para el eje pertinente, correspondiente a la rigidez eficaz a flexión dada en el punto (2) del apartado 6.7.3.4, tomando como longitud eficaz la longitud del pilar;

$\beta$  es un coeficiente de momento equivalente dado en la tabla 6.4.

**Tabla 6.4 – Coeficiente  $\beta$  para determinar momentos en la teoría de segundo orden**

Le y de momentos	Coefficientes de momento $\beta$	Notas
	<p>Momentos de primer orden producidos por las imperfecciones del elemento o por la carga lateral:</p> $\beta = 1,0$	<p><math>M_{Ed}</math> es el máximo momento flector en el interior del pilar ignorando los efectos de segundo orden</p>
	<p>Momentos en los extremos:</p> $\beta = 0,66 + 0,44r$ <p>pero <math>\beta \geq 0,44</math></p>	<p><math>M_{Ed}</math> y <math>r M_{Ed}</math> son los momentos en los extremos, obtenidos del análisis global de primer o de segundo orden</p>

### 6.7.3.5 Resistencia de elementos comprimidos

(1) Los elementos pueden comprobarse empleando análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 teniendo en cuenta las imperfecciones de los elementos.

(2) Como simplificación en elementos comprimidos el valor de cálculo del esfuerzo axial,  $N_{Ed}$ , debería cumplir:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.44)$$

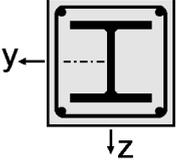
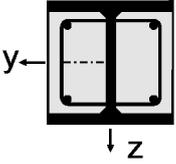
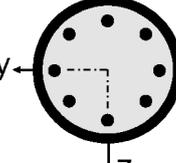
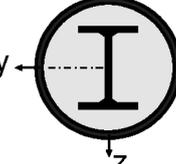
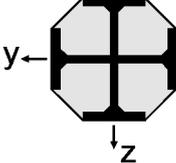
donde

$N_{pl,Rd}$  es la resistencia plástica de la sección mixta de acuerdo con el punto (1) del apartado 6.7.3.2, pero con  $f_{yd}$  determinado empleando el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_{M1}$  dado por el punto (1) del apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1:2005;

$\chi$  es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo pertinente, dado en el apartado 6.3.1.2 de la Norma EN 1993-1-1:2005 en términos de la esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  pertinente.

Las curvas de pandeo pertinentes para las secciones transversales de los pilares mixtos se indican en la tabla 6.5, donde  $\rho_s$  es la cuantía de armadura  $A_s/A_c$ .

Tabla 6.5 – Curvas de pandeo e imperfecciones para pilares mixtos

Sección transversal	Límites	Ejes de pandeo	Curva de pandeo	Imperfección del elemento
sección embebida en hormigón 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
sección parcialmente embebida en hormigón 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
sección circular o rectangular hueca de acero 		cualquiera	a	$L/300$
		cualquiera	b	$L/200$
sección circular hueca de acero con sección adicional en doble T 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
sección parcialmente embebida en hormigón con dobles T en cruz 		cualquiera	b	$L/200$

### 6.7.3.6 Resistencia de elementos bajo una combinación de compresión y flexión uniaxial

- (1) Se debería cumplir la condición siguiente, basada en la curva de interacción determinada de acuerdo a los puntos (2) a (5) del apartado 6.7.3.2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.45)$$

donde

$M_{Ed}$  es el mayor valor entre los momentos en los extremos y el máximo momento flector en la longitud del pilar, calculado de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, incluyendo las imperfecciones y los efectos de segundo orden si es necesario;

$M_{pl,N,Rd}$  es el momento plástico resistente teniendo en cuenta el esfuerzo axial  $N_{Ed}$ , dado por  $\mu_d M_{pl,Rd}$ , véase la figura 6.18.

$M_{pl,Rd}$  es el momento plástico resistente, dado por el punto B en la figura 6.19.

Para aceros con tipos comprendidos entre S235 y S355, ambos inclusive, el coeficiente  $\alpha_M$  debería tomarse como 0,9 y para los tipos de acero S420 y S460 como 0,8.

- (2) El valor  $\mu_d = \mu_{dy}$  o  $\mu_{dz}$ , véase la figura 6.20, se refiere al valor de cálculo del momento plástico resistente  $M_{pl,Rd}$  en el plano de flexión considerado. Los valores  $\mu_d$  mayores que 1,0 solo deberían emplearse cuando el momento flector  $M_{Ed}$  depende directamente de la acción del esfuerzo axial  $N_{Ed}$ , por ejemplo cuando el momento  $M_{Ed}$  procede de la excentricidad del esfuerzo axial  $N_{Ed}$ . En caso contrario, es necesaria una comprobación adicional de acuerdo con el punto (7) del apartado 6.7.1.

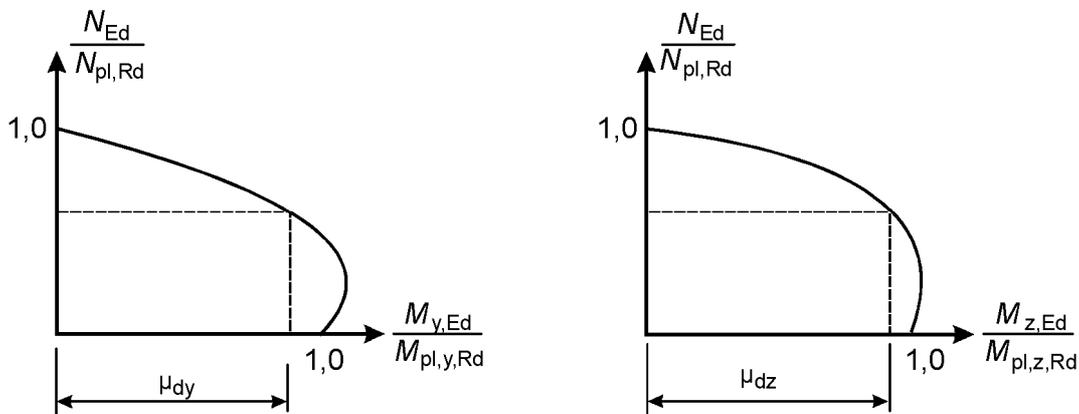


Figura 6.20 – Cálculo a compresión y flexión esviada (flexocompresión esviada)

### 6.7.3.7 Combinación de compresión y flexión esviada

- (1) En pilares y elementos mixtos comprimidos con flexión esviada (biaxial) los valores  $\mu_{dy}$  y  $\mu_{dz}$  en la figura 6.20 pueden calcularse de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 de forma independiente para cada eje. Se deberían considerar sólo las imperfecciones en el plano en el que se espera que se produzca el fallo. Si no es evidente cuál es el plano más crítico, deberían realizarse comprobaciones en ambos planos.

- (2) En el caso de combinación de compresión y flexión esviada deberían cumplirse las siguientes condiciones para la comprobación de la estabilidad en la longitud del pilar y para la comprobación en el extremo:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.47)$$

donde

$M_{pl,y,Rd}$  y  $M_{pl,z,Rd}$  son los momentos plásticos resistentes de los planos de flexión correspondientes;

$M_{y,Ed}$  y  $M_{z,Ed}$  son los valores de cálculo de los momentos flectores incluyendo los efectos de segundo orden y las imperfecciones de acuerdo con el apartado 6.7.3.4;

$\mu_{dy}$  y  $\mu_{dz}$  se definen en el apartado 6.7.3.6;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$  y  $\alpha_M = \alpha_{M,z}$  se indican en el punto (1) del apartado 6.7.3.6.

## 6.7.4 Conexión e introducción de las cargas

### 6.7.4.1 Generalidades

(1)P En las zonas de introducción de las cargas se deben tomar las medidas necesarias para que los esfuerzos aplicados desde los elementos unidos a los extremos, y las cargas aplicadas a lo largo de la longitud, se distribuyan entre los componentes de acero y de hormigón, teniendo en cuenta la resistencia a rasante en la interfaz entre el acero y el hormigón. Se debe disponer una trayectoria de las cargas claramente definida, que no produzca un deslizamiento significativo entre las superficies de contacto que invalidaría las hipótesis de cálculo.

(2)P Cuando los pilares mixtos y los elementos comprimidos estén sometidos a un cortante transversal significativo, como por ejemplo mediante cargas transversales locales y mediante momentos en los extremos, se deben tomar las medidas necesarias para transferir el rasante correspondiente a través de la interfaz entre acero y hormigón.

(3) En pilares sometidos a carga axil y elementos comprimidos, no es necesario considerar el rasante fuera de las áreas de introducción de las cargas.

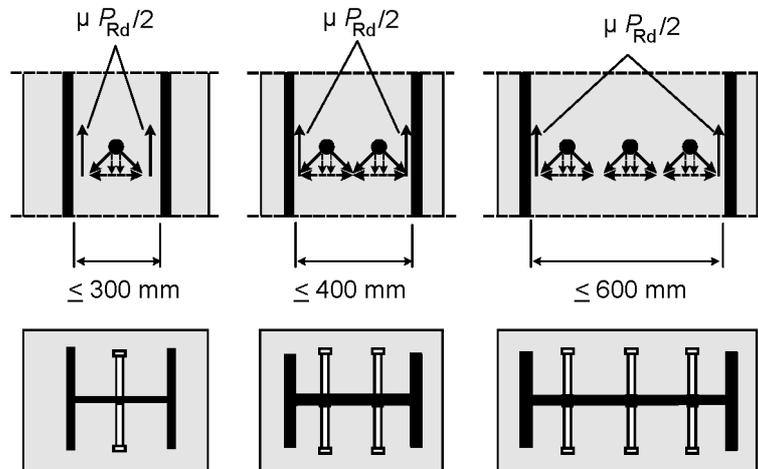
### 6.7.4.2 Introducción de las cargas

(1) Deberían disponerse conectadores en la zona de introducción de las cargas y en las zonas con cambio de sección transversal, si se supera el valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante  $\tau_{Rd}$ , véase el apartado 6.7.4.3, en la interfaz entre el acero y el hormigón. Los esfuerzos rasantes deberían determinarse a partir de la variación de los esfuerzos de la sección de acero o de hormigón armado dentro de la longitud de introducción de las cargas. Si las cargas se introducen solamente en la sección transversal de hormigón, deberían tenerse en cuenta los valores obtenidos del análisis elástico considerando fluencia y retracción. En caso contrario, las fuerzas en la interfaz deberían determinarse mediante la teoría elástica o la teoría plástica, para determinar el caso más desfavorable.

(2) En ausencia de un método más preciso, la longitud de introducción de las cargas no debería superar  $2d$  o  $L/3$ , donde  $d$  es la mínima dimensión transversal del pilar y  $L$  es la longitud del pilar.

(3) En pilares sometidos a carga axil y en elementos mixtos comprimidos no es necesario disponer una conexión a cortante para la introducción de las cargas mediante chapas frontales si toda la interfaz entre la sección de hormigón y la chapa frontal está permanentemente comprimida, teniendo en cuenta la fluencia y la retracción. En caso contrario, la introducción de las cargas debería comprobarse de acuerdo con el punto (5). En tubos o secciones circulares rellenos de hormigón el efecto producido por el confinamiento puede considerarse, si se satisfacen las condiciones indicadas en el punto (6) del apartado 6.7.3.2, empleando los valores  $\eta_a$  y  $\eta_c$  para  $\bar{\lambda}$  igual a cero.

(4) Cuando los pernos conectadores están vinculados al alma de una sección de acero en doble T o similar, total o parcialmente embebida en hormigón, pueden tenerse en cuenta las fuerzas de rozamiento que desarrollan las alas de acero adyacentes al evitar la expansión lateral del hormigón. Esta resistencia puede sumarse a la resistencia de los conectadores calculada. La resistencia adicional puede suponerse que es  $\mu P_{Rd}/2$  en cada ala y cada fila horizontal de pernos, como muestra la figura 6.21, donde  $\mu$  puede tomarse como 0,5.  $P_{Rd}$  es la resistencia de un único conectador de acuerdo con el apartado 6.6.3.1. En ausencia de mejor información procedente de ensayos, la distancia libre entre las alas no debería superar los valores indicados en la figura 6.21.



**Figura 6.21 – Fuerzas de rozamiento adicionales en pilares mixtos por el uso de pernos con cabeza**

(5) Si la sección transversal está parcialmente cargada (como por ejemplo en la figura 6.22(a), las cargas pueden distribuirse con una pendiente de 1:2,5 a lo largo del espesor  $t_c$  de la chapa frontal. Las tensiones en el hormigón deberían por tanto limitarse en el área de introducción eficaz de las cargas, en secciones huecas rellenas de hormigón de acuerdo con el punto (6) y en todos los demás tipos de secciones transversales de acuerdo con el apartado 6.7 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(6) Si el hormigón de una sección hueca circular o cuadrada rellena de hormigón está cargado sólo parcialmente, por ejemplo mediante cartelas que atraviesan el perfil o mediante rigidizadores como muestra la figura 6.22, el valor de cálculo de la resistencia local del hormigón,  $\sigma_{c,Rd}$  bajo la cartela o el rigidizador, resultante de las fuerzas internas de la sección de hormigón, debería determinarse mediante:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (6.48)$$

donde

$t$  es el espesor de pared del tubo de acero;

$a$  es el diámetro del tubo o la anchura de la sección cuadrada;

$A_c$  es el área de la sección transversal de la sección de hormigón del pilar;

$A_1$  es el área cargada bajo la cartela, véase la figura 6.22;

$\eta_{cL} = 4,9$  para tubos circulares de acero y  $3,5$  para secciones cuadradas.

La razón  $A_c/A_1$  no debería superar el valor 20. Las soldaduras entre la cartela y las secciones huecas de acero se deberían calcular de acuerdo con el capítulo 4 de la Norma EN 1993-1-8:2005.

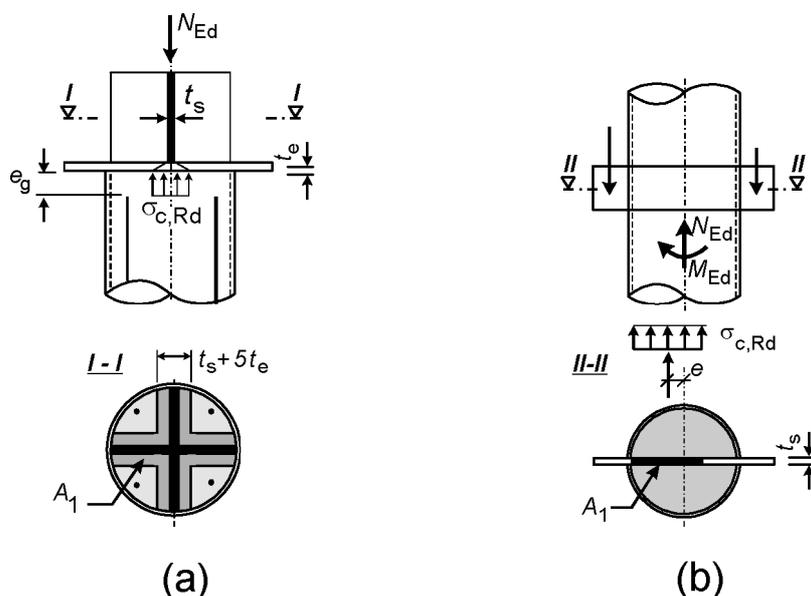


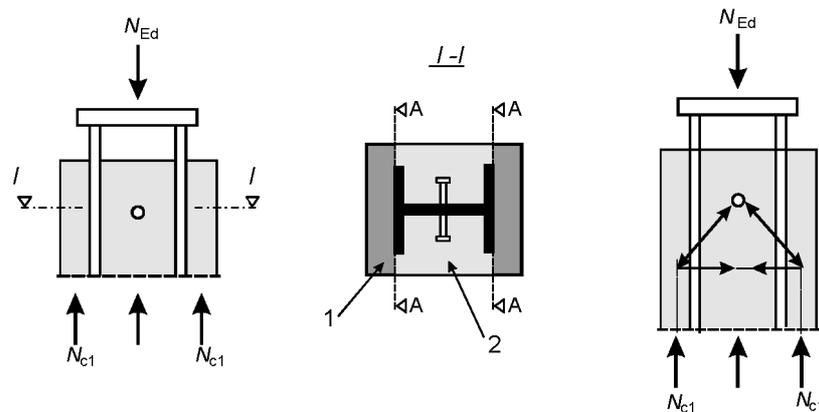
Figura 6.22 – Sección circular hueca rellena de hormigón cargada parcialmente

(7) En secciones circulares huecas rellenas de hormigón, se puede tener en cuenta la armadura longitudinal en la resistencia del pilar, aunque la armadura no esté soldada a las chapas frontales o en contacto directo con ellas, siempre que:

- no sea necesaria la comprobación de fatiga;
- la distancia  $e_g$  entre la armadura y la chapa frontal no supere 30 mm, véase la figura 6.22(a).

(8) La armadura transversal debería ser conforme con el apartado 9.5.3 de la Norma EN 1992-1-1:2004. En el caso de secciones de acero parcialmente embebidas, el hormigón debería disponerse con la armadura transversal distribuida de acuerdo con la figura 6.10 de la Norma EN 1994-1-1:2004.

(9) En el caso de introducción de las cargas solamente a través de la sección de acero o de la sección de hormigón, en las secciones de acero totalmente embebidas, la armadura transversal debería calcularse para resistir el rasante originado por la transmisión de la fuerza axial ( $N_{c1}$  en la figura 6.23) desde las partes de hormigón con conexión directa mediante conectadores a las partes sin conexión directa (véase la sección A-A de la figura 6.23; la zona sombreada fuera de las alas de la figura 6.23 se debería considerar como zona sin conexión directa). El cálculo y disposición de la armadura transversal debería basarse en un modelo de celosía suponiendo un ángulo de  $45^\circ$  entre las bielas comprimidas de hormigón y el eje del elemento.



Leyenda

- 1 Sin conexión directa  
2 Con conexión directa

**Figura 6.23 – Áreas de hormigón con y sin conexión directa para el cálculo de la armadura transversal**

#### 6.7.4.3 Rasante fuera de las áreas de introducción de las cargas

- (1) Fuera del área de introducción de las cargas, el rasante en la interfaz entre el hormigón y el acero debería comprobarse cuando está causado por cargas transversales y/o momentos en los extremos. Se deberían disponer conectadores, siguiendo la distribución del valor de cálculo del rasante, cuando éste supere el valor de cálculo de la resistencia a rasante  $\tau_{Rd}$ .
- (2) En ausencia de un método más preciso, puede emplearse el análisis elástico para determinar el rasante en la interfaz, considerando los efectos diferidos y la fisuración del hormigón.
- (3) Pueden tomarse para  $\tau_{Rd}$  los valores dados en la tabla 6.6 siempre que la superficie de la sección de acero en contacto con el hormigón esté sin pintar y limpia de aceite, grasa y sin óxido o herrumbre.

**Tabla 6.6 – Valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante  $\tau_{Rd}$**

Tipo de sección transversal	$\tau_{Rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Secciones de acero totalmente embebidas en hormigón	0,30
Secciones circulares huecas rellenas de hormigón	0,55
Secciones rectangulares huecas rellenas de hormigón	0,40
Alas de secciones parcialmente embebidas	0,20
Almas de secciones parcialmente embebidas	0,00

(4) El valor de  $\tau_{Rd}$  dado en la tabla 6.6 para secciones de acero totalmente embebidas en hormigón se aplica a secciones con un recubrimiento mínimo de hormigón de 40 mm y armadura longitudinal y transversal de acuerdo con el apartado 6.7.5.2. Para recubrimientos de hormigón mayores y armadura adecuada, pueden emplearse valores mayores de  $\tau_{Rd}$ . Salvo que se compruebe mediante ensayos, en las secciones totalmente embebidas puede emplearse un valor incrementado  $\beta_c \tau_{Rd}$ , con  $\beta_c$  dado por:

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left( 1 - \frac{c_{z,\min.}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

donde

$c_z$  es el valor nominal en mm del recubrimiento de hormigón, véase la figura 6.17(a);

$c_{z,\min.} = 40$  mm es el recubrimiento mínimo del hormigón;

(5) Salvo que se verifiquen de otro modo, deberían disponerse siempre conectadores en secciones en doble T parcialmente embebidas con un esfuerzo cortante originado por la flexión según el eje débil debida a carga lateral o a momentos en los extremos. Si la resistencia a cortante no se considera tan solo como la correspondiente al acero estructural, entonces la armadura transversal necesaria para el esfuerzo cortante  $V_{c,Ed}$  de acuerdo con el punto (4) del apartado 6.7.3.2 debería soldarse al alma de la sección de acero o debería atravesar el alma de la sección de acero.

## 6.7.5 Disposiciones para detalles constructivos

### 6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras

(1)P En secciones de acero totalmente embebidas debe disponerse, al menos, un recubrimiento mínimo de hormigón armado que asegure la transmisión segura de las fuerzas de adherencia, la protección del acero contra la corrosión y el desconchado del hormigón.

(2) El recubrimiento de hormigón de un ala de una sección de acero totalmente embebida no debería ser menor de 40 mm, ni menor que un sexto de la anchura  $b$  del ala.

(3) Para el recubrimiento de armaduras en puentes, véase el capítulo 4.

### 6.7.5.2 Armadura longitudinal y transversal

(1) La armadura longitudinal en pilares embebidos en hormigón que se considera en la resistencia de la sección transversal no debería ser menor del 0,3% de la sección transversal de hormigón. En las secciones huecas rellenas de hormigón normalmente no es necesaria armadura longitudinal, si no se requiere cálculo para garantizar la resistencia al fuego.

(2) Las armaduras transversal y longitudinal en pilares total o parcialmente embebidos en hormigón se deberían calcular y sus detalles constructivos se deberían definir de acuerdo con las especificaciones del apartado 9.5 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(3) La distancia libre entre las barras de armadura longitudinal y la sección de acero estructural puede ser menor que lo especificado en el punto (2), e incluso cero. En este caso, el perímetro eficaz  $c$  de la barra de armadura para la adherencia debería considerarse como la mitad o un cuarto de su perímetro, como se muestra en los casos (a) y (b) de la figura 6.24, respectivamente.

(4) En elementos total o parcialmente embebidos, cuando las condiciones ambientales sean de clase X0 de acuerdo con la tabla 4.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004 y se desprece la armadura longitudinal en el cálculo, debería disponerse una armadura longitudinal mínima de 8 mm de diámetro y 250 mm de separación, y una armadura transversal de 6 mm de diámetro y 200 mm de separación. Como alternativa puede emplearse un mallazo de 4 mm de diámetro.

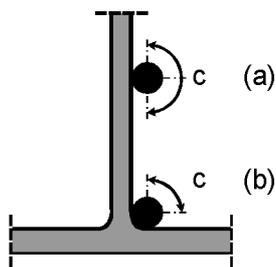


Figura 6.24 – Perímetro eficaz  $c$  de una barra de armadura

## 6.8 Fatiga

### 6.8.1 Generalidades

- (1)P La resistencia a fatiga de las estructuras mixtas debe comprobarse cuando la estructura esté sometida a fluctuaciones repetidas de tensiones.
- (2)P El cálculo para el estado límite de fatiga debe asegurar, con un aceptable nivel de probabilidad, que la estructura no va a fallar por fatiga o precisar una reparación de los daños provocados por fatiga durante toda su vida útil de cálculo.
- (3) En pernos conectadores con cabeza en puentes, el esfuerzo cortante máximo por conector bajo la combinación característica de acciones, no debería superar el valor  $k_s P_{Rd}$ , donde  $P_{Rd}$  se determina de acuerdo con el apartado 6.6.3.1.

NOTA El coeficiente  $k_s$  puede indicarse en el anexo nacional. El valor recomendado es  $k_s = 0,75$ .

- (4) No es necesaria ninguna evaluación de fatiga para el acero estructural cuando sea de aplicación el punto (2) del apartado 9.1.1 de la Norma EN 1993-2.
- (5) No es necesaria ninguna evaluación de fatiga para el hormigón y la armadura cuando sean de aplicación el punto (107) del apartado 6.8.4 de la Norma EN 1992-2 o las excepciones enumeradas en el punto (102) del apartado 6.8.1 de la Norma EN 1992-2.

### 6.8.2 Coeficientes parciales de seguridad para la evaluación de fatiga de puentes

- (1) Los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_{Mf}$  para la resistencia a fatiga se indican en el apartado 9.3 de la Norma EN 1993-2 para los elementos de acero y en el apartado 2.4.2.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004 para el hormigón y la armadura. Debería aplicarse un coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_{Mf,s}$  para los pernos con cabeza sometidos a cortante.
- (2) Se deberían aplicar los coeficientes parciales de seguridad para cargas de fatiga,  $\gamma_{ff}$ .

NOTA Los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_{ff}$  se indican en las notas del punto (1) del apartado 9.3 de la Norma EN 1993-2.

### 6.8.3 Resistencia a fatiga

- (1) La resistencia a fatiga para el acero estructural y para las soldaduras debería tomarse del capítulo 7 de la Norma EN 1993-1-9:2005.
- (2) La resistencia a fatiga de las armaduras pasivas y activas de acero debería tomarse de la Norma EN 1992-1-1:2004. Para el hormigón se aplica el apartado 6.8.5 de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (3) La curva de resistencia a fatiga de un perno con cabeza soldado automáticamente de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 se muestra en la figura 6.25 y, para hormigón de densidad normal, viene dada por:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (6.50)$$

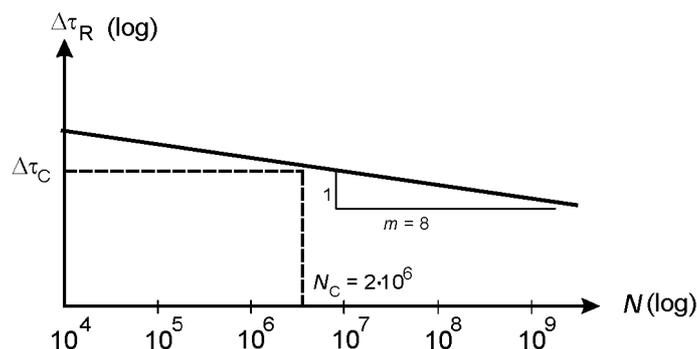
donde

$\Delta\tau_R$  es la resistencia a fatiga por tensiones tangenciales relativa al área de la sección transversal del vástago del perno, empleando el diámetro nominal  $d$  del vástago;

$\Delta\tau_c$  es el valor de referencia a  $N_c = 2 \times 10^6$  ciclos, siendo  $\Delta\tau_c$  igual a  $90 \text{ N/mm}^2$ ;

$m$  es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con el valor  $m=8$ ;

$N_R$  es el número de ciclos de variación de tensión;



**Figura 6.25 – Curva de resistencia a fatiga para pernos con cabeza en losas macizas**

(4) Para pernos en hormigón ligero con una clase de densidad de acuerdo con el capítulo 11 de la Norma EN 1992-1-1:2004, la resistencia a fatiga debería determinarse de acuerdo con el punto (3) pero sustituyendo  $\Delta\tau_R$  por  $\eta_E \Delta\tau_R$  y sustituyendo  $\Delta\tau_c$  por  $\eta_E \Delta\tau_c$ , donde  $\eta_E$  se indica en el apartado 11.3.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

#### 6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga

(1) Los esfuerzos (fuerzas y momentos internos) deberían determinarse mediante análisis globales elásticos de la estructura, de acuerdo con los apartados 5.4.1 y 5.4.2, y para las combinaciones de carga indicadas en el apartado 6.8.3 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(2) Los momentos flectores máximos y mínimos y/o los esfuerzos resultantes de la combinación de acciones de acuerdo con el punto (1) se definen como  $M_{Ed,max,f}$  y  $M_{Ed,min,f}$ .

(3) Las cargas de fatiga deberían obtenerse de la Norma EN 1991-2:2003. Puede emplearse el anexo A.1 de la Norma EN 1993-1-9:2005 cuando no se especifique carga de fatiga.

(4) Para las comprobaciones de resistencia a fatiga de los puentes de carretera pueden emplearse métodos simplificados de acuerdo con las Normas EN 1992-2 y EN 1993-2, basados en el modelo de carga de fatiga 3 del apartado 4.6 de la Norma EN 1991-2:2003.

(5) En los puentes de carretera pretensados mediante armaduras activas (tendones) y/o deformaciones impuestas, debería emplearse el modelo de carga con coeficientes de acuerdo con el apartado NN. 2.1 de la Norma EN 1992-2 para las comprobaciones de la armadura pasiva y activa.

(6) En los puentes de ferrocarril deberían emplearse los valores característicos para el modelo de carga 71 de acuerdo con la Norma EN 1991-2:2003.

## 6.8.5 Tensiones

### 6.8.5.1 Generalidades

- (1) El cálculo de las tensiones debería basarse en el apartado 7.2.1.
- (2)P Para determinar las tensiones en zonas fisuradas debe tenerse en cuenta el efecto de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones de la armadura.
- (3) Salvo que se compruebe mediante un método más preciso, el efecto de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras sobre las tensiones en la armadura puede tenerse en cuenta de acuerdo con el apartado 6.8.5.4.
- (4) Salvo que se compruebe mediante un método más preciso, para el cálculo de las tensiones en el acero estructural se puede despreciar el efecto de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras.
- (5) El efecto de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras debería tenerse en cuenta sobre las tensiones en el acero para armaduras activas. Puede emplearse el apartado 6.8.5.6.

### 6.8.5.2 Hormigón

- (1) Para determinar las tensiones en los elementos de hormigón se aplica el apartado 6.8 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

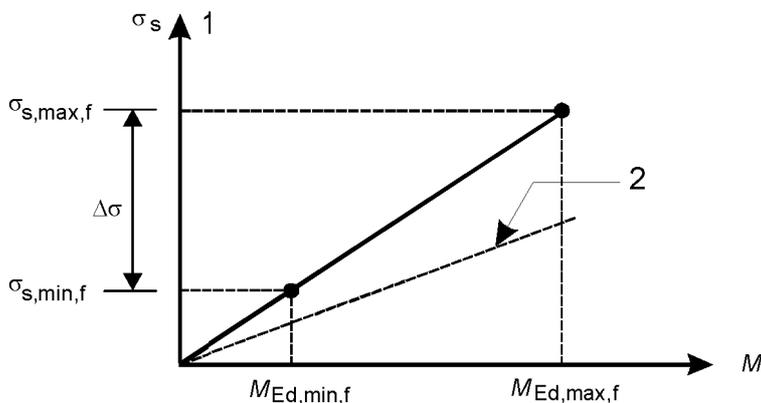
### 6.8.5.3 Acero estructural

- (1) Cuando los momentos flectores  $M_{Ed,max,f}$  y  $M_{Ed,min,f}$  produzcan tensiones de tracción en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural correspondientes a dichos momentos pueden determinarse basándose en el momento de inercia  $I_2$  de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.
- (2) Cuando  $M_{Ed,max,f}$  y  $M_{Ed,min,f}$  o solamente  $M_{Ed,min,f}$  produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural para dichos momentos deberían determinarse con las propiedades de sección transversal de la sección sin fisurar.

### 6.8.5.4 Armadura pasiva

- (1) Cuando el momento flector  $M_{Ed,max,f}$  produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón y cuando no se emplee un método más preciso, los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras sobre las tensiones  $\sigma_{s,max,f}$  en la armadura debidas a  $M_{Ed,max,f}$  deberían determinarse con las expresiones (7.4) a (7.6) del punto (3) del apartado 7.4.3. En la expresión (7.5) del punto (3) del apartado 7.4.3, debería emplearse un coeficiente 0,2 en lugar del coeficiente 0,4.
- (2) Cuando también el momento flector  $M_{Ed,min,f}$  produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón, la carrera de tensión  $\Delta\sigma$  se indica en la figura 6.26 y la tensión  $\sigma_{s,min,f}$  en la armadura debida a  $M_{Ed,min,f}$  puede determinarse con:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$



Leyenda

- 1 Losa traccionada
- 2 Sección completamente fisurada

**Figura 6.26 – Determinación de las tensiones  $\sigma_{s,\max,f}$  y  $\sigma_{s,\min,f}$  en las regiones fisuradas**

(3) Cuando  $M_{Ed,\max,f}$  y  $M_{Ed,\min,f}$  o solamente  $M_{Ed,\min,f}$  produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en la armadura para estos momentos flectores deberían determinarse con las propiedades de sección transversal de la sección sin fisurar.

#### 6.8.5.5 Conexión

(1)P El rasante por unidad de longitud debe calcularse mediante análisis elásticos.

(2) En elementos en los que se produce la fisuración del hormigón, los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras deberían tenerse en cuenta mediante un modelo apropiado. Como simplificación, los esfuerzos rasantes en la interfaz entre el acero estructural y el hormigón pueden determinarse empleando las propiedades de la sección sin fisurar.

#### 6.8.5.6 Tensiones en las armaduras pasivas y activas acero de elementos pretensados mediante tendones adherentes

(1)P Para los elementos con armaduras activas (tendones) adherentes la diferencia entre la adherencia de la armadura pasiva y la activa debe tenerse en cuenta al determinar las tensiones en las armaduras pasivas y activas.

(2) Las tensiones deberían determinarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4 pero con  $\sigma_{s,\max,f}$  determinado de acuerdo con el punto (4) del apartado 7.4.3.

### 6.8.6 Carreras de tensión

#### 6.8.6.1 Acero estructural y armadura pasiva

(1) Las carreras de tensión deberían calcularse a partir de las tensiones determinadas de acuerdo con el apartado 6.8.5.

(2) Cuando la comprobación de fatiga esté basada en las carreras de tensión de daño equivalente, una carrera  $\Delta\sigma_E$  se debería determinar, generalmente, del siguiente modo:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi \left| \sigma_{\max,f} - \sigma_{\min,f} \right| \quad (6.52)$$

donde

$\sigma_{\max,f}$  y  $\sigma_{\min,f}$  son las tensiones máximas y mínimas debidas a los apartados 6.8.4 y 6.8.5;

$\lambda$  es un coeficiente de daño equivalente;

$\phi$  es un coeficiente de impacto de daño equivalente.

(3) Cuando un elemento esté sometido a efectos globales y locales combinados, deberían considerarse los efectos por separado. Salvo que se emplee un método más preciso la tensión equivalente de amplitud constante debida a los efectos globales y efectos locales debería combinarse empleando:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{\text{glob}} \phi_{\text{glob}} \Delta\sigma_{E,\text{glob}} + \lambda_{\text{loc}} \phi_{\text{loc}} \Delta\sigma_{E,\text{loc}} \quad (6.53)$$

en la que los subíndices “glob” y “loc” se refieren respectivamente a los efectos globales y locales.

(4) El coeficiente de daño equivalente  $\lambda$  depende del espectro de carga y de la pendiente de la curva de resistencia a fatiga.

(5) El coeficiente  $\lambda$  de los elementos de acero estructural se indica en el apartado 9.5.2 de la Norma EN 1993-2 para puentes de carretera y en el apartado 9.5.3 de la Norma EN 1993-2 para puentes de ferrocarril.

NOTA Los coeficientes  $\lambda = \lambda_s$  para los aceros para armaduras pasivas y activas se indican en el capítulo NN.2 (informativo) para puentes de carretera y en el capítulo NN.3 (informativo) para puentes de ferrocarril, de la Norma EN 1992-2.

(6) Para los puentes de ferrocarril el coeficiente de impacto de daño equivalente  $\phi$  se define en el apartado 6.4.5 de la Norma EN 1991-2:2003.

(7) Para los puentes de carretera el coeficiente de impacto de daño equivalente puede tomarse igual a 1,0.

#### 6.8.6.2 Conexión

(1) En las comprobaciones de pernos conectadores basadas en las carreras de tensión nominal, la carrera de tensión tangencial equivalente de amplitud constante  $\Delta\tau_{E,2}$  correspondiente a dos millones de ciclos viene dado por:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau \quad (6.54)$$

donde

$\lambda_v$  es el coeficiente de daño equivalente que depende del espectro y la pendiente  $m$  de la curva de resistencia a fatiga;

$\Delta\tau$  es la carrera de tensión tangencial para cargas de fatiga, relativa al área de la sección transversal del vástago del perno empleando el diámetro nominal  $d$  del vástago.

(2) La carrera de tensión tangencial equivalente de amplitud constante en soldaduras de otros tipos de conexión debería calcularse de acuerdo con el capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-9:2005.

(3) El coeficiente de daño equivalente  $\lambda_v$  de pernos con cabeza a cortante en puentes debería determinarse a partir de  $\lambda_v = \lambda_{v,1} \lambda_{v,2} \lambda_{v,3} \lambda_{v,4}$  donde los coeficientes  $\lambda_{v,1}$  a  $\lambda_{v,4}$  se definen en los puntos (4) y (5).

(4) En los puentes de carretera con luces hasta 100 m debería emplearse el coeficiente  $\lambda_{v,1}=1,55$ . Los coeficientes  $\lambda_{v,2}$  y  $\lambda_{v,4}$  deberían determinarse de acuerdo con los puntos (3) a (6) del apartado 9.5.2 de la Norma EN 1993-2 pero empleando los exponentes 8 y 1/8 en lugar de los indicados para considerar la pendiente pertinente,  $m = 8$ , de la curva de resistencia a fatiga de los pernos con cabeza, indicada en el apartado 6.8.3.

(5) En los puentes de ferrocarril el coeficiente  $\lambda_{v,1}$  debería tomarse de la figura 6.27.

NOTA Los coeficientes  $\lambda_{v,2}$  a  $\lambda_{v,4}$  pueden determinarse de acuerdo con los puntos (104) a (106) del apartado NN.3.1 de la Norma EN 1992-2, pero empleando el exponente  $m=8$  para los pernos con cabeza en vez del exponente  $k_2$ .

### 6.8.7 Evaluación de fatiga basada en las carreras de tensión nominal

#### 6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón

- (1) La evaluación a fatiga de la armadura pasiva debería seguir los apartados 6.8.5 o 6.8.6 de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (2) La comprobación del hormigón sometido a compresión debería seguir el apartado 6.8.7 de la Norma EN 1992-2.
- (3) En puentes la evaluación de fatiga del acero estructural debería cumplir con el capítulo 9 de la Norma EN 1993-2.
- (4) La evaluación de fatiga del acero para armaduras activas debería cumplir con el apartado 6.8.5 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

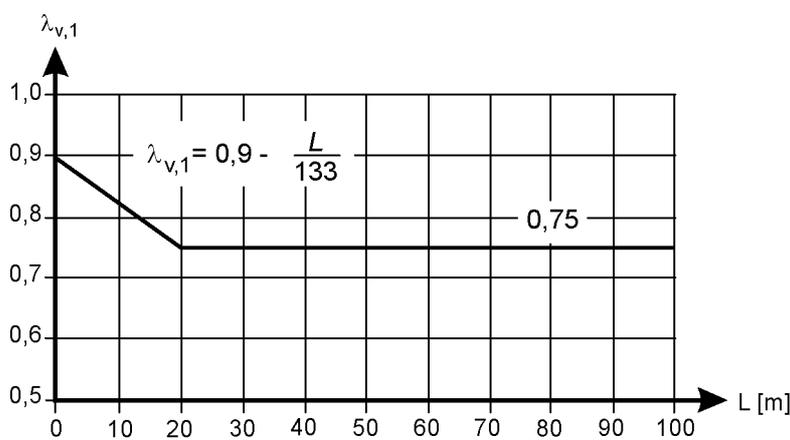


Figura 6.27 – Valores de  $\lambda_{v,1}$  en función de la longitud del vano para los tráficos normal y tráfico pesado del modelo de carga 71 de acuerdo con la Norma EN 1991-2:2003

#### 6.8.7.2 Conexión

- (1) En pernos conectadores soldados a un ala de acero que siempre esté comprimida bajo la combinación pertinente de acciones (véase el punto (1) del apartado 6.8.4), la evaluación de fatiga debería realizarse comprobando el criterio:

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} \leq \Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.55)$$

donde

$\Delta \tau_{E,2}$  se define en el punto (1) del apartado 6.8.6.2;

$\Delta \tau_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para dos millones de ciclos determinada de acuerdo con el apartado 6.8.3.

La carrera de tensiones  $\Delta \tau$  en el perno debería determinarse con el área de la sección transversal del vástago del perno empleando el diámetro nominal  $d$  del perno.

- (2) Cuando la tensión máxima en el ala de acero a la cual están soldados los pernos conectadores es de tracción bajo la combinación pertinente, se debería comprobar la interacción en cualquier sección transversal entre la carrera de tensión tangencial  $\Delta \tau_E$  en la soldadura de los pernos conectadores y la carrera de tensión normal  $\Delta \sigma_E$  en el ala de acero empleando las siguientes expresiones de interacción.

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.57)$$

donde

$\Delta\sigma_{E,2}$  es la carrera de tensiones en el ala determinada de acuerdo con el apartado 6.8.6.1;

$\Delta\sigma_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga dada en el capítulo 7 de la Norma EN 1993-1-9:2005, aplicando la categoría 80.

y las carreras de tensión  $\Delta\tau_{E,2}$  y  $\Delta\tau_c$  se definen en el punto (1).

La expresión (6.56) debería comprobarse para el valor máximo de  $\Delta\sigma_{E,2}$  y el valor concomitante de  $\Delta\tau_{E,2}$ , así como para la combinación del máximo valor de  $\Delta\tau_{E,2}$  y el valor concomitante de  $\Delta\sigma_{E,2}$ . Salvo que se tenga en cuenta el efecto de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras mediante métodos más precisos, el criterio de interacción debería comprobarse con las carreras de tensión correspondientes determinadas con las propiedades de la sección transversal fisurada y sin fisurar.

## 6.9 Elementos traccionados en puentes mixtos

(1) Un elemento aislado de hormigón armado en tracción de acuerdo con la definición (a) del punto (1) del apartado 5.4.2.8 debería calcularse de acuerdo con los capítulos 6 y 9 de la Norma EN 1992-2. Para el pretensado mediante tendones debería tenerse en cuenta el efecto producido por la diferente adherencia del acero de las armaduras pasivas y del de armaduras activas, de acuerdo con el apartado 6.8.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(2) En los elementos en tracción de puentes de tablero inferior o intermedio y puentes arco de tablero inferior (*bowstring*) en los que el elemento traccionado actúa simultáneamente como tablero y está sometido a efectos globales y locales combinados, debería comprobarse el valor de cálculo de la resistencia a cortante para el cortante local y para el punzonamiento por cortante debido a las cargas permanentes y las cargas de tráfico. Salvo que se emplee un método más preciso, la comprobación debería hacerse de acuerdo a los apartados 6.2 y 6.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004 y al punto (3) del apartado 6.2.2.5, teniendo en cuenta el esfuerzo axil del elemento de hormigón armado de acuerdo a los puntos (3) y (6) del apartado 5.4.2.8.

(3) En los extremos de una parte de hormigón de un elemento mixto traccionado, para la introducción del esfuerzo axil, debería disponerse un grupo concentrado de conectadores dimensionados de acuerdo al apartado 6.6. La conexión debería ser capaz de transferir el valor de cálculo del esfuerzo axil del elemento de hormigón traccionado en una longitud  $1,5b$ , donde  $b$  es el mayor valor entre el vuelo del elemento de hormigón y la mitad de la distancia entre elementos de acero adyacentes. Cuando los conectadores se comprueben para un esfuerzo axil determinado mediante el punto (6) del apartado 5.4.2.8, debería emplearse la expresión (5.6-3).

(4)P Deben disponerse medios para distribuir los esfuerzos inducidos por los elementos conectados a los extremos de un elemento mixto traccionado al acero estructural y a los elementos de hormigón armado.

(5) En los elementos mixtos traccionados sometidos a tracción y flexión debería disponerse la conexión a cortante de acuerdo con el apartado 6.6.

(6) En los elementos mixtos traccionados tales como las diagonales en celosías, no debería suponerse en el cálculo que la longitud de introducción del esfuerzo axil supera el doble de la mínima dimensión transversal del elemento.

## Capítulo 7 Estados límite de servicio

### 7.1 Generalidades

- (1)P Una estructura con elementos mixtos se debe proyectar y construir de modo que se satisfagan todos los estados límite de servicio correspondientes, de acuerdo con los principios del apartado 3.4 de la Norma EN 1990:2002.
- (2) La comprobación de los estados límite de servicio debería basarse en los criterios indicados en el punto (3) del apartado 3.4 de la Norma EN 1990:2002.
- (3) El puente mixto o sus partes específicas deberían clasificarse según las clases de ambientes de acuerdo con el capítulo 4 de la Norma EN 1992-2.
- (4) En los puentes o en las partes de los puentes, las comprobaciones de los estados límite de servicio deberían realizarse tanto para las fases constructivas como para las situaciones persistentes.
- (5) Cuando proceda, deberían tenerse en cuenta los requisitos y criterios indicados en el capítulo A2.4 del anexo A2 de la Norma EN 1990.
- (6) Los estados límite de servicio en placas mixtas deberían comprobarse de acuerdo con el capítulo 9.

### 7.2 Tensiones

#### 7.2.1 Generalidades

- (1)P Los cálculos de tensiones en vigas en el estado límite de servicio deben tener en cuenta los siguientes efectos, cuando proceda:
- el arrastre de cortante;
  - la fluencia y la retracción del hormigón;
  - la fisuración del hormigón y la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras;
  - la secuencia constructiva;
  - el incremento de flexibilidad producido por una significativa falta de interacción, debida al deslizamiento de la conexión;
  - el comportamiento plástico del acero y de la armadura pasiva, si se produjera;
  - el alabeo por torsión y por distorsión, si se produce.
- (2) El arrastre de cortante puede tenerse en cuenta de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.
- (3) Salvo que se emplee un método más preciso, los efectos de la fluencia y retracción pueden tenerse en cuenta empleando los coeficientes de equivalencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.
- (4) En las secciones fisuradas pueden despreciarse los efectos isostáticos de la retracción al comprobar tensiones.
- (5)P En el análisis de la sección debe despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.
- (6) Debería tenerse en cuenta la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras sobre las tensiones en la armadura pasiva y activa. Salvo que se empleen métodos más precisos, las tensiones en la armadura pasiva deberían determinarse de acuerdo con el apartado 7.4.3.
- (7) Se puede despreciar la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones en el acero estructural.

(8) Las tensiones en la losa de hormigón y en sus armaduras pasivas producidas por los efectos simultáneos de las acciones globales y locales deberían sumarse.

### 7.2.2 Limitación de las tensiones en puentes

(1)P Deben evitarse la fluencia y la microfisuración excesivas mediante la limitación de las tensiones de compresión en el hormigón.

(2) La limitación de tensiones en el hormigón hasta el valor  $k_i f_{ck}$  debería ser conforme con el apartado 7.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, con las modificaciones de la Norma EN 1992-2.

(3)P Las tensiones en las armaduras pasivas y activas de acero deben ser tales que se eviten deformaciones plásticas en el acero.

(4) Bajo la combinación característica de acciones las tensiones deberían limitarse a  $k_i f_{ck}$  en las armaduras pasivas y a  $k_s f_{pk}$  en las armaduras activas, donde los valores  $k_i$  y  $k_s$  se indican en el punto (5) del apartado 7.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(5) Las tensiones en el acero estructural deberían ser conformes con el apartado 7.3 de la Norma EN 1993-2.

(6) En los estados límite de servicio el esfuerzo cortante por conector debería limitarse de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.8.1.

### 7.2.3 Respiro de almas

(1) La esbeltez de chapas de alma rigidizadas o sin rigidizar de vigas mixtas debería limitarse de acuerdo con el apartado 7.4 de la Norma EN 1993-2.

## 7.3 Deformaciones en puentes

### 7.3.1 Flechas

(1) Cuando proceda, en el estado límite de deformaciones se aplican el capítulo A2.4 del anexo A2 de la Norma EN 1990 y los apartados 7.5 a 7.8 y el 7.12 de la Norma EN 1993-2.

(2) Las flechas deberían calcularse empleando análisis elásticos de acuerdo con el capítulo 5.

(3) Las deformaciones durante la construcción deberían controlarse de modo que el hormigón no se altere durante su vertido y fraguado por desplazamientos no controlados y que se alcance la geometría prevista a largo plazo.

### 7.3.2 Vibraciones

(1) Para el estado límite de vibraciones se aplican, según proceda, el capítulo A2.4 del anexo A2 de la Norma EN 1990, los apartados 5.7 y 6.4 de la Norma EN 1991-2:2003 y los apartados 7.7 a 7.10 de la Norma EN 1993-2.

## 7.4 Fisuración del hormigón

### 7.4.1 Generalidades

(1) Para la limitación de abertura de fisura en puentes, se aplican a las estructuras mixtas las consideraciones generales del apartado 7.3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004, con las modificaciones de la Norma EN 1992-2. La limitación de la abertura de fisura depende de las clases de exposición de acuerdo al capítulo 4 de la Norma EN 1992-2.

(2) Se puede obtener una estimación de la abertura de fisura a partir del apartado 7.3.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004, donde la tensión  $\sigma_s$  debería calcularse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras. Salvo que se emplee un método más preciso,  $\sigma_s$  puede determinarse de acuerdo con el punto (3) del apartado 7.4.3.

(3) Como simplificación del lado de la seguridad, la limitación de la abertura de fisura a una anchura admisible puede alcanzarse mediante la colocación de la armadura pasiva mínima definida en el apartado 7.4.2, con una separación de barras o unos diámetros que no superen los límites definidos en el apartado 7.4.3.

(4) Las reglas de aplicación para la limitación de las aberturas de fisura a  $w_k$  se indican en los apartados 7.4.2 y 7.4.3.

NOTA Los valores de  $w_k$  y la combinación de acciones pueden encontrarse en el anexo nacional. Los valores recomendados de las clases de exposición pertinentes son los dados (como  $w_k$ ) en la nota al punto (105) del apartado 7.3.1 de la Norma EN 1992-2.

(5) Cuando la acción mixta se haga eficaz por el endurecimiento del hormigón, los efectos del calor de hidratación del cemento y la retracción térmica correspondiente deberían tenerse en cuenta solo durante la fase de construcción para el estado límite de servicio, con el fin de definir las zonas en las que se esperan tracciones.

(6) Salvo que se adopten medidas específicas para limitar los efectos del calor de hidratación del cemento, como simplificación debería suponerse una diferencia de temperaturas constante entre la sección de hormigón y la sección de acero (el hormigón está más frío) para determinar las regiones fisuradas de acuerdo con el punto (5) del apartado 7.4.2 y para limitar la abertura de fisura de acuerdo con los apartados 7.4.2 y 7.4.3. Para determinar las tensiones en el hormigón debería emplearse el módulo de elasticidad a corto plazo.

NOTA El anexo nacional puede proporcionar medidas específicas y una diferencia de temperatura. El valor recomendado para la diferencia de temperatura es 20 K.

#### 7.4.2 Armadura pasiva mínima

(1) Salvo que se emplee un método más preciso de acuerdo con el punto (1) del apartado 7.3.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, el área mínima de armadura necesaria  $A_s$  para las losas de vigas mixtas, para todas las secciones sin armadura activa mediante tendones y sometidas a una tracción significativa debida a la coacción de las deformaciones impuestas (por ejemplo los efectos isostáticos e hiperestáticos de la retracción), en combinación o no con los efectos de las acciones directas, viene dado por:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

donde

$f_{ct,eff}$  es el valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón en el momento en que se espera la primera fisura. Para  $f_{ct,eff}$  pueden tomarse los valores de  $f_{ctm}$ , dados en la tabla 3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004, o los de  $f_{ctm}$  indicados en la tabla 11.3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004, según corresponda, adoptando la clase de resistencia correspondiente al instante en que se espera la primera fisura. Cuando no pueda establecerse con seguridad que la edad del hormigón en el momento de la fisuración sea menor de 28 días, puede adoptarse un valor mínimo para la resistencia a tracción de 3 N/mm<sup>2</sup>;

$k$  es un coeficiente que considera el efecto de tensiones no uniformes autoequilibradas, que puede tomarse como 0,8;

$k_s$  es un coeficiente que considera el efecto de la reducción del esfuerzo axial en la losa de hormigón debido a la fisuración inicial y al deslizamiento local de la conexión, que puede tomarse como 0,9;

$k_c$  es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones dentro de la sección inmediatamente antes de la fisuración y que viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

$h_c$  es el espesor del ala de hormigón, excluyendo cualquier escalón o nervio;

$z_0$  es la distancia vertical entre los centros de gravedad del ala de hormigón sin fisurar y la sección mixta sin fisurar, calculada empleando el coeficiente de equivalencia  $n_0$  para acciones instantáneas;

- $\sigma_s$  es la tensión máxima permitida en la armadura pasiva inmediatamente después de la fisuración. Se puede tomar como el valor característico de su límite elástico  $f_{sk}$ . Sin embargo, puede ser necesario un valor inferior, dependiendo del diámetro de la barra, para satisfacer los límites necesarios de la abertura de fisura. Este valor se indica en la tabla 7.1;
- $A_{ct}$  es el área de la zona traccionada (producida por las cargas directas y los efectos isostáticos de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección transversal. Como simplificación se puede utilizar el área de la sección de hormigón que esté dentro de la anchura eficaz.

**Tabla 7.1 – Diámetros máximos de barra para barras de alta adherencia**

Tensión del acero $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	Diámetro máximo de la barra $\phi^*$ (mm) para el valor de cálculo de la abertura de fisura $w_k$		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

- (2) El diámetro máximo de barra para la armadura pasiva mínima puede modificarse a un valor  $\phi$  dado por:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

donde

- $\phi^*$  es el diámetro máximo de barra indicado en la tabla 7.1;
- $f_{ct,0}$  es el valor de referencia de la resistencia, de valor 2,9 N/mm<sup>2</sup>.

- (3) Se debería disponer, al menos, la mitad de la mitad de la armadura mínima necesaria entre la fibra media de la losa y la cara sometida a la mayor deformación de tracción.
- (4) Para determinar la armadura mínima en las alas de hormigón con canto variable en sentido transversal a la dirección de la viga, debería emplearse el canto local.
- (5) La armadura mínima de acuerdo con los puntos (1) y (2) debería colocarse donde las tensiones en el hormigón sean de tracción bajo la combinación característica de acciones. Para los elementos pretensados mediante armaduras activas adherentes se aplica el punto (4) del apartado 7.3.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (6) Cuando se empleen armaduras activas (tendones) adherentes, la contribución de las armaduras activas adherentes a la armadura pasiva mínima puede tenerse en cuenta de acuerdo con el punto (3) del apartado 7.3.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

#### 7.4.3 Control de la fisuración debida a cargas directas

- (1) Cuando se disponga al menos la armadura mínima indicada en el apartado 7.4.2 se puede, generalmente, limitar la abertura de fisura a valores aceptables, controlando la separación o los diámetros de las barras de las armaduras pasivas. El diámetro máximo de la barra y la separación máxima entre barras dependen de la tensión  $\sigma_s$  en la armadura pasiva y del valor de cálculo de la abertura de fisura. Los diámetros máximos de las barras se indican en la tabla 7.1 y la separación máxima entre barras en la tabla 7.2.

**Tabla 7.2 – Separación máxima entre barras para barras de alta adherencia**

Tensión del acero $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	Separación máxima entre barras (mm) para el valor de cálculo de la abertura de fisura $w_k$		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

(2) Los esfuerzos internos deberían determinarse mediante análisis elásticos de acuerdo con el capítulo 5, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón. Las tensiones en la armadura deberían determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras. Salvo que se emplee un método más preciso, las tensiones pueden calcularse de acuerdo con el punto (3).

(3) En las vigas mixtas en las que se supone que la losa de hormigón está fisurada y que no dispone de armaduras activas, las tensiones en la armadura pasiva aumentan debido a los efectos de la rigidez por la colaboración del hormigón entre fisuras si se comparan con las tensiones en una sección mixta despreciando el hormigón. La tensión de tracción en la armadura pasiva  $\sigma_s$  debida a las cargas directas puede calcularse con:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

con:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (7.6)$$

donde

$\sigma_{s,0}$  es la tensión en la armadura pasiva producida por los esfuerzos internos actuando en la sección mixta, calculada despreciando el hormigón traccionado;

$f_{ctm}$  es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, para hormigón se puede tomar el valor de  $f_{ctm}$  de la tabla 3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004, o para hormigón ligero se puede tomar el valor  $f_{lctm}$  de la tabla 11.3.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004;

$\rho_s$  es la cuantía de armadura pasiva, dada por  $\rho_s = (A_s/A_{ct})$ ;

$A_{ct}$  es el área eficaz del ala de hormigón dentro de la zona de tracción; como simplificación se debería usar el área de la sección de hormigón dentro de la anchura eficaz;

$A_s$  es el área total de todas las capas de armadura pasiva longitudinal dentro del área eficaz  $A_{ct}$ ;

$A, I$  son el área y el momento de inercia, respectivamente, de la sección mixta eficaz despreciando el hormigón traccionado y las chapas nervadas, si existen;

$A_a, I_a$  son las propiedades correspondientes de la sección de acero estructural.

(4) Si se emplean armaduras activas (tendones) adherentes, el cálculo debería seguir el apartado 7.3 de la Norma EN 1992-1-1, donde  $\sigma_s$  debería determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras.

## 7.5 Tableros con vigas embebidas

### 7.5.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones para los estados límite de servicio deberían determinarse de acuerdo con los puntos (1) a (4) y (6) a (8) del apartado 5.4.2.9.

### 7.5.2 Fisuración del hormigón

(1) Deberían considerarse las reglas de aplicación del apartado 7.4.1.

(2) Los apartados 7.5.3 y 7.5.4 deberían aplicarse para las barras de la armadura pasiva en la dirección de las vigas de acero dentro de todo el espesor del tablero.

### 7.5.3 Armadura pasiva mínima

(1) Salvo que se compruebe mediante métodos más precisos, la armadura longitudinal superior mínima  $A_{s,min}$  por viga embebida debería determinarse del modo siguiente:

$$A_{s,min} \geq 0,01 A_{c,eff} \quad (7.7)$$

donde

$A_{c,eff}$  es el área eficaz del hormigón dado por  $A_{c,eff} = s_w c_{st} \leq s_w d_{eff}$ ;

$d_{eff}$  es el espesor eficaz del hormigón dado por  $d_{eff} = c + 7,5 \phi_s$ ;

$\phi_s$  es el diámetro de la armadura longitudinal en [mm] dentro del rango  $10 \text{ mm} \leq \phi_s \leq 16 \text{ mm}$ ;

$c, c_{st}$  es el recubrimiento de hormigón de la armadura longitudinal y la sección de acero estructural (véase la figura 6.8);

$s_w$  se define en la figura 6.8.

La separación  $s$  entre barras de la armadura longitudinal debería cumplir la siguiente condición  $100 \text{ mm} \leq s \leq 150 \text{ mm}$

### 7.5.4 Control de la fisuración debida a cargas directas

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 7.4.3.

(2) Las tensiones en la armadura pasiva pueden calcularse empleando las propiedades de la sección transversal de la sección mixta fisurada, con el momento de inercia  $I_2$  de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.

## Capítulo 8 Losas prefabricadas de hormigón en puentes mixtos

### 8.1 Generalidades

- (1) Este capítulo 8 trata las losas prefabricadas de hormigón armado o pretensado, empleadas bien como alas de canto total de tableros de puentes o como losas de canto parcial actuando con hormigón *in situ*.
- (2) Las losas prefabricadas de puentes deberían calcularse de acuerdo con la serie de Normas EN 1992 y también para la acción mixta con la viga de acero.
- (3) Deberían considerarse en el cálculo las tolerancias de la viga de acero y del elemento prefabricado de hormigón.

### 8.2 Acciones

- (1) La Norma EN 1991-1-6:2005 se aplica a los elementos prefabricados que actúan como encofrado permanente. Los requisitos no son necesariamente suficientes y deberían también tenerse en cuenta los requisitos del método constructivo.

### 8.3 Cálculo, análisis y detalles constructivos de la losa de puentes

- (1) Cuando se suponga que la losa prefabricada actúa con el hormigón *in situ*, deberían calcularse como continuos en tanto en dirección longitudinal como transversal. Las uniones entre losas deberían calcularse para transmitir fuerzas en su plano así como momentos flectores y cortantes. Se puede suponer que la compresión perpendicular a la unión se transmite mediante la presión de contacto, si la unión está rellena con mortero o adhesivo o si se demuestra mediante ensayos que las superficies de acoplamiento tienen un contacto suficientemente cercano.
- (2) Para el empleo de pernos conectadores en grupos, véase el punto (4) del apartado 6.6.5.5.
- (3) Puede emplearse una distribución escalonada de los esfuerzos rasantes siempre que se observen las limitaciones del punto (1) del apartado 6.6.1.2.

### 8.4 Interfaz (superficie de contacto) entre la viga de acero y la losa de hormigón

#### 8.4.1 Capa de asiento y tolerancias

- (1) Cuando se empleen losas prefabricadas sin capa de asiento, debería especificarse cualquier requisito especial para las tolerancias de la estructura de acero de apoyo.

#### 8.4.2 Corrosión

- (1) Un ala de acero bajo losas prefabricadas sin capa de asiento debería tener la misma protección frente a la corrosión que el resto de la estructura de acero, excepto cualquier recubrimiento estético aplicado después tras la construcción.

#### 8.4.3 Conexión y armadura pasiva transversal

- (1) La conexión y la armadura transversal deberían calcularse de acuerdo con los apartados pertinentes de los capítulos 6 y 7.
- (2) Si los conectadores soldados a la viga de acero se encuentran en huecos dentro de losas o uniones entre losas que se rellenan con hormigón después del montaje, los detalles constructivos y las propiedades del hormigón (por ejemplo el tamaño del árido) deberían ser tales que se puedan hormigonar adecuadamente. La distancia libre entre los conectadores y el elemento prefabricado en todas las direcciones debería ser suficiente para permitir la compactación completa del hormigón de relleno, teniendo en cuenta las tolerancias.
- (3) Si los conectadores se disponen en grupos, la armadura debería disponerse cerca de cada grupo para evitar el fallo local prematuro bien en el hormigón prefabricado o bien en el hormigón *in situ*.

NOTA El anexo nacional puede hacer referencia a información pertinente.

## Capítulo 9 Placas mixtas en puentes

### 9.1 Generalidades

- (1) Este capítulo 9 es válido para placas mixtas formadas por una placa nominalmente plana de acero estructural conectada a una capa de hormigón realizada in situ mediante pernos con cabeza, para su empleo como ala del tablero de un puente que soporte cargas transversales así como fuerzas en su plano, o como ala inferior en una sección cajón. No se consideran las placas con doble piel u otros tipos de conectadores.
- (2) La placa de acero debería apoyarse durante el hormigonado, bien permanentemente o mediante apoyos provisionales, con el fin limitar su flecha a menos de 0,05 veces el espesor de la capa de hormigón, salvo que el peso adicional del hormigón debido a la flecha de la placa se tenga en cuenta en el cálculo de la placa de acero.
- (3) La anchura eficaz debería determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2, donde  $b_0$  debería tomarse como  $2a_w$ , con  $a_w$  como se define en el punto (4) del apartado 9.4.
- (4) Los apartados 5.1 y 5.4 se aplican para el análisis global.

## 9.2 Cálculo de los efectos locales

- (1) Los efectos locales son los momentos flectores y los cortantes producidos por cargas transversales sobre la placa mixta trabajando como una losa en una o dos direcciones. Para el propósito del análisis de los efectos de las acciones locales, la placa mixta puede suponerse en régimen elástico y sin fisurar. Un ala superior de una viga en doble T no necesita calcularse como mixta en la dirección transversal.
- (2) Puede suponerse que el hormigón y la chapa de acero trabajan conjuntamente con acción mixta sin deslizamiento.
- (3) Puede comprobarse la resistencia a flexión (momento resistente) y la resistencia a cortante como una losa de hormigón armado en la que la chapa de acero se considere como la armadura pasiva. Se aplica el valor de cálculo de la resistencia para cortante del punto (3) del apartado 6.2.2.5 donde la distancia entre los conectadores, en la dirección longitudinal y transversal, no supera tres veces el espesor de la placa mixta.

## 9.3 Cálculo de los efectos globales

- (1)P La placa mixta se debe calcular para resistir todos los esfuerzos debidos a las cargas axiales y la flexión y torsión globales de todas las vigas longitudinales o secciones transversales de las que forme parte.
- (2) El valor de cálculo de la resistencia a compresión en el plano puede tomarse como la suma de los valores de cálculo de las resistencias del hormigón y de la chapa de acero dentro de la anchura eficaz. Debería considerarse la reducción de la resistencia debida a los efectos de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.8 de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (3) El valor de cálculo de la resistencia a tracción en el plano debería tomarse como la suma de los valores de cálculo de las resistencias de la chapa de acero y de la armadura pasiva dentro de la anchura eficaz.
- (4) En los conectadores debería considerarse la interacción con los efectos de las cargas locales como establece el punto (1)P del apartado 9.4. En otro caso no es necesario considerarla. Los conectadores calculados para esfuerzos cortantes tanto en dirección longitudinal como transversal deberían comprobarse frente al vector suma de los esfuerzos simultáneos en el conectador.

## 9.4 Cálculo de los conectadores

- (1)P La resistencia a fatiga y los requisitos para los estados límite de servicio deben comprobarse para la combinación de los efectos locales y globales simultáneos.
- (2) El valor de cálculo de la resistencia de los pernos conectadores de los apartados 6.6.3 y 6.8.3 puede emplearse siempre que la losa de hormigón tenga una armadura inferior con área no menor de 0,002 veces el área de hormigón en cada una de las dos direcciones perpendiculares.
- (3) Para los detalles constructivos son aplicables las reglas del apartado 6.6.5.
- (4) En alas anchas de vigas, la distribución del rasante debido a los efectos globales para los estados límite de servicio y de fatiga puede determinarse, con el fin de considerar el deslizamiento y el arrastre por cortante, como se indica a continuación. La fuerza longitudinal  $P_{Ed}$  sobre un conectador a una distancia  $x$  del alma más cercana puede tomarse como:

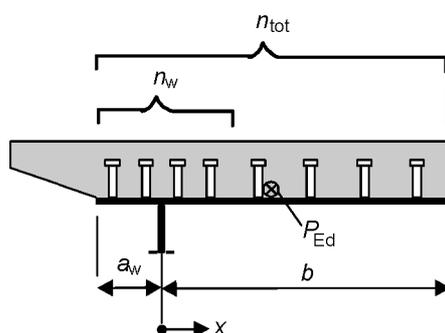
$$P_{Ed} = \frac{v_{L,Ed}}{n_{tot}} \left[ \left( 3,85 \left( \frac{n_w}{n_{tot}} \right)^{-0,17} - 3 \right) \left( 1 - \frac{x}{b} \right)^2 + 0,15 \right] \quad (9.1)$$

donde

$v_{L,Ed}$  es el valor de cálculo del esfuerzo rasante por unidad de longitud en la losa de hormigón debido a los efectos globales para el alma considerada, determinado empleando las anchuras eficaces para el arrastre por cortante;

- $n_{tot}$  es el número total de conectadores del mismo tamaño por unidad de longitud de viga, como se muestra en la figura 9.1, siempre que el número de conectadores por unidad de área no aumente con  $x$ ;
- $n_w$  es el número de conectadores por unidad de longitud colocados dentro de una distancia al alma igual al mayor valor entre  $10t_f$  y 200 mm, donde  $t_f$  es el espesor de la chapa de acero. Para estos conectadores  $x$  debería tomarse como 0;
- $b$  es igual a la mitad de la distancia entre almas adyacentes o la distancia entre el alma y el borde libre del ala.

En el caso de un ala que proyecte la distancia  $a_w$  fuera del alma de acuerdo con la figura 9.1, el número de conectadores  $n_{tot}$  y  $n_w$  puede incluir conectadores colocados en dicho ala. Los conectadores deberían concentrarse en la región para  $n_w$  de acuerdo con la figura 9.1. La separación entre los conectadores debería cumplir las condiciones del punto (7) para evitar la abolladura local prematura de la chapa.



**Figura 9.1 – Definición de los símbolos de la expresión (9.1)**

(5) No es necesaria una determinación más precisa de la distribución de los esfuerzos rasantes en las alas mixtas inferiores de secciones cajón de acuerdo con el punto (4) si la disposición de los conectadores se basa en las siguientes reglas:

- Los conectadores deberían concentrarse en las esquinas de las vigas cajón;
- Al menos el 50% de la cantidad total de conectadores, que son los responsables de transmitir el esfuerzo rasante de un alma al ala inferior de hormigón, deberían vincularse al alma y dentro de la anchura  $b_f$  del ala inferior de acero. La anchura  $b_f$  del ala inferior de acero debería tomarse como el mayor valor entre:

$$b_f = 20 t_f, \quad b_f = 0,2 b_{ei} \quad \text{y} \quad b_f = 400 \text{ mm}$$

donde  $b_{ei}$  es la anchura eficaz del ala inferior de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 y  $t_f$  el espesor del ala inferior de acero.

(6) Para los estados límite últimos puede suponerse que todos los conectadores dentro de la anchura eficaz soportan la misma fuerza longitudinal.

(7) Cuando la función de los conectadores sea evitar el pandeo local del elemento de acero de una placa mixta en compresión, la separación entre los centros de los conectadores no debería superar los límites indicados en la tabla 9.1.

**Tabla 9.1 – Límites superiores de la separación entre conectadores de cortante en una placa mixta comprimida**

		Clase 2	Clase 3
Transversal a la dirección de la tensión de compresión	ala externa:	14 $t\epsilon$	20 $t\epsilon$
	ala interna:	45 $t\epsilon$	50 $t\epsilon$
En la dirección de la tensión de compresión	alas externas e internas:	22 $t\epsilon$	25 $t\epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$ , con $f_y$ en N/mm <sup>2</sup> $t$ – espesor del ala de acero			

## ANEXO C (Informativo)

## PERNOS CONECTADORES CON CABEZA QUE PRODUCEN FUERZA DE HENDIMIENTO EN LA DIRECCIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA

## C.1 Valor de cálculo de la resistencia y detalles constructivos

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno con cabeza de acuerdo al apartado 6.6.3.1 que produce fuerzas de hendimiento en la dirección del espesor de la losa, véase la figura C.1, debería determinarse para los estados límite últimos distintos del de fatiga mediante la expresión (C.1), si esto conduce a un valor menor que el obtenido de las expresiones (6.18) y (6.19):

$$P_{Rd,L} = \frac{1,4 k_v (f_{ck} d a'_r)^{0,4} (a/s)^{0,3}}{\gamma_V} \quad [\text{kN}] \quad (\text{C.1})$$

donde

$a'_r$  es la distancia eficaz al borde;  $= a_r - c_v - \phi_s/2 \geq 50$  mm;

$k_v$  = 1 para la conexión en una posición de borde;  
= 1,14 para la conexión en una posición intermedia;

$\gamma_V$  es un coeficiente parcial de seguridad;

NOTA Véase la nota al punto (1) del apartado 6.6.3.1 para  $\gamma_V$ .

$f_{ck}$  es el valor característico de la resistencia del hormigón medida en probeta cilíndrica a la edad considerada, en  $\text{N/mm}^2$ ;

$d$  es el diámetro del vástago del perno con  $19 \leq d \leq 25$  mm;

$h$  es la altura total del perno con cabeza con  $h/d \geq 4$ ;

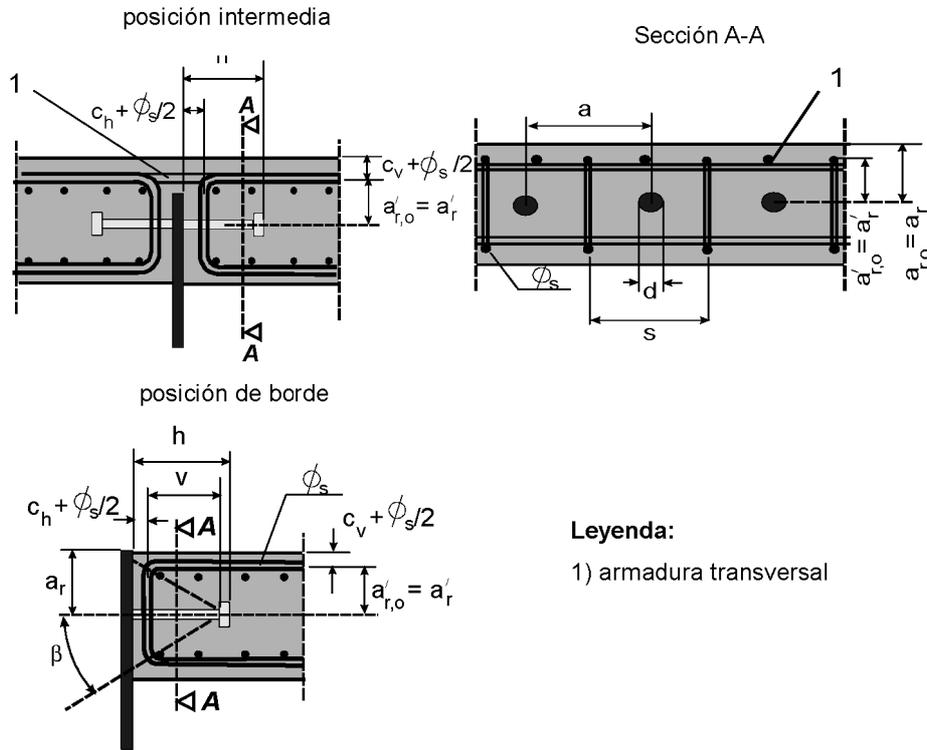
$a$  es la separación horizontal entre los pernos con  $110 \leq a \leq 440$  mm;

$s$  es la separación entre cercos con  $a/2 \leq s \leq a$  y  $s/a_r' \leq 3$ ;

$\phi_s$  es el diámetro de los cercos con  $\phi_s \geq 8$  mm;

$\phi_l$  es el diámetro de la armadura longitudinal con  $\phi_l \geq 10$  mm;

$c_v$  es el recubrimiento vertical del hormigón de acuerdo con la figura C.1, en [mm].



**Figura C.1 – Posición y parámetros geométricos de las conexiones de cortante con pernos dispuestos horizontalmente**

(2) Debería evitarse un fallo por arrancamiento (*pull-out*) del perno en el borde de la losa con el cumplimiento de las siguientes condiciones:

hormigón sin fisurar:  $\beta \leq 30^\circ$  o  $v \geq \text{máx. } \{110 \text{ mm}; 1,7 a'_r; 1,7 s/2\}$

hormigón fisurado:  $\beta \leq 23^\circ$  o  $v \geq \text{máx. } \{160 \text{ mm}; 2,4 a'_r; 2,4 s/2\}$

con  $v$  como se muestra en la figura C.1.

(3) La fuerza de hendimiento en la dirección del espesor de la losa se debería resistir mediante cercos, los cuales deberían calcularse para una fuerza de tracción de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_d = 0,3 P_{Rd,L} \tag{C.2}$$

(4) La influencia del cortante debido al apoyo vertical de la losa se debería considerar en el valor de cálculo de la resistencia de un perno conector. La interacción se puede comprobar mediante la siguiente expresión:

$$\left( \frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}} \right)^{1,2} + \left( \frac{F_{d,V}}{P_{Rd,V}} \right)^{1,2} \leq 1 \tag{C.3}$$

con

$$P_{Rd,V} = \frac{0,012 (f_{ck} \phi_\ell)^{0,5} (d a/s)^{0,4} (\phi_s)^{0,3} (a'_{r,o})^{0,7} k_v}{\gamma_V} \text{ [kN]} \tag{C.4}$$

donde  $a'_{r,o}$  es la distancia eficaz pertinente al borde con  $a'_{r,o} = a_{r,o} - c_v - \phi_s/2 \geq 50$  mm. Junto a los requisitos de cálculo dados en el punto (1) del capítulo C.1, deberían satisfacerse las siguientes condiciones:

$$h \geq 100 \text{ mm}; 110 \leq a \leq 250 \text{ mm}; \phi_s \leq 12 \text{ mm}; \phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

## C.2 Resistencia a fatiga

(1) La curva de resistencia a fatiga de pernos con cabeza que producen fuerzas de hendimiento en la dirección del espesor de la losa de acuerdo con el punto (1) del capítulo C.1 se obtiene, para hormigones de densidad normal, mediante el menor de los valores del apartado 6.8.3 y de la expresión (C.5):

$$(\Delta P_R)^m N = (\Delta P_c)^m N_c \quad (\text{C.5})$$

donde

$\Delta P_R$  es la resistencia a fatiga debida a la variación del esfuerzo cortante por perno;

$\Delta P_c$  es el valor de referencia de la resistencia a fatiga a  $N_c = 2 \times 10^6$  de acuerdo con la tabla C.1;

$m$  es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con  $m = 8$ ;

$N$  es el número de ciclos.

En la tabla C.1,  $a'_r$  es la distancia eficaz al borde de acuerdo a la figura C.1 y al punto (1) del capítulo C.1.

**Tabla C.1 – Resistencia a fatiga  $\Delta P_c$  de pernos dispuestos horizontalmente**

$a'_r$	[mm]	50	$\geq 100$	NOTA Para $50 < a'_r < 100$ mm. $\Delta P_c$ debería determinarse mediante interpolación lineal
$\Delta P_c$	[kN]	24,9	35,6	

(2) El punto (3) del apartado 6.8.1 se aplica al esfuerzo cortante máximo por conector.



---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Génova, 6  
28004 MADRID-España

[info@aenor.es](mailto:info@aenor.es)  
[www.aenor.es](http://www.aenor.es)

Tel.: 902 102 201  
Fax: 913 104 032