Anejo 30

Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero. Reglas generales para edificación

Contenido

1 GENERALIDADES 1649

1.1 ALCANCE 1649
1.1.1 Alcance de los Anejos 30 a 32 1649
1.1.2 Alcance del Anejo 30 1649
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 1649
1.3 HIPÓTESIS 1649
1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 1650
1.5.1 Generalidades 1650
1.5.2 Términos y definiciones de aplicación en este Anejo 1650
1.5.2.1 Elemento mixto 1650
1.5.2.2 Conexión 1650
1.5.2.3 Comportamiento mixto 1650
1.5.2.4 Viga mixta 1650
1.5.2.5 Pilar mixto 1650
1.5.2.6 Losa mixta 1650
1.5.2.7 Pórtico mixto 1650
1.5.2.8 Unión mixta 1650
1.5.2.9 Elemento o estructura apeada 1650
1.5.2.10 Elemento o estructura no apeada 1651
1.5.2.11 Rigidez a flexión no fisurada 1651
1.5.2.12 Rigidez a flexión fisurada 1651
1.5.2.13 Pretensado 1651
1.6 NOTACIÓN 1651

2 BASES DE CÁLCULO 1661

2.1 REQUISITOS 1661
2.2 PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADOS LÍMITE 1661
2.3 VARIABLES BÁSICAS 1661
2.3.1 Acciones y condiciones ambientales 1661
2.3.2 Propiedades del material y producto 1661
2.3.3 Clasificación de las acciones 1661
2.4 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DEL COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD 1662
2.4.1 Valores de cálculo 1662
2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones 1662
2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades del material o del producto 1662
2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos 1662
2.4.1.4 Resistencias de cálculo 1662
2.4.2 Combinación de las acciones 1662
2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU) 1663

3 MATERIALES 1663

3.1 HORMIGÓN 1663
3.2 ACERO DE LA ARMADURA PASIVA 1663
3.3 ACERO ESTRUCTURAL 1663
3.4 DISPOSITIVOS DE CONEXIÓN 1663
3.4.1 Generalidades 1663
3.4.2 Pernos conectadores 1663
3.5 CHAPAS DE ACERO NERVADAS PARA LOSAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN 1663

4 DURABILIDAD 1664

4.1 GENERALIDADES 1664
4.2 CHAPAS DE ACERO NERVADAS PARA LOSAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN 1664

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 1664

5.1 MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS 1664
5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas 1664
5.1.2 Modelización de uniones 1664
5.1.3 Interacción suelo estructura 1665
5.2 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL 1665
5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura 1665
5.2.2 Métodos de análisis para edificación 1665
5.3 IMPERFECCIONES 1666
5.3.1 Bases 1666
5.3.2 Imperfecciones en edificación 1666
5.3.2.1 Generalidades 1666
5.3.2.2 Imperfecciones globales 1667
5.3.2.3 Imperfecciones de los elementos 1667
5.4 CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES 1667
5.4.1 Método del análisis global 1667
5.4.1.1 Generalidades 1667
5.4.1.2 Anchura eficaz de las alas para el arrastre por cortante 1668
5.4.2 Análisis elástico lineal 1669
5.4.2.1 Generalidades 1669
5.4.2.2 Fluencia y retracción 1669
5.4.2.3 Efector de la fisuración del hormigón 1670
5.4.2.4 Fases y proceso constructivo 1671
5.4.2.5 Efector térmicos 1671
5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas 1671
5.4.3 Análisis global no lineal 1671
5.4.4 Análisis elástico lineal con redistribución limitada en edificación 1672
5.4.5 Análisis global rígido-plástico en edificación 1673
5.5 CLASIFICCIÓN DE LAS SECCIONES 1674
5.5.1 Generalidades 1674
5.5.2 Clasificación de secciones mixtas sin revestimiento de hormigón 1675
5.5.3 Clasificción de secciones mixtas embebidas en edificación 1675

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 1676

6.1 VIGAS 1676
6.1.1 Vigas en edificación 1676
6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones 1677
6.2 RESISTENCIAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS 1678
6.2.1 Resistencia a flexión 1678
6.2.1.1 Generalidades 1678
6.2.1.2 Momento plástico resistente Mpl, Rd de una sección mixta 1678
6.2.1.3 Momento plástico resistente de secciones con conexiones parciales a rasante en edificación 1680
6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal 1681
6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión 1682
6.2.2 Resistencia a cortante 1682
6.2.2.1 Alcance 1682
6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante 1682
6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante 1683
6.2.2.4 Flexión y cortante 1683
6.3 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE VIGAS PARCIALMENTE EMBEBIDAS EN EDIFICACIÓN 1683
6.3.1 Alcance 1683
6.3.2 Resistencia a flexión 1684
6.3.3 Resistencia a cortante 1685
6.3.4 Flexión y cortante 1686
6.4 PANDEO LATERAL POR TORSIÓN EN VIGAS MIXTAS 1686

6.4.1 Generalidades *1686*
6.4.2 Comprobación a pandeo lateral por torsión de vigas mixtas continuas con secciones Clase 1, 2 o 3 en edificación *1686*
6.4.3 Comprobación simplificada sin cálculo directo en edificación *1688*
6.5 ESFUERZOS TRANSVERSALES EN ALMAS 1689
6.5.1 Generalidades *1689*
6.5.2 Pandeo inducido del alma por las alas *1689*
6.6 CONEXIONES A RASANTE 1690
6.6.1 Generalidades *1690*
6.6.1.1 Bases de cálculo 1690
6.6.1.2 Limitación en la utilización de conexiones parciales a rasante en vigas en edificación 1691
6.6.1.3 Separación entre los conectadores en vigas para edificación 1692
6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas de edificación *1692*
6.6.2.1 Vigas en las que se utiliza la teoría elástica o no lineal para la resistencia de una o más secciones transversales 1692
6.6.2.2 Vigas en las que se utiliza la teoría plástica para la resistencia de las secciones transversales 1692
6.6.3 Pernos conectadores en las losas macizas y el hormigón de revestimiento *1692*
6.6.3.1 Resistencia de cálculo 1692
6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante 1693
6.6.4 Resistencia de cálculo de los pernos utilizados con chapas nervadas en edificación *1693*
6.6.4.1 Chapas nervadas paralelas a las vigas de apoyo 1693
6.6.4.2 Chapas nervadas transversales a las vigas de apoyo 1694
6.6.4.3 Cargas biaxiales en los conectadores 1695
6.6.5 Disposiciones constructivas de la conexión a rasante e influencia de la ejecución *1695*
6.6.5.1 Resistencia a la separación 1695
6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado en edificación 1695
6.6.5.3 Armadura local de la losa 1696
6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada 1696
6.6.5.5 Separación de los conectadores 1697
6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero 1697
6.6.5.7 Pernos conectadores 1697
6.6.5.8 Pernos conectadores en chapas nervadas en edificación 1698
6.6.6 Rasante en losas de hormigón *1698*
6.6.6.1 Generalidades 1698
6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo 1698
6.6.6.3 Armadura transversal mínima 1699
6.6.6.4 Rasante y armadura transversal en vigas de edificación 1699
6.7 PILARES MIXTOS Y ELEMENTOS MIXTOS COMPRIMIDOS 1700
6.7.1 Generalidades *1700*
6.7.2 Método general de cálculo *1702*
6.7.3 Métodos simplificados de cálculo *1703*
6.7.3.1 Generalidades y alcance 1703
6.7.3.2 Resistencia de las secciones transversales 1703
6.7.3.3 Resistencia eficaz a flexión, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa 1705
6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos 1706
6.7.3.5 Resistencia de los elementos comprimidos 1707
6.7.3.6 Resistencia de los elementos sometidos a flexión compuesta 1708
6.7.3.7 Flexión compuesta esviada 1709
6.7.4 Conexiones a rasante e introducción de cargas *1710*
6.7.4.1 Generalidades 1710
6.7.4.2 Introducción de las cargas 1710
6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas 1713
6.7.5 Reglas para la definición de los detalles constructivos *1714*
6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón de perfiles de acero y armadura 1714
6.7.5.2 Armadura transversal y longitudinal 1714
6.8 FATIGA 1715
6.8.1 Generalidades *1715*

6.8.2 Coeficientes parciales de seguridad para evaluaciones de la fatiga en edificación ... 1715
6.8.3 Resistencia a fatiga ... 1715
6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga ... 1716
6.8.5 Tensiones ... 1716
6.8.5.1 Generalidades ... 1716
6.8.5.2 Hormigón ... 1716
6.8.5.3 Acero estructural ... 1717
6.8.5.4 Armadura pasiva ... 1717
6.8.5.5 Conexión rasante ... 1717
6.8.6 Rango de tensiones ... 1718
6.8.6.1 Acero estructural y armadura ... 1718
6.8.6.2 Conexión a rasante ... 1718
6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en los rangos de tensión nominal ... 1719
6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón ... 1719
6.8.7.2 Conexión a rasante ... 1719

7 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO ... 1720

7.1 GENERALIDADES ... 1720
7.2 TENSIONES ... 1720
7.2.1 Generalidades ... 1720
7.2.2 Limitación de las tensiones en edificación ... 1721
7.3 DEFORMACIONES EN EDIFICACIÓN ... 1721
7.3.1 Flechas ... 1721
7.3.2 Vibraciones ... 1722
7.4 FISURACIÓN DEL HORMIGÓN ... 1722
7.4.1 Generalidades ... 1722
7.4.2 Armadura mínima ... 1723
7.4.3 Control de la fisuración debida a cargas directas ... 1724

8 UNIONES MIXTAS EN PÓRTICOS DE EDIFICACIÓN ... 1726

8.1 ALCANCE ... 1726
8.2 ANÁLISIS, MODELIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN ... 1727
8.2.1 Generalidades ... 1727
8.2.2 Análisis elástico global ... 1727
8.2.3 Clasificación de uniones ... 1727
8.3 MÉTODOS DE CÁLCULO ... 1727
8.3.1 Bases y alcance ... 1727
8.3.2 Resistencia ... 1727
8.3.3 Rigidez al giro ... 1727
8.3.4 Capacidad de giro ... 1728
8.4 RESISTENCIA DE LOS COMPONENTES ... 1728
8.4.1 Alcance ... 1728
8.4.2 Componentes básicos de la unión ... 1728
8.4.2.1 Armadura longitudinal de acero traccionada ... 1728
8.4.2.2 Chapa de contacto comprimida ... 1729
8.4.3 Alma del pilar sometida a compresión transversal ... 1729
8.4.4 Componentes de refuerzo ... 1729
8.4.4.1 Panel de alma del pilar a cortante ... 1729
8.4.4.2 Alma de pilar sometida a compresión transversal ... 1730

9 LOSAS MIXTAS CON CHAPA NERVADA EN EDIFICACIÓN ... 1731

9.1 GENERALIDADES ... 1731
9.1.1 Alcance ... 1731
9.1.2 Definiciones ... 1731
9.1.2.1 Tipos de conexiones a rasante ... 1731

9.1.2.2 Conexión completa total y parcial a rasante 1732
9.2 DETALLES CONSTRUCTIVOS DE PROYECTO 1732
9.2.1 Espesor de la losa y armadura 1732
9.2.2 Áridos 1733
9.2.3 Requisitos de apoyo 1733
9.3 ACCIONES Y SOLICITACIONES 1734
9.3.1 Situaciones de proyecto 1734
9.3.2 Acciones sobre la chapa de acero nervada como encofrado 1734
9.3.3 Acciones sobre la losa mixta 1735
9.4 DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS 1735
9.4.1 Chapas de acero nervadas actuando como encofrados 1735
9.4.2 Análisis de la losa mixta 1735
9.4.3 Anchura eficaz de la losa mixta para cargas puntuales concentradas y lineales 1735
9.5 COMPROBACIÓN DE LA CHAPA DE ACERO NERVADA COMO ENCOFRADO EN ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 1737
9.6 COMPROBACIÓN DE LA CHAPA DE ACERO NERVADA COMO ENCONFRADO EN ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO 1737
9.7 COMPROBACIÓN DE LAS LOSAS MIXTAS EN LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 1737
9.7.1 Criterios de proyecto 1737
9.7.2 Flexión 1737
9.7.3 Esfuerzo rasante en losas sin anclajes en los extremos 1739
9.7.4 Esfuerzo rasante en losas con anclajes en los extremos 1740
9.7.5 Cortante 1741
9.7.6 Punzonamiento 1741
9.8 COMPROBACIÓN DE LAS LOSAS MIXTAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 1741
9.8.1 Control de la fisuración del hormigón 1741
9.8.2 Flechas 1742

APÉNDICE A RECOMENDACIONES PARA DETERMINAR LA RIGIDEZ DE LOS COMPONENTES DE LA UNIÓN EN EDIFICACIÓN 1744

A.1 ALCANCE 1744
A.2 COEFICIENTES DE RIGIDEZ 1744
A.3 DEFORMACIÓN DE LA CONEXIÓN A RASANTE 1746

APÉNDICE B ENSAYOS NORMALIZADOS RECOMENDADOS 1748

B.1 GENERALIDADES 1748
B.2 ENSAYOS DE LOS CONECTADORES 1748
B.3 ENSAYO DE LAS LOSAS MIXTAS EN FORJADOS 1751

APÉNDICE C MÉTODOS RECOMENDADOS PARA ESTIMAR LA RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN EN ESTRUCTURAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN 1756

1 Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance de los Anejos 30 a 32

(1) Los Anejos 30 a 32 son aplicables al proyecto de las estructuras mixtas y sus elementos mixtos en trabajos de edificación e ingeniería civil. Son conformes con los principios y requisitos relativos a la seguridad y la aptitud al servicio de las estructuras, establecidos en el Capítulo 3 del Código Estructural, así como en las bases de su cálculo y las comprobaciones dadas en el Anejo 18.

(2) Los Anejos 30 a 32 se ocupan únicamente de los requisitos de resistencia, aptitud al servicio, durabilidad y resistencia al fuego de estructuras mixtas. No se contemplan otros requisitos, como los relativos al aislamiento térmico o acústico.

(3) Los Anejos 30 a 32 están previstos ser utilizados conjuntamente con el resto de este Código Estructural.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.1.2 Alcance del Anejo 30

(1) Este anejo proporciona unas bases generales para los proyectos de estructuras mixtas junto con reglas específicas para edificación.

(2) En este anejo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de cálculo

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados Límite Últimos

Apartado 7: Estados Límite de Servicio

Apartado 8: Uniones mixtas en pórticos en edificación

Apartado 9: Losas mixtas con chapa nervada en edificación

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este Anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales del Anejo 18, se aplicarán aquellas dadas en el apartado 1.3 de los Anejos 19 y 22.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Son de aplicación los términos y definiciones dados en el apartado 1.5 de los Anejos 18, 19 y 22.

1.5.2 Términos y definiciones de aplicación en este Anejo

1.5.2.1 Elemento mixto

Elemento estructural con componentes de hormigón y de acero estructural o conformado en frío, unidos por conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre hormigón y acero y 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 tenga la suficiente resistencia y rigidez para que los dos componentes puedan calcularse como partes de un único elemento estructural.

1.5.2.3 Comportamiento mixto

Comportamiento que aparece después de que la conexión se haga 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 flexión compuesta.

1.5.2.6 Losa mixta

Losa en la que se utilizan inicialmente las chapas de acero perfilado como encofrado perdido y posteriormente se combinan estructuralmente con el hormigón endurecido, actuando como armadura traccionada en el forjado terminado.

1.5.2.7 Pórtico mixto

Estructura en entramado en la que alguno o todos los elementos son perfiles mixtos y la mayoría de los elementos restantes son de acero estructural.

1.5.2.8 Unión mixta

Unión entre un elemento mixto y otro elemento mixto, de acero u hormigón armado, en el que se tiene en cuenta el armado en el cálculo de la resistencia y la rigidez de la unión.

1.5.2.9 Elemento o estructura apeada

Elemento o estructura en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre los elementos de acero, que están apoyados a lo largo de la luz, o que se soporta independientemente hasta que los elementos de hormigón son capaces de resistir los esfuerzos.

1.5.2.10 Elemento o estructura no apeada

Elemento o estructura en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre los elementos de acero sin que estos estén apoyados a lo largo del vano.

1.5.2.11 Rigidez a flexión no fisurada

Rigidez $E_a I_1$ de la sección transversal de un elemento mixto donde I_1 es el momento de inercia de la sección eficaz equivalente de acero, calculada bajo la hipótesis de que el hormigón traccionado no está fisurado.

1.5.2.12 Rigidez a flexión fisurada

Rigidez $E_a I_2$ de la sección transversal de un elemento mixto donde I_2 es el momento de inercia de la sección eficaz equivalente de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura pasiva.

1.5.2.13 Pretensado

El proceso de aplicar un esfuerzo de compresión a la parte de hormigón de un elemento mixto, por medio de tendones o por deformaciones impuestas.

1.6 Notación

Para este anejo se aplicarán los siguientes símbolos:

Letras latinas mayúsculas

A	Área de la sección transversal eficaz mixta despreciando el hormigón traccionado
A_a	Área de la sección transversal de acero estructural
A_b	Área de la armadura transversal inferior
A_{bh}	Área de la armadura transversal inferior en un nervio
A_c	Área de la sección transversal de hormigón
A_{ct}	Área de la sección transversal de hormigón traccionado
A_{fc}	Área de la sección transversal del ala comprimida
A_p	Área de la sección transversal de la chapa de acero perfilado
A_{pe}	Área eficaz de la sección transversal de la chapa de acero perfilado
$\mathrm{A_s}$	Área de armadura pasiva
$\mathrm{A_{sf}}$	Área de armadura transversal
$\mathrm{A_{s,r}}$	Área de armadura en la fila r
$\mathrm{A_t}$	Área de armadura transversal superior
$\mathrm{A_v}$	Área de cortante de una sección de acero estructural
$\mathrm{A_l}$	Área cargada bajo la cartela
$\mathrm{E_a}$	Módulo de elasticidad del acero estructural
$\mathrm{E_{c,eff}}$	Módulo de elasticidad eficaz del hormigón
$\mathrm{E_{cm}}$	Módulo de elasticidad secante del hormigón

E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del acero de la la armadura pasiva
$(EI)_{eff}$	Rigidez eficaz a flexión para el cálculo de la esbeltez relativa
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez eficaz a flexión para su uso en el análisis de segundo orden
$(EI)_2$	Rigidez a flexión fisurada para el ancho unitario de la losa de hormigón o mixta
$F_{c,wc,c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a compresión transversal del revestimiento de hormigón del alma de un pilar
F_l	Esfuerzo longitudinal de cálculo por perno
F_t	Esfuerzo transversal de cálculo por perno
F_{ten}	Esfuerzo de tracción de cálculo 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 mixta eficaz despreciando 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 de hormigón no fisurado
I_{ct}	Módulo de torsión de Saint Venant de un revestido de hormigón no fisurado
I_s	Momento de inercia de la armadura pasiva
I_1	Momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada de acero suponiendo que el hormigón traccionado no está fisurado
I_2	Momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura
$K_e, K_{e,II}$	Coeficientes de corrección para utilizar en el cálculo de pilares mixtos
K	Rigidez relacionada con la conexión
K_β	Parámetro
K_0	Coeficiente de calibración a utilizar en el dimensionamiento de pilares mixtos
L	Longitud; luz; luz eficaz
L_e	Luz equivalente
L_i	Luz
L_0	Longitud del voladizo
L_p	Distancia del centro de una carga puntual al apoyo más cercano
L_s	Luz de cortante
L_x	Distancia de una sección transversal al apoyo más cercano
M	Momento flector
M_a	Contribución de la sección de acero estructural al momento plástico resistente de cálculo de la sección mixta
$M_{a,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural

$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente a pandeo de una viga mixta
$M_{c,Ed}$	Parte del momento flector de cálculo que actúa sobre la sección mixta
M_{cr}	Momento elástico crítico para el pandeo lateral de una viga mixta
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
$M_{Ed,i}$	Momento flector de cálculo aplicado a una unión mixta i
$M_{Ed,max,f}$	Momento flector máximo o esfuerzo interno debido a cargas de fatiga
$M_{Ed,min,f}$	Momento flector mínimo debido a cargas de fatiga
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo del momento elástico resistente de la sección mixta
$M_{max,Rd}$	Valor máximo de cálculo del momento resistente en presencia de una fuerza de compresión simple
M_{perm}	Momento flector más desfavorable para la combinación característica
M_{pa}	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección transversal eficaz de la chapa de acero perfilado
$M_{pl,a,Rd}$	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 la fuerza de compresión simple
$M_{pl,Rd}$	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 en el eje $y-y$ de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente en el eje $z-z$ de la sección mixta con conexión total
M_{pr}	Momento plástico resistente reducido de la chapa de acero perfilado
M_{Rd}	Valor de cálculo del momento resistente de una sección mixta o unión
M_{Rk}	Valor característico del momento resistente de la sección o unión
$M_{y,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje $y-y$
$M_{z,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje $z-z$
N	Fuerza de compresión normal; número de ciclos de carga-descarga; número de conectadores
N_a	Valor de cálculo de la fuerza normal en la sección de acero estructural de una viga mixta
N_c	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón
$N_{c,f}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón con conexión total a rasante
$N_{c,el}$	Fuerza de compresión normal en el ala de hormigón correspondiente a $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Carga crítica elástica de un pilar mixto correspondiente a la rigidez eficaz a flexión
N_{cr}	Fuerza normal crítica elástica

N_{cl}	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal calculada para la introducción de una carga
N_{Ed}	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal
$N_{G,Ed}$	Valor de cálculo de la parte permanente de la fuerza de compresión normal
N_p	Valor de cálculo de la resistencia plástica de una chapa de acero perfilado a una fuerza normal
$N_{pl,a}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a la fuerza normal
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pl,Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pm,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia del hormigón a la fuerza de compresión normal
N_R	Número de ciclos carga-descarga
N_s	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal
N_{sd}	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal de tracción
$P_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado correspondiente a F_l
$P_{pb,Rd}$	Valor de cálculo de la capacidad de carga a cortante de un conectador
P_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado
P_{Rk}	Valor característico de la resistencia a cortante de un conectador aislado
$P_{t,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado correspondiente a F_t
R_{Ed}	Valor de cálculo de la reacción de un apoyo
S_j	Rigidez al giro de una unión
$S_{j,ini}$	Rigidez al giro inicial de una unión
$V_{a,Ed}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante que actúa sobre 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 sobre el revestimiento de hormigón armado del alma
V_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección mixta
V_{ld}	Valor de cálculo de resistencia del anclaje en un extremo
$V_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a cortante
$V_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a cortante

$V_{p,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de la losa mixta a punzonamiento
V_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia de la sección mixta a cortante
V_t	Reacción en el apoyo
$V_{v,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de una losa mixta a cortante
$V_{wp,c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección de hormigón de un pilar mixto
W_t	Valor medio de la carga de rotura
Letras latinas minúsculas	
a	Separación entre vigas paralelas; diámetro o ancho; distancia
b	Ancho del ala de la sección de acero; ancho de la losa
b_b	Ancho del fondo del nervio de hormigón
b_c	Ancho del revestimiento de la sección de acero
b_{eff}	Ancho total eficaz
$b_{eff,1}$	Ancho eficaz en el centro de un vano apoyado a ambos extremos
$b_{eff,2}$	Ancho eficaz en el apoyo interior
$b_{eff,c,wc}$	Ancho eficaz del alma de la columna comprimida
b_{ei}	Ancho del ala de hormigón a cada lado de su alma
b_{em}	Ancho eficaz de la losa de hormigón
b_f	Ancho del ala de la sección de acero
b_i	Ancho geométrico del ala de hormigón a cada lado del alma
b_m	Ancho de la losa de hormigón sobre la que se distribuye la carga
b_p	Longitud de la carga lineal concentrada
b_r	Ancho del corrugado de la chapa de acero perfilado
b_s	Distancia entre centros de corrugas de la chapa de acero perfilado
b_0	Distancia entre centros de conectadores exteriores media del ancho del nervio de hormigón (mínimo ancho para chapas nervadas cuya fibra inferior forma un ángulo obtuso con el nervio); ancho del nervio
c	Ancho del lado exterior del ala de acero; perímetro efectivo de las barras de armadura
c_y, c_z	Espesor del recubrimiento de hormigón
d	Altura libre del alma de la sección de acero estructural; diámetro del vástago de un perno conectador; diámetro total de una sección circular hueca de acero; diámetro mínimo transversal de un pilar
d_{do}	Diámetro del anillo de soldadura de un perno conectador
d_p	Distancia entre el centro de gravedad de una chapa de acero perfilado y la fibra extrema de la losa mixta comprimida

d_s	Distancia entre la armadura de acero traccionada a la fibra extrema de la losa mixta comprimida; distancia entre la armadura longitudinal traccionada y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero
e	Excentricidad de la carga; distancia entre el centro de gravedad de la chapa de acero perfilado y la fibra extrema de la losa mixta traccionada
e_D	Distancia al borde
e_g	Distancia entre la armadura y la chapa en un extremo en un pilar mixto
e_p	Distancia de la fibra neutra plástica de la chapa de acero perfilado a la fibra extrema de la losa mixta traccionada
e_s	Distancia de la armadura pasiva traccionada a la fibra extrema traccionada de la losa mixta
f	Frecuencia propia
f_{cd}	Valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
f_{ck}	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
$f_{ct,eff}$	Valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón
$f_{ct,0}$	Resistencia de referencia a tracción del hormigón
f_{1ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón ligero
f_{sd}	Valor de cálculo del límite elástico de la armadura pasiva
f_{sk}	Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva
f_u	Resistencia última a tracción especificada
f_{ut}	Resistencia última a tracción real de una probeta de ensayo
f_y	Valor nominal del límite elástico del acero estructural
f_{yd}	Valor de cálculo del límite elástico del acero estructural
$f_{yp,d}$	Valor de cálculo del límite elástico de una chapa de acero perfilado
f_{ypm}	Valor medio del límite elástico de una chapa de acero perfilado
f_1, f_2	Coeficientes de reducción para los momentos flectores en los apoyos
h	Canto total; espesor
h_a	Canto de la sección de acero estructural
h_c	Espesor del hormigón de revestimiento de una sección de acero; espesor del ala de hormigón; espesor de la losa de hormigón situada por encima de la cara superior de los nervios de la chapa de acero perfilado
h_f	Espesor del hormigón de las alas; espesor de los acabados
h_n	Profundidad de la fibra neutra
h_p	Canto total de la chapa de acero perfilado excluyendo resaltos

h_s	Distancia entre los centros de las alas de la sección de acero estructural; distancia entre la armadura pasiva traccionada y el centro de la compresión
h_{sc}	Altura nominal de un perno conectador
h_t	Espesor total de una probeta de ensayo
k	Coeficiente de amplificación para efectos de segundo orden, coeficiente; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
k_c	Coeficiente
k_i	Coeficiente de rigidez
$k_{i,c}$	Incremento del coeficiente de rigidez k_i debido al revestimiento de hormigón
k_l	Coeficiente reductor para la resistencia de los pernos utilizados en chapas de acero perfilado paralelas a la viga
k_s	Rigidez al giro; coeficiente
k_{sc}	Rigidez del conectador
k_{slip}	Coeficiente de reducción de la rigidez debido a la deformación de la conexión a rasante
$k_{s,r}$	Coeficiente de rigidez de una fila r de armadura longitudinal traccionada
k_t	Coeficiente de reducción de la resistencia de pernos utilizados en chapas de acero perfilado transversales a la viga
$k_{wc,c}$	Coeficiente que tiene en cuenta el efecto de tensión de compresión longitudinal en la resistencia transversal del alma de un pilar
k_ϕ	Parámetro
k_1	Rigidez a flexión del hormigón fisurado o de una losa mixta
k_2	Rigidez a flexión del alma
l	Longitud de la viga en flexión negativa medida desde el apoyo; longitud de la losa en ensayos de compresión simple
l_{bc}, l_{bs}	Longitudes de apoyos
l_0	Longitud de introducción de la carga
m	Pendiente de la curva de resistencia a fatiga; coeficiente empírico para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante
n	Relación de módulos; número de conectadores
n_f	Número de conectadores de conexión total a rasante
n_L	Relación de módulos dependiente del tipo de carga
n_r	Número de conectadores en una costilla o nervio
n_0	Módulo de homogeneización para cargas a edad temprana
r	Relación entre momentos de los extremos
s	Separación longitudinal entre ejes de conectadores; desplazamiento
s_t	Separación entre ejes de conectadores

t	Edad; espesor
t_e	Espesor de una chapa en el extremo
$t_{eff,c}$	Longitud eficaz del hormigón
t_0	Edad de carga
v_{Ed}	Tensión de rasante de cálculo
w_k	Valor de cálculo del ancho de fisura
x_{pl}	Distancia entre la fibra neutra 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
Letras mayúsculas griegas	
$\Delta\sigma$	Rango de tensiones
$\Delta\sigma_c$	Valor de referencia para la resistencia por fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_E$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
$\Delta\sigma_{E,glob}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debido a efectos globales
$\Delta\sigma_{E,loc}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debido a efectos locales
$\Delta\sigma_{E,2}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante para 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_s$	Incremento del rango de tensiones de amplitud constante equivalente debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\sigma_{s,equ}$	Incremento de la tensión de la armadura debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\tau$	Rango de tensiones tangenciales por cargas de fatiga
$\Delta\tau_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_E$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente
$\Delta\tau_{E,2}$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente correspondiente a 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_R$	Resistencia a fatiga por tensiones tangenciales
ψ	Coeficiente
Letras minúsculas griegas	
α	Coeficiente, parámetro
α_{cr}	Coeficiente por el que tendría que multiplicarse el valor de cálculo de las cargas para provocar inestabilidad elástica
α_M	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto
$\alpha_{M,y}, \alpha_{Mz}$	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto alrededor del eje $y-y$ y del eje $z-z$ respectivamente
α_{st}	Relación

β	Coeficiente; parámetro de transformación
β_c, β_i	Parámetros
γ_C	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones dimensionales
γ_{Ff}	Coeficiente parcial de seguridad para la del rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
γ_M	Coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material, considerando también con las incertidumbres del modelo y las variaciones de dimensiones
γ_{M0}	Coeficiente parcial de seguridad del acero estructural aplicable a la resistencia de las secciones transversales, véase el apartado 6.1 (1) del Anejo 22
γ_{M1}	Coeficiente parcial de seguridad del acero estructural aplicable a la resistencia de los elementos frente a la inestabilidad, evaluacda mediante ensayos, véase el apartado 6.1 (1) del Anejo 22
γ_{Mf}	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga
$\gamma_{Mf,s}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga de los pernos sometidos a cortante
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad para la acción del pretensado
γ_S	Coeficiente parcial de seguridad para la armadura pasiva
γ_V	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a cortante de los pernos
γ_{VS}	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a rasante de la losa mixta
δ	Coeficiente; coeficiente de contribución del acero; flecha en el punto medio
δ_{max}	Flecha vertical debida a momentos positivos
δ_s	Flecha de la chapa de acero bajo su propio peso más el peso del hormigón fresco
$\delta_{s,max}$	Valor límite de δ_s
δ_u	Máximo deslizamiento medido en un ensayo a nivel de carga característica
δ_{uk}	Valor característico de la capacidad de deslizamiento
ε	$\sqrt{235/f_y}$, donde f_y está en N/mm^2
η	Grado de conexión a rasante; coeficiente
η_a, η_{ao}	Coeficientes relativos al confinamiento del hormigón
η_c, η_{co}, η_{cL}	Coeficientes relativos al confinamiento del hormigón
θ	Ángulo
λ, λ_V	Coeficientes de daño equivalente
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbeltez relativa por pandeo lateral
μ	Coeficiente de rozamiento; coeficiente nominal
μ_d	Coeficiente relativo al cálculo a flexo-compresión

μ_{dy}, μ_{dz}	Coeficiente μ_d relativo a la flexión en plano
υ	Coeficiente de reducción para tener en cuenta el efecto de la compresión en la resistencia a cortante; parámetro relacionado con la deformación de la conexión a rasante
υ_a	Módulo de Poisson para acero estructural
ξ	Parámetro relacionado con la deformación de la conexión a rasante
ρ	Parámetro relacionado con la resistencia a flexión de cálculo reducida contando con la fuerza vertical
ρ_s	Parámetro; relación de refuerzos
$\sigma_{com,c,Ed}$	Tensión de compresión longitudinal en el revestimiento debido a la fuerza normal de cálculo
$\sigma_{c,Rd}$	Resistencia local de cálculo del hormigón
σ_{ct}	Tensión de tracción en las fibras extremas del hormigón
$\sigma_{max,f}$	Tensión máxima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{min,f}$	Tensión mínima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{s,max,f}$	Tensión máxima en la armadura debida a momentos flectores $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Tensión mínima en la armadura debida a momentos flectores$M_{Ed,min,f}$
σ_s	Tensión en la armadura traccionada
$\sigma_{s,max}$	Tensión en la armadura debida a momentos flectores M_{max}
$\sigma_{s,max,0}$	Tensión en la armadura debida a momentos flectores M_{max}, despreciando el hormigón traccionado
$\sigma_{s,0}$	Tensión en la armadura traccionada despreciando la rigidez a tracción del hormigón
τ_{Rd}	Resistencia a cortante de cálculo
τ_u	Valor de la resistencia rasante de una losa mixta determinada mediante ensayos
$\tau_{u,Rd}$	Valor de cálculo para la resistencia a rasante de una losa mixta
$\tau_{u,Rk}$	Valor característico de la resistencia a rasante de una losa mixta
ϕ	Diámetro (tamaño) de una barra de acero para armar; coeficiente de impacto de daño equivalente
ϕ^*	Diámetro (tamaño) de una barra de acero para armar
φ_t	Coeficiente de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia; fluencia definida entre los tiempos t y t_0, relacionada con la deformación elástica a los 28 días
χ	Coeficiente de reducción para pandeo por flexión
χ_{LT}	Coeficiente de reducción para pandeo lateral
ψ_L	Coeficiente de envejecimiento

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

(1) El cálculo de estructuras mixtas deberá ser acorde con las reglas generales establecidas en el Anejo 18.

(2) Las disposiciones suplementarias para estructuras mixtas establecidas en esta sección serán también de aplicación.

(3) Se considerará que la estructura mixta cumple los requisitos básicos del Artículo 5 del Código Estructural cuando se aplique todo lo siguiente:

- los estados límite de cálculo considerando los coeficientes parciales de seguridad, de acuerdo con el Anejo 18,
- las acciones de acuerdo con la reglamentación específica vigente,
- la combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18 y
- las resistencias, durabilidad y servicio de acuerdo con este anejo.

2.2 Principios del cálculo en estados límite

(1) En estructuras mixtas, deberá tenerse en cuenta la secuencia del proceso constructivo.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones y condiciones ambientales

(1) Las acciones a aplicar en el cálculo se obtendrán de la reglamentación específica vigente.

(2) En la comprobación de chapas de acero como encofrados, deberá tenerse en cuenta el efecto de la deformación del encofrado (aumentando el canto del hormigón debido a la flecha de la chapa).

2.3.2 Propiedades del material y producto

(1) Salvo que se establezcan otras disposiciones en los Anejos 30 a 32, las acciones producidas por un comportamiento del hormigón variable en el tiempo deberán obtenerse del Anejo 19.

2.3.3 Clasificación de las acciones

(1) Los efectos de retracción y fluencia del hormigón y los cambios no uniformes de temperatura dan lugar a esfuerzos en la sección y a curvaturas y tensiones normales en los perfiles; los efectos que aparecen en estructuras isostáticas e hiperestáticas cuando no se considera la compatibilidad de deformaciones deberán clasificarse como efectos primarios.

(2) En estructuras hiperestáticas, los efectos primarios de retracción, fluencia y temperatura están asociados a solicitaciones adicionales, tales que los efectos totales sean compatibles; éstos deberán clasificarse como efectos secundarios y como acciones indirectas.

2.4 Comprobación por el método del coeficiente parcial de seguridad

2.4.1 Valores de cálculo

2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones

(1) Para el pretensado por deformaciones impuestas controladas, por ejemplo mediante gatos en los apoyos, el coeficiente de seguridad $\gamma_P = 1{,}0$ deberá especificarse para los Estados Límite Últimos, considerando los efectos favorables y desfavorables.

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

(1) Salvo que se requiera una estimación de resistencia mayor, los coeficientes parciales de seguridad deberán aplicarse a las resistencias características o nominales.

(2) Para el hormigón deberá aplicarse el coeficiente de seguridad γ_C. El cálculo de la resistencia a compresión vendrá dado por:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_C \qquad (2.1)$$

donde el valor característico f_{ck} deberá obtenerse de acuerdo con el apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigón convencional y con el apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigón ligero.

NOTA: El valor para γ_C es el aplicado en el Anejo 19.

(3) Para el acero de la armadura pasiva, el coeficiente de seguridad a aplicar será γ_S.

NOTA: El valor de γ_S será el aplicado en el Anejo 19.

(4) Para el acero estructural, chapas de acero nervadas y dispositivos de conexión de acero, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad γ_M. Salvo que se establezca lo contrario, el coeficiente de seguridad para acero estructural será γ_{M0}.

NOTA: Los valores de γ_M se establecen en los Anejos 22 a 29.

(5) Para las conexiones a cortante, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad $\gamma_V = 1{,}25$.

(6) Para el rasante en losas mixtas de edificación, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad $\gamma_{VS} = 1{,}25$.

(7) Para la comprobación a fatiga de los pernos con cabeza usados en edificación, deberán aplicarse los coeficientes de seguridad γ_{Mf} y $\gamma_{Mf,s} = 1{,}0$.

NOTA: El valor de γ_{Mf} será el establecido en los apartados correspondientes de los Anejos 22 a 29.

2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos

(1) Los parámetros de cálculo para secciones transversales y sistemas podrán tomarse de las normas de los productos con norma armonizada o de los planos constructivos y considerarlos como valores nominales.

2.4.1.4 Resistencias de cálculo

(1) Para estructuras mixtas, las resistencias de cálculo deberán determinarse de acuerdo con el Anejo 18, de las expresiones (6.6a) o (6.6c).

2.4.2 Combinación de las acciones

(1) Las formas generales para la combinación de acciones vienen establecidas en el apartado 6 del Anejo 18.

2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU)

(1) El formato de seguridad para la comprobación del equilibrio estático como se describe en el Apéndice A1 del Anejo 18, también es de aplicación para situaciones de cálculo equivalentes al equilibrio estático (EQU), por ejemplo para el cálculo de anclajes de sujeción o la comprobación del levantamiento de los apoyos en vigas continuas.

3 Materiales

3.1 Hormigón

(1) Las propiedades deberán obtenerse del apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigones convencionales y del apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigones ligeros.

(2) Este anejo no cubre el cálculo de estructuras mixtas con hormigones de resistencias menores que f_{ck} 25 N/mm^2 y f_{lck} 25 N/mm^2 ni mayores que f_{ck} 60 N/mm^2 y f_{lck} 60 N/mm^2.

(3) La retracción del hormigón deberá determinarse teniendo en cuenta la humedad ambiental, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón.

(4) Cuando la acción mixta se considere, los efectos de retracción autógena podrán despreciarse en la determinación de tensiones y flechas.

Nota: La experiencia muestra que los valores de retracción establecidos en el Anejo 19 pueden sobrestimar los efectos de la retracción en estructuras mixtas. Para el hormigón, se empleará el modelo de retracción del Anejo 19. En el Apéndice C se recomiendan valores para estructuras mixtas en edificación.

3.2 Acero de la armadura pasiva

(1) Las propiedades se obtendrán del apartado 3.2 del Anejo 19.

(2) Para estructuras mixtas, el valor de cálculo del módulo de elasticidad E_s podrá tomarse igual al del acero estructural establecido en el apartado 3.2.6 del Anejo 22.

3.3 Acero estructural

(1) Las propiedades se obtendrán por referencia a los apartados 3.1 y 3.2 del Anejo 22.

(2) Las reglas de este anejo se aplican al acero estructural con límite elástico no superior a $460\ N/mm^2$.

3.4 Dispositivos de conexión

3.4.1 Generalidades

(1) Los requisitos de los elementos de fijación y materiales de soldadura se obtendrán del Anejo 26.

3.4.2 Pernos conectadores

(1) Las propiedades y requisitos se describen en el apartado 112.1 del Código Estructural.

3.5 Chapas de acero nervadas para losas mixtas en edificación

(1) Las propiedades deberán obtenerse del apartado 112.2 del Código Estructural. Las reglas de este Anejo se aplican en el cálculo de losas mixtas con chapa nervada fabricada de acuerdo con la serie de normas UNE-EN 10025, chapas de acero conformado en frío de acuerdo con las normas UNE-EN 10149-2 o UNE-EN 10149-3 o chapas de acero galvanizado de acuerdo con la norma UNE-EN 10346.

El valor mínimo del espesor nominal t de las chapas de acero será $t \geq 0{,}70\ \mathrm{mm}$.

4 Durabilidad

4.1 Generalidades

(1) Deberá seguirse lo dispuesto en el Artículo 113 del Código Estructural.

(2) Los detalles constructivos de los conectadores deberán estar de acuerdo con el apartado 6.6.5.

4.2 Chapas de acero nervadas para losas mixtas en edificación

(1) Las superficies expuestas de la chapa deberán protegerse adecuadamente para resistir las condiciones atmosféricas pertinentes.

(2) Si se especifica un revestimiento protector de zinc, deberá cumplir los requisitos de la norma UNE-EN 10346.

(3) Un revestimiento protector de zinc con una masa total de $275 g/m^2$ (incluyendo ambos lados) es suficiente para forjados interiores en un ambiente no agresivo, pero las especificaciones pueden variar en función de las condiciones de servicio.

5 Análisis estructural

5.1 Modelización estructural para el análisis

5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas

(1) El modelo estructural y las hipótesis básicas deberán escogerse de acuerdo con el apartado 5.1.1 del Anejo 18 y deberán reflejar el comportamiento anticipado de las secciones transversales, elementos, uniones y apoyos.

(2) El apartado 5 se aplica a estructuras mixtas en las que la mayoría de los elementos y uniones son mixtos o de acero estructural. Cuando el comportamiento estructural sea esencialmente de hormigón armado o pretensado, con sólo unos pocos elementos mixtos, el análisis global deberá realizarse generalmente de acuerdo con el Anejo 19.

(3) El dimensionamiento de losas mixtas con chapas nervadas en edificación deberá realizarse de acuerdo con el apartado 9.

5.1.2 Modelización de uniones

(1) La influencia del comportamiento de las uniones en la distribución de esfuerzos en una estructura y en la deformada total de la estructura, podrá despreciarse en general salvo cuando estos efectos sean significativos (como en el caso de uniones semi-continuas), en cuyo caso deberán considerarse, véase el apartado 8 y el Anejo 26.

(2) Para identificar si la influencia en el comportamiento de las uniones debe considerarse en el cálculo, podrá hacerse una distinción entre los tres modelos de uniones siguientes, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1.1 del Anejo 26:

- simple, en la que se puede asumir que la unión no transmite momentos flectores;

- continua, en la que la rigidez y/o la resistencia de la unión permite suponer la completa continuidad de los elementos en el cálculo;
- semi-continua, en la que el comportamiento de la unión necesita considerarse en el cálculo.

(3) Para edificación, los requisitos de los diferentes tipos de uniones se establecen en apartado 8 y en el Anejo 26.

5.1.3 Interacción suelo estructura

(1) Deberán considerarse las deformaciones características de los apoyos cuando sean significativas.

5.2 Estabilidad estructural

5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

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

- un análisis de primer orden, aplicando una geometría inicial de la estructura;
- un análisis de segundo orden, considerando la influencia de la deformada de la estructura.

(2) Los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) deberán considerarse si aumentan considerablemente los efectos de las acciones o modifican significativamente el comportamiento de la estructura.

(3) El análisis de primer orden podrá aplicarse si el aumento de los esfuerzos provocados por las deformaciones obtenidas del análisis de primer orden es menor del 10%. Esta condición podrá considerarse cumplida si se satisface el siguiente criterio:

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

donde:

α_{cr} es el coeficiente por el que tendrían que multiplicarse las cargas de cálculo para provocar inestabilidad elástica.

(4) Para determinar la rigidez de la estructura, se deberá considerar de forma apropiada la fisuración y fluencia del hormigón y el comportamiento de las uniones.

5.2.2 Métodos de análisis para edificación

(1) En entramados planos tipo viga-pilar podrá comprobarse el modo de fallo por pandeo traslacional mediante un análisis de primer orden si el criterio (5.1) se cumple para cada planta. En estas estructuras, α_{cr} podrá calcularse aplicando la expresión establecida en el apartado 5.2.1(4) del Anejo 22, siempre que el axil de compresión en las vigas no sea significativo y se tomen las tolerancias apropiadas para la fisuración del hormigón, véase el apartado 5.4.2.3, la fluencia del hormigón, véase el apartado 5.4.2.2, y para el comportamiento de las uniones, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1 del Anejo 26.

(2) Los efectos de segundo orden deberán incluirse indirectamente aplicando un análisis de primer orden con las mayoraciones apropiadas.

(3) Si los efectos de segundo orden en los elementos individuales y las imperfecciones correspondientes en los elementos se consideran completamente en el análisis global de la estructura, las comprobaciones de estabilidad individuales de los elementos serán innecesarias.

(4) Si los efectos de segundo orden en los elementos individuales o las imperfecciones de ciertos elementos (por ejemplo pandeo lateral por torsión y/o por flexión) no se consideran completamente para

el análisis global, la estabilidad de los elementos individuales deberá comprobarse para los efectos no incluidos en el análisis global.

(5) Si el análisis global desprecia los efectos de torsión lateral, la resistencia de una viga mixta a pandeo lateral de torsión podrá comprobarse aplicando el apartado 6.4.

(6) Para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos, la estabilidad a flexión deberá comprobarse aplicando uno de los siguientes métodos:

a) por un análisis global de acuerdo con el apartado 5.2.2(3), comprobando la resistencia de la sección de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 6.7.3.7, o bien

b) por un análisis individual del elemento de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, teniendo en cuenta el momento último y las fuerzas del análisis global de la estructura incluyendo efectos de segundo orden globales y las imperfecciones globales correspondientes. El análisis del elemento deberá considerar los efectos de segundo orden en el elemento y las imperfecciones correspondientes del elemento, véase el apartado 5.3.2.3, comprobando la resistencia de la sección de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7, o bien

c) para elementos bajo un axil de compresión, mediante la aplicación de las curvas de pandeo para contar con los efectos de segundo orden en el elemento y las imperfecciones del elemento, véase el apartado 6.7.3.5. Esta comprobación deberá tener en cuenta los esfuerzos últimos del análisis global de la estructura incluyendo efectos de segundo orden globales e imperfecciones globales cuando corresponda y deberá basarse en una longitud de pandeo igual a la longitud del sistema.

(7) En aquellas estructuras en las que los pilares sean de acero estructural, la estabilidad deberá comprobarse también por comprobaciones de los elementos basadas en las longitudes de pandeo, de acuerdo con los apartados 5.2.2(8) y 6.3 del Anejo 22.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1) Deberán incorporarse las consideraciones apropiadas al cálculo de la estructura para considerar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas tales como la falta de verticalidad, de rectitud, de horizontalidad, de ajuste y las inevitables excentricidades menores presentes en las uniones de la estructura sin cargar.

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

5.3.2 Imperfecciones en edificación

5.3.2.1 Generalidades

(1) Las imperfecciones geométricas equivalentes, véanse los apartados 5.3.2.2 y 5.3.2.3, deberán aplicarse con los valores que reflejan los posibles efectos de imperfecciones globales y locales, salvo que los efectos de las imperfecciones locales se incluyan en las ecuaciones de la resistencia para la comprobación del elemento, véase el apartado 5.3.2.3.

(2) En el análisis global, podrán despreciarse las imperfecciones en los elementos mixtos comprimidos cuando, de acuerdo con el apartado 5.2.1(3), se haya aplicado el análisis de primer orden. Cuando se haya aplicado un análisis de segundo orden, las imperfecciones del elemento podrán despreciarse en el análisis global si:

$$\bar{\lambda} \leq 0{,}5\sqrt{N_{pl,Rk}/N_{Ed}} \qquad (5.2)$$

donde:

$\bar{\lambda}$ se define en el apartado 6.7.3.3 y se calcula para el elemento considerado como articulado en sus extremos

$N_{pl,Rk}$ se define en el apartado 6.7.3.3

N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza normal.

(3) Las imperfecciones de los elementos deberán considerarse siempre que se compruebe la estabilidad en la longitud de un elemento de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7.

(4) Las imperfecciones en los elementos comprimidos de acero deberán considerarse de acuerdo con los apartados 5.3.2 y 5.3.4 del Anejo 22.

5.3.2.2 Imperfecciones globales

(1) Deberán considerarse los efectos de las imperfecciones de acuerdo con el apartado 5.3.2 del Anejo 22.

5.3.2.3 Imperfecciones de los elementos

(1) Los valores de cálculo de las imperfecciones equivalentes iniciales a flexión para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos deberán tomarse de la tabla A30.6.5.

(2) Para vigas mixtas sin coacciones laterales, los efectos de las imperfecciones se consideran en la ecuación dada para el momento resistente a pandeo lateral, véase el apartado 6.4.

(3) Para elementos de acero, los efectos de las imperfecciones se consideran en la ecuación dada para la resistencia a pandeo, véase el apartado 6.3 del Anejo 22.

5.4 Cálculo de los efectos de las acciones

5.4.1 Método del análisis global

5.4.1.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones podrán calcularse mediante un análisis global elástico, incluso cuando la resistencia de una sección se obtenga de su resistencia plástica o no lineal.

(2) El análisis elástico global deberá utilizarse para los estados límite de servicio, con las correcciones apropiadas para los efectos no lineales tales como la fisuración del hormigón.

(3) El análisis elástico global deberá utilizarse para la comprobación del estado límite de fatiga.

(4) Los efectos de arrastre por cortante y de abolladura deberán considerarse si su influencia es significativa en el análisis global.

(5) Los efectos de la abolladura de los elementos de acero en el método elegido de análisis podrán tenerse en cuenta mediante la clasificación de las secciones, véase el apartado 5.5.

(6) Los efectos de la abolladura de los elementos de acero en su rigidez podrán omitirse en secciones mixtas normales. Para secciones de Clase 4 véase el apartado 2.2 del Anejo 25.

(7) Deberán considerarse los efectos en el análisis global del deslizamiento en los agujeros de los tornillos y otras deformaciones similares de los dispositivos de conexión

(8) Salvo que se aplique un análisis no lineal, podrán despreciarse los efectos del deslizamiento y separación en el cálculo de esfuerzos en las superficies de contacto hormigón-acero en las que los conectadores cumplan con lo dispuesto en el apartado 6.6.

5.4.1.2 Anchura eficaz de las alas para el arrastre por cortante

(1) Deberá tenerse en cuenta la flexibilidad de las alas de acero u hormigón por cortante en su propio plano (arrastre por cortante) bien por medio de análisis más rigurosos o bien utilizando una anchura eficaz del ala.

(2) Los efectos de arrastre por cortante en elementos de chapa deberán considerarse de acuerdo con el apartado 5.2.1(5) del Anejo 22.

(3) La anchura eficaz de las alas de hormigón deberá determinarse de acuerdo con los siguientes puntos.

(4) Cuando se aplique un análisis elástico global, podrá asumirse una anchura eficaz constante a lo largo de todo el vano. Este valor podrá tomarse como $b_{eff,1}$ en el centro de vano para un vano biapoyado, o como $b_{eff,2}$ en el apoyo de un voladizo.

(5) Para apoyos intermedios o en centro de vano, la anchura total eficaz b_{eff}, véase la figura A30.5.1, podrá determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \qquad (5.3)$$

donde:

b_0 es la distancia entre ejes de conectadores exteriores

b_{ei} es el valor de la anchura eficaz de las alas de hormigón a cada lado del alma y se toma como $L_e/8$ no siendo mayor que la anchura geométrica b_i. El valor b_i deberá tomarse como la distancia del conectador extremo al punto medio situado entre almas adyacentes, medido a media altura del ala de hormigón, salvo en un extremo libre en el que b_i es la distancia al extremo libre de la sección. La longitud L_e se tomará como la distancia aproximada entre puntos de momento nulo. Para las típicas vigas mixtas continuas, donde la envolvente de momentos de varias combinaciones de cargas impone el cálculo, y para ménsulas, L_e podrá suponerse como indica la figura A30.5.1.

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

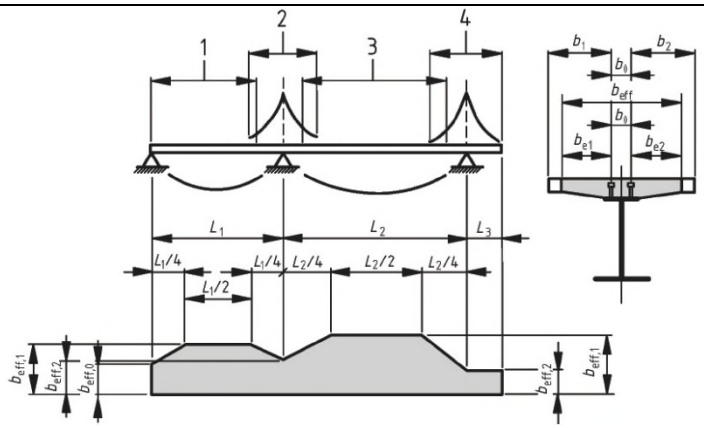
$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \qquad (5.4)$$

con

$$\beta_i = \left(0{,}55 + \frac{0{,}025\, L_e}{b_{ei}}\right) \leq 1{,}0 \qquad (5.5)$$

donde:

b_{ei} es el ancho eficaz, véase el punto (5), del vano exterior en el centro de vano y L_e es la luz equivalente del vano exterior de acuerdo con la figura A30.5.1.



1 $L_e = 0{,}85L_1$ para $b_{eff,1}$

2 $L_e = 0{,}25(L_1 + L_2)$ para $b_{eff,2}$

3 $L_e = 0{,}70L_2$ para $b_{eff,1}$

4 $L_e = 2L_3$ para $b_{eff,2}$

Figura A30.5.1 Luces equivalentes, para anchos eficaces del ala de hormigón

(7) La distribución del ancho eficaz entre apoyos y centro de vano podrá asumirse como indica la figura A30.5.1.

(8) Cuando en edificación la resistencia o rigidez a torsión de una unión influya en la distribución de los momentos flectores, deberá considerarse en la determinación de la L_e.

(9) De forma simplificada para el análisis de estructuras en edificación, b_0 podrá tomarse nula y b_i podrá medirse desde el centro del alma.

5.4.2 Análisis elástico lineal

5.4.2.1 Generalidades

(1) Deberán considerarse los efectos de fisuración, fluencia y retracción del hormigón, el proceso constructivo y el pretensado.

5.4.2.2 Fluencia y retracción

(1) Deberán considerarse apropiadamente los efectos de fluencia y retracción del hormigón.

(2) Excepto para los elementos con ambas alas mixtas, los efectos de fluencia deberán considerarse aplicando el coeficiente de homogeneización n_L para el hormigón. El coeficiente de homogeneización dependerá del tipo de carga (subíndice L) dado por:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \qquad (5.6)$$

donde:

n_0 es el coeficiente de homogeneización E_a/E_{cm} para cargas a edades tempranas

E_{cm} es el módulo de elasticidad secante del hormigón para cargas a edades tempranas de acuerdo con el Anejo 19, tabla A19.3.1 o tabla A19.11.3.1

φ_t es el coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ de acuerdo con el apartado 3.1.4 o 11.3.3 del Anejo 19, dependiente de la edad (t) del hormigón en el momento considerado y de la edad en el momento de la carga (t_0)

ψ_L es el coeficiente de envejecimiento dependiente del tipo de carga, siendo $1{,}1$ para cargas permanentes, $0{,}55$ para efectos primarios y secundarios de retracción y $1{,}5$ para pretensados por deformaciones impuestas.

(3) Para cargas permanentes en estructuras mixtas montadas en varias fases se podrá tomar un valor medio de t_0, a utilizar en la determinación del coeficiente de fluencia. Esta hipótesis puede tomarse también para pretensados por deformación impuesta, si la edad de todo el hormigón en el vano correspondiente al momento de pretensado es superior a los 14 días.

(4) Para retracción, la edad de carga se tomará generalmente como 1 día.

(5) Cuando se utilicen losas prefabricadas o cuando en el pretensado de las losas prefabricadas de hormigón se haga pre-conexión, el coeficiente de envejecimiento y los valores de retracción dependientes del tiempo deberán utilizarse cuando la acción mixta se haga eficaz.

(6) Cuando la distribución de momentos a t_0 cambie significativamente por la fluencia, por ejemplo en vigas continuas de estructuras mixtas con vanos mixtos y no mixtos, deberán considerarse los efectos secundarios dependientes del tiempo debidos a la fluencia, excepto en el análisis global para el estado límite último para elementos cuyas secciones sean todas Clase 1 o 2. Para efectos secundarios dependientes del tiempo, el coeficiente de homogeneización podrá determinarse con un coeficiente de envejecimiento ψ_L de $0{,}55$.

(7) Los efectos primarios y secundarios debidos a la retracción y fluencia del ala de hormigón deberán considerarse adecuadamente. Los efectos de fluencia y retracción del hormigón podrán despreciarse en estados límite últimos excepto el de fatiga, en elementos mixtos cuyas secciones sean todas de Clase 1 o 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral por torsión. Para estados límite de servicio, véase el apartado 7.

(8) En zonas en las que la losa de hormigón se suponga fisurada, los efectos primarios debidos a la retracción podrán despreciarse en el cálculo de los efectos secundarios.

(9) En pilares mixtos y elementos comprimidos se considerarán los efectos de la fluencia de acuerdo con el apartado 6.7.3.4(2).

(10) En doble acción mixta con ambas alas no fisuradas (por ejemplo en el caso de que estén pretensadas) los efectos de fluencia y retracción deberán determinarse con métodos más precisos.

(11) Por simplificación, en estructuras de edificación que satisfagan la expresión (5.1) o el apartado 5.2.2(1) que no tengan generalmente fines de almacenamiento y no estén pretensadas por deformaciones impuestas controladas, los efectos de fluencia en vigas mixtas podrán considerarse tomando las áreas de hormigón A_c como áreas equivalentes eficaces de acero A_c/n tanto para cargas a edades tempranas como diferidas, donde n es el coeficiente de homogeneización correspondiente al módulo de elasticidad efectivo $E_{c,eff}$ tomado como $\frac{E_{cm}}{2}$.

5.4.2.3 Efector de la fisuración del hormigón

(1) Deberán considerarse los efectos de la fisuración del hormigón.

(2) El siguiente método podrá aplicarse para la determinación de los efectos de la fisuración en vigas mixtas con alas de hormigón. Deberá calcularse primero la envolvente de esfuerzos para las combinaciones características, véase el apartado 6.5.3 del Anejo 18, incluyendo efectos diferidos, utilizando la rigidez a flexión $E_a I_1$ de secciones no fisuradas. Esto se define como “análisis de la sección no fisurada”. En las zonas en las que la tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón debida a la envolvente de los efectos globales alcance un valor superior al doble de la resistencia f_{ctm} o f_{1ctm}, véase el Anejo 19, tabla A19.3.1 o tabla A19.11.3.1, la rigidez deberá reducirse a $E_a I_2$, véase el apartado 1.5.2.12. Esta distribución de rigideces podrá utilizarse para estados límite últimos y para

estados límite de servicio. Con un re-análisis se determinará una nueva distribución de esfuerzos y deformadas si procede. Esto se define como “análisis de la sección fisurada”.

(3) Podrá aplicarse el siguiente método simplificado para vigas mixtas continuas con alas de hormigón no pretensadas sobre la sección de acero, incluyendo vigas en pórticos que resistan fuerzas horizontales mediante arriostramientos. Cuando todas las relaciones de longitud de vanos continuos adyacentes (pequeñas/largas) sean al menos de $0{,}6$, el efecto de la fisuración podrá tenerse en cuenta aplicando una rigidez a flexión $E_a I_2$ en el 15% de la luz a cada lado de cada apoyo intermedio y aplicando los valores no fisurados en cualquier otro punto $E_a I_1$.

(4) El efecto de la fisuración del hormigón en la rigidez a flexión de los soportes mixtos y los elementos comprimidos deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.7.3.4.

(5) En vigas embebidas en edificación, la contribución de cualquier revestimiento a una viga podrá determinarse utilizando la media de la rigidez fisurada y no fisurada del revestimiento. El área de hormigón comprimido podrá determinarse a partir de la distribución plástica de tensiones.

5.4.2.4 Fases y proceso constructivo

(1) Deberá realizarse un análisis apropiado para considerar los efectos de la ejecución por fases, incluyendo cuando sea necesario los efectos separados de las acciones aplicadas al acero estructural y a los elementos parcial o totalmente mixtos.

(2) Los efectos del proceso constructivo podrán despreciarse en el dimensionamiento en estados límite últimos excepto en el de fatiga, para elementos mixtos cuyas Clases sean 1 o 2 y en los que no sea necesario tener en cuenta el pandeo lateral.

5.4.2.5 Efector térmicos

(1) Deberán tenerse en cuenta los efectos debidos a la temperatura de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Los efectos térmicos podrán normalmente despreciarse en el dimensionamiento en estados límite últimos excepto en el de fatiga, para elementos mixtos cuyas secciones sean todas Clase 1 o 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral.

5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas

(1) Cuando se pretense por deformaciones impuestas controladas (por ejemplo con gatos en los apoyos), los efectos de las posibles desviaciones respecto a los valores previstos de deformaciones impuestas y rigideces deberán considerarse en el dimensionamiento de los estados límite últimos y de servicio.

(2) Salvo que se aplique un método más preciso para la determinación de esfuerzos, los valores característicos de las acciones indirectas debidas a deformaciones impuestas podrán calcularse con los valores característicos o nominales de las propiedades de los materiales y de las deformaciones impuestas, si dichas deformaciones impuestas son controladas.

5.4.3 Análisis global no lineal

(1) Podrá aplicarse un análisis no lineal de acuerdo con el apartado 5.7 del Anejo 19 y con el apartado 5.4.3 del Anejo 22.

(2) Deberá considerarse el comportamiento de los conectadores.

(3) Los efectos sobre la estructura de la geometría deformada deberán tenerse en cuenta de acuerdo con el apartado 5.2.

5.4.4 Análisis elástico lineal con redistribución limitada en edificación

(1) Siempre que no tengan que considerarse los efectos de segundo orden, el análisis elástico lineal con redistribuciones limitadas podrá aplicarse a vigas continuas y pórticos en las comprobaciones de estados límite excepto en el de fatiga.

(2) La distribución de momentos flectores dada por un análisis global elástico de acuerdo con el apartado 5.4.2 podrá redistribuirse de forma que se cumpla el equilibrio y teniendo en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de los materiales y todos los tipos de pandeo.

(3) Los momentos flectores de un análisis elástico lineal podrán redistribuirse:

a) en vigas mixtas con conectadores parciales o totales como se establece de los puntos (4) al (7);

b) en elementos de acero de acuerdo con el apartado 5.4.1(4) del Anejo 22;

c) en elementos de hormigón sometidos principalmente a flexión de acuerdo con el apartado 5.5 del Anejo 19;

d) en vigas parcialmente embebidas sin losa mixta o de hormigón, de acuerdo con (b) o (c), considerando siempre el más restrictivo de ambos.

(4) En la comprobación de los estados límite últimos que no sean de fatiga, los momentos flectores elásticos en las vigas mixtas podrán modificarse de acuerdo con los puntos de (5) a (7) cuando:

- la viga sea un elemento mixto continuo, o forme parte de un pórtico que resiste fuerzas horizontales,
- la viga se conecte por dos uniones rígidas que transmiten la resistencia última de los elementos, o por una unión rígida y la otra articulada,
- en vigas mixtas parcialmente embebidas si, o bien su capacidad de giro es suficiente para adoptar el grado de redistribución, o se desprecia la contribución del revestimiento de hormigón armado a la compresión en el cálculo del momento resistente de las secciones, ,
- cada vano sea de un canto constante y ,
- no sea necesario considerar el pandeo lateral.

(5) Cuando el punto (4) sea de aplicación, los momentos flectores en vigas mixtas, determinados mediante un análisis global elástico lineal, podrán modificarse:

- reduciendo los momentos negativos máximos en cantidades que no excedan los porcentajes dados en la tabla A30.5.1, o
- en vigas con secciones Clase 1 o 2, aumentando los momentos negativos máximos hasta un 10%, para análisis elásticos de secciones no fisuradas, o hasta un 20% para análisis elásticos de secciones fisuradas, véase el apartado 5.4.2.3,

salvo que se compruebe que la capacidad de giro permite un valor superior.

Tabla A30.5.1 Límites a la redistribución de momentos negativos. Porcentajes de los valores iniciales de momentos flectores a reducir

Clase de sección en la región de momento negativo	1	2	3	4
Análisis de sección no fisurada	40	30	20	10
Análisis de sección fisurada	25	15	10	0

(6) Para tipos de acero estructural superiores a S 355, la redistribución será únicamente de aplicación en vigas con todas sus secciones de Clases 1 y 2. La redistribución por reducción del máximo momento negativo no deberá exceder del 30% para análisis de secciones no fisuradas y del 15% para análisis de secciones fisuradas, salvo que se demuestre que la capacidad de giro permite valores mayores.

(7) Para secciones mixtas de Clases 3 o 4 los límites de la tabla A30.5.1 se refieren a los momentos flectores que, según proyecto, se suponen aplicados al elemento mixto. Los momentos aplicados a elementos de acero no deberán redistribuirse.

5.4.5 Análisis global rígido-plástico en edificación

(1) El análisis global rígido-plástico podrá aplicarse para comprobaciones de los estados límite últimos excepto el de fatiga, cuando los efectos de segundo orden no tengan que considerarse y siempre que:

- todos los elementos y uniones del pórtico sean de acero o mixtos,
- el acero cumpla con el apartado 3.2.2 del Anejo 22,
- la sección del elemento de acero cumpla con el apartado 5.6 del Anejo 22 y
- las uniones sean capaces de soportar sus momentos plásticos resistentes con la suficiente capacidad de giro.

(2) En vigas y pórticos de edificación, normalmente no será necesario considerar los efectos de los ciclos de plastificación.

(3) Cuando se aplique el análisis global rígido-plástico, en cada rótula plástica:

a) La sección de acero estructural deberá ser simétrica respecto de un plano paralelo al plano del alma o las almas,

b) Las proporciones y coacciones de los componentes de acero deberán ser tales que no aparezca pandeo lateral,

c) todas las rótulas en las que pueda aparecer rotación bajo cualquier caso de cargas, deberán disponer de coacciones laterales en el ala comprimida,

d) cuando se considere cualquier compresión en el elemento o unión éste deberá tener suficiente capacidad de giro para permitir el desarrollo de la rótula plástica necesaria,

e) cuando los requisitos de giro no se calculen, todos los elementos donde se produzcan rótulas plásticas deberán tener secciones eficaces de Clase 1.

(4) Para vigas mixtas en edificación, la capacidad de giro podrá suponerse suficiente cuando:

a) el tipo del acero estructural no sea superior a S355,

b) la contribución de cualquier revestimiento de hormigón armado comprimido se desprecie en el cálculo del momento resistente de cálculo,

c) toda sección eficaz en las rótulas plásticas sea Clase 1 y cualquier otra sección eficaz sea Clase 1 o 2,

d) cada unión viga-pilar demuestre suficiente capacidad de giro de cálculo, o tener un momento resistente de al menos $1{,}2$ veces el momento resistente plástico de la viga conectada,

e) los vanos adyacentes no difieran en sus longitudes más del 50% del vano más corto,

f) los vanos exteriores no excedan el 115% de la longitud del vano adyacente,

g) en cualquier vano en que más de la mitad de la carga de cálculo para este vano esté concentrada en una longitud de un quinto de la luz, entonces en cualquier rótula donde la losa

de hormigón esté comprimida, no deberá comprimirse más del 15% del canto total del elemento; esto no es de aplicación cuando se demuestre que la rótula será la última en formarse en cada vano y

h) el ala comprimida de acero en la rótula plástica esté coaccionada lateralmente.

(5) Salvo que se demuestre lo contrario, deberá suponerse que los pilares mixtos no tienen capacidad de giro.

(6) Cuando la sección transversal de un elemento de acero varíe a lo largo de su longitud, será de aplicación el apartado 5.6(3) del Anejo 22.

(7) Cuando se requiera una coacción por (3)c) o por (4)h), deberá colocarse a lo largo del elemento en una distancia desde la rótula no mayor que el canto de la sección de acero.

5.5 Clasificción de las secciones

5.5.1 Generalidades

(1) El sistema de clasificación definido en el apartado 5.5.2 del Anejo 22 será de aplicación en secciones de vigas mixtas.

(2) Una sección mixta deberá clasificarse de acuerdo a la clase menos favorable para sus elementos de acero comprimidos. La Clase de una sección mixta dependerá normalmente de la dirección del momento flector en cada sección.

(3) Un elemento de acero comprimido arriostrado por conexión a un elemento de hormigón armado puede considerarse de una clase más favorable, siempre que se demuestre una mejora en su comportamiento.

(4) Para la clasificación, la distribución plástica de tensiones deberá utilizarse salvo en el límite entre Clases 3 y 4, cuando la distribución elástica de tensiones deberá considerar el procedimiento constructivo y los efectos de fluencia y retracción. Para la clasificación, deberán utilizarse los valores de cálculo de las resistencias de los materiales. Deberá despreciarse el hormigón traccionado. Se determinará la distribución de tensiones de la sección bruta del alma de acero y de las alas eficaces.

(5) Para Clases 1 y 2 con barras traccionadas, el armado utilizado en el ancho eficaz deberá tener una ductilidad Clase B o C, véase el Anejo 19, tabla A19.C1. Además, para secciones cuyo momento resistente se determine por los apartados 6.2.1.2, 6.2.1.3 o 6.2.1.4, deberá disponerse de un mínimo área de armado A_s en el ancho eficaz del ala de hormigón para cumplir la siguiente condición:

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

con

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

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^2

f_{sk} es el límite elástico característico de la armadura

f_{ctm} es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, véase Anejo 19, tabla A19.3.1 o tabla A19.11.3.1

k_c es el coeficiente dado en el apartado 7.4.2

δ es igual a 1,0 para secciones Clase 2, e igual a 1,1 para secciones Clase 1 cuando se requiera giro en las rótulas plásticas.

(6) Las mallas electrosoldadas, cuando se dispongan en una losa de hormigón, no deberán incluirse en la sección eficaz salvo que se demuestre que tienen la ductilidad suficiente para asegurar que no fracturan.

(7) En el análisis global por fases constructivas, deberá tenerse en cuenta la Clase de la sección de acero en la fase considerada.

5.5.2 Clasificación de secciones mixtas sin revestimiento de hormigón

(1) El ala comprimida de acero coaccionada a pandeo por conexión eficaz al ala de hormigón por conectadores podrá suponerse Clase 1 si la separación entre conectadores cumple con el apartado 6.6.5.5.

(2) La clasificación de otras alas y almas de acero comprimidas en vigas mixtas sin revestimiento de hormigón deberán cumplir con lo establecido en el Anejo 22, tabla A22.5.2. Un elemento que no cumpla los límites para Clase 3 se considerará Clase 4.

(3) Las secciones con almas Clase 3 y alas Clase 1 o 2 podrán considerarse de Clase 2 con alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 del Anejo 22.

5.5.3 Clasificción de secciones mixtas embebidas en edificación

(1) El ala de acero exterior de una sección mixta con revestimiento de hormigón de acuerdo con el punto (2) podrá clasificarse de acuerdo con la tabla A30.5.2.

(2) Para almas de una sección embebida en hormigón, el revestimiento deberá ser armado, conectado mecánicamente a la sección de acero, y capaz de evitar el pandeo del alma y de cualquier parte del ala comprimida hacia el alma. Podrá suponerse que los requisitos anteriores se cumplen si:

a) el hormigón que reviste al alma está armado con barras longitudinales y cercos y/o mallas electrosoldadas,

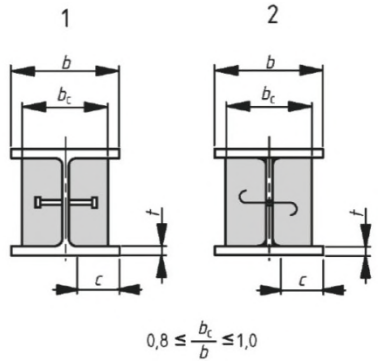
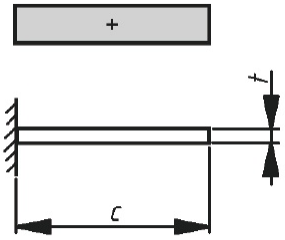
b) se cumplen los requisitos para la relación b_c/b dados en la tabla A30.5.2,

c) el hormigón situado entre las alas se conecta con el alma de acuerdo con la figura A30.6.10, soldando los cercos al alma o por medio de barras de al menos $\Phi 6\ mm.$ pasantes a través de huecos y/o con pernos de diámetro superior a $10\ mm$ soldados al alma y

d) la separación longitudinal de los pernos a cada lado del alma o de las barras pasantes a través de los huecos no es mayor de $400\ mm.$ La distancia entre la cara interior de cada ala y la fila más cercana de conexiones al alma no es superior a $200\ mm$. Para secciones de acero con canto máximo no menor de $400\ mm$ y dos o más filas de conexiones, podrán disponerse los pernos y/o las barras pasantes a través de los huecos al tresbolillo.

(3) Un alma de acero Clase 3 embebida en hormigón de acuerdo con el punto (2), podrá considerarse como un alma eficaz de la misma sección de Clase 2.

Tabla A30.5.2 Clasificación de alas de acero comprimidas para secciones parcialmente embebidas

1 2 		+  Distribución de tensiones (compresiones positivas)
Clase	Tipo	Límites
1	(1) laminada (2) armada	$c/t \leq 9\varepsilon$
2		$c/t \leq 14\varepsilon$
3		$c/t \leq 20\varepsilon$

6 Estados Límite Últimos

6.1 Vigas

6.1.1 Vigas en edificación

(1) Las vigas mixtas se definen en el apartado 1.5.2. Las secciones típicas se muestran en la figura A30.6.1, bien con una losa maciza, o bien con una losa mixta. Las vigas parcialmente embebidas son aquéllas en las que el alma de la sección de acero está embebida en hormigón armado y se dispone conexión a rasante entre el hormigón y los componentes de acero.

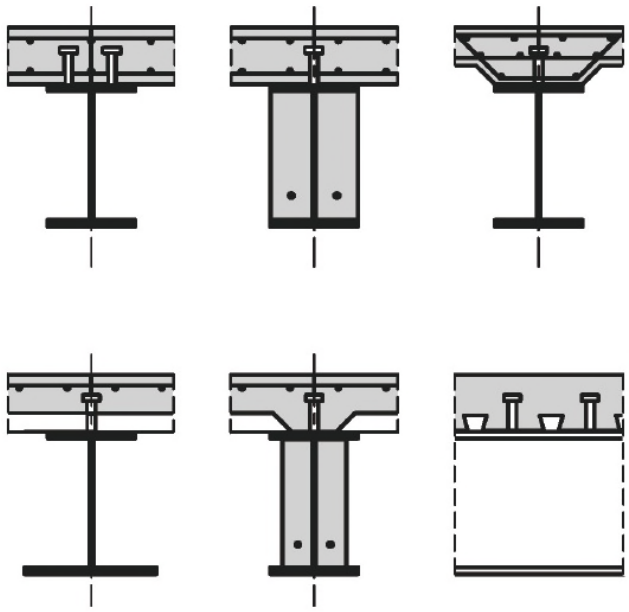


Figura A30.6.1 Secciones típicas de vigas mixtas

(2) Las resistencias de cálculo de las secciones mixtas a flexión y/o a cortante deberán determinarse de acuerdo con el apartado 6.2 para vigas mixtas con secciones de acero y con el apartado 6.3 para vigas mixtas parcialmente embebidas.

(3) Las vigas mixtas deberán comprobarse a:

- resistencia de las secciones críticas (apartados 6.2 y 6.3);
- resistencia a pandeo lateral por torsión (apartado 6.4)
- resistencia a abolladura (apartado 6.2.2.3) y a fuerzas transversales en las almas (apartado 6.5);
- resistencia a esfuerzo rasante (apartado 6.6).

(4) Las secciones críticas incluyen:

- secciones de máximo momento flector;
- apoyos;
- secciones sometidas a cargas concentradas o reacciones;
- zonas en las que haya cambios bruscos en la sección, distintos a los debidos a la fisuración del hormigón.

(5) Una sección con un cambio brusco deberá considerarse como una sección crítica cuando la relación entre el mayor y el menor momento resistente sea mayor que $1{,}2$.

(6) Para la comprobación de la resistencia a rasante, la longitud crítica consiste en la longitud entre dos secciones críticas. Para este propósito, la sección crítica incluye también:

- extremos libres de los voladizos;
- en elementos de canto variable, secciones tales que la relación entre los momentos resistentes plásticos mayor y menor (bajo flexión en la misma dirección) para cualquier par adyacente de secciones no exceda de $1{,}5$.

(7) Los conceptos “conexión total a rasante” y “conexión parcial a rasante” son aplicables únicamente a vigas a las que se aplique la teoría plástica para el cálculo de resistencias a flexión de secciones críticas. El vano de una viga, o voladizo, tendrá conexión total a rasante cuando el incremento en el número de conectadores no aumente el momento resistente de cálculo del elemento. En caso contrario, la conexión a rasante será parcial.

NOTA: Los límites a la utilización de conexión parcial a rasante se establecen en el apartado 6.6.1.2.

6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones

(1) El ancho eficaz del ala de hormigón para la comprobación de la sección deberá determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 teniendo en cuenta la distribución del ancho eficaz entre las zonas de apoyos y centro de vano.

(2) Como simplificación en edificación, podrá suponerse un ancho eficaz constante en toda la zona de flectores positivos de cada vano. Este valor podrá tomarse igual a $b_{eff,1}$ en el centro de vano. La misma hipótesis podrá aplicarse en toda la zona de flectores negativos a ambos lados de los apoyos intermedios. Estos valores podrán tomarse como el valor $b_{eff,2}$ en los apoyos correspondientes.

6.2 Resistencias de las secciones transversales de vigas

6.2.1 Resistencia a flexión

6.2.1.1 Generalidades

(1) La resistencia a flexión de cálculo deberá determinarse por la teoría rígido-plástica únicamente cuando la sección eficaz mixta sea Clase 1 o 2 y cuando no se utilice el pretensado con tendones.

(2) Se podrán aplicar el análisis elástico y la teoría no lineal para determinar la resistencia a flexión de secciones de cualquier Clase.

(3) Para el análisis elástico y la teoría no lineal, podrá suponerse que la sección mixta permanece plana si los conectadores y la armadura transversal están calculadas de acuerdo con el apartado 6.6, considerando distribuciones apropiadas de la fuerza rasante de cálculo.

(4) La resistencia a tracción del hormigón deberá despreciarse.

(5) Cuando la sección de acero de un elemento mixto sea curva en planta, los efectos de la curvatura deberán tenerse en cuenta.

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

(1) Para el cálculo de $M_{pl,Rd}$ pueden hacerse las siguientes hipótesis:

a) hay una adherencia perfecta entre el acero estructural, la armadura y el hormigón;

b) el área eficaz del elemento de acero estructural está sometida a una tensión igual a su límite elástico de cálculo f_{yd} a tracción o a compresión;

c) el área eficaz de la armadura longitudinal traccionada y comprimida está sometida a una tensión igual a su límite elástico de cálculo f_{sd} a tracción o a compresión. De forma alternativa, podrá despreciarse la armadura a compresión de una losa de hormigón;

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

Las distribuciones típicas de tensiones plásticas se muestran en la figura A30.6.2.

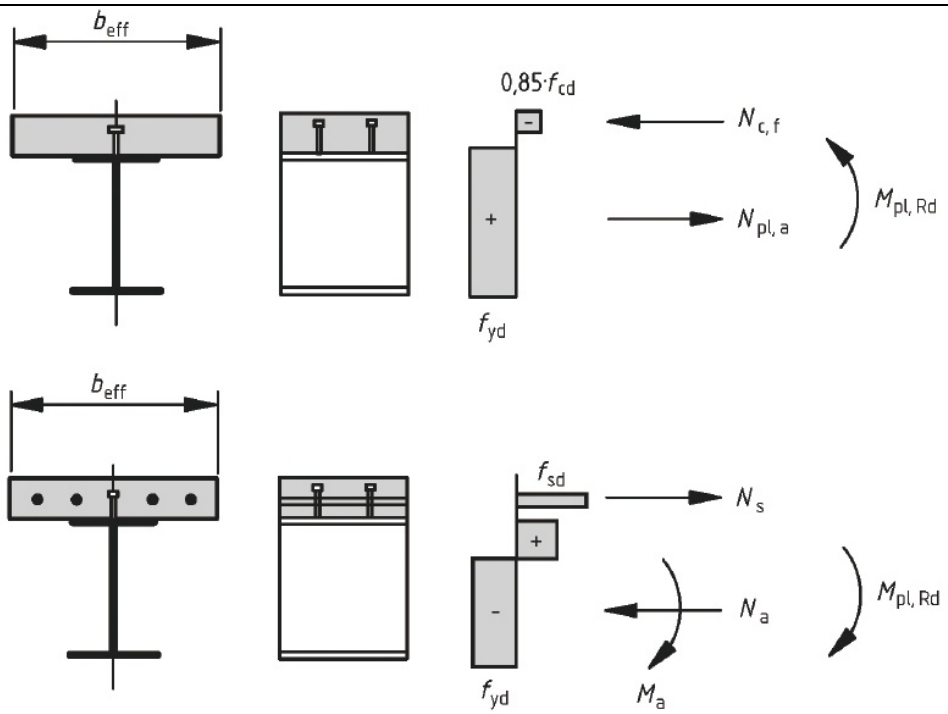


Figura A30.6.2 Ejemplos de distribuciones de tensiones plásticas para una viga mixta con losa maciza y conexión total a rasante en flexión positiva y negativa

(2) Para secciones mixtas con acero estructural de tipo S420 o S460, cuando la distancia x_{pl} entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida supera el 15% del canto total h del elemento, el momento resistente de cálculo M_{Rd} deberá tomarse como $\beta M_{pl,Rd}$ donde β es el coeficiente de reducción dado en la figura A30.6.3. Para valores de x_{pl}/h superiores a $0{,}4$, el momento resistente deberá determinarse según el apartado 6.2.1.4 o 6.2.1.5.

(3) Cuando se aplique la teoría plástica y la armadura se encuentre traccionada, esta armadura deberá cumplir con el apartado 5.5.1(5).

(4) En edificación, las chapas nervadas deberán despreciarse a compresión.

(5) En edificación, toda chapa nervada traccionada dentro de la sección eficaz deberá suponerse trabajando con su límite elástico $f_{yp,d}$.

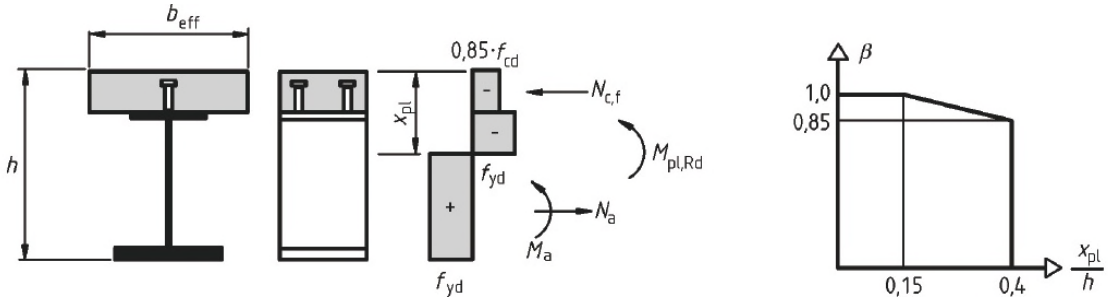


Figura A30.6.3 Coeficiente de reducción β para $M_{pl,Rd}$

6.2.1.3 Momento plástico resistente de secciones con conexiones parciales a rasante en edificación

(1) En zonas de flexión positiva de vigas mixtas en edificación, podrán utilizarse las conexiones parciales a cortante de acuerdo con los apartados 6.6.1 y 6.6.2.2.

(2) Salvo que se compruebe lo contrario, el momento plástico resistente en flexión negativa deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.2 y deberán disponerse los conectadores apropiados para asegurar la plastificación de la armadura a tracción.

(3) Cuando se utilicen conectadores dúctiles, el momento resistente de la sección crítica de la viga M_{Rd} podrá calcularse mediante la teoría rígido-plástica de acuerdo con el apartado 6.2.1.2, utilizando un valor reducido de la fuerza de compresión en el ala comprimida de hormigón N_c en lugar de la fuerza $N_{c,f}$ dada en el apartado 6.2.1.2(1)(d). La relación $\eta = N_c/N_{c,f}$ es el grado de conexión a rasante. La posición de la fibra neutra plástica en la losa de hormigón deberá determinarse con la nueva fuerza N_c, véase la figura A30.6.4. Hay una segunda fibra neutra plástica en la sección de acero que deberá utilizarse para la clasificación del alma.

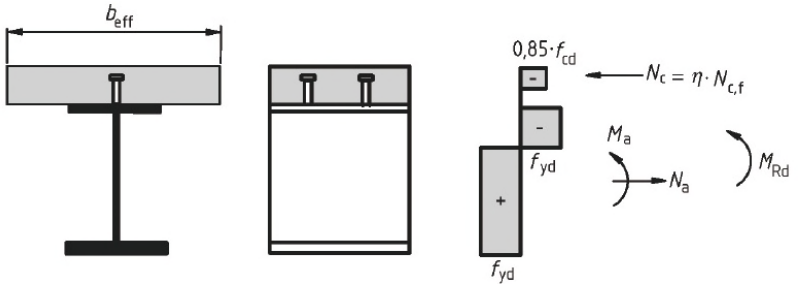
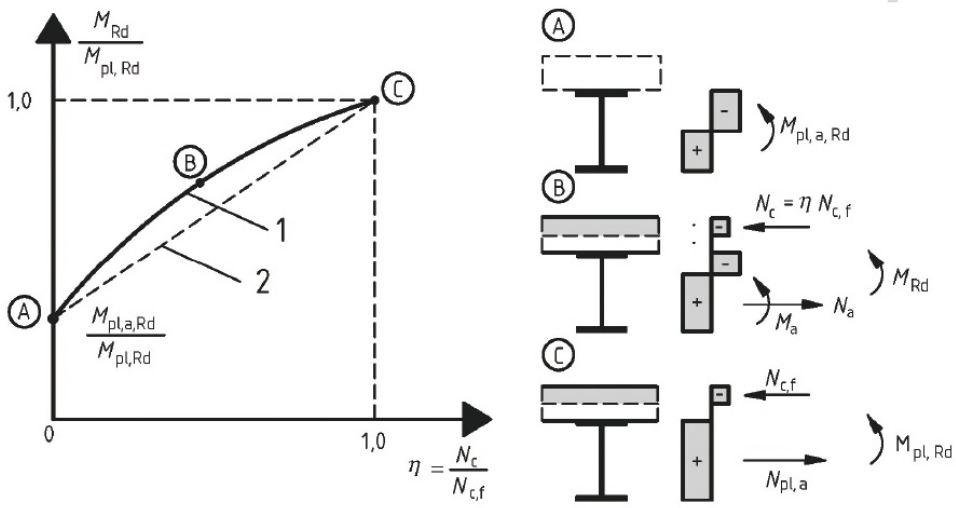


Figura A30.6.4 Distribución plástica de tensiones bajo momento positivo para conexión parcial a rasante

(4) La relación entre M_{Rd} y N_c en (3) se da cualitativamente por la curva convexa ABC en la figura A30.6.5 donde $M_{pl,a,Rd}$ y $M_{pl,Rd}$ son los momentos plásticos resistentes de cálculo para flexión positiva de la sección de acero estructural sola y de la sección mixta con conexión total a rasante, respectivamente.



1 teoría plástica
2 método simplificado

Figura A30.6.5 Relación entre M_{Rd} y N_c (para conectadores dúctiles)

(5) Para el método indicado en el punto (3), un valor conservador de M_{Rd} puede determinarse por la línea recta AC en la figura A30.6.5:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}\right)\frac{N_c}{N_{c,f}} \qquad (6.1)$$

6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal

(1) Cuando el momento resistente de una sección mixta se determine por la teoría no lineal, deberá considerarse la relación tensión-deformación de los materiales.

(2) Deberá asumirse que la sección mixta permanece plana y que la deformación en la armadura pasiva, tanto a tracción como a compresión, es la misma que la deformación media del hormigón de alrededor.

(3) Las tensiones en el hormigón comprimido deberán calcularse a partir de las curvas tensión-deformación dadas en el apartado 3.1.7 del Anejo 19.

(4) Las tensiones en la armadura deberán calcularse con los diagramas bilineales dados en el apartado 3.2.7 del Anejo 19.

(5) Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado deberán calcularse con el diagrama bilineal dado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 y deberán considerar los efectos del proceso constructivo (por ejemplo, apeado o no apeado).

(6) Para secciones mixtas Clase 1 o 2 con ala de hormigón comprimida, la resistencia no lineal a flexión M_{Rd} podrá determinarse en función de la fuerza de compresión en el hormigón N_c utilizando las expresiones simplificadas (6.2) y (6.3), como muestra la figura A30.6.6:

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

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

con

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

donde:

$M_{a,Ed}$ es el momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural antes del comportamiento mixto

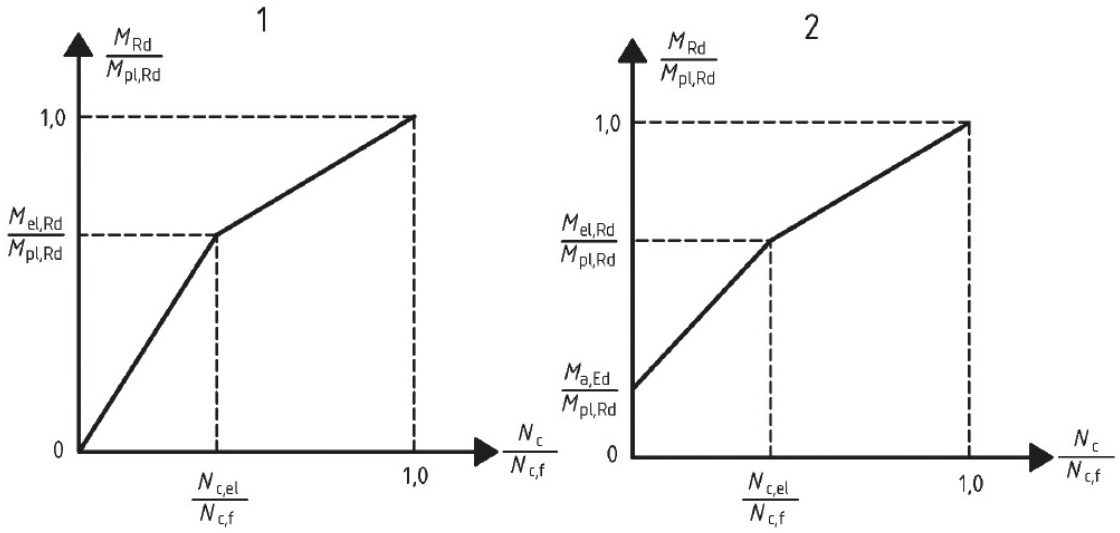
$M_{c,Ed}$ es la parte del momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta

k es el coeficiente mínimo para que se alcance el límite de tensiones indicado en el apartado 6.2.1.5(2); cuando se construya sin apeos provisionales, el proceso constructivo deberá tenerse en cuenta

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

Para secciones en las que sea de aplicación el apartado 6.2.1.2(2), deberá utilizarse el valor reducido $\beta M_{pl,Rd}$ en vez de $M_{pl,Rd}$ en la expresión (6.3) y en la figura A30.6.6.

(7) En edificación, la determinación de $M_{el,Rd}$ podrá simplificarse aplicando el apartado 5.4.2.2(11).



1 construcción apeada

2 construcción no apeada

Figura A30.6.6 Relación simplificada entre M_{Rd} y N_c para secciones con la losa de hormigón comprimida

6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión

(1) Las tensiones deberán calcularse por la teoría elástica, utilizando un ancho eficaz del ala de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2. Para secciones Clase 4, la sección eficaz de acero estructural deberá calcularse de acuerdo con el apartado 4.3 del Anejo 25.

(2) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión basado en la sección eficaz, las tensiones limitantes deberán tomarse como:

- f_{cd} en el hormigón comprimido,
- f_{yd} en el acero estructural traccionado o comprimido,
- f_{sd} en la armadura pasiva traccionada o comprimida. De forma alternativa, la armadura comprimida en la losa de hormigón podrá despreciarse.

(3) Las tensiones debidas a las acciones actuando únicamente sobre el acero estructural deberán añadirse a las tensiones debidas a las acciones actuantes sobre el elemento mixto.

(4) Salvo que se aplique un método más preciso, el efecto de la fluencia deberá considerarse mediante el coeficiente de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.

(5) En secciones con hormigón traccionado y que se supone fisurado, las tensiones debidas a los efectos isostáticos de la retracción podrán despreciarse.

6.2.2 Resistencia a cortante

6.2.2.1 Alcance

(1) El apartado 6.2.2 se aplica a vigas mixtas con elementos de acero laminados o armados de alma llena, que pueden estar rigidizados.

6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante

(1) La resistencia a cortante $V_{pl,Rd}$ deberá tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural $V_{pl,a,Rd}$, salvo que se establezca el valor de contribución de la parte de hormigón de la viga.

(2) La resistencia plástica de cálculo a cortante $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero estructural deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.6 del Anejo 22.

6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante

(1) La resistencia a abolladura por cortante $V_{b,Rd}$ del alma de acero no embebida deberá determinarse de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25.

(2) No deberá considerarse la contribución de la losa de hormigón, salvo que se apliquen métodos más precisos que el del apartado 5 del Anejo 25 y que la conexión a rasante se calcule para la fuerza vertical correspondiente.

6.2.2.4 Flexión y cortante

(1) Cuando el esfuerzo cortante de cálculo V_{Ed} sea superior a la mitad de la resistencia a cortante V_{Rd} dada por el menor de los valores: $V_{pl,Rd}$ del apartado 6.2.2.2 o por $V_{b,Rd}$ del apartado 6.2.2.3, deberá considerarse su efecto sobre el momento resistente.

(2) Para secciones de Clase 1 o 2, puede tenerse en cuenta la influencia del cortante en la resistencia a flexión mediante una resistencia de cálculo reducida del acero $(1-\rho)f_{yd}$ en el área de cortante, como se muestra en la figura A30.6.7 donde:

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

y V_{Rd} es la resistencia a cortante, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2.2 o 6.2.2.3.

(3) Para secciones transversales en Clases 3 y 4, es aplicable el apartado 7.1 del Anejo 25 del Código Estructural utilizando M_{ed} , el momento flector total en la sección considerada, y tanto $M_{pl,Rd}$ como $M_{f,Rd}$ para las sección mixta.

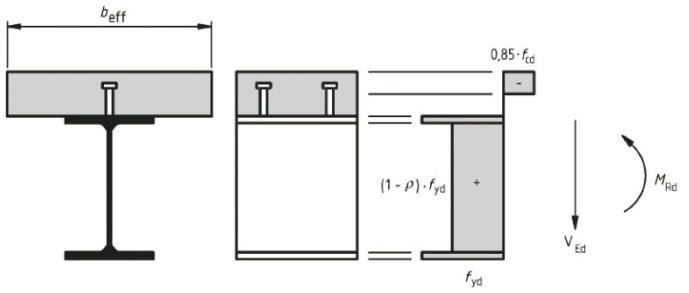


Figura A30.6.7 Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante

6.3 Resistencia de las secciones de vigas parcialmente embebidas en edificación

6.3.1 Alcance

(1) Las vigas parcialmente embebidas se definen en el apartado 6.1.1(1). Una losa de hormigón o mixta puede formar parte también de la sección eficaz de una viga mixta, siempre que esté unida a una sección de acero por una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6. Las secciones típicas se muestran en la figura A30.6.8.

(2) Se aplica el apartado 6.3 a secciones Clase 1 o 2 parcialmente embebidas, siempre que d/t_w no sea mayor que 124ε.

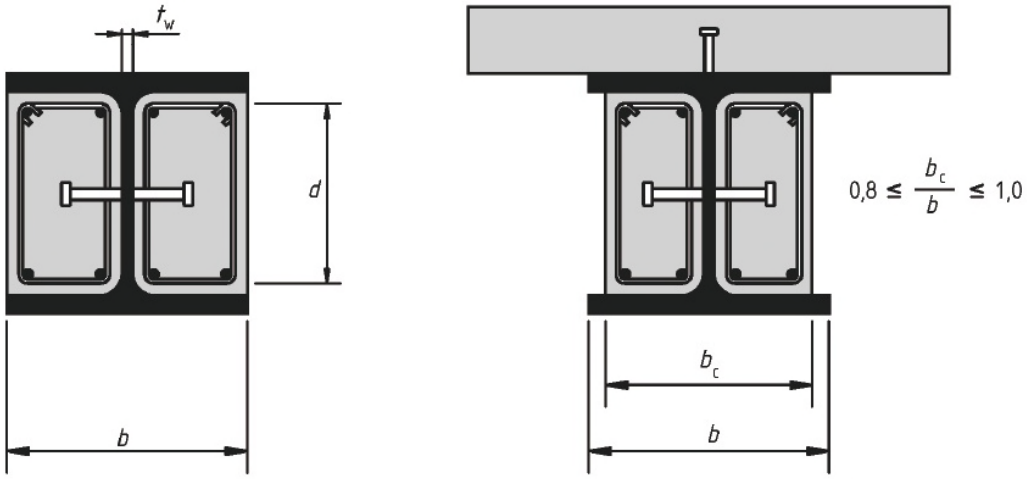


Figura A30.6.8 Secciones transversales típicas de vigas parcialmente embebidas

(3) Serán de aplicación todas las disposiciones de este anejo, salvo que se establezcan reglas diferentes en el apartado 6.3.

6.3.2 Resistencia a flexión

(1) Deberán disponerse conexiones totales a cortante entre la sección de acero estructural y el hormigón que reviste el alma de acuerdo con el apartado 6.6.

(2) El momento resistente de cálculo podrá determinarse por la teoría plástica. La armadura comprimida del hormigón de revestimiento podrá despreciarse. En la figura A30.6.9 se muestran algunos ejemplos de distribuciones plásticas típicas de tensiones.

(3) Podrán utilizarse conexiones parciales a rasante para fuerzas de compresión en cualquier losa de hormigón o mixta que forme parte de la sección eficaz.

(4) Cuando se utilicen conexiones parciales a rasante con conectadores dúctiles, el momento plástico resistente de la viga deberá calcularse de acuerdo con los apartados 6.3.2(2) y 6.2.1.2(1), salvo que se utilice un valor reducido de la fuerza de compresión en la losa de hormigón mixta N_c como en los apartados 6.2.1.3(3), (4) y (5).

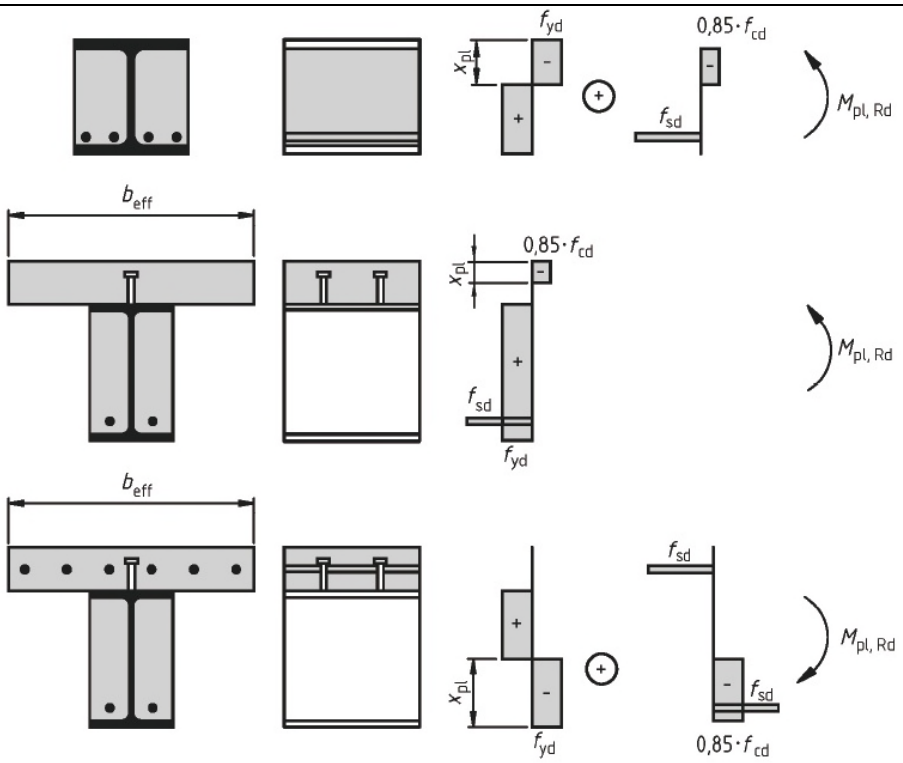


Figura A30.6.9 Ejemplos de distribuciones plásticas de tensiones en secciones eficaces

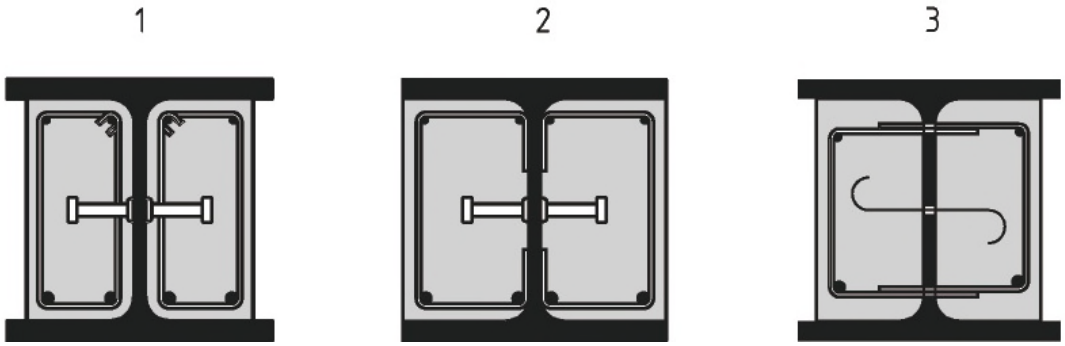
6.3.3 Resistencia a cortante

(1) La resistencia a cortante de cálculo del acero estructural $V_{pl,a,Rd}$ deberá determinarse por la teoría plástica de acuerdo con el apartado 6.2.2.2(2).

(2) La contribución a cortante del revestimiento del alma podrá considerarse para la determinación de la resistencia a cortante de cálculo de la sección si los cercos se disponen de acuerdo con la figura A30.6.10. Deberá disponerse la apropiada conexión a rasante entre el revestimiento y la sección de acero estructural. Si los cercos del revestimiento están abiertos, deberán unirse al alma mediante soldaduras a tope. En caso contrario, deberá despreciarse la contribución a cortante de la armadura pasiva.

(3) Salvo que se realice un análisis más preciso, la distribución del cortante total V_{Ed} entre $V_{a,Ed}$ y $V_{c,Ed}$, actuando en la sección de acero y en el revestimiento de hormigón armado del alma respectivamente, podrá asumirse que es en la misma proporción que la contribución de la sección de acero y el revestimiento de hormigón al momento resistente $M_{pl,Rd}$.

(4) La resistencia a cortante del revestimiento del alma deberá considerar la fisuración del hormigón y comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19 y el resto de requisitos pertinentes de ese anejo.



(1)

Leyenda

1 cercos cerrados
2 cercos abiertos soldados al alma
3 cercos atravesando el alma

Figura A30.6.10 Disposición de los cercos

6.3.4 Flexión y cortante

(1) Cuando el esfuerzo cortante de cálculo $V_{a,Ed}$ exceda la mitad de la resistencia plástica de cálculo $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero estructural a cortante, deberá considerarse su efecto en el momento resistente.

(2) La influencia del cortante en la resistencia a flexión podrá expresarse como indica el apartado 6.2.2.4(2) con la siguiente modificación. En la expresión (6.5), la relación $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ se sustituirá por $V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd}$ para calcular la resistencia reducida de cálculo del acero en el área de cortante de la sección de acero estructural. A continuación, el momento plástico resistente reducido de cálculo M_{Rd} deberá calcularse de acuerdo con el apartado 6.3.2.

6.4 Pandeo lateral por torsión en vigas mixtas

6.4.1 Generalidades

(1) Un ala de acero unida a una losa de hormigón o mixta por conectadores, de acuerdo con 6.6, se podrá suponer lateralmente estable, siempre que se evite la inestabilidad lateral de la losa de hormigón.

(2) Cualquier otra ala de acero comprimida deberá comprobarse a estabilidad lateral.

(3) Los métodos establecidos en los apartados 6.3.2.1 a 6.3.2.3 del Anejo 22 y, de forma más general, en el apartado 6.3.4, serán de aplicación a la sección de acero en base a los esfuerzos de la sección mixta, considerando los efectos del proceso constructivo de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Podrá considerarse la coacción lateral y elástica por torsión a nivel de la conexión a rasante con la losa de hormigón.

(4) Para vigas mixtas en edificación con secciones Clase 1, 2 o 3 y sección de acero estructural constante, se podrá aplicar el método establecido en el apartado 6.4.2.

6.4.2 Comprobación a pandeo lateral por torsión de vigas mixtas continuas con secciones Clase 1, 2 o 3 en edificación

(1) El momento resistente a pandeo de una viga mixta continua no coaccionada lateralmente (o de una viga en un pórtico mixto en toda su longitud) con sección Clase 1, 2 o 3 y sección de acero estructural de canto constante deberá tomarse como:

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

donde:

χ_{LT} es el coeficiente de reducción por pandeo lateral por torsión dependiente de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$

M_{Rd} es el momento resistente de cálculo a flexión negativa en el apoyo interior correspondiente (o unión viga-pilar).

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} podrán obtenerse de los apartados 6.3.2.2 o 6.3.2.3 del Anejo 22.

(2) Para secciones de Clase 1 o 2, M_{Rd} deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.2 para una viga cuya resistencia a flexión se base en la teoría plástica, o con el apartado 6.2.1.4 para una viga cuya resistencia a flexión se base en una teoría no lineal, o con el apartado 6.3.2 para una viga parcialmente embebida, con f_{yd} calculado con el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22.

(3) Para secciones Clase 3, M_{Rd} deberá determinarse mediante la expresión (6.4), pero el momento flector negativo de cálculo será el más pequeño entre los que produzcan una tensión de tracción f_{sd} en la armadura o una tensión de compresión f_{yd} en la fibra inferior de la sección de acero; f_{yd} deberá determinarse con el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22.

(4) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$ podrá calcularse como:

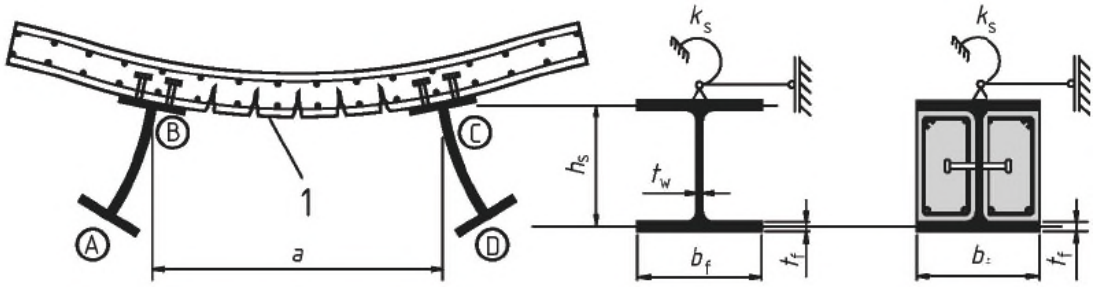
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \qquad (6.7)$$

donde:

M_{Rk} es el momento resistente de la sección mixta utilizando los valores característicos de las propiedades de los materiales

M_{cr} es el momento crítico elástico de pandeo lateral determinado en el apoyo interior del vano donde el momento flector negativo es máximo.

(5) Cuando la misma losa esté unida a uno o más elementos metálicos de apoyo aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada y se satisfagan las condiciones del apartado 6.4.3(c), (e) y (f), el cálculo para el momento crítico elástico M_{cr} podrá basarse en el modelo del "pórtico continuo en U invertida". Como muestra la figura A30.6.11, este modelo tiene en cuenta el desplazamiento lateral del ala inferior que produce flexión del alma de acero y la rotación del ala superior que se resiste por la flexión de la losa.



1 fisuras

Figura A30.6.11 Pórtico ABCD en U invertida resistiendo pandeo lateral por torsión

(6) Al nivel del ala de acero superior, podrá adoptarse una rigidez al giro por unidad de longitud de la viga de acero, k_s, para representar el modelo de pórtico en U como una viga aislada;

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

donde:

k_1 es la rigidez a flexión fisurada de la losa de hormigón mixta en la dirección perpendicular a la viga de acero, que se podrá tomar como:

$$k_1 = \alpha (EI)_2 / a \quad (6.9)$$

a es la separación entre vigas paralelas

$(EI)_2$ es la rigidez a flexión fisurada por unidad de ancho de la losa de hormigón o mixta, tomada como el más bajo entre el valor en centro de vano para momento positivo y el valor en la sección de apoyo de acero para momento negativo

k_2 es la rigidez a flexión del alma de acero, tomada como:

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

para una viga de acero no embebida,

donde:

v_a es el módulo de Poisson para el acero estructural y h_s y t_w se definen en la figura A30.6.11.

(7) Para una viga de acero parcialmente embebida de acuerdo con el apartado 5.5.3(2), la rigidez a flexión k_2 podrá tener en cuenta el revestimiento, pudiendo obtenerse como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s (1 + \frac{4 n t_w}{b_c})} \quad (6.11)$$

donde:

n es el coeficiente de homogeneización para acciones a largo plazo de acuerdo con el apartado 5.4.2.2, y

b_c es el ancho del revestimiento de hormigón, véase la figura A30.6.8.

(8) En el modelo de pórtico en U, el efecto favorable de la rigidez torsional de St. Venant $G_a I_{at}$ de la sección de acero podrá tenerse en cuenta para el cálculo del M_{cr}.

(9) Para vigas de acero parcialmente embebidas, armadas con cercos abiertos unidos al alma o con cercos cerrados, la rigidez a torsión del revestimiento podrá añadirse al valor de $G_a I_{at}$ de la sección de acero. Esta rigidez a torsión adicional podrá tomarse como $G_c I_{ct}/10$, donde G_c es el módulo de rigidez transversal del hormigón, que podrá tomarse como $0{,}3E_a/n$ (donde n es el coeficiente de homogeneización a largo plazo), y I_{ct} es el módulo de torsión de St. Venant del revestimiento, suponiéndolo no fisurado y con un ancho igual a la anchura total del revestimiento.

6.4.3 Comprobación simplificada sin cálculo directo en edificación

(1) Una viga continua (o una viga en un pórtico mixto en toda su longitud) con sección Clase 1, 2 o 3 podrá calcularse sin arriostramientos laterales adicionales cuando se cumplan las siguientes condiciones:

a) La luz de los vanos adyacentes no difiera en más de un 20% de la del vano más corto. Cuando sea un voladizo, que su longitud no supere el 15% de la luz del vano adyacente,

b) la carga en cada vano esté distribuida uniformemente y las cargas permanentes de cálculo no superen el 40% de la carga total de cálculo,

c) el ala superior del elemento de acero esté unida a la losa de hormigón armado o losa mixta por conectadores de acuerdo con el apartado 6.6,

d) la misma losa esté unida a otro elemento de apoyo aproximadamente paralelo a la viga mixta en cuestión, formando un pórtico en U invertida como muestra la figura A30.6.11,

e) si la losa es mixta, que ésta flecte entre los dos elementos del pórtico en U considerado,

f) en cada apoyo del elemento de acero, su ala inferior se arriostrará lateralmente y su alma estará rigidizada. En cualquier otro punto, el alma podrá no estar rigidizada,

g) si el elemento metálico es un perfil IPE o HE no embebido o embebido parcialmente, que su canto h no supere el límite dado en la tabla A30.6.1,

h) si el elemento de acero está parcialmente embebido en hormigón de acuerdo con el apartado 5.5.3(2), que su canto h no supere el límite dado en la tabla A30.6.1 en más de $200\,mm$ para tipos de acero hasta S355 ni en más de $150\,mm$ para tipos S420 y S460.

Tabla A30.6.1 Canto máximo $h\,(mm)$ para elementos de acero no embebidos para los que se aplica el apartado 6.4.3

Perfil de acero	Tipo de acero			
	S 235	S 275	S355	S420 y S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

6.5 Esfuerzos transversales en almas

6.5.1 Generalidades

(1) Las reglas establecidas en el apartado 6 del Anejo 25 para determinar la resistencia de cálculo de las almas, rigidizadas o no rigidizadas frente a esfuerzos transversales aplicados a través de las alas son aplicables al ala de acero no mixta de una sección mixta y a la parte adyacente del alma.

(2) Si la fuerza transversal actúa en combinación con los esfuerzos flector y axil, la resistencia debe comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 25.

(3) En edificación, en un apoyo intermedio de una viga dimensionada usando un área eficaz del alma en Clase 2, de acuerdo con el apartado 5.5.2(3), deberá disponerse de una rigidización transversal salvo que se compruebe que el alma no rigidizada tiene suficiente resistencia a aplastamiento y a pandeo.

6.5.2 Pandeo inducido del alma por las alas

(1) El apartado 8 del Anejo 25 es de aplicación 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 y el área homogeneizada del ala de mixta empleando el coeficiente de homogeneización para edades de carga tempranas.

6.6 Conexiones a rasante

6.6.1 Generalidades

6.6.1.1 Bases de cálculo

(1) Se aplica el apartado 6.6 a vigas mixtas y, según proceda, a otros tipos de elementos mixtos.

(2) Deberá disponerse conexión a rasante y armadura pasiva transversal de forma que transmitan el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, despreciando el efecto de la adherencia natural entre ambos.

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

(4) Los conectadores dúctiles son aquellos que tienen una capacidad de deformación suficiente para justificar la hipótesis de un comportamiento plástico ideal de la conexión a rasante en la estructura considerada.

(5) Un conectador puede considerarse dúctil si su capacidad característica de deslizamiento δ_{uk} es, al menos, de $6\ mm$.

NOTA: En el Apéndice B, se recoge un método de evaluación de δ_{uk}.

(6) Cuando se utilicen dos o más tipos distintos de conexiones a rasante en un mismo vano de una viga, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia significativa en sus propiedades de carga-deslizamiento.

(7) Los conectadores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón del elemento de acero, salvo que esta separación se evite por otros medios.

(8) Para evitar la separación de la losa de hormigón, los conectadores deben calcularse para resistir una tracción última nominal, perpendicular al plano del ala de acero, de al menos $0{,}1$ veces la resistencia última de cálculo a cortante de los conectadores. Si es necesario, se podrán complementar con dispositivos de anclaje.

(9) Puede suponerse, de acuerdo con el apartado 6.6.5.7, que los pernos conectadores proporcionan la suficiente resistencia a levantamiento, salvo que la conexión a rasante esté sometida a tracción directa.

(10) Debe evitarse el fallo a rasante y la rotura de la losa de hormigón producido por esfuerzos concentrados introducidos por los conectadores.

(11) Si la disposición constructiva de los conectadores es acorde con las disposiciones correspondientes del apartado 6.6.5 y la armadura transversal es acorde con el apartado 6.6.6, puede suponerse que se cumple el apartado 6.6.1.1(10).

(12) Cuando se aplique un método de conexión para transmitir el rasante entre el elemento de acero y de hormigón, distinto de los conectadores incluidos en 6.6, el comportamiento considerado en el proyecto debe estar basado en ensayos y complementado por un modelo conceptual. Siempre que sea posible, el cálculo del elemento mixto debe ajustarse al cálculo de un elemento similar que emplee conectadores como los incluidos en el apartado 6.6.

(13) En edificación, el número de conectadores deberá ser al menos igual al esfuerzo rasante de cálculo total para el Estado Límite Último, determinado de acuerdo con el apartado 6.6.2, dividido por la resistencia de cálculo de un conectador P_{Rd}. Para los pernos conectadores la resistencia de cálculo deberá determinarse de acuerdo con los apartados 6.6.3 o 6.6.4, según proceda.

(14) En edificación podrán utilizarse conexiones parciales a rasante para las vigas, si todas las secciones son Clase 1 o 2. El número de conectadores deberá entonces determinarse por una teoría de conexiones parciales teniendo en cuenta la capacidad de deformación de los conectadores.

6.6.1.2 Limitación en la utilización de conexiones parciales a rasante en vigas en edificación

(1) Los pernos cuya longitud total tras la soldadura sea no menor que 4 veces su diámetro y cuyo vástago tenga un diámetro nominal no menor que $16\,mm$ y no mayor que $25\,mm$, podrán considerarse como dúctiles en los siguientes límites para el grado de conexión a rasante, definidos por la relación $\eta = n/n_f$.

Para secciones de acero con alas iguales:

$$L_e \leq 25: \qquad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(0{,}75 - 0{,}03L_e), \qquad \eta \geq 0{,}4 \tag{6.12}$$

$$L_e > 25: \qquad \eta \geq 1 \tag{6.13}$$

Para secciones de acero con ala inferior de área igual a tres veces el área del ala superior:

$$L_e \leq 20: \qquad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(0{,}30 - 0{,}015L_e), \qquad \eta \geq 0{,}4 \tag{6.14}$$

$$L_e > 20: \qquad \eta \geq 1 \tag{6.15}$$

donde:

L_e es la distancia en metros en flexión positiva entre puntos de momento nulo; para vigas continuas típicas, L_e podrá tomarse como muestra la figura A30.5.1

n_f es el número de conectadores necesarios para una conexión total a rasante para esa longitud de viga de acuerdo con los apartados 6.6.1.1(13) y 6.6.2.2(2)

n es el número de conectadores dispuestos en la misma longitud.

(2) Para secciones de acero en las que el área del ala inferior es mayor que la del ala superior, pero no más de tres veces, el límite de η podrá determinarse de las expresiones (6.12) a (6.15) por interpolación lineal.

(3) Los pernos conectadores podrán considerarse dúctiles en un rango mayor de luces que las dadas en el punto (1) cuando:

a) los pernos tengan una longitud total tras la soldadura no menor que $76\,mm$ y un vástago de diámetro nominal de $19\,mm$,

b) el perfil de acero sea I o H laminado o soldado con alas iguales,

c) la losa de hormigón sea mixta con chapa de acero nervada perpendicular a la viga y los nervios de hormigón continuos sobre ésta,

d) haya un perno por nervio de la chapa, o centrado en el nervio o alternados a los lados izquierdo y derecho de los nervios a lo largo de la longitud del vano,

e) para la chapa nervada se cumpla que $b_0/h_p \geq 2$ y $h_p \leq 60\,mm$, con la notación indicada en la figura A30.6.13 y

f) la fuerza N_c sea calculada de acuerdo con el método simplificado dado en la figura A30.6.5.

Cuando estas condiciones se cumplan, la relación η deberá cumplir:

$$L_e \leq 25: \qquad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(1{,}0 - 0{,}04L_e) \qquad \eta \geq 0{,}4 \tag{6.16}$$

$L_e > 25$: $\eta \geq 1$ (6.17)

NOTA: Los requisitos del apartado 6.6.1.2 se han obtenido para separaciones uniformes entre conectadores.

6.6.1.3 Separación entre los conectadores en vigas para edificación

(1) Los conectadores deberán separarse a lo largo de la viga de modo que transmitan el esfuerzo rasante y eviten la separación entre hormigón y acero, considerando una distribución apropiada de los esfuerzos rasantes de cálculo.

(2) En voladizos y zonas de momento negativo de vigas continuas, la armadura traccionada deberá adaptarse a la separación de los conectadores y deberá anclarse adecuadamente.

(3) Los conectadores dúctiles podrán separarse uniformemente a lo largo de la longitud entre secciones críticas adyacentes definidas en el apartado 6.1.1, siempre que:

- toda sección crítica en el vano en cuestión sea de Clase 1 o 2,
- η cumpla el límite dado en el apartado 6.6.1.2, y
- el momento resistente plástico de la sección mixta no supere en $2{,}5$ veces el momento resistente plástico del perfil de acero.

(4) Si el momento resistente plástico supera en $2{,}5$ veces el momento resistente plástico del perfil de acero, deberán hacerse comprobaciones adicionales para la adecuación de la conexión a rasante, aproximadamente en los puntos intermedios entre las secciones críticas adyacentes.

(5) El número requerido de conectadores podrá distribuirse entre los puntos de máximo momento positivo y un apoyo adyacente o punto de máximo momento negativo, conforme al rasante calculado por la teoría elástica de las cargas consideradas. Cuando se hace esto, no serán necesarias más comprobaciones adicionales de la idoneidad de la conexión a rasante.

6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas de edificación

6.6.2.1 Vigas en las que se utiliza la teoría elástica o no lineal para la resistencia de una o más secciones transversales

(1) Si se aplica la teoría no lineal o elástica a las secciones transversales, el esfuerzo rasante deberá determinarse de acuerdo con los apartados 6.2.1.4 o 6.2.1.5, respectivamente.

6.6.2.2 Vigas en las que se utiliza la teoría plástica para la resistencia de las secciones transversales

(1) El rasante total de cálculo deberá determinarse conforme a la resistencia a flexión de cálculo, teniendo en cuenta las diferencias en los esfuerzos axiles en el hormigón o en el acero estructural entre los extremos de la longitud crítica.

(2) Para conexiones totales a rasante, deberán seguirse los apartados 6.2.1.2 o 6.3.2, según proceda.

(3) Para conexiones parciales a rasante, deberán seguirse los apartados 6.2.1.3 o 6.3.2, según proceda.

6.6.3 Pernos conectadores en las losas macizas y el hormigón de revestimiento

6.6.3.1 Resistencia de cálculo

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno con soldadura automática de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 14555 deberá determinarse como el menor valor entre:

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

o:

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

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:

γ_V es el coeficiente parcial de seguridad, cuyo valor será $1{,}25$

d es el diámetro del vástago del perno, $16\ mm \leq d \leq 25\ mm$

f_u es la resistencia a tracción última específica del material del perno pero no superior a $500\ N/mm^2$

f_{ck} es la resistencia a compresión cilíndrica característica del hormigón a la edad considerada, de densidad no inferior a $1.750\ kg/m^3$

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

(2) Los anillos de soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma UNE-EN ISO 13918.

(3) Cuando los pernos estén dispuestos de tal forma que puedan aparecer fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa, el punto (1) no es de aplicación.

6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante

(1) Cuando los pernos conectadores se encuentren sometidos a esfuerzos de tracción además del rasante, deberá calcularse la fuerza a tracción de cálculo por cada perno, F_{ten}.

(2) Si $F_{ten} \leq 0{,}1 P_{Rd}$, siendo P_{Rd} es la resistencia a cortante de cálculo definida en 6.6.3.1, el esfuerzo a tracción podrá despreciarse.

(3) Si $F_{ten} > 0{,}1 P_{Rd}$, la conexión no entra en el alcance de este Código Estructural.

6.6.4 Resistencia de cálculo de los pernos utilizados con chapas nervadas en edificación

6.6.4.1 Chapas nervadas paralelas a las vigas de apoyo

(1) Los pernos se disponen en la región de hormigón con forma de nervios, véase la figura A30.6.12. Cuando la chapa sea continua en toda la viga, el ancho del nervio b_0 será igual a la anchura de la corruga como indica la figura A30.9.2. Cuando la chapa no sea continua, b_0 se definirá de forma similar como indica la figura A30.6.12. El canto del nervio deberá tomarse como h_p, el canto total de la chapa excluyendo el canto del nervio.

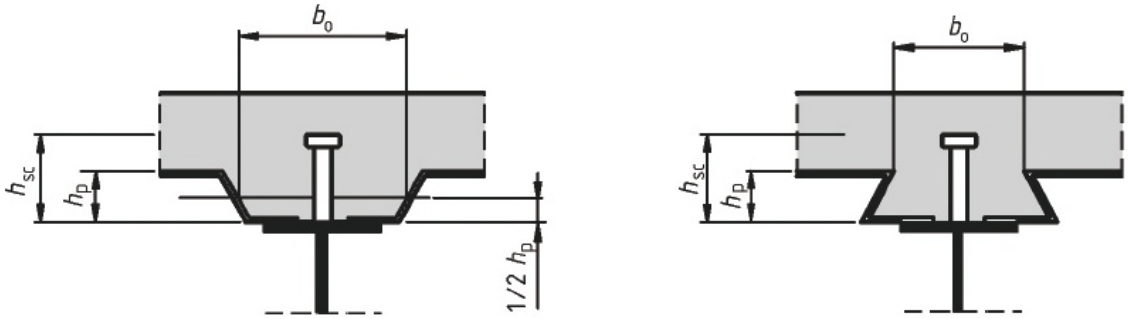


Figura A30.6.12 Viga con chapa nervada paralela a la viga

(2) La resistencia a rasante de cálculo deberá tomarse como la resistencia en una losa maciza, véase el apartado 6.6.3.1, multiplicada por un coeficiente de reducción k_l dado por la siguiente expresión:

$$k_l = 0{,}6\frac{b_0}{h_p}\left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1{,}0 \qquad (6.22)$$

donde:

h_{sc} es la altura total del perno, pero no superior a $h_p + 75\ mm$.

(3) Cuando la chapa no sea continua en toda la viga, y no se ancle apropiadamente a la viga, esta cara del nervio y su armadura deberá cumplir con el apartado 6.6.5.4.

6.6.4.2 Chapas nervadas transversales a las vigas de apoyo

(1) Siempre que se cumplan las condiciones dadas en (2) y (3), la resistencia a rasante de cálculo deberá tomarse como la resistencia en una losa maciza, calculada como establece el apartado 6.6.3.1 (salvo que f_u no supere los $450\ N/mm^2$) multiplicado por el coeficiente de reducción k_t dado por:

$$k_t = \frac{0{,}7}{\sqrt{n_r}}\frac{b_0}{h_p}\left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \qquad (6.23)$$

donde:

n_r es el número de pernos conectadores en un nervio en la intersección de una viga, no más de dos en total; el resto de los símbolos se definen en la figura A30.6.13.

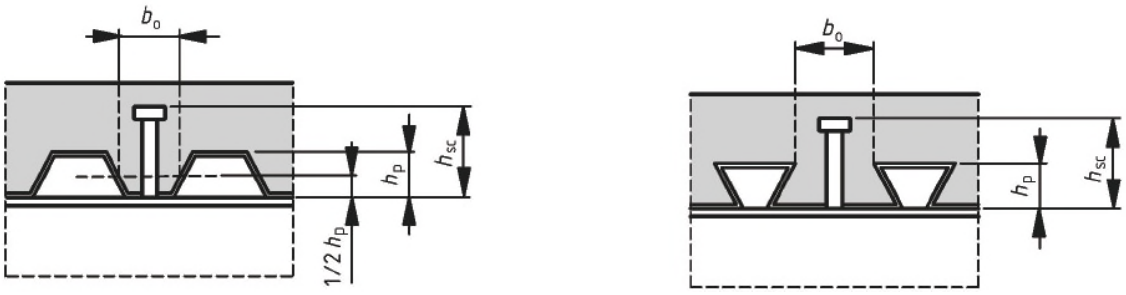


Figura A30.6.13 Viga con chapa de acero perfilado transversal a la viga

(2) El coeficiente k_t no deberá tomarse mayor que el valor correspondiente de $k_{t,max}$ indicado en la tabla A30.6.2.

(3) Los valores para k_t dados en (1) y (2) son de aplicación siempre que:

- los conectadores se dispongan en los nervios con una altura h_p no superior a $85\ mm$ y con una anchura b_0 no menor que h_p, y

- para soldaduras que atraviesen la chapa nervada, el diámetro de los pernos no será superior a $20\ mm$, o
- cuando se dejen agujeros para el paso del perno, el diámetro de los pernos no será superior a $22\ mm$.

Tabla A30.6.2 Límites superiores $k_{t,max}$ para el coeficiente de reducción k_t

Número de pernos conectadores por nervio	Espesor t de la chapa (mm)	Pernos de diámetro no superior a 20 mm y soldados a través de las chapas de acero nervado	Chapas nervadas con agujeros y pernos de 19 mm o 22 mm de diámetro
$n_r = 1$	$\leq 1{,}0$	0,85	0,75
	$> 1{,}0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1{,}0$	0,70	0,60
	$> 1{,}0$	0,80	0,60

6.6.4.3 Cargas biaxiales en los conectadores

(1) Cuando los conectadores se dispongan para proporcionar una acción mixta tanto para una viga como para una losa mixta, la combinación de fuerzas actuantes en el perno deberá cumplir lo siguiente:

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}{}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}{}^2} \leq 1 \qquad (6.24)$$

donde:

F_l es la fuerza longitudinal de cálculo generada por la acción mixta en la viga

F_t es la fuerza transversal de cálculo generada por la acción mixta en la losa, véase el apartado 9

$P_{l,Rd}$ y $P_{t,Rd}$ son las resistencias de cálculo a rasante correspondientes al perno.

6.6.5 Disposiciones constructivas de la conexión a rasante e influencia de la ejecución

6.6.5.1 Resistencia a la separación

(1) La superficie de un conectador que resiste fuerzas de separación (por ejemplo, la cara inferior de la cabeza de un perno) deberá estar no menos de $30\ mm$ por encima de la armadura inferior, véase la figura A30.6.14.

6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado en edificación

(1) La disposición constructiva de los conectadores deberá ser tal que el hormigón pueda compactarse adecuadamente alrededor de la base del conectador.

(2) Si se requiere recubrimiento sobre el conectador, el valor nominal deberá ser el mayor de:

a) $20\ mm$, o

b) el valor recomendado en el 19, tabla A19.4.4 para armaduras pasivas, menos $5\ mm$.

(3) Si no se requiere recubrimiento sobre el conectador, éste podrá colocarse enrasado con la cara superior de la losa de hormigón.

(4) En la ejecución, deberán definirse tiempos y fases del hormigonado de tal forma que el hormigón endurecido no se dañe como resultado de una acción mixta limitada producida por la deformación de las vigas de acero bajo las operaciones de hormigonado. Cuando sea posible, la deformación no deberá imponerse en la conexión a rasante hasta que el hormigón no haya alcanzado una resistencia en probeta cilíndrica de al menos $20\ N/mm^2$.

6.6.5.3 Armadura local de la losa

(1) Cuando la conexión a rasante sea adyacente al borde longitudinal de la losa de hormigón, la armadura transversal dispuesta de acuerdo con el apartado 6.6.6 debe anclarse completamente en el hormigón situado entre el borde de la losa y la fila contigua de conectadores.

(2) Para evitar la rotura longitudinal de la losa de hormigón producida por los conectadores, deben aplicarse las siguientes recomendaciones adicionales cuando la distancia desde el borde del ala de hormigón al eje de la fila más cercana de conectadores sea inferior a $300\ mm$:

a. la armadura transversal debe sustituirse por barras en U dispuestas alrededor de los conectadores,

b. cuando se empleen pernos con cabeza como conectadores, la distancia desde el borde del ala de hormigón al centro del perno más cercano no debe ser inferior a $6d$, donde d es el diámetro nominal del perno, y las barras en U no deben tener un diámetro inferior a $0{,}5d$, y

c. las barras en U deben disponerse lo más bajo posible siempre que se garantice un recubrimiento inferior suficiente.

(3) En el extremo de un voladizo mixto, debe disponerse armadura local suficiente para transmitir los esfuerzos de los conectadores a la armadura longitudinal.

6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada

(1) Cuando haya un nervio de hormigón entre la sección de acero y la cara inferior de la losa de hormigón, las caras laterales del nervio deben quedar fuera de una línea trazada a 45º desde el borde exterior del conectador, véase la figura A30.6.14.

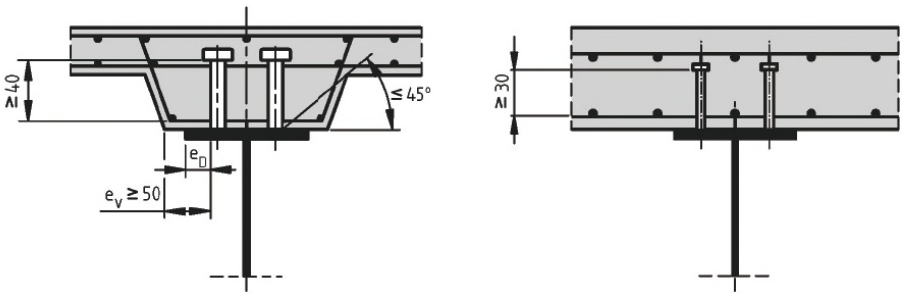


Figura A30.6.14 Disposición constructiva

(2) El recubrimiento nominal de hormigón desde la cara lateral del nervio hasta el conectador no debe ser inferior a $50\ mm$.

(3) Deben disponerse en el nervio las suficientes barras de armadura transversal, para cumplir los requisitos del apartado 6.6.6, a no menos de $40\ mm$ libres bajo la superficie del conectador que resiste el levantamiento.

6.6.5.5 Separación de los conectadores

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

(2) Cuando se suponga que el ala de acero comprimida es de Clase 1 o 2, a causa del arriostramiento de los conectadores, que en otro caso sería de una Clase 3 ó 4, la separación entre centros de conectadores en la dirección de la compresión no debe ser superior que los límites siguientes:

- cuando la losa esté en contacto a lo largo de toda la longitud del ala (por ejemplo, losa maciza): $22t_f\sqrt{235/f_y}$;
- cuando la losa no esté en contacto a lo largo de toda la longitud del ala (por ejemplo, una losa con nervios perpendiculares 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^2.

Además, la distancia libre desde el borde del ala comprimida a la fila de conectadores más cercana no debe ser superior a $9t_f\sqrt{235/f_y}$.

(3) En edificación, la máxima separación entre centros de conectadores no debe ser mayor que seis veces el espesor total de la losa ni que $800\ mm$.

6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero

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

(2) En edificación, la distancia e_D entre el borde de un conectador y el borde del ala de la viga a la que está soldado, véase figura A30.6.14, no debe ser inferior a $20\ mm$.

6.6.5.7 Pernos conectadores

(1) La longitud total de un perno no debe ser inferior a $3d$, donde d es el diámetro del vástago.

(2) La cabeza debe tener un diámetro no inferior a $1{,}5d$ y un espesor no inferior a $0{,}4d$.

(3) Para elementos traccionados y sometidos a cargas de fatiga, el diámetro de un perno soldado no debe superar $1{,}5$ veces el espesor del ala a la que está soldado, salvo que se disponga de información de ensayos que establezcan la resistencia a fatiga del perno como conectador. Esto también es de aplicación a pernos situados directamente en el alma.

(4) La separación entre pernos en la dirección del esfuerzo rasante no debe ser inferior a $5d$; la separación en la dirección transversal al esfuerzo rasante no debe ser inferior a $2{,}5d$ en losas macizas y $4d$ en otros casos.

(5) Salvo que los pernos se dispongan directamente en el alma, el diámetro de un perno soldado no debe ser superior a $2{,}5$ veces el espesor de la parte a la que esté soldado, salvo que se disponga de información de ensayos que establezcan la resistencia del perno como elemento conectador.

6.6.5.8 Pernos conectadores en chapas nervadas en edificación

(1) La altura nominal de un conectador deberá extenderse no menos que $2d$ sobre la parte superior de la chapa nervada, donde d es el diámetro del vástago.

(2) El ancho mínimo de las corrugas que se van a rellenar de hormigón no deberá ser menor que $50\ mm$.

(3) Cuando la chapa sea tal que los pernos no puedan disponerse en el centro del corrugado, deberán disponerse alternativamente a ambos lados del corrugado, a lo largo de la longitud del vano.

6.6.6 Rasante en losas de hormigón

6.6.6.1 Generalidades

(1) La armadura transversal en la losa deberá dimensionarse para el Estado Límite Último para evitar el fallo prematuro por rasante o roturas longitudinales.

(2) La tensión de rasante de cálculo para cualquier superficie susceptible de fallar por rasante en la losa v_{Ed} no deberá superar la resistencia a rasante de cálculo de la superficie de rasante considerada.

(3) La longitud de la superficie de rasante b-b mostrada en la figura A30.6.15 deberá tomarse igual a $2h_{sc}$ más el diámetro de la cabeza cuando los pernos conectadores se colocan en fila o al tresbolillo, o igual a $(2h_{sc} + s_t)$ más el diámetro de la cabeza del perno conectador si se disponen en parejas, donde h_{sc} es la altura del perno y s_t es la separación transversal entre centros de conectadores.

(4) El rasante de cálculo por unidad de longitud de la viga en una superficie de rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.2 y ser coherente con el dimensionamiento y separación de los conectadores. Podrá tenerse en cuenta la variación de rasante en el ancho del ala de hormigón.

(5) Para cada tipo de superficie considerada, la tensión de rasante de cálculo v_{Ed} deberá determinarse a partir del rasante de cálculo por unidad de longitud de la viga, considerando el número de planos de rasante y la longitud de la superficie de rasante.

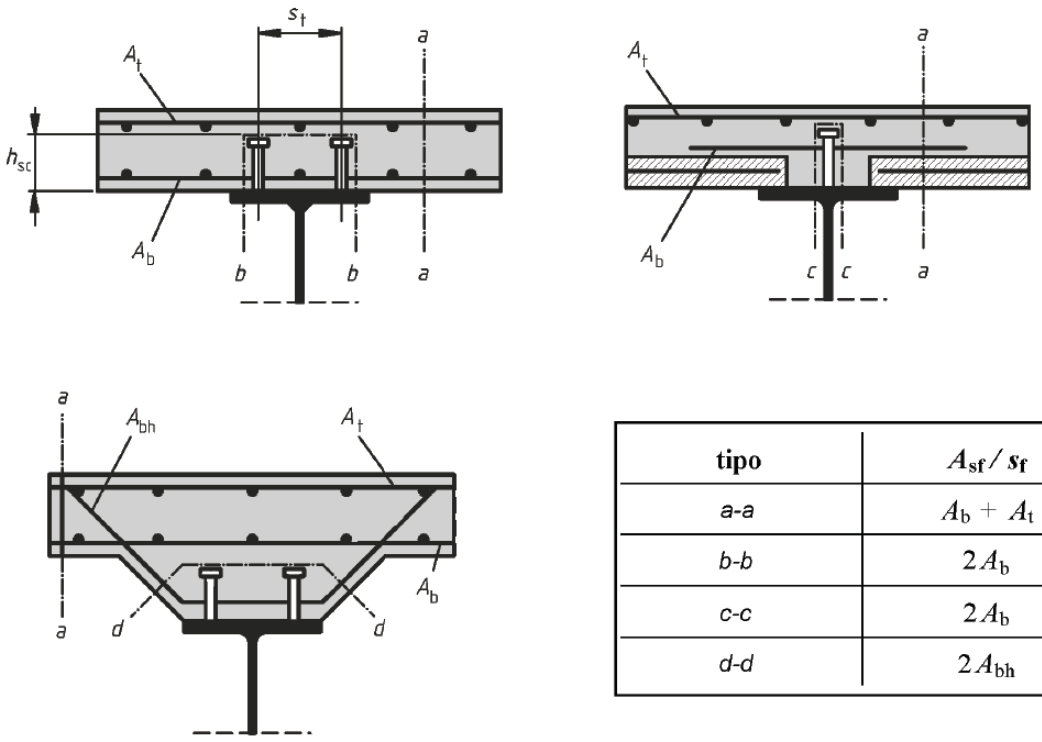
6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo

(1) La resistencia de cálculo a rasante del ala de hormigón (planos de rasante $a - a$ mostrados en la figura A30.6.15) deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4 del Anejo 19.

(2) En ausencia de cálculos más precisos, la resistencia de cálculo a rasante de cualquier superficie susceptible de fallar a rasante en el ala o nervio podrá determinarse según el apartado 6.2.4(4) del Anejo 19. Para una superficie de transmisión de rasante alrededor de los conectadores (como la superficie $b - b$ en la figura A30.6.15), la dimensión h_f deberá tomarse como la longitud de la superficie de transmisión de rasante.

(3) La armadura transversal eficaz por unidad de longitud, A_{sf}/s_f en el Anejo 19, deberá ser como se muestra en la figura A30.6.15, en la que A_b, A_t y A_{bh} son áreas de armadura por unidad de longitud de la viga, anclada de acuerdo con el apartado 8.4 del Anejo 19 para la armadura longitudinal.

(4) Cuando se utilice una combinación de elementos prefabricados y de hormigón "*in situ*", la resistencia a rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.5 del Anejo 19.



tipo	A_{sf} / s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_{bh}$

Figura A30.6.15 Superficies potenciales de rotura a rasante

6.6.6.3 Armadura transversal mínima

(1) El área mínima de armadura deberá determinarse de acuerdo con el apartado 9.2.2(5) del Anejo 19 utilizando las definiciones adecuadas a la armadura transversal.

6.6.6.4 Rasante y armadura transversal en vigas de edificación

(1) Cuando se utilice chapa de acero nervada y la superficie de rasante cruce el canto de la losa (como en la superficie a-a en la figura A30.6.16), la dimensión de h_f deberá tomarse como igual al espesor del hormigón sobre la chapa.

(2) Cuando se disponga chapa nervada transversal a la viga y la resistencia de cálculo de los pernos se determine utilizando el coeficiente de reducción adecuado k_t como se indica en el apartado 6.6.4.2, no será necesario considerar superficies de rasante del tipo $b - b$ de la figura A30.6.16.

(3) Salvo que se justifique mediante ensayos, para las superficies de tipo $c - c$ de la figura A30.6.16, el canto de la chapa no deberá incluirse en h_f.

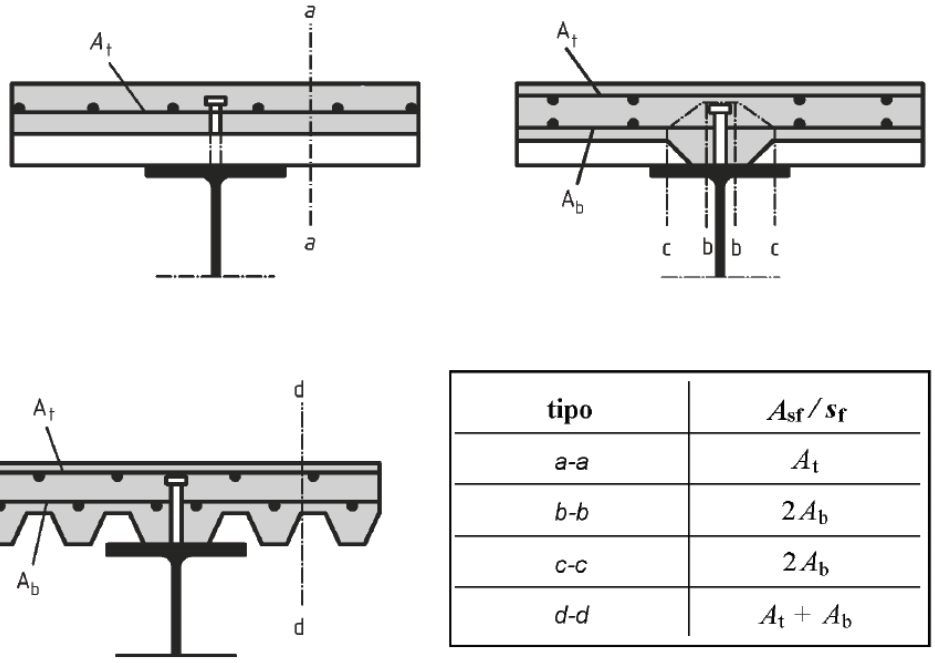
(4) Cuando la chapa nervada con una conexión por engarce mecánico o por fricción con nervios transversales a la viga, sea continua a lo largo del ala superior de la viga de acero, se podrá considerar su contribución a la armadura transversal para una superficie de rasante de tipo a-a, sustituyendo la expresión (6.21) del apartado 6.2.4(4) del Anejo 19 por:

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} + A_{pe} f_{yp,d} > v_{Ed} h_f / \cot\theta \qquad (6.25)$$

donde:

A_{pe} es el área eficaz de la sección de la chapa nervada por unidad de longitud de la viga, véase el apartado 9.7.2(3); en chapas con agujeros, deberá utilizarse el área neta

$f_{yp,d}$ es el límite elástico de cálculo.



tipo	A_{sf}/s_r
a-a	A_t
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$A_t + A_b$

Figura A30.6.16 Superficies típicas susceptibles de fallar por cortante cuando se usan chapas nervadas

(5) Cuando la chapa nervada con los nervios transversales a la viga sea discontinua a lo largo del ala superior de la viga de acero y los pernos conectadores estén soldados a la viga de acero directamente a través de la chapa nervada, el término $A_{pe}f_{yp,d}$ en la expresión (6.25) deberá sustituirse por:

$$P_{pb,Rd}/s \quad \text{si} \quad \leq A_{pe}f_{yp,d} \qquad (6.26)$$

donde:

$P_{pb,Rd}$ es la capacidad resistente de cálculo de un perno soldado a través de la chapa de acuerdo con el apartado 9.7.4

s es la separación longitudinal entre centros de pernos eficaces en el anclaje de la chapa.

(6) Con la chapa nervada, el requisito de armadura mínima se refiere al área de hormigón sobre la chapa.

6.7 Pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos

6.7.1 Generalidades

(1) Este apartado 6.7 se aplica al cálculo de pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos con secciones embebidas en hormigón, secciones parcialmente embebidas y tubos rectangulares o circulares rellenos de hormigón, véase la figura A30.6.17.

(2) Este apartado es de aplicación para pilares y elementos a compresión con aceros de tipo S235 a S460 y hormigón convencional de resistencia característica f_{ck} 20 N/mm^2 a f_{ck} 50 N/mm^2.

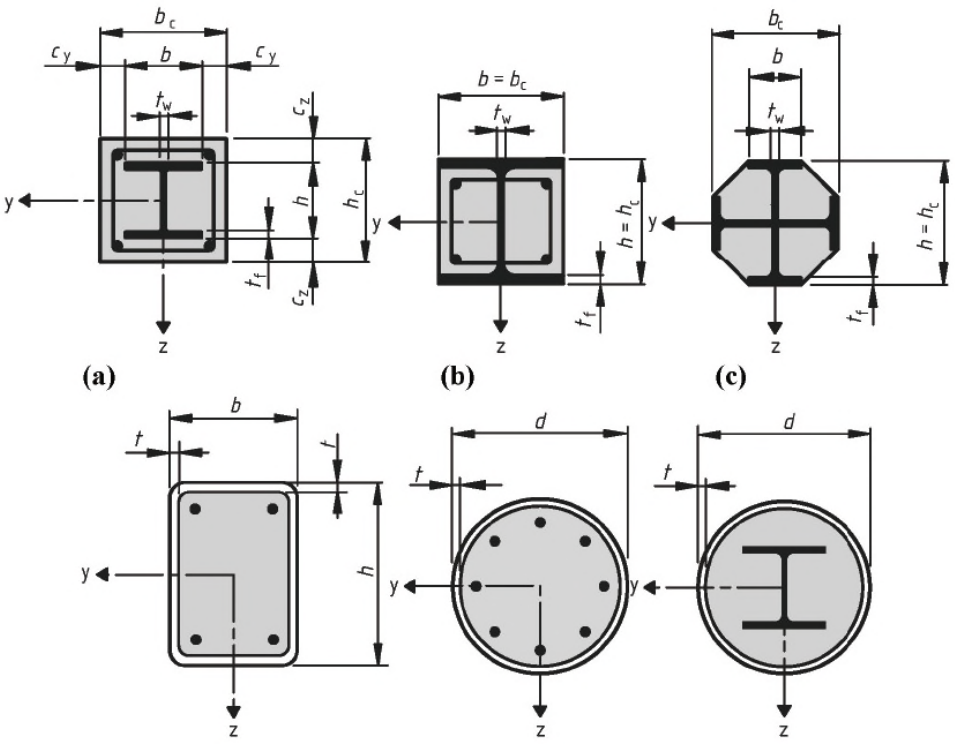


Figura A30.6.17 Secciones típo de pilares mixtos y notación

(3) Este apartado es de aplicación para pilares aislados, pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos en estructuras aporticadas en las que el resto de los elementos estructurales sean mixtos o de acero.

(4) El coeficiente de contribución del acero δ debe cumplir la siguiente condición:

$$0{,}2 \leq \delta \leq 0{,}9 \qquad (6.27)$$

donde δ se define en el apartado 6.7.3.3(1).

(5) Los pilares mixtos o los elementos comprimidos de cualquier sección deben comprobarse a:

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

(6) Se dan dos métodos de cálculo:

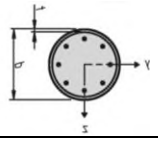
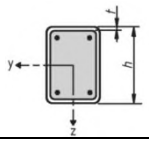
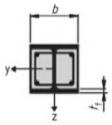
- un método general en el apartado 6.7.2 cuyo alcance incluye elementos con secciones no simétricas o de sección variable a lo largo del pilar, y
- un método simplificado en el apartado 6.7.3 para elementos con secciones doblemente simétricas y de sección constante a lo largo de la longitud del elemento.

(7) Para elementos mixtos comprimidos sometidos a momentos flectores y fuerzas normales resultantes de acciones independientes, el coeficiente parcial de seguridad γ_F para estos esfuerzos que conducen a un aumento de la resistencia debe reducirse un 20%.

(8) Deberá considerarse en el cálculo la influencia en la resistencia de la abolladura de la sección de acero.

(9) Podrán despreciarse los efectos de la abolladura para secciones de acero totalmente embebidas, de acuerdo con el apartado 6.7.5.1(2) y para otros tipos de secciones, siempre que no se superen los valores máximos de la tabla A30.6.3.

Tabla A30.6.3 Valores máximos de (d/t), (h/t) y (b/t_f) con f_y en N/mm^2

Sección	$\max\left(\frac{d}{t}\right)$, $\max\left(\frac{h}{t}\right)$ y $\max\left(\frac{b}{t}\right)$
Secciones huecas circulares de acero 	$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90\frac{235}{f_y}$
Secciones huecas rectangulares de acero 	$\max\left(\frac{h}{t}\right) = 52\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Secciones en I parcialmente embebidas 	$\max\left(\frac{b}{t_f}\right) = 44\sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.7.2 Método general de cálculo

(1) El dimensionamiento de la estabilidad estructural deberá 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 la retracción del hormigón y la plastificación de acero estructural y de la armadura. El dimensionamiento deberá garantizar que la inestabilidad no se produce para la combinación de acciones más desfavorable en los Estados Límite Últimos y que la resistencia de las secciones individuales sometidas a flexión, fuerzas longitudinales y cortantes no se superan.

(2) Los efectos de segundo orden deberán considerarse en cualquier dirección en la que pueda producirse el fallo, si afectan de forma significativa a la estabilidad estructural.

(3) Los esfuerzos deberán determinarse mediante un análisis elasto-plástico.

(4) Podrá suponerse que las secciones planas permanecen planas. Entre los componentes de acero y hormigón del elemento, podrá suponerse una acción mixta completa hasta el fallo.

(5) Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón. Podrá tenerse en cuenta la influencia de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en la resistencia a flexión.

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

(7) Por simplificación, los efectos de fluencia y retracción podrán despreciarse, si el aumento de momentos de primer orden debido a la deformación de fluencia y al esfuerzo axil resultante de cargas permanentes no supera el 10%.

(8) Deberá aplicarse el siguiente diagrama tensión-deformación en el análisis no lineal:

- para el hormigón comprimido el indicado en el apartado 3.1.5 del Anejo 19,
- para el acero de la armadura pasiva el indicado en el apartado 3.2.7 del Anejo 19,
- para el acero estructural el indicado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22.

(9) Por simplificación, en vez del efecto de tensiones residuales e imperfecciones geométricas, podrán utilizarse imperfecciones de arco iniciales equivalentes (imperfecciones del elemento) de acuerdo con la tabla A30.6.5.

6.7.3 Métodos simplificados de cálculo

6.7.3.1 Generalidades y alcance

(1) El alcance de este método simplificado se limita a elementos de sección doblemente simétrica y de sección constante a lo largo del elemento con perfiles de acero laminado, conformados en frío o armados. El método simplificado no es de aplicación si el elemento de acero estructural está formado por dos o más secciones inconexas. La esbeltez relativa $\overline{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 debe cumplir la siguiente condición:

$$\overline{\lambda} \leq 2{,}0 \qquad (6.28)$$

(2) Para una sección de acero totalmente embebida, véase la figura A30.6.17 (a), los límites para el espesor máximo del recubrimiento de hormigón que pueden emplearse en el cálculo son:

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

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

(4) El cociente entre el canto y el ancho de la sección mixta debe estar dentro de 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 debe calcularse sumando las resistencias plásticas de sus componentes:

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

La expresión (6.30) es de aplicación para secciones de acero embebidas o parcialmente embebidas en hormigón. Para secciones de acero rellenas de hormigón se puede sustituir el coeficiente $0{,}85$ por $1{,}0$.

(2) La resistencia de una sección a flexión compuesta y la correspondiente curva de interacción se pueden calcular suponiendo una distribución de tensiones rectangular como la que se muestra en la figura A30.6.18, considerando el esfuerzo cortante de cálculo V_{Ed} de acuerdo con el punto (3). Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.

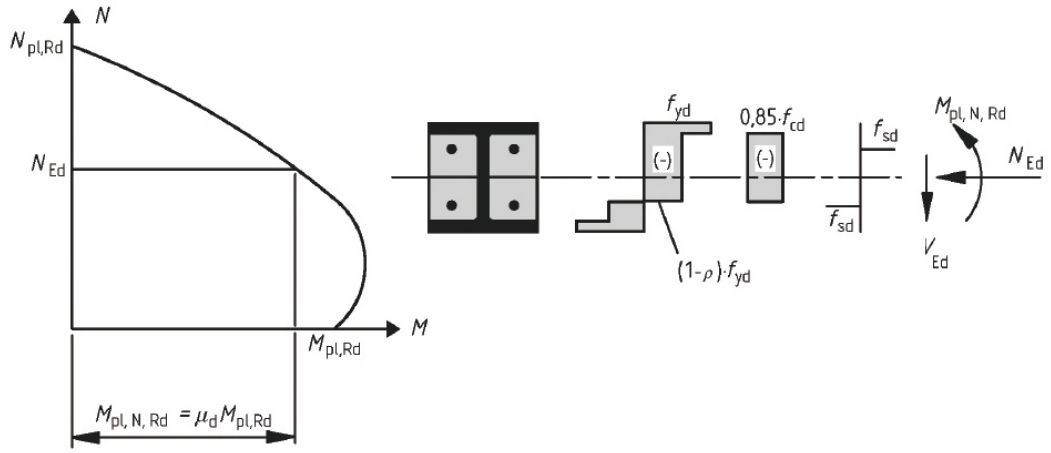


Figura A30.6.18 Curva de interacción para flexión compuesta

(3) Debe considerarse la influencia de los esfuerzos cortantes en los esfuerzos a flexión y axil al determinar la curva de interacción, si el esfuerzo cortante $V_{a,Ed}$ de la sección de acero supera el 50% de la resistencia a cortante de cálculo $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero, véase el apartado 6.2.2.2.

Cuando $V_{a,Ed} > 0{,}5V_{pl,a,Rd}$, debe tenerse en cuenta la influencia del cortante en la resistencia a flexión compuesta mediante una resistencia reducida del acero $(1-\rho)f_{yd}$ en el área de cortante A_V de acuerdo con el apartado 6.2.2.4(2) y la figura A30.6.18.

La resistencia a cortante $V_{c,Ed}$ de la parte de hormigón armado debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19.

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

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

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

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.

Por simplificación, puede suponerse que V_{Ed} actúa únicamente en la sección de acero estructural.

(5) Como simplificación, la curva de interacción puede remplazarse por un diagrama poligonal (la línea discontinua de la figura A30.6.19). La figura A30.6.19 muestra un ejemplo de distribución plástica de tensiones de una sección totalmente embebida para los puntos A a D. $N_{pm,Rd}$ debe tomarse como $0{,}85f_{cd}A_c$ para secciones total y parcialmente embebidas en hormigón, véanse las figuras 6.17(a) – (c), y como $f_{cd}A_c$ para secciones rellenas de hormigón, véanse las figuras 6.17(d) – (f).

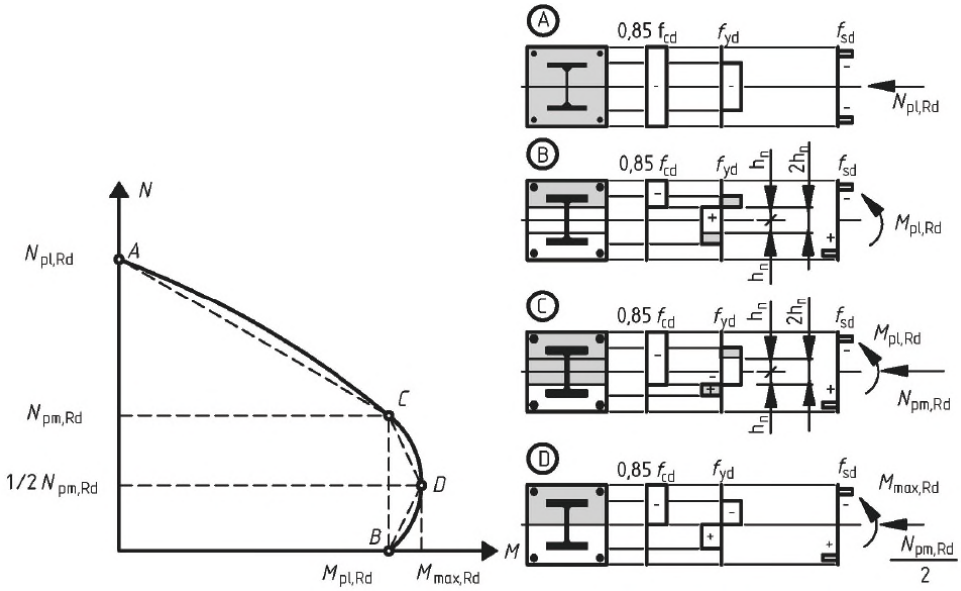


Figura A30.6.19 Curva de interacción simplificada y sus distribuciones de tensiones correspondientes

(6) Para tubos de sección circular rellenos de hormigón, debe considerarse el aumento de la resistencia del hormigón producida por el confinamiento, siempre que la esbeltez relativa $\overline{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 no supere a $0{,}5$ y $e/d < 0{,}1$, 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 calcularse entonces a partir de la siguiente expresión:

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

donde:

t es el espesor de la pared del tubo de acero.

Para elementos con $e = 0$, los valores $\eta_a = \eta_{ao}$ y $\eta_c = \eta_{co}$ se dan en las siguientes expresiones:

$$\eta_{a0} = 0{,}25\left(3 + 2\bar{\lambda}\right) \quad (\text{si} \leq 1{,}0) \qquad (6.34)$$

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

Para elementos a flexión compuesta con $0 < e/d \leq 0{,}1$, los valores de η_a y $\eta_c$deben determinarse según (6.36) y (6.37), donde η_{ao} y η_{co} se dan en (6.34) y (6.35):

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

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

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

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

(1) El coeficiente de contribución del acero δ se define como:

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

donde:

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

(2) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ en el plano de flexión considerado se da como:

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

donde:

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

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

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

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

donde:

K_e es un coeficiente de corrección que debe tomarse como $0{,}6$

I_a, I_c e I_s son, respectivamente, los momentos de inercia de la sección de acero estructural, de la sección no fisurada de hormigón y de la armadura para el plano de flexión considerado.

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

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1+\left({}^{N_{G,Ed}}/_{N_{Ed}}\right)\varphi_t} \qquad (6.41)$$

donde:

φ_t es el coeficiente de fluencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2(2)

N_{Ed} es el esfuerzo axil de cálculo

$N_{G,Ed}$ es la parte permanente de este esfuerzo.

6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos

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

(2) Para el cálculo de esfuerzos, el valor de cálculo de la rigidez eficaz a flexión $(EI)_{eff,II}$ deberá obtenerse de la siguiente expresión:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \qquad (6.42)$$

donde:

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

K_0 es un coeficiente de calibración que debe tomarse como $0{,}9$.

Deben tenerse en cuenta los efectos diferidos de acuerdo con el apartado 6.7.3.3(4).

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

(4) La influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales podrán tenerse en cuenta considerando imperfecciones geométricas equivalentes. Las imperfecciones equivalentes del elemento para pilares mixtos se dan en la tabla A30.6.5, donde L es la longitud del pilar.

(5) Los efectos de segundo orden pueden considerarse en cualquier sección del soporte multiplicando el momento flector de cálculo de primer orden M_{Ed} por el coeficiente k dado por:

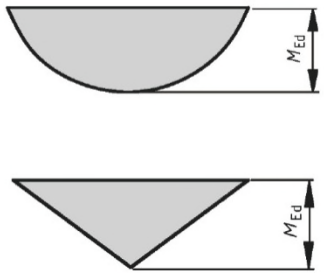
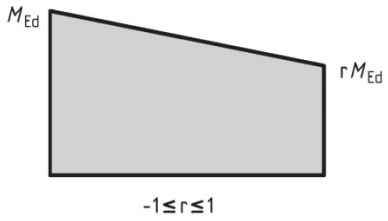
$$k = \frac{\beta}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}}, \qquad \geq 1{,}0 \qquad (6.43)$$

donde:

$N_{cr,eff}$ es el axil crítico según el eje de estudio, obtenido considerando la rigidez eficaz a flexión especificada en el apartado 6.7.3.4(2), considerando como longitud eficaz la longitud del pilar

β es el coeficiente para obtener un momento equivalente y viene dado en la tabla A30.6.4.

Tabla A30.6.4 Coeficiente β para la determinación de los momentos de cálculo de segundo orden

Distribución de momentos	Coeficiente de momentos β	Comentarios
	Momentos flectores de primer orden debidos a la imperfección del elemento o a la carga lateral: $\beta = 1{,}0$	M_{Ed} es el máximo momento flector despreciando los efectos de segundo orden
	Momentos en los extremos: $\beta = 0{,}66 + 0{,}44r$ Con $\beta \geq 0{,}44$	M_{Ed} y rM_{Ed} son los momentos en los extremos provenientes de los análisis globales de primer y segundo orden

6.7.3.5 Resistencia de los elementos comprimidos

(1) Los elementos sometidos a un estado de compresión simple podrán comprobarse utilizando un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 teniendo en cuenta las imperfecciones geométricas.

(2) Como simplificación en elementos solicitados por una compresión axial, el axil de cálculo N_{Ed} deberá satisfacer:

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

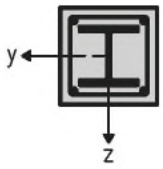
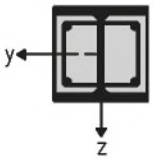
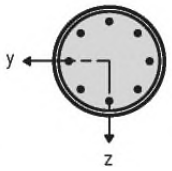
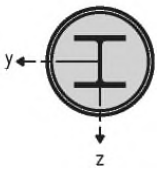
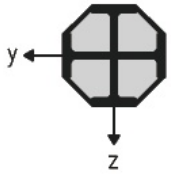
donde:

$N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a compresión simple de la sección mixta de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(1), considerando un f_{yd} afectado por el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} indicado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22

χ es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo pertinente, obtenido según lo dispuesto por el apartado 6.3.1.2 del Anejo 22 en función de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ del soporte.

En la tabla A30.6.5 se indican las curvas de pandeo a considerar en el cálculo de soportes para diferentes tipos de secciones mixtas, siendo ρ_s la cuantía de armadura A_s/A_c.

Tabla A30.6.5 Curvas de pandeo e imperfecciones equivalentes para pilares mixtos

Sección	Límites	Eje de pandeo	Curva de pandeo	Imperfección del elemento
Secciones embebidas en hormigón 		$y-y$	b	$L/200$
		$z-z$	c	$L/150$
Secciones parcialmente embebidas en hormigón 		$y-y$	b	$L/200$
		$z-z$	c	$L/150$
Secciones de acero huecas circulares y rectangulares 	$\rho_s \leq 3\%$	Cualquiera	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Cualquiera	b	$L/200$
Secciones circulares de acero huecas con un perfil en I adicional 		$y-y$	b	$L/200$
		$z-z$	b	$L/200$
Secciones parcialmente embebidas en hormigón con dobles T en cruz 		Cualquiera	b	$L/200$

6.7.3.6 Resistencia de los elementos sometidos a flexión compuesta

(1) Debe cumplirse la siguiente expresión basada en la curva de interacción determinada de acuerdo con el apartado 6.7.3.2 (2)–(5):

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

donde:

M_{Ed} es el mayor de los momentos de 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 en caso necesario

$M_{pl,N,Rd}$ es el momento plástico resistente concomitante con un esfuerzo axil N_{Ed}, dado por $\mu_d M_{pl,Rd}$, véase la figura A30.6.18

$M_{pl,Rd}$ es el momento plástico resistente, representado por el punto B en la figura A30.6.19.

Para aceros con tipos comprendidos entre S235 y S355, ambos inclusive, el coeficiente α_M debe tomarse como 0,9 y para aceros de tipos entre S420 y S460 como 0,8.

(2) El valor de $\mu_d = \mu_{dy}$ o μ_{dz}, véase la figura A30.6.20, se refiere al valor de cálculo del momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ para el plano de flexión considerado. Deben utilizarse únicamente los valores de μ_d mayores de 1,0 cuando el momento flector M_{Ed} dependa directamente de la acción del esfuerzo axil N_{Ed}, por ejemplo, cuando el momento flector M_{Ed} resulte de una excentricidad del axil N_{Ed}. En otros casos, es necesaria una comprobación adicional de acuerdo con el apartado 6.7.1(7).

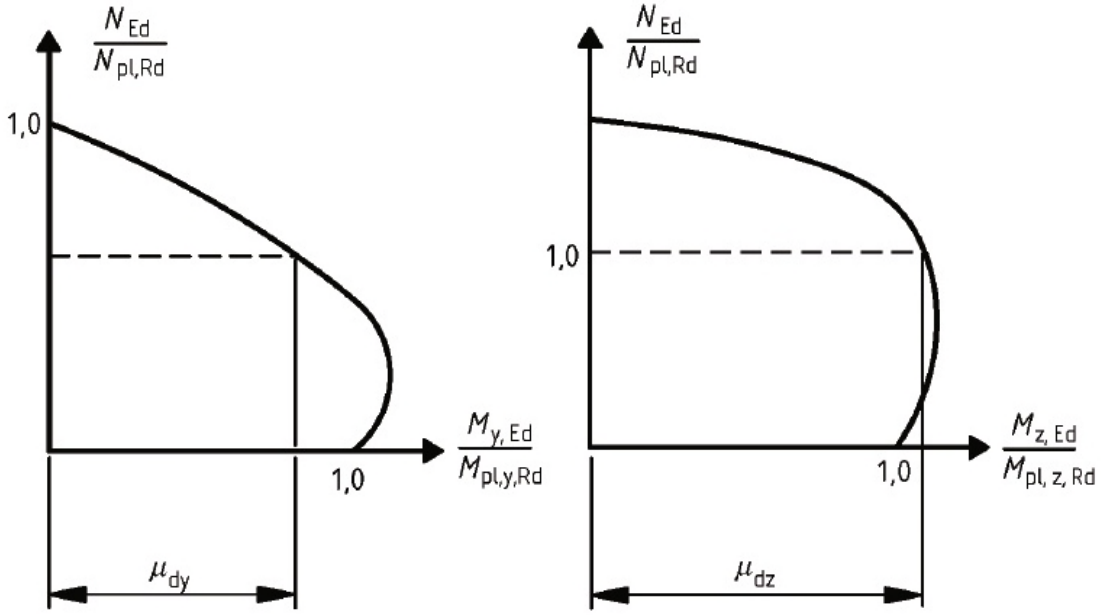


Figura A30.6.20 Cálculo de la flexión compuesta esviada

6.7.3.7 Flexión compuesta esviada

(1) En pilares mixtos y elementos sometidos a flexión compuesta esviada, los valores μ_{dy} y μ_{dz} de la figura A30.6.20 pueden calcularse de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 de forma independiente para cada eje. Únicamente deben considerarse las imperfecciones en el plano en el que se espera que se produzca el fallo. Si no es evidente qué plano es más crítico, deberán comprobarse ambos planos.

(2) Para la comprobación de estabilidad, deben satisfacerse las siguientes condiciones en todas las secciones del pilar:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \qquad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \tag{6.46}$$

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

donde:

$M_{pl,y,Rd}$ y $M_{pl,z,Rd}$	son los momentos plásticos resistentes del plano de flexión correspondiente
$M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$	son los momentos flectores de cálculo incluyendo los efectos de segundo orden y las imperfecciones de acuerdo con el apartado 6.7.3.4
μ_{dy} y μ_{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 apartado 6.7.3.6(1).

6.7.4 Conexiones a rasante e introducción de cargas

6.7.4.1 Generalidades

(1) En las zonas de introducción de cargas deberán adoptarse disposiciones para que los esfuerzos aplicados en elementos conectados en sus extremos y las cargas aplicadas a lo largo de los mismos se distribuyan entre los elementos de acero y hormigón, considerando la resistencia a rasante en el contacto acero-hormigón. Deberá asegurarse un mecanismo claro de transferencia para que no se produzca un desplazamiento excesivo entre las superficies en contacto que invalide las hipótesis de cálculo.

(2) Cuando los pilares mixtos y los elementos comprimidos estén sometidos a cortantes significativos, como por ejemplo el debido a una carga transversal puntual y a momentos en los extremos, deberán tomarse las medidas necesarias para transferir el esfuerzo rasante correspondiente entre las superficies de contacto acero-hormigón.

(3) En pilares solicitados por cargas axiles y en elementos comprimidos, no será necesario considerar el esfuerzo rasante fuera de las zonas de introducción de las cargas.

6.7.4.2 Introducción de las cargas

(1) Deberán disponerse conectadores en las zonas de introducción de cargas y en las de cambio de sección transversal si la resistencia a rasante de cálculo τ_{Rd}, véase el apartado 6.7.4.3, se supera en el contacto entre acero y hormigón. Los esfuerzos rasantes deberán determinarse a partir del cambio de esfuerzos en las secciones de acero y hormigón armado en la longitud de introducción de las cargas. Si las cargas se introducen únicamente en la sección de hormigón, deberán tenerse en cuenta los valores resultantes del análisis elástico considerando la fluencia y la retracción. En caso contrario, los esfuerzos en el contacto deberán determinarse por la teoría elástica o plástica, para determinar el caso más limitante.

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

(3) En pilares mixtos y elementos comprimidos no será necesario disponer conexiones a rasante para la introducción de cargas mediante chapas en los extremos, si todo el contacto entre la sección de hormigón y la chapa del extremo está comprimida de forma permanente, teniendo en cuenta el efecto de la fluencia y la retracción. De otro modo, la introducción de la carga deberá comprobarse de acuerdo con el punto (5). En tubos rellenos de hormigón de sección circular, el efecto debido al confinamiento podrá tenerse en cuenta si se cumplen las condiciones indicadas en el apartado 6.7.3.2(6), utilizando para $\bar{\lambda}$ unos valores de η_a y η_c iguales a cero.

(4) Cuando los pernos conectadores estén unidos al alma de una sección doble T o similar de acero, total o parcialmente embebida en hormigón, podrán tenerse en cuenta las fuerzas de fricción que se desarrollan al oponerse a la expansión lateral del hormigón por las alas de acero adyacentes. Dicha resistencia podrá añadirse a la calculada de los conectadores. La resistencia adicional podrá asumirse como $\mu P_{Rd}/2$ en cada ala y en cada fila horizontal de pernos, como muestra la figura A30.6.21, donde μ es el coeficiente de rozamiento correspondiente. En secciones de acero sin pintura, μ podrá tomarse como $0{,}5$. P_{Rd} es la resistencia de un único perno de acuerdo con el apartado 6.6.3.1. En ausencia de ensayos que aporten una información más precisa, la distancia libre entre alas no deberá superar los valores dados en la figura A30.6.21.

(5) Si la sección se carga parcialmente (como por ejemplo en la figura A30.6.22(a), las cargas podrán distribuirse con una relación de $1{:}\,2{,}5$ a lo largo del espesor t_e de la chapa del extremo. Las tensiones en el hormigón deberán limitarse en el área de la introducción de cargas eficaces, para secciones huecas rellenas de hormigón de acuerdo con el punto (6) y para cualquier otro tipo de sección de acuerdo con el apartado 6.7 del Anejo 19.

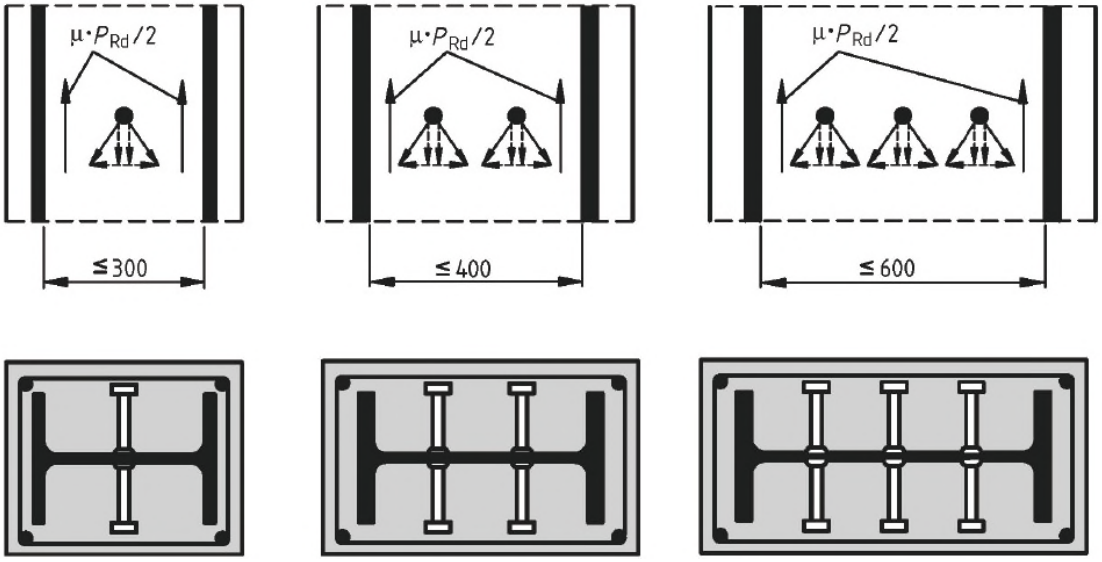


Figura A30.6.21 Fuerzas adicionales de fricción en pilares mixtos por la utilización de pernos

(6) Si el hormigón que rellena una sección hueca circular o cuadrada se carga parcialmente, por ejemplo mediante chapas de unión a través del perfil o mediante rigidizadores como se muestra en la figura A30.6.22, el valor de cálculo de la resistencia del hormigón, $\sigma_{c,Rd}$ bajo las chapas de unión o rigidizadores, resultante de los esfuerzos en la sección de hormigón, deberá determinarse por:

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

donde:

t	es el espesor del tubo de acero
a	es el diámetro del tubo o el ancho de la sección cuadrada
A_c	es el área de hormigón de la sección del pilar
A_1	es el área cargada bajo la chapa de unión, véase la figura A30.6.22
η_{cL}	$= 4{,}9$ para tubos de acero circulares y $3{,}5$ para secciones cuadradas.

La relación A_c/A_1 no deberá superar el valor de 20. Las soldaduras entre la chapa de unión y la sección hueca de acero deberán dimensionarse de acuerdo con el Apartado 4 del Anejo 26.

(7) En secciones circulares huecas rellenas de hormigón, la armadura longitudinal podrá tenerse en cuenta en la resistencia del pilar, incluso cuando la armadura no esté soldada a las chapas de los extremos o en contacto directo con ellas siempre que:

- no se requiera comprobación a fatiga,
- la distancia e_g entre armadura y chapa del extremo no supere los $30\,mm$, véase la figura A30.6.22(a).

(8) La armadura transversal deberá cumplir el apartado 9.5.3 del Anejo 19. En el caso de secciones de acero parcialmente embebidas, se deberá disponer una armadura transversal en el hormigón de acuerdo con la figura A30.6.10 que garantice su correcta disposición.

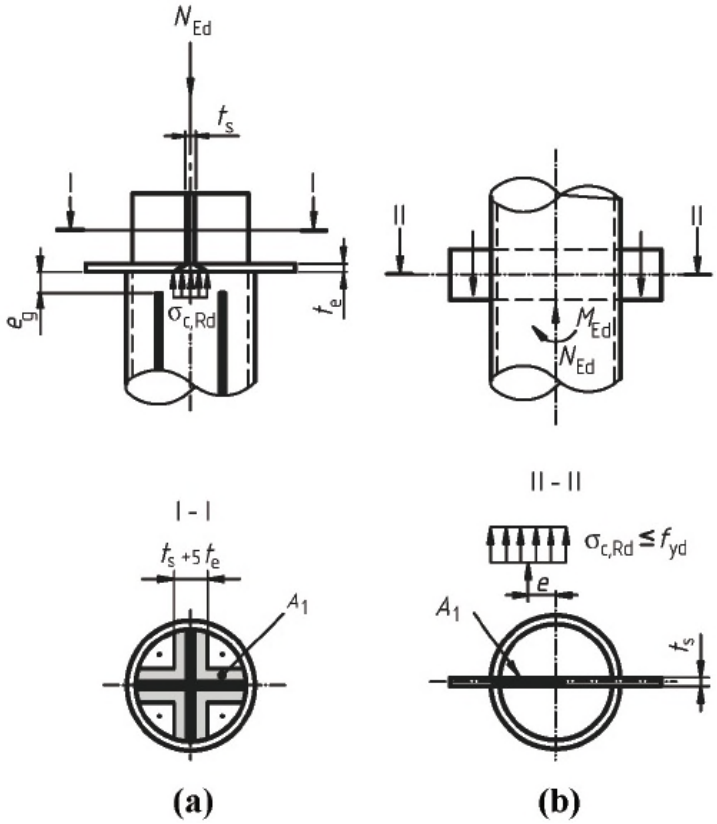
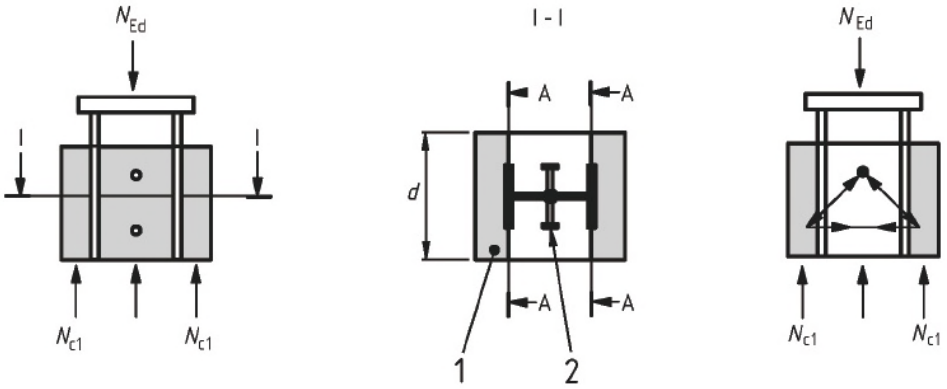


Figura A30.6.22 Sección hueca circular rellena de hormigón cargada parcialmente

(9) En secciones de acero completamente embebidas, si la introducción de cargas se realiza únicamente a través de la sección de acero o de la de hormigón, la armadura transversal deberá dimensionarse para resistir el rasante que resulte de la transmisión de la fuerza normal (N_{c1} en la figura A30.6.23) desde las partes del hormigón directamente conectadas a través de conectadores hasta las partes del hormigón no conectadas a rasante (véase la sección A-A de la figura A30.6.23; el área sombreada fuera de las alas de la figura A30.6.23 deberá considerarse no conectada directamente). El dimensionamiento y la disposición de la armadura transversal deberá basarse en un modelo de bielas y tirantes considerando un ángulo de 45º entre las bielas de compresión del hormigón y el eje del elemento.



1 No conectada directamente.

2 Conectada directamente.

Figura A30.6.23 Zonas de hormigón con y sin conexión directa a rasante para el dimensionamiento de la armadura transversal

6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas

(1) Fuera del área de introducción de cargas, el rasante en el contacto hormigón-acero deberá comprobarse cuando se deba a cargas transversales y/o a momentos de los extremos. Deberán disponerse conectadores, basados en una distribución del valor de cálculo del rasante, cuando éste supere la resistencia a rasante de cálculo τ_{Rd}.

(2) En ausencia de métodos más precisos, podrán utilizarse análisis elásticos para determinar el rasante en el contacto, considerando los efectos diferidos y la fisuración del hormigón.

(3) Siempre que la superficie de la sección de acero en contacto con el hormigón no esté pintada y esté libre de aceites, grasas y más clases de residuos u óxidos, podrán tomarse los valores dados en la tabla A30.6.6 para τ_{Rd}.

Tabla A30.6.6 Valor de cálculo de la resistencia a rasante τ_{Rd}

Tipo de sección	$\tau_{Rd}(N/mm^2)$
Secciones de acero completamente 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 τ_{Rd} indicado en la tabla A30.6.6 para secciones de acero completamente embebidas en hormigón es de aplicación para secciones con un recubrimiento mínimo de hormigón de $40\,mm$ y con una armadura transversal y longitudinal de acuerdo con 6.7.5.2. Para recubrimientos mayores en secciones con la armadura dispuesta de forma adecuada, podrán utilizarse valores superiores de τ_{Rd}.

Salvo que se compruebe mediante ensayos, en secciones completamente embebidas podrá utilizarse el valor aumentado $\beta_c \tau_{Rd}$, con β_c dado como:

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

donde:

c_z es el valor nominal del recubrimiento de hormigón en mm, véase la figura A30.6.17(a)

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

(5) Salvo que se justifique lo contrario, se dispondrán siempre conectadores en secciones doble T parcialmente embebidas y solicitadas por un esfuerzo rasante debido a la flexión sobre el eje no principal provocada por cargas laterales o momentos en los extremos. Si la resistencia a cortante no se toma como únicamente la resistencia del acero estructural, entonces la armadura transversal requerida para el cortante $V_{c,Ed}$ de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(4) deberá soldarse al alma de la sección de acero o bien atravesarla.

6.7.5 Reglas para la definición de los detalles constructivos

6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón de perfiles de acero y armadura

(1) En secciones de acero totalmente embebidas deberá disponerse, al menos, un recubrimiento mínimo de hormigón armado que asegure una transmisión segura de las fuerzas de adherencia, la protección del acero frente a la corrosión y el desconchamiento del hormigón.

(2) El recubrimiento de hormigón de un ala de una sección de acero completamente embebida no debe ser inferior a $40\ mm$ ni a un sexto del ancho b del ala.

(3) El recubrimiento de las armaduras deberá satisfacer lo especificado en el apartado 4 del Anejo 19.

6.7.5.2 Armadura transversal y longitudinal

(1) La armadura longitudinal de pilares totalmente embebidos en hormigón que se considera para la resistencia de las secciones no debe ser menor al $0{,}3\%$ de la sección de hormigón. En secciones huecas rellenas de hormigón, normalmente no es necesario disponer armadura longitudinal, si no se requiere el cálculo de resistencia al fuego.

(2) La armadura longitudinal y transversal en los pilares total o parcialmente embebidos en hormigón debe dimensionarse y detallarse de acuerdo con el apartado 9.5 del Anejo 19.

(3) La distancia libre entre las barras de la armadura longitudinal y la sección de acero estructural puede ser inferior a la requerida en (2), incluso cero. En este caso, para la determinación de la adherencia, el perímetro efectivo c de la barra de armado debe tomarse como la mitad o un cuarto de su perímetro, como se muestra en la figura A30.6.24 en (a) y (b), respectivamente.

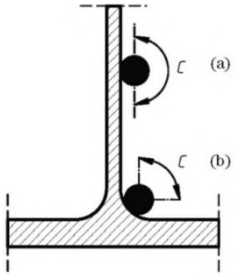


Figura A30.6.24 Perímetro efectivo $c$de una barra de armado

(4) Para elementos total o parcialmente embebidos, donde las condiciones ambientales sean de clase X0 de acuerdo con el Artículo 27 del Código Estructural y la armadura longitudinal se desprecie en el cálculo, debe disponerse una armadura longitudinal mínima de $8\,mm$ de diámetro y $250\,mm$ de separación y una armadura transversal mínima de $6\,mm$ de diámetro y $200\,mm$ de separación. Como alternativa, se pueden disponer mallas electrosoldadas de $4\,mm$ de diámetro.

6.8 Fatiga

6.8.1 Generalidades

(1) La resistencia a fatiga de las estructuras mixtas debe comprobarse cuando las estructuras estén sometidas a fluctuaciones repetidas de tensiones.

(2) El dimensionamiento de acuerdo con el estado límite de fatiga deberá garantizar, con un nivel aceptable de probabilidad, que durante toda su vida útil, la estructura no fallará ni requerirá reparaciones por daños de fatiga.

(3) Para pernos conectadores en edificación, sometidos a la combinación de acciones características, el esfuerzo rasante máximo por conectador no debe superar $0{,}75P_{Rd}$, donde P_{Rd} se determina de acuerdo con el apartado 6.6.3.1.

(4) En edificación, no se necesita hacer una evaluación de fatiga para acero estructural, la armadura pasiva, el hormigón y las conexiones a rasante cuando se aplique el Anejo 22 para el acero estructural y no sea de aplicación el apartado 6.8.1 del Anejo 19 para el hormigón.

6.8.2 Coeficientes parciales de seguridad para evaluaciones de la fatiga en edificación

(1) Los coeficientes parciales de seguridad γ_{Mf} para la resistencia a fatiga se recogen en el apartado 3 del Anejo 27 para los elementos de acero y en el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 para el hormigón y las armaduras. Para pernos solicitados a rasante, se debe aplicar el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{Mf,s} = 1{,}0$.

(2) Deben aplicarse los coeficientes parciales $\gamma_{Ff} = 1{,}0$ para las cargas de fatiga.

6.8.3 Resistencia a fatiga

(1) La resistencia a fatiga del acero estructural y las soldaduras debe tomarse del apartado 7 del Anejo 27.

(2) La resistencia a fatiga para el acero de las armaduras pasivas y activas debe tomarse del Anejo 19. El apartado 6.8.5 del Anejo 19 es de aplicación para los elementos de hormigón.

(3) La curva de resistencia a fatiga de un perno soldado de modo automático de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 se muestra en la figura A30.6.25 y viene dado para hormigón convencional por:

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

donde:

$\Delta\tau_R$ es la resistencia a fatiga por tensiones tangenciales referida al área de la sección del vástago del perno, utilizando el diámetro nominal del vástago

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga por tensiones tangenciales para 2 millones de ciclos con $\Delta\tau_c$ igual a $90\ N/mm^2$

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

N_R es el número de ciclos de carga-descarga.

(4) Para pernos en hormigón ligero con una clase de densidad de acuerdo con el apartado 11 del Anejo 19, la resistencia a fatiga debe determinarse de acuerdo con el punto (3) pero sustituyendo $\Delta\tau_R$ por $\eta_E\Delta\tau_R$ y $\Delta\tau_c$ por $\eta_E\Delta\tau_c$, donde η_E se obtiene del apartado 11.3.2 del Anejo 19.

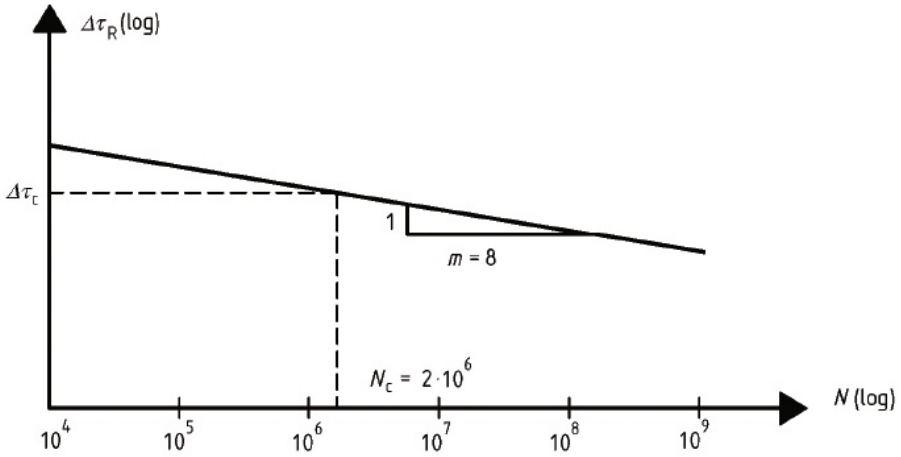


Figura A30.6.25 Curva de resistencia a fatiga para pernos en losas macizas

6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga

(1) Los esfuerzos deben determinarse mediante un análisis elástico global de la estructura de acuerdo con los apartados 5.4.1 y 5.4.2 y para la combinación de acciones indicada por el apartado 6.8.3 del Anejo 19.

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

(3) En edificación las cargas de fatiga deben obtenerse de la reglamentación específica vigente. Cuando no se especifiquen las cargas de fatiga, puede utilizarse el Apéndice A.1 del Anejo 27. La respuesta dinámica de la estructura o los efectos de los impactos deberán considerarse cuando proceda.

6.8.5 Tensiones

6.8.5.1 Generalidades

(1) El cálculo de tensiones deberá basarse en el apartado 7.2.1.

(2) Para el cálculo de las tensiones en zonas fisuradas, deberá tenerse en cuenta el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en las tensiones de la armadura.

(3) Salvo que se aplique un método de mayor precisión, el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en las tensiones de la armadura podrá considerarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4.

(4) Salvo que se aplique un método de mayor precisión, para el cálculo de tensiones en el acero estructural podrá despreciarse el efecto de la rigidización a tracción (tension stiffening).

6.8.5.2 Hormigón

(1) El apartado 6.8 del Anejo 19 se aplicará para el cálculo de tensiones en elementos de hormigón.

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 debidas a estos momentos flectores podrán calcularse en base al momento de inercia I_2 de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.

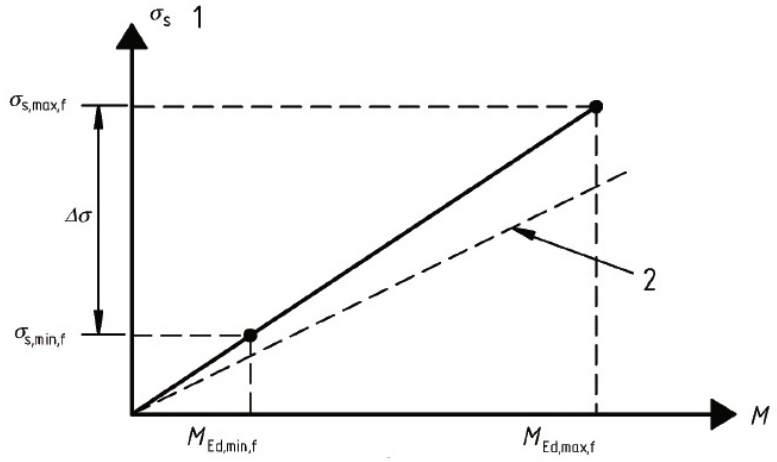
(2) Cuando $M_{Ed,min,f}$ y $M_{Ed,max,f}$ o únicamente $M_{Ed,min,f}$, produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos deberán calcularse con las propiedades de la sección no fisurada.

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 apliquen métodos más precisos, los efectos de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) para el cálculo de la tensión $\sigma_{s,max,f}$ de la armadura debida al momento $M_{Ed,max,f}$ deberán determinarse a partir de las ecuaciones (7.4) a (7.6) de 7.4.3(3). En la ecuación (7.5) del apartado 7.4.3(3), deberá utilizarse un coeficiente $0{,}2$ en lugar de $0{,}4$.

(2) Cuando el momento flector $M_{Ed,min,f}$ también produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón, el rango de tensiones $\Delta\sigma$ el que se indica en la figura A30.6.26 y la tensión $\sigma_{s,min,f}$ en la armadura debida al momento $M_{Ed,min,f}$ podrá determinarse como:

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



1 Losa traccionada.

2 Sección completamente fisurada.

Figura A30.6.26 Determinación de las tensiones $\sigma_{s,max,f}$ y $\sigma_{s,min,f}$ en zonas fisuradas

(3) Cuando $M_{Ed,min,f}$ y $M_{Ed,max,f}$ o únicamente $M_{Ed,min,f}$ produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en la armadura debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección no fisurada.

6.8.5.5 Conexión rasante

(1) El esfuerzo rasante por unidad de longitud deberá calcularse con un análisis elástico.

(2) En elementos en los que se produzca la fisuración del hormigón, los efectos de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) deberán tenerse en cuenta con el modelo apropiado. Como

simplificación, los esfuerzos rasantes en el contacto entre acero estructural y hormigón podrán determinarse utilizando las propiedades de la sección no fisurada.

6.8.6 Rango de tensiones

6.8.6.1 Acero estructural y armadura

(1) El rango de tensiones deberá determinarse a partir de las tensiones calculadas de acuerdo con el apartado 6.8.5.

(2) Cuando la comprobación a fatiga se base en el método de daño equivalente el rango $\Delta\sigma_E$ deberá determinarse, en general, como:

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

donde:

$\sigma_{max,f}$ y $\sigma_{min,f}$ son las tensiones máxima y mínima determinadas conforme a los apartados 6.8.4 y 6.8.5

λ es el coeficiente de daño equivalente

ϕ es el coeficiente de impacto de daño equivalente.

(3) En elementos sometidos a efectos globales y locales combinados, se deberán considerar dichos efectos de forma separada. Salvo que se aplique un método de mayor precisión, el rango de tensiones equivalente debido a los efectos globales y locales deberá combinarse utilizando:

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

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

(4) En edificación, $\Delta\sigma_E$ podrá tomarse para el acero estructural, como el rango de tensiones $\Delta\sigma_{E,2}$ definido según el apartado 1.3 del Anejo 27, y para la armadura como el rango de tensiones $\Delta\sigma_{s,equ}$ dado por el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

(5) En edificación el coeficiente de daño equivalente λ está definido en el apartado 6.2 del Anejo 27 y en las partes correspondientes de los Anejos 22 a 29 para elementos de acero, así como en el Anejo 19 para la armadura pasiva.

(6) Cuando no se especifique un valor para λ en edificación, el coeficiente de daño equivalente deberá determinarse de acuerdo con el Apéndice A del Anejo 27, utilizando la pendiente de la curva de resistencia a fatiga correspondiente.

6.8.6.2 Conexión a rasante

(1) Para la comprobación de los pernos conectadores basada en rangos de tensiones nominales, el rango equivalente de tensiones tangenciales $\Delta\tau_{E,2}$ para 2 millones de ciclos viene dado por:

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

donde:

λ_v es el coeficiente de daño equivalente dependiente de los espectros y de la pendiente m de la curva de resistencia a fatiga

$\Delta\tau$ es el rango de tensiones tangenciales debidas a la carga de fatiga, referidas al área de la sección transversal del vástago del perno utilizando el diámetro nominal d del vástago.

(2) El rango de tensiones tangenciales equivalente en soldaduras o en otros tipos de conexiones a rasante deberán calcularse de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 27.

(3) Cuando no se especifique el valor para λ_v para los pernos conectadores en edificación, el coeficiente de daño equivalente deberá determinarse de acuerdo con el Apéndice A del Anejo 27, utilizando la pendiente correspondiente de la curva de resistencia a fatiga del perno conectador, dada en el apartado 6.8.3.

6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en los rangos de tensión nominal

6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón

(1) La evaluación de la fatiga para las armaduras pasivas se hará según los apartados 6.8.5 o 6.8.6 del Anejo 19.

(2) La comprobación de la fatiga para el hormigón comprimido se hará según el apartado 6.8.7 del Anejo 19.

(3) En edificación, la evaluación de la fatiga para el acero estructural se hará según el apartado 8 del Anejo 27.

6.8.7.2 Conexión a rasante

(1) En los conectadores soldados a un ala de acero que esté siempre en compresión bajo la combinación de acciones correspondientes (véase el apartado 6.8.4 (1)), la comprobación a fatiga deberá realizarse con el siguiente criterio:

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

donde:

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

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para 2 millones de ciclos determinada de acuerdo con el apartado 6.8.3.

(2) Cuando en el ala del perfil de acero, a la que están soldados los pernos conectadores, la tensión máxima sea de tracción bajo la combinación de cargas correspondiente, deberá comprobarse la interacción en cualquier sección transversal entre el rango de tensiones tangenciales $\Delta\tau_E$ en la soldadura de los pernos conectadores y el rango de tensiones normales $\Delta\sigma_E$ en el ala del perfil de acero mediante las siguientes expresiones de interacción.

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

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

donde:

$\Delta\sigma_{E,2}$ es el rango de tensiones en el ala determinado de acuerdo con el apartado 6.8.6.1

$\Delta\sigma_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga dado en el apartado 7 del Anejo 27 considerando una categoría de detalle 80,

y los rangos de tensiones tangenciales $\Delta\tau_{E,2}$ y $\Delta\tau_c$ se definen en el punto (1).

La expresión (6.56) deberá satisfacerse para el valor máximo de $\Delta\sigma_{E,2}$ y el valor concomitante de $\Delta\tau_{E,2}$, así como para la combinación de los valores máximos de $\Delta\tau_{E,2}$ y el valor concomitante de $\Delta\sigma_{E,2}$. Salvo que se tenga en cuenta el efecto de la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*)

por métodos de mayor precisión, el criterio de interacción deberá satisfacerse con los rangos correspondientes de tensiones determinados con las propiedades de la sección transversal tanto fisurada como no fisurada.

7 Estado límite de servicio

7.1 Generalidades

(1) Una estructura con elementos mixtos deberá proyectarse y construirse de forma que se satisfagan todos los Estados Límite de Servicio de acuerdo con los principios del apartado 3.4 del Anejo 18.

(2) La comprobación de los Estados Límite de Servicio debe basarse en el criterio establecido en el apartado 3.4(3) del Anejo 18.

(3) Los Estados Límite de Servicio de losas mixtas con chapas nervadas deben comprobarse de acuerdo con el apartado 9.

7.2 Tensiones

7.2.1 Generalidades

(1) El cálculo de las tensiones en vigas en Estado Límite de Servicio deberá tener en cuenta los siguientes efectos, cuando corresponda:

- arrastre por cortante;
- fluencia y retracción del hormigón;
- fisuración y resistencia a tracción del hormigón;
- proceso constructivo;
- incremento de la flexibilidad del elemento producido por un deslizamiento significativo en la conexión hormigón-acero;
- el comportamiento inelástico del acero y la armadura, si lo hubiera;
- alabeo y distorsión, si lo hubiera.

(2) El arrastre por cortante puede considerarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.

(3) Salvo que se emplee un método más preciso, los efectos de la fluencia y la retracción podrán tenerse en cuenta mediante el empleo de coeficientes de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.

(4) En secciones fisuradas podrán despreciarse los efectos de primer orden de la retracción en la comprobación de tensiones.

(5) En el análisis de secciones deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.

(6) Debe tenerse en cuenta la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones en la armadura pasiva y activa. Salvo que se empleen métodos más precisos, las tensiones en la armadura pasiva deben determinarse de acuerdo con el apartado 7.4.3.

(7) Puede despreciarse la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón en las tensiones en el acero estructural.

(8) Se pueden ignorar los efectos del posible deslizamiento en la conexión hormigón-acero cuando haya conexión total a rasante y, en caso de conexión parcial a rasante en edificación, sea de aplicación el apartado 7.3.1(4).

7.2.2 Limitación de las tensiones en edificación

(1) No se requerirá limitación de las tensiones en las vigas si, en Estado Límite Último no se requiere una comprobación a fatiga y si no se aplica un pretensado mediante tendones y/o control de las deformaciones impuestas (por ejemplo, con gatos en los apoyos).

(2) Para pilares mixtos en edificación normalmente no se exigen limitaciones de tensiones.

(3) Cuando sea necesario, serían de aplicación las limitaciones de tensiones del hormigón y de la armadura dadas en el apartado 7.2 del Anejo 19.

7.3 Deformaciones en edificación

7.3.1 Flechas

(1) Las flechas debidas a las cargas aplicadas únicamente en el elemento de acero deberán calcularse de acuerdo con el Anejo 22.

(2) Las flechas debidas a las cargas aplicadas sobre el elemento mixto deberán calcularse mediante un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5.

(3) El nivel de referencia para la flecha vertical descendente δ_{max} de una viga no apeada es la cara superior de la viga mixta. Únicamente cuando la flecha pueda afectar a la apariencia del edificio deberá tomarse como nivel de referencia la cara inferior de la viga.

(4) Los efectos derivados de una interacción incompleta podrán despreciarse siempre que:

a) el diseño de la conexión a rasante esté de acuerdo con el apartado 6.6,

b) se dispongan al menos la mitad del número de conectadores necesario para garantizar la unión total a rasante o si los esfuerzos sobre el conectador, resultantes de un reparto elástico del rasante en el Estado Límite de Servicio, no superan el valor de P_{Rd}, y

c) en el caso de una losa nervada en la dirección transversal a la viga, la altura de los nervios no supere los $80\ mm$.

(5) El efecto sobre la flecha de la fisuración del hormigón en zonas de momentos negativos deberá tenerse en cuenta adoptando los métodos de análisis dados en el apartado 5.4.2.3.

(6) Para vigas con secciones críticas de Clases 1, 2 o 3 podrá aplicarse el siguiente método simplificado. En todo apoyo intermedio donde σ_{ct} supere $1{,}5f_{ctm}$ o $1{,}5f_{1ctm}$, según proceda, el momento flector determinado por el análisis de sección no fisurada definido en el apartado 5.4.2.3(2) se multiplicará por el coeficiente reductor f_1 indicado en la figura A30.7.1 y se aplicarán los incrementos correspondientes en los momentos flectores de los vanos adyacentes. La curva A podrá utilizarse únicamente para vanos intermedios, cuando las cargas por unidad de longitud en todos los vanos sean iguales y las longitudes de todos los vanos no difieran en más de un 25%. En caso contrario deberá utilizarse el valor aproximado del límite inferior $f_1 = 0{,}6$ (línea B).

(7) Para el cálculo de flechas en vigas no apeadas, podrá tenerse en cuenta la influencia de la plastificación local del acero estructural sobre el apoyo multiplicando el momento flector en el apoyo, calculado de acuerdo a los métodos citados en esta cláusula, con un factor de reducción adicional dado como:

- $f_2 = 0{,}5$ si se alcanza f_y antes de que endurezca la losa de hormigón,

- $f_2 = 0{,}7$ si se alcanza f_y después de que endurezca el hormigón.

Esto es de aplicación para el cálculo de la flecha máxima, pero no para la contraflecha.

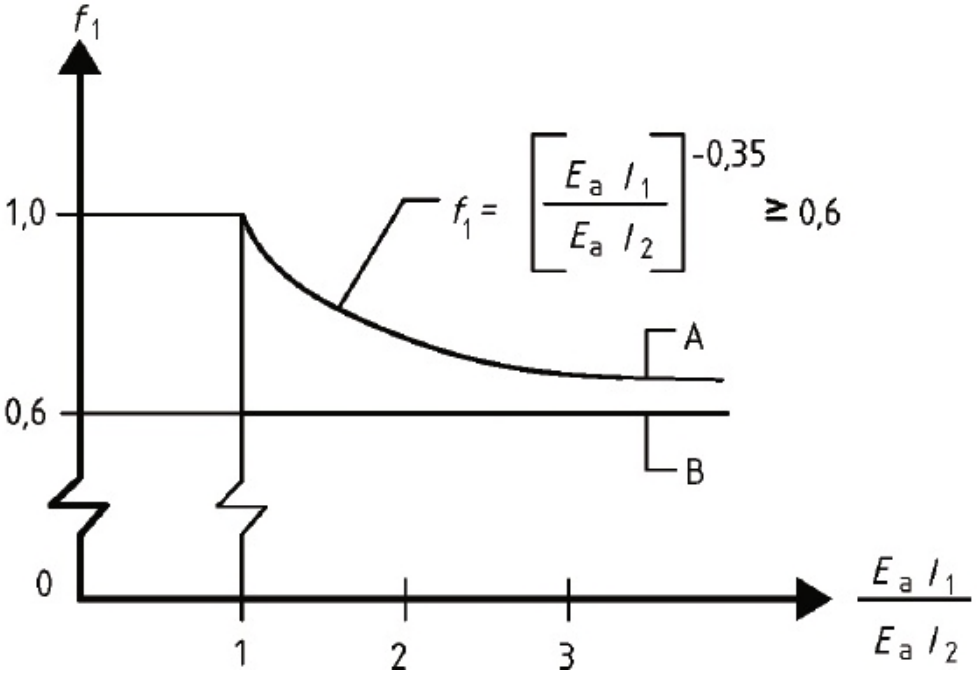


Figura A30.7.1 Factor de reducción para el momento flector en los apoyos

(8) Salvo especificaciones requeridas por el cliente, no será necesario incluir el efecto de la curvatura debido a la retracción del hormigón convencional cuando la relación entre la longitud del vano y el canto total de la viga no sea superior a 20.

7.3.2 Vibraciones

(1) Las propiedades dinámicas de las vigas de forjado deberán satisfacer los criterios establecidos en la reglamentación específica vigente.

7.4 Fisuración del hormigón

7.4.1 Generalidades

(1) Para la limitación de la abertura de fisura en las estructuras mixtas, se aplicarán las consideraciones generales del apartado 7.3.1(1) a (9) del Anejo 19. La limitación de la abertura de fisura dependerá de las clases de exposición de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 19.

(2) Podrá obtenerse una estimación de la abertura de fisura en el apartado 7.3.4 del Anejo 19, donde la tensión σ_s deberá calcularse teniendo en cuenta los efectos de la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*). Salvo que se aplique un método de mayor precisión, σ_s se determinará de acuerdo con el apartado 7.4.3(3).

(3) Como alternativa simplificada y conservadora, la limitación de la abertura de fisura a un valor aceptable podrá conseguirse asegurando una armadadura mínima definida en el apartado 7.4.2 con una separación entre barras o diámetros de las mismas no superiores a los límites establecidos en el apartado 7.4.3.

(4) En los casos en los que las vigas de edificación se dimensionen simplemente apoyadas aunque la losa sea continua y el control del ancho de fisura no sea de interés, el armado longitudinal dispuesto en el ancho eficaz de la losa de hormigón, de acuerdo con el apartado 6.1.2, no deberá ser menor que:

- $0{,}4\%$ del área de hormigón, para construcciones apeadas,
- $0{,}2\%$ del área de hormigón, para construcciones no apeadas.

El armado de la viga calculada como simplemente apoyada deberá prolongarse en una longitud de $0{,}25L$ a cada lado de los apoyos interiores, o de $0{,}5L$ si es adyacente a un voladizo, donde L es la longitud del vano correspondiente o del voladizo, respectivamente. No se deberá tener en cuenta la chapa nervada de acero. La separación máxima entre barras deberá cumplir con el apartado 9.2.1(5) para una losa mixta, o con el apartado 9.3.1.1(3) del Anejo 19 para un ala de hormigón maciza.

7.4.2 Armadura mínima

(1) Salvo que se aplique un método más preciso de acuerdo con el apartado 7.3.2(1) del Anejo 19, en todas las secciones sin armadura activa y sometidas a una tracción significativa debida a la coacción de deformaciones impuestas (como por ejemplo los efectos primarios o secundarios de la retracción) en combinación o no con efectos de cargas directas, el área de armadura mínima requerida A_s para las losas de vigas mixtas vendrá dada por:

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

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. Los valores para $f_{ct,eff}$ podrán tomarse como f_{ctm}, véase la tabla A19.3.1, o como f_{1ctm}, véase la tabla A19.11.3.1, ambas del Anejo 19 del Código Estructural, según proceda, tomando como resistencia la del momento en que se espera la primera fisura. Cuando no pueda establecerse con seguridad que la edad del hormigón al fisurarse es menor de 28 días, la tensión mínima a tracción podrá adoptarse como $3\ N/mm^2$

k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de tensiones no uniformes auto-equilibradas y podrá tomarse como $0{,}8$

k_s es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la reducción de la fuerza axil en la losa de hormigón debido a la fisuración inicial y al deslizamiento local de la conexión a rasante y podrá tomarse como $0{,}9$

k_c es el coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección inmediatamente anterior a la fisuración y viene dado por:

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

h_c es el espesor del ala de hormigón, excluyendo cualquier nervio

z_0 es la distancia vertical entre los centros de gravedad del ala de hormigón no fisurada y la sección mixta no fisurada, calculada utilizando el coeficiente de homogeneización n_0 para cargas a corto plazo

σ_s es la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la fisuración. Esta podrá tomarse como el límite elástico característico f_{sk}. Sin embargo, dependiendo del tamaño de la barra, es posible que sea necesario un valor inferior para satisfacer los límites requeridos de abertura de fisura. Este valor viene dado en la tabla A30.7.1

A_{ct} es el área de la zona traccionada (provocada por cargas directas y por los efectos isostáticos de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección transversal. Por simplificación, podrá utilizarse el área de la sección del hormigón que esté dentro del ancho eficaz.

(2) El diámetro máximo para la armadura mínima podrá modificarse a un valor ϕ dado de acuerdo con:

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

donde:

ϕ^* es el diámetro máximo de la barra dado en la tabla A30.7.1

$f_{ct,0}$ es un valor de referencia de la resistencia a tracción del hormigón: $2{,}9 N/mm^2$.

Tabla A30.7.1 Diámetros máximos para barras corrugadas

Tensión en el acero σ_s (N/mm^2)	Diámetro máximo de 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	-

(3) Deberá disponerse al menos la mitad de la armadura mínima necesaria entre la mitad del canto de la losa y la fibra más traccionada.

(4) Para el dimensionamiento de la armadura mínima en las alas de hormigón con canto variable en sentido transversal a la dirección de la viga, deberá utilizarse el canto local.

(5) En edificación, deberá disponerse una armadura mínima de acuerdo con los puntos (1) y (2) donde, bajo la combinación de acciones características, las tensiones sean de tracción.

(6) En edificación, deberán determinarse las armaduras longitudinales inferiores mínimas para el hormigón de revestimiento del alma de un perfil en I de acero utilizando la expresión (7.1) con $k_c = 0{,}6$ y $k = 0{,}8$.

7.4.3 Control de la fisuración debida a cargas directas

(1) En zonas donde se disponga una armadura igual o superior a la mínima de acuerdo con el apartado 7.4.2, de forma general se podrá controlar la abertura de fisura controlando la separación de las barras o su diámetro. El diámetro máximo de la barra y la separación máxima dependen de la tensión en la

armadura σ_s y del valor de cálculo de la abertura de fisura. Los diámetros máximos de las barras se indican en la tabla A30.7.1 y la separación máxima entre barras, en la tabla A30.7.2.

Tabla A30.7.2 Separación máxima entre barras para barras corrugadas

Tensión en el acero σ_s (N/mm^2)	Separación máxima entre barras (mm) para el ancho de fisura w_k de cálculo		
	$w_k = 0{,}4\ mm$	$w_k = 0{,}3\ mm$	$w_k = 0{,}2\ mm$
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 deben determinarse con un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón. Las tensiones en la armadura deben determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción del hormigón entre fisuras. Salvo que se emplee un método más preciso, las tensiones pueden calcularse siguiendo el punto (3).

(3) En vigas mixtas, cuando se suponga que la losa de hormigón está fisurada y que no dispone de armaduras activas, las tensiones en la armadura pasiva aumentan a causa de los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en comparación con las tensiones basadas en una sección mixta en la que se desprecia el hormigón. Las tensiones de tracción en la armadura σ_s debidas a cargas directas se pueden calcular como:

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

con:

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

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

donde:

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

f_{ctm} es la resistencia media a tracción del hormigón, para hormigón convencional tomada como f_{ctm} de la tabla A19.3.1 o para hormigón ligero como f_{1ctm} de la tabla A19.11.3.1, ambas del Anejo 19 del Código Estructural

ρ_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 traccionada; por simplicidad, debe emplearse el área de la sección de hormigón dentro del ancho eficaz

A_s es el área total de todas las filas 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 las hubiera

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

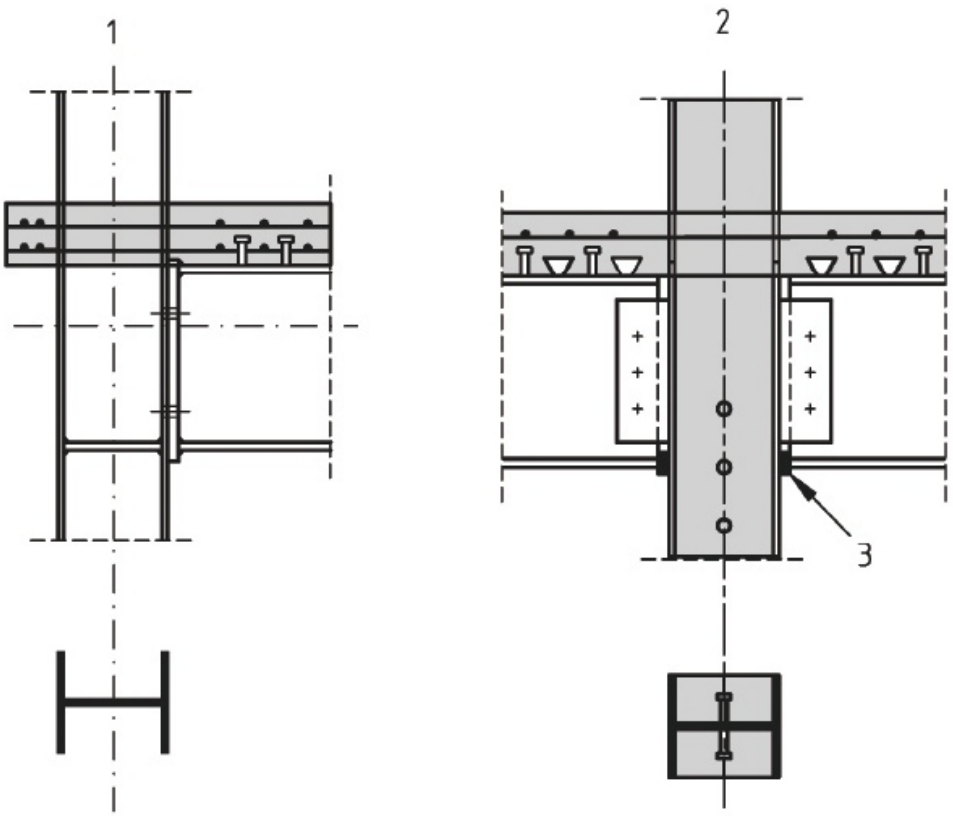
(4) En edificación sin armaduras activas, se utilizarán normalmente la combinación cuasi-permanente de acciones para la determinación de σ_s.

8 Uniones mixtas en pórticos de edificación

8.1 Alcance

(1) La unión mixta se define en el apartado 1.5.2.8. En la figura A30.8.1 se muestran algunos ejemplos. El resto de tipos de uniones en pórticos mixtos se proyectarán de acuerdo con el Anejo 19 o 26 del Código Estructural, según proceda.

(2) El apartado 8 trata las uniones sometidas a cargas predominantemente estáticas. Esto complementa o modifica al Anejo 26 del Código Estructural.



1 Configuración simple.
2 Configuración doble.
3 Chapa de contacto.

Figura A30.8.1 Ejemplos de uniones mixtas

8.2 Análisis, modelización y clasificación

8.2.1 Generalidades

(1) Son de aplicación las disposiciones del apartado 5 del Anejo 26 del Código Estructural, para uniones que conecten perfiles en H o I, con las modificaciones indicadas en los apartados 8.2.2 y 8.2.3 siguientes.

8.2.2 Análisis elástico global

(1) Cuando la rigidez al giro S_j se tome como $S_{j,ini/\eta}$ de acuerdo con el apartado 5.1.2 del Anejo 26 del Código Estructural, el valor del coeficiente de modificación de la rigidez η para una conexión con chapa de contacto deberá tomarse como $1{,}5$.

8.2.3 Clasificación de uniones

(1) Las uniones deberán clasificarse de acuerdo con el apartado 5.2 del Anejo 26 del Código Estructural considerando la acción mixta.

(2) Para la clasificación, deberán considerarse las direcciones de los esfuerzos.

(3) Podrá despreciarse la fisuración y fluencia en los elementos conectados.

8.3 Métodos de cálculo

8.3.1 Bases y alcance

(1) Podrá aplicarse el apartado 6 del Anejo 26 del Código Estructural como base para el proyecto de uniones y conexiones mixtas viga-pilar, siempre que la parte del acero de la unión esté dentro del alcance de ese apartado 6.

(2) Las propiedades estructurales de los componentes que se consideren en el proyecto deberán basarse en ensayos o en métodos analíticos o numéricos respaldados por ensayos.

NOTA: Las propiedades de los componentes se dan en el apartado 8.4, en el Apéndice A de este anejo y en el apartado 6 del Anejo 26.

(3) En la determinación de las propiedades estructurales de una unión mixta, la fila de barras de armado traccionadas podrá tratarse de forma similar a una fila de tornillos traccionados en una unión de acero, siempre que las propiedades estructurales sean las de la armadura pasiva.

8.3.2 Resistencia

(1) Las uniones mixtas deberán dimensionarse para resistir rasantes verticales de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Anejo 26 del Código Estructural.

(2) El cálculo del momento resistente de una unión mixta con conexión completa a rasante deberá determinarse análogamente a lo especificado para uniones de acero según el apartado 6.2.7 del Anejo 26, considerando la contribución de la armadura.

(3) La resistencia de los componentes deberá dimensionarse según el apartado 8.4 siguiente y el apartado 6.2.6 del Anejo 26 cuando corresponda.

8.3.3 Rigidez al giro

(1) La rigidez al giro de una unión deberá dimensionarse análogamente a lo especificado para las uniones de acero indicadas en el apartado 6.3.1 del Anejo 26 del Código Estructural considerando la contribución de la armadura.

(2) El valor del coeficiente ψ, véase el apartado 6.3.1(6) del Anejo 26 del Código Estructural, deberá tomarse como 1,7 para uniones con chapa de contacto.

8.3.4 Capacidad de giro

(1) En el cálculo de la capacidad de giro deberán considerarse la influencia de la fisuración del hormigón, la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) y la deformación de la conexión a rasante.

(2) La capacidad de giro de una unión mixta podrá demostrarse experimentalmente. Deberán considerarse las posibles variaciones de las propiedades de los materiales respecto de los valores característicos especificados. No se requerirá la demostración experimental cuando se utilicen detalles constructivos cuyas propiedades ya estén avaladas por procedimientos experimentales.

(3) De forma alternativa, podrán aplicarse métodos de cálculo, siempre que estén respaldados por ensayos.

8.4 Resistencia de los componentes

8.4.1 Alcance

(1) La resistencia de los siguientes componentes básicos de una unión deberá determinarse de acuerdo con el apartado 8.4.2:

- armadura longitudinal de acero traccionada,
- chapa de contacto comprimida.

(2) Las resistencias de los componentes identificados en el Anejo 26 del Código Estructural deberán tomarse como se definen en el mismo, salvo en lo especificado en el apartado 8.4.3.

(3) La resistencia de las almas en secciones de pilares de acero revestidas de hormigón deberá determinarse de acuerdo con el apartado 8.4.4.

8.4.2 Componentes básicos de la unión

8.4.2.1 Armadura longitudinal de acero traccionada

(1) El ancho eficaz del ala de hormigón deberá calcularse con la sección transversal de la conexión de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.

(2) Deberá suponerse que la armadura longitudinal traccionada situada dentro del ancho eficaz alcanza una tensión de trabajo igual al límite elástico de cálculo f_{sd}.

(3) Cuando haya cargas desequilibradas, podrá aplicarse un modelo de bielas y tirantes para comprobar la trasferencia de los esfuerzos de la losa de hormigón al pilar, véase la figura A30.8.2.

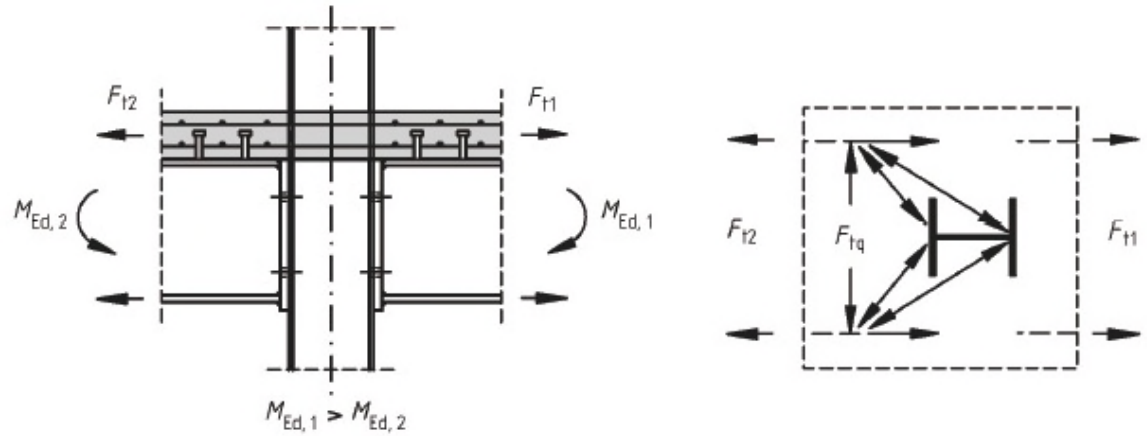


Figura A30.8.2 Modelo de bielas y tirantes

(4) Para el caso de unión por un solo lado calculada como unión mixta, la armadura longitudinal eficaz de la losa traccionada deberá anclarse suficientemente más allá del vano de la viga para que pueda desarrollarse la resistencia a tracción de cálculo.

8.4.2.2 Chapa de contacto comprimida

(1) Cuando la altura o el ancho de la chapa de contacto supere la dimensión correspondiente del ala comprimida de la sección de acero, la dimensión eficaz deberá calcularse suponiendo una difusión a 45º a través de la chapa de contacto.

(2) Deberá suponerse que el área eficaz de la chapa de contacto comprimida puede alcanzar el límite elástico f_{yd}.

8.4.3 Alma del pilar sometida a compresión transversal

(1) Para una unión con chapa de conexión, el ancho eficaz del alma de un pilar comprimido $b_{eff,c,wc}$ deberá determinarse suponiendo una distribución a 45º a través de la chapa de contacto.

8.4.4 Componentes de refuerzo

8.4.4.1 Panel de alma del pilar a cortante

(1) Cuando el alma de un pilar de acero esté embebido en hormigón, véase la figura A30.6.17(b), la resistencia a cortante de cálculo del alma, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.6.1 del Anejo 26 del Código Estructural, podrá aumentarse para considerar el revestimiento de hormigón.

(2) Para una unión por un solo lado o por ambos lados, cuyos cantos de las vigas sean similares, la resistencia a cortante de cálculo del hormigón de revestimiento del alma de un pilar mixto $V_{wp,c,Rd}$ deberá determinarse como:

$$V_{wp,c,Rd} = 0{,}85 v A_c f_{cd} sen\theta \qquad (8.1)$$

con:

$$A_c = 0{,}8(b_c - t_w)(h - 2t_f)cos\theta \qquad (8.2)$$

$$\theta = \arctan\left[\frac{h-2t_f}{z}\right] \qquad (8.3)$$

donde:

b_c es el ancho del revestimiento de hormigón

h es el canto de la sección del pilar

t_f es el espesor del ala del pilar

t_w es el espesor del alma del pilar

z es el brazo mecánico, véase el apartado 6.2.7.1 y la figura A26.6.15, ambos del Anejo 26 del Código Estructural.

(3) El coeficiente de reducción v para considerar el efecto de la compresión longitudinal en la resistencia a rasante del pilar deberá determinarse como:

$$v = 0{,}55\left(1 + 2\left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)\right) \leq 1{,}1 \qquad (8.4)$$

donde:

N_{Ed} es el esfuerzo axil de compresión de cálculo sobre el pilar

$N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo a esfuerzo axil de compresión de la sección del pilar incluido el revestimiento, véase el apartado 6.7.3.2.

8.4.4.2 Alma de pilar sometida a compresión transversal

(1) Cuando el alma del pilar esté embebida en hormigón, la resistencia a compresión de cálculo del alma del pilar, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.6.2 del Anejo 26 del Código Estructural, podrá aumentarse para considerar el revestimiento de hormigón.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a compresión transversal del revestimiento de hormigón que envuelve el alma del pilar $F_{c,wc,c,Rd}$ deberá determinarse como:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0{,}85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \qquad (8.5)$$

donde:

$t_{eff,c}$ es la longitud eficaz del hormigón, obtenida de la misma forma que el ancho eficaz $b_{eff,c,wc}$ definido en el apartado 6.2.6.2 del Anejo 26 del Código Estructural.

(3) Cuando el revestimiento de hormigón se someta a tensión de compresión axial, su efecto en la resistencia del revestimiento de hormigón a compresión transversal podrá considerarse multiplicando el valor de $F_{c,wc,c,Rd}$ por un coeficiente dado por:

$$k_{wc,c} = 1{,}3 + 3{,}3\frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2{,}0 \qquad (8.6)$$

donde:

$\sigma_{com,c,Ed}$ es la tensión de compresión en el revestimiento de hormigón debido al esfuerzo normal N_{Ed}.

En ausencia de un método más preciso, $\sigma_{com,c,Ed}$ podrá calcularse a partir de la contribución relativa del revestimiento de hormigón a la resistencia plástica de la sección del pilar a compresión $N_{pl,Rd}$, véase el apartado 6.7.3.2.

9 Losas mixtas con chapa nervada en edificación

9.1 Generalidades

9.1.1 Alcance

(1) En este apartado 9 se tratan las losas de forjados mixtos flectando únicamente en la dirección de los nervios. También se incluyen las losas en voladizo. Es de aplicación al cálculo de estructuras de edificación en las que las solicitaciones sean predominantemente estáticas, incluyendo la edificación industrial en la que los forjados puedan estar sometidos a cargas móviles.

(2) El alcance se limita a las chapas nervadas con almas próximas. Se utilizará la definición que califica como chapa nervada con almas próximas a aquella que cumple que la relación entre el ancho del nervio y la distancia entre ejes de nervios (b_r/b_s) es menor de 0,6.

(3) Se admiten losas mixtas en estructuras sometidas a cargas muy repetitivas o cargas de impacto, aunque se requiere un cuidado especial en los detalles constructivos para asegurar que la acción mixta no se degrada a lo largo del tiempo.

(4) No se excluyen las losas sometidas a cargas sísmicas, siempre que se defina un método de dimensionamiento apropiado para las condiciones sísmicas concretas del proyecto o se establezca en otro anejo de este Código Estructural.

(5) Las losas mixtas podrán utilizarse como arriostramientos laterales de las vigas de acero y para actuar como diafragma para resistir acciones horizontales, pero no se recogen reglas específicas en este anejo.

9.1.2 Definiciones

9.1.2.1 Tipos de conexiones a rasante

(1) La chapa de acero nervada debe ser capaz de transmitir esfuerzos rasantes en la superficie de contacto entre la chapa y el hormigón; no se considera eficaz para la acción mixta la mera adherencia entre la chapa nervada y el hormigón. El comportamiento mixto entre la chapa nervada y el hormigón deberá asegurarse por uno o más de los siguientes métodos, véase la figura A30.9.1:

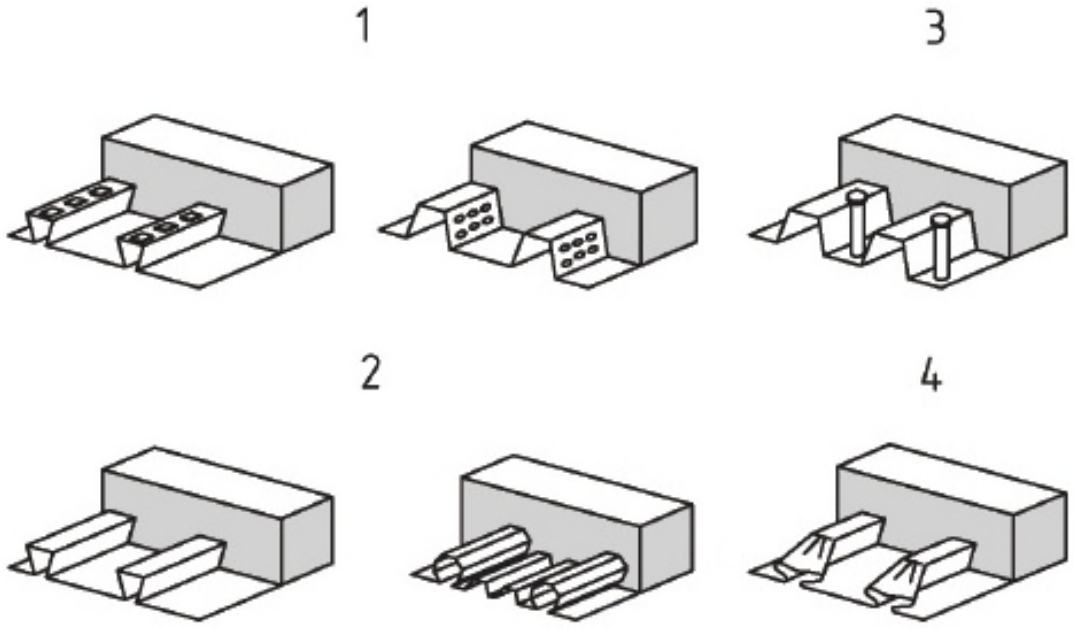
a) engarce mecánico proporcionado por deformaciones en el perfil (hendiduras o resaltos),

b) engarce por rozamiento para la forma de los perfiles con nervios,

c) anclaje en extremo disponiendo pernos soldados u otro tipo de conexión local entre el hormigón y la chapa de acero, únicamente en combinación con (a) o (b),

d) anclaje en extremo por deformación de los nervios en el extremo de la chapa, únicamente en combinación con (b).

No se excluyen otros medios, pero no entran en el alcance de este anejo.



1 Engarce mecánico.
2 Engarce por rozamiento.
3 Anclaje en extremo por pernos soldados a través del tablero.
4 Anclaje en extremo por deformación de los nervios.

Figura A30.9.1 Formas típicas de engarce de las losas mixtas

9.1.2.2 Conexión completa total y parcial a rasante

(1) Se considera que el vano de una losa está totalmente conectado a rasante cuando un aumento en la resistencia a esfuerzo rasante de la conexión no supone un aumento del momento último resistente en el elemento. En caso contrario, la conexión a rasante será parcial.

9.2 Detalles constructivos de proyecto

9.2.1 Espesor de la losa y armadura

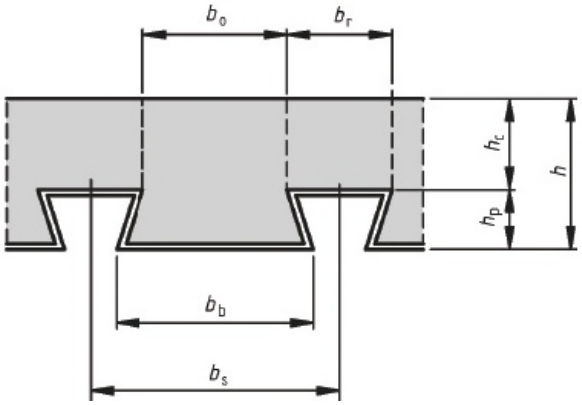
(1) El canto total de la losa mixta h no deberá ser inferior a $80\ mm$. El espesor del hormigón h_c sobre la superficie plana principal de la parte superior de los nervios de la chapa no deberá ser inferior a $40\ mm$.

(2) Si la losa actúa de forma mixta con la viga o se utiliza como diafragma, su canto total no deberá ser inferior a $90\ mm$ ni h_c debe ser menos que $50\ mm$.

(3) La armadura transversal y longitudinal deberá disponerse dentro del canto h_c del hormigón.

(4) La cuantía de armado en ambas direcciones no deberá ser inferior a $80\ mm^2/m$.

Chapa nervada cuya fibra inferior forma un ángulo agudo con el nervio



Chapa nervada cuya fibra inferior forma un ángulo obtuso con el nervio

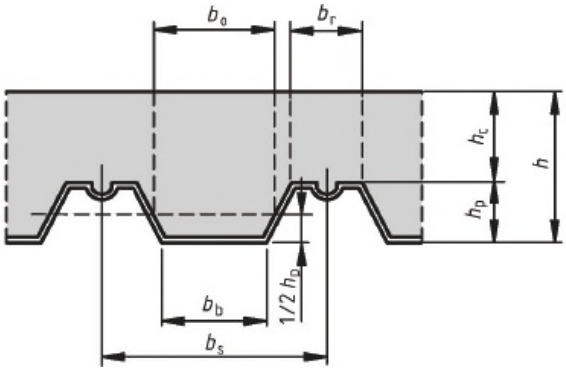


Figura A30.9.2 Dimensiones de chapa y losa

(5) La separación entre barras de armado no deberá superar el valor menor de los valores entre $2h$ y $350\ mm$.

9.2.2 Áridos

(1) El tamaño nominal de los áridos se determinará en función de la dimensión más pequeña de los elementos estructurales en donde el hormigón sea vertido y no deberá superar el menor de los siguientes valores:

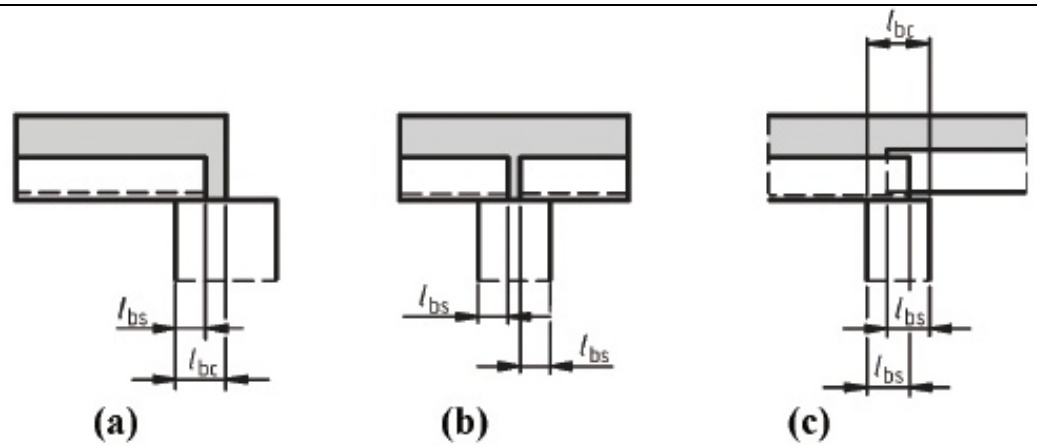
- $0{,}40\ h_c$, véase la figura A30.9.2,
- $b_0/3$, donde b_0 es el ancho medio de los nervios (mínimo ancho para las chapas nervadas cuya fibra inferior forme un ángulo agudo con el nervio), véase la figura A30.9.2,
- $31{,}5\ mm$ (tamiz C 31,5).

9.2.3 Requisitos de apoyo

(1) La longitud de apoyo será la necesaria para garantizar que no sufran daño ni la losa ni el apoyo; de forma que la sujeción de la chapa en el apoyo pueda conseguirse sin daño sobre este y sin que se produzca un fallo como resultado de un desplazamiento accidental durante el montaje.

(2) Las longitudes de apoyo l_{bc} y l_{bs} definidas en la figura A30.9.3 no deberán ser inferiores a los siguientes valores límite:

- para losas mixtas apoyadas en acero u hormigón: $l_{bc} = 75\ mm$ y $l_{bs} = 50\ mm$,
- para losas mixtas apoyadas en otros materiales: $l_{bc} = 100\ mm$ y $l_{bs} = 70\ mm$.



Nota: El solape de algunos perfiles laminados no es posible en la práctica.

Figura A30.9.3 Longitudes mínimas de apoyo

9.3 Acciones y solicitaciones

9.3.1 Situaciones de proyecto

(1) Toda situación de proyecto relevante y estado límite deberá considerarse en el cálculo para asegurar un grado adecuado de seguridad y comportamiento en servicio.

(2) Deberán considerarse las siguientes situaciones:

a) Chapas de acero nervadas actuando como encofrados: Se requerirá una comprobación del comportamiento de la chapa nervada mientras actúe como encofrado del hormigón fresco. Deberá tenerse en cuenta el efecto de los apeos, si los hubiera,

b) losa mixta: Se requerirá comprobación para la losa de forjado una vez haya comenzado el comportamiento mixto y se haya retirado cualquier apeo.

9.3.2 Acciones sobre la chapa de acero nervada como encofrado

(1) Deberán tenerse en cuenta las siguientes cargas en el cálculo de la chapa de acero como encofrado:

- el peso del hormigón y de la chapa de acero,
- las cargas de construcción incluyendo acumulaciones locales del hormigón durante la construcción, de acuerdo la legislación específica vigente,
- la carga de almacenaje, si hubiera,
- el efecto de la deformación como encofrado (aumento del canto del hormigón debido a la flecha de la chapa).

(2) Si la flecha central δ de la chapa bajo su propio peso más el del hormigón fresco, calculada para el estado límite de servicio, es menor que $1/10$ del canto de la losa, el efecto debido a la deformación del encofrado podrá despreciarse en el cálculo de la chapa de acero. Si se supera este límite, deberá tenerse en cuenta el efecto. Podrá suponerse en el cálculo que el espesor nominal de hormigón aumenta sobre todo el vano en $0{,}7\delta$.

9.3.3 Acciones sobre la losa mixta

(1) Las cargas y disposiciones de cargas deberán ser acordes con la reglamentación específica vigente.

(2) En las comprobaciones de cálculo de los Estados Límite Últimos, podrá suponerse que todas las cargas actúan sobre la losa mixta, siempre que esta hipótesis se tome también para el cálculo del rasante.

9.4 Determinación de esfuerzos

9.4.1 Chapas de acero nervadas actuando como encofrados

(1) Para los Estados Límite de Servicio deberán usarse métodos de análisis lineales.

9.4.2 Análisis de la losa mixta

(1) Podrán aplicarse los siguientes métodos de análisis para los Estados Límite Últimos:

a) análisis elástico lineal con o sin redistribución,

b) análisis rígido-plástico global, siempre que se demuestre que las secciones que precisen rótulas plásticas tienen suficiente capacidad de giro,

c) análisis elasto-plástico, teniendo en cuenta las propiedades no lineales de los materiales.

(2) Los métodos lineales de análisis deberán utilizarse para los Estados Límite de Servicio.

(3) Si se desprecian los efectos de fisuración del hormigón en el dimensionamiento para los Estados Límite Últimos, los momentos flectores en los apoyos intermedios podrán reducirse opcionalmente hasta un 30% y deberán hacerse los correspondientes aumentos en los momentos flectores positivos en los vanos adyacentes.

(4) Se podrá aplicar en Estados Límite Últimos el análisis plástico sin ninguna comprobación directa de la capacidad de giro si la armadura pasiva utilizada es de la clase C de acuerdo con el Apéndice C del Anejo 19 del Código Estructural y la luz no supera los $3{,}0\ m$.

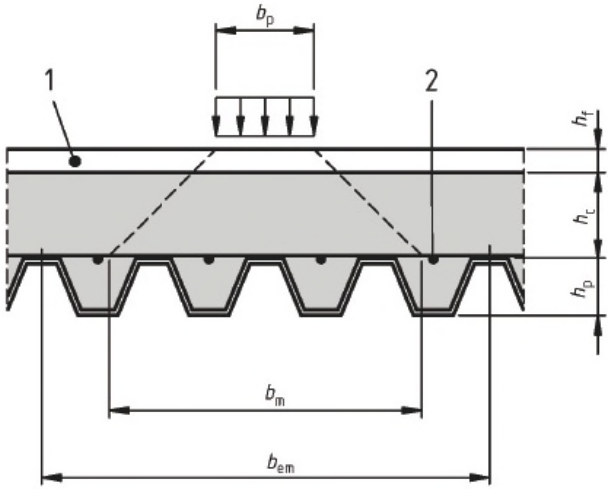
(5) Una losa continua podrá dimensionarse como una serie de vanos simplemente apoyados. Deberá disponerse una armadura nominal sobre los apoyos intermedios de acuerdo con el apartado 9.8.1.

9.4.3 Anchura eficaz de la losa mixta para cargas puntuales concentradas y lineales

(1) A menos que se realice un análisis más preciso, podrá considerarse que tanto las cargas puntuales como las lineales actúan sobre una anchura eficaz que tiene en cuenta la distribución de la carga a través del espesor de la losa.

(2) Las cargas concentradas puntuales o lineales paralelas al vano de la losa deberán considerarse distribuidas en una anchura b_m, medida inmediatamente sobre los nervios de la chapa, véase la figura A30.9.4, y dada como:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \qquad (9.1)$$



1 Acabado.
2 Armadura.

Figura A30.9.4 Distribución de la carga concentrada

(3) Para cargas concentradas lineales perpendiculares al vano de la losa, deberá utilizarse la expresión (9.1) para b_m, tomando b_p como la longitud de aplicación de la carga concentrada lineal.

(4) Si h_p/h no supera $0{,}6$ veces el ancho de la losa considerada como eficaz para el análisis global y para el cálculo de la resistencia, podrá determinarse de forma simplificada mediante las expresiones (9.2) a (9.4).

(a) para flexión y rasante:

- para vanos simples y exteriores de losas continuas

$$\mathrm{b_{em}} = \mathrm{b_m} + 2\mathrm{L_p}\left(1 - \frac{\mathrm{L_p}}{\mathrm{L}}\right) \leq \text{ancho de la losa} \qquad (9.2)$$

- para vanos interiores de losas continuas

$$\mathrm{b_{em}} = \mathrm{b_m} + 1{,}33\mathrm{L_p}\left(1 - \frac{\mathrm{L_p}}{\mathrm{L}}\right) \leq \text{ancho de la losa} \qquad (9.3)$$

(b) para cortante:

$$\mathrm{b_{ev}} = \mathrm{b_m} + \mathrm{L_p}\left(1 - \frac{\mathrm{L_p}}{\mathrm{L}}\right) \leq \text{ancho de la losa} \qquad (9.4)$$

donde:

L_p es la distancia del centro de la carga al apoyo más cercano

L es la longitud del vano.

(5) Si la carga característica impuesta no supera los siguientes valores, podrá utilizarse una armadura transversal nominal sin más cálculos:

- carga concentrada: $7{,}5\ kN$,
- carga distribuida: $5{,}0\ kN/m^2$.

Esta armadura transversal nominal deberá tener un área no menor del $0{,}2\%$ del área de hormigón estructural sobre los nervios y deberá extenderse en una anchura no menor que b_{em}, calculado de acuerdo a este apartado. Las longitudes mínimas de anclaje deberán disponerse más allá de esta

anchura de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural. La armadura dispuesta para otros propósitos podrá colaborar en el cumplimiento de todos o parte de estos requisitos.

(6) Cuando la condición del punto (5) no se cumpla, deberá determinarse la distribución de los momentos flectores debida a cargas concentradas lineales o puntuales y disponerse una armadura transversal suficiente de acuerdo conel Anejo 19 del Código Estructural.

9.5 Comprobación de la chapa de acero nervada como encofrado en estados límite últimos

(1) La comprobación de la chapa de acero nervada en los Estados Límite Últimos queda fuera del ámbito del Código Estructural. Deberá considerarse el efecto de los resaltes y las hendiduras en las resistencias de cálculo.

9.6 Comprobación de la chapa de acero nervada como enconfrado en estados límite de servicio

(2) La flecha δ_s de la chapa sometida a su propio peso más el peso del hormigón fresco, excluyendo las cargas de ejecución, no deberá superar el valor de $\delta_{s,max}\, L/180$, siendo L la luz eficaz. Para la determinación de la luz eficaz se tendrán en cuenta los apeos en caso de existir.

9.7 Comprobación de las losas mixtas en los estados límite últimos

9.7.1 Criterios de proyecto

(1) Los valores de cálculo de los esfuerzos no deberán superar los valores de cálculo de las resistencias para los Estados Límite Últimos correspondientes.

9.7.2 Flexión

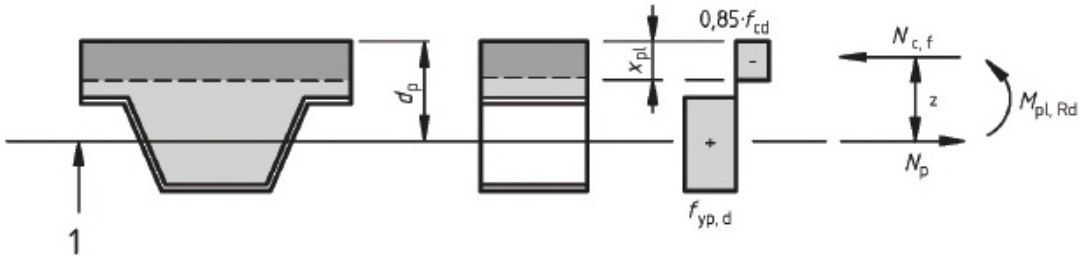
(1) En caso de conexión total a rasante, el momento resistente M_{Rd} de cualquier sección deberá determinarse mediante la teoría plástica, de acuerdo con el apartado 6.2.1.2(1), pero tomando el límite elástico del elemento de acero (chapa) igual a $f_{yp,d}$.

(2) Para los momentos negativos, la contribución de la chapa de acero deberá considerarse únicamente cuando la chapa sea continua y no se haya utilizado la redistribución de momentos durante la fase de construcción por plastificación de las secciones transversales sobre los apoyos.

(3) Para determinar el área eficaz A_{pe} de la chapa de acero, el ancho del relieve y las hendiduras en la chapa deberá despreciarse, salvo que se demuestre mediante ensayos que el área eficaz es mayor.

(4) El efecto del pandeo local de las partes comprimidas de la chapa deberá analizarse teniendo en cuenta que las anchuras eficaces no superen el doble del límite establecido en el Anejo 22 del Código Estructural, tabla A22.5.2, para almas de acero de Clase 1.

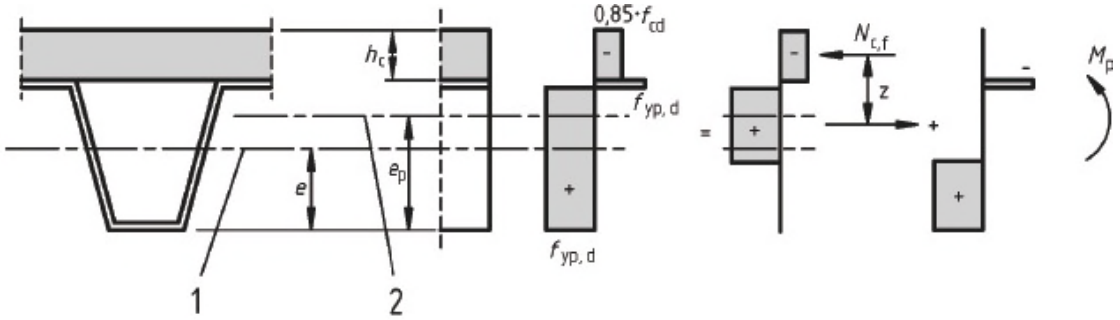
(5) El valor de cálculo del momento resistente a flexión positiva de una sección con la fibra neutra situada por encima de la chapa deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la figura A30.9.5.



1 Centro de gravedad de la chapa de acero nervada.

Figura A30.9.5 Distribución de tensiones para momentos positivos si la fibra neutra está sobre la chapa de acero

(6) El valor de cálculo del momento resistente a flexión positiva con la fibra neutra dentro de la chapa deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la figura A30.9.6.



1 Centro de gravedad de la chapa de acero nervada.

2 Fibra neutra plástica de la chapa de acero nervada.

Figura A30.9.6 Distribución de tensiones para momentos positivos si la fibra neutra está en la chapa de acero

Por simplificación z y M_{pr} podrán determinarse con las siguientes expresiones respectivamente:

$$z = h - 0{,}5h_c - e_p + (e_p - e)\frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}} \qquad (9.5)$$

$$\mathrm{M_{pr}} = 1{,}25\mathrm{M_{pa}}\left(1 - \frac{\mathrm{N_{cf}}}{\mathrm{A_{pe}f_{yp,d}}}\right) \leq \mathrm{M_{pa}} \qquad (9.6)$$

(7) Si la contribución de la chapa de acero se desprecia, el momento resistente a flexión negativa de una sección deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la figura A30.9.7.

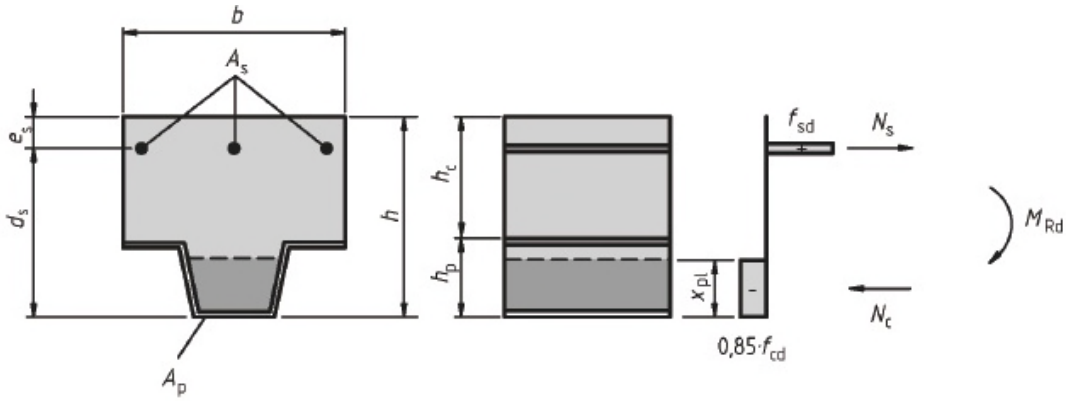


Figura A30.9.7 Distribución de tensiones para momentos negativos

9.7.3 Esfuerzo rasante en losas sin anclajes en los extremos

(1) Las disposiciones de este apartado son de aplicación en losas mixtas con engarces mecánicos o de fricción (tipos (a) o (b) definidos en 9.1.2.1)

(2) El valor de cálculo de la resistencia al rasante deberá determinarse mediante el método $m-k$, véase los puntos (4) y (5) siguientes, o por el método de la conexión parcial dado en los puntos (7) a (10). El método de la conexión parcial deberá utilizarse únicamente para losas mixtas con comportamiento dúctil a rasante.

(3) El comportamiento a rasante deberá considerarse como dúctil si la carga límite supera la carga que produce un deslizamiento acumulado en el extremo de $0{,}1\ mm$ en más de un 10%. Si la carga de rotura se alcanza para una flecha en el centro de vano superior a $L/50$, la carga límite deberá tomarse como la carga que produce una flecha en el centro de vano de $L/50$.

(4) Si se aplica el método $m-k$ deberá comprobarse que el cortante máximo solicitante V_{Ed} para una anchura de la losa b no supera la resistencia de cálculo a cortante $V_{1,Rd}$, determinada a partir de la siguiente expresión:

$$V_{1,Rd}=\frac{bd_p}{\gamma_{VS}}\left(\frac{mA_p}{bL_s}+k\right) \qquad (9.7)$$

donde:

$b,\ d_p$ están en mm

A_p es el área nominal de la chapa en mm^2

m, k son los valores de cálculo para los coeficientes empíricos en N/mm^2 obtenidos de los ensayos de la losa de acuerdo con los requisitos básicos del método $m-k$

L_s es la luz de cortante en mm, definida en el punto (5)

γ_{VS} es el coeficiente parcial de seguridad en Estado Límite Último. El valor para su utilización será $\gamma_{VS}=1{,}25$.

NOTA 2: El método de ensayo recogido en el Apéndice B podrá suponerse que satisface los requisitos básicos del método $m-k$.

NOTA 3: En la expresión (9.7) se utilizará el área nominal A_p porque este valor se utiliza habitualmente para las evaluaciones de ensayos para determinar m y k.

(5) Para el cálculo, L_s deberá tomarse como :

- $L/4$ para una carga aplicada uniformemente en toda la longitud del vano,
- la distancia entre la carga aplicada y el apoyo más cercano para dos cargas iguales y dispuestas simétricamente,
- para otras disposiciones de cargas, incluyendo una combinación de cargas distribuidas y cargas puntuales asimétricas, deberá hacerse una evaluación basada en la experimentación o mediante el siguiente cálculo aproximado. La longitud del vano a cortante deberá tomarse como el máximo momento dividido por el mayor esfuerzo cortante vertical adyacente a los apoyos del vano considerado.

(6) Cuando se dimensione una losa mixta como continua, se permitirá la utilización de vanos isostáticos de longitud equivalente para la determinación de la resistencia. La longitud del vano deberá tomarse como:

- $0{,}8L$ para vanos intermedios,
- $0{,}9L$ para vanos exteriores.

(7) Si se aplica el método de la conexión parcial deberá comprobarse que en cualquier sección el momento de cálculo M_{Ed} no supera el momento resistente de cálculo M_{Rd}.

(8) El momento resistente de cálculo M_{Rd} deberá determinarse como establece el apartado 9.7.2(6) pero sustituyendo N_{cf} por:

$$\mathrm{N_c} = \tau_{\mathrm{u,Rd}} \mathrm{b} \mathrm{L_x} \leq \mathrm{N_{cf}} \qquad (9.8)$$

y

$$\mathrm{z} = \mathrm{h} - 0{,}5\mathrm{x_{pl}} - \mathrm{e_p} + (\mathrm{e_p} - \mathrm{e}) \frac{\mathrm{N_c}}{\mathrm{A_{pe} f_{yp,d}}} \qquad (9.9)$$

donde:

$\tau_{u,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante ($\tau_{u,Rd}/\gamma_{VS}$) obtenida mediante ensayos de la losa que cumplen con los requisitos básicos del método de interacción parcial

L_x es la distancia de la sección considerada al apoyo más cercano.

$\gamma_{VS} = 1{,}25$.

NOTA 2: El método de ensayo dado en el Apéndice B podrá suponerse que cumple con los requisitos básicos para la determinación de $\tau_{u,Rd}$.

(9) En la expresión (9.8) N_c podrá aumentarse en μR_{Ed}, siempre que $\tau_{u,Rd}$ se determine teniendo en cuenta el rasante adicional producido por la reacción del apoyo, donde:

R_{Ed} es la reacción en el apoyo

μ es el coeficiente nominal. El valor para su utilización será $\mu = 0{,}5$.

(10) En el método de conexión parcial podrá tenerse en cuenta la armadura inferior adicional.

9.7.4 Esfuerzo rasante en losas con anclajes en los extremos

(1) Salvo que se demuestre mediante ensayos que otros dispositivos de cortante contribuyen a la resistencia a rasante, el anclaje en el extremo tipo (c), como se define en el apartado 9.1.2.1, deberá dimensionarse mediante la fuerza a tracción en la chapa de acero en Estado Límite Último.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a rasante de las losas con anclajes en los extremos tipo (c) y (d), como se define en el apartado 9.1.2.1, podrá determinarse por el método de conexión parcial dado en el apartado 9.7.3(7), con N_c incrementado por la resistencia de cálculo del anclaje extremo.

(3) La resistencia de cálculo a rasante $P_{pb,Rd}$ de un perno soldado a través de la chapa y utilizado como anclaje en el extremo, deberá tomarse como el menor de los valores siguientes: la resistencia a cortante de cálculo de un perno de acuerdo con 6.6.4.2 y la capacidad de carga de la chapa determinada por la siguiente expresión:

$$\mathrm{P_{pb,Rd}} = \mathrm{k_\varphi d_{do} t f_{yp,d}} \qquad (9.10)$$

con

$$\mathrm{k_\varphi} = 1 + \mathrm{a}/\mathrm{d_{do}} \leq 6{,}0 \qquad (9.11)$$

donde:

d_{do} es el diámetro del anillo de soldadura que puede tomarse como 1,1 veces el diámetro del vástago del perno

a	es la distancia desde el centro del perno al extremo de la chapa, que no será menor que $1{,}5d_{do}$
t	es el espesor de la chapa.

9.7.5 Cortante

(1) La resistencia a cortante $V_{p,Rd}$ de una losa mixta en una anchura igual a la distancia entre los centros de los nervios, deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural.

9.7.6 Punzonamiento

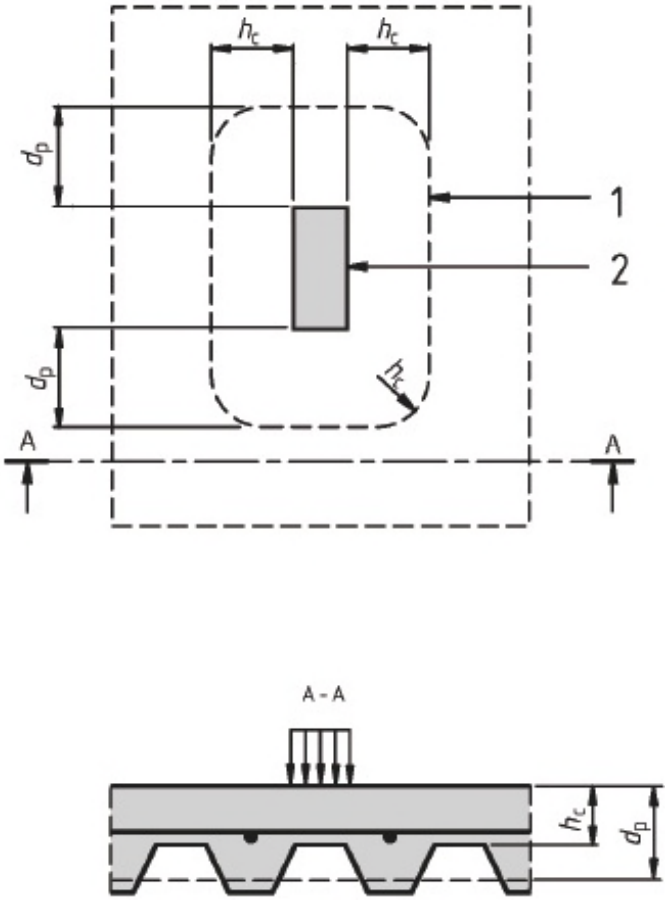
(1) La resistencia a punzonamiento $V_{p,Rd}$ de una losa mixta sometida a una carga concentrada deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.4.4 del Anejo 19 del Código Estructural, donde el perímetro crítico deberá determinarse como muestra la figura A30.9.8.

9.8 Comprobación de las losas mixtas en estado límite de servicio

9.8.1 Control de la fisuración del hormigón

(1) La abertura de fisura en zonas de momentos negativos de losas continuas deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 7.3 del Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Cuando la losa continua esté dimensionada como simplemente apoyada de acuerdo con el apartado 9.4.2(5), la cuantía mínima de la armadura de refuerzo sobre los nervios no deberá ser menor al 0,2% del área de la sección de hormigón sobre los nervios para construcciones no apeadas y del 0,4% en construcciones apeadas.



1 Perímetro crítico c_p.

2 Área cargada.

Figura A30.9.8 Perímetro crítico en punzonamiento

9.8.2 Flechas

(1) Es de aplicación el apartado 3.4.3 del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Las flechas debidas a cargas aplicadas sobre la chapa de acero quedan fuera del ámbito de este Código Estructural, debiendo calcularse de acuerdo a normativa técnica específica.

(3) Las flechas debidas a cargas aplicadas sobre el elemento mixto deberán calcularse aplicando un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5, despreciando los efectos de la retracción.

(4) Los cálculos de la flecha podrán omitirse si:

- la relación canto-luz no supera los límites establecidos en el apartado 7.4 del Anejo 19 del Código Estructural para hormigones poco cargados, y
- se cumple el punto (6), para despreciar los efectos del deslizamiento en el extremo.

(5) Para un vano intermedio de una losa continua donde la conexión a rasante sea como la definida en el apartado 9.1.2.1 (a), (b) o (c), la flecha podrá determinarse utilizando las siguientes aproximaciones:

- el momento de inercia se podrá tomar como la media de los valores de las secciones fisurada y no fisurada,

- para el hormigón, podrá utilizarse un valor medio del coeficiente de homogeneización para efectos a corto plazo y diferidos.

(6) Para vanos exteriores, si la carga que produce el comienzo del deslizamiento en la interfaz de la unión del extremo, determinada mediante ensayos, (definida como la carga ausente de un deslizamiento en el extremo de $0{,}5\ mm$) supera en $1{,}2$ veces el valor de cálculo de la carga de servicio, no será necesario considerar el deslizamiento.

(7) Se dispondrán anclajes en los extremos si el desplazamiento en el extremo de la conexión para una carga $1{,}2$ veces menor que el valor de cálculo de la carga de servicio, supera $0{,}5\ mm$. Como alternativa, deberán calcularse flechas considerando los efectos de los deslizamientos en los extremos.

(8) Si no se conoce experimentalmente la influencia de la conexión a rasante entre la chapa y el hormigón para una losa inferior con anclaje en el extremo deberá calcularse de forma simplificada como un arco con una barra traccionada. De este modelo, se obtendrán los alargamientos y acortamientos que proporcionan la flecha a considerar.

Apéndice A Recomendaciones para determinar la rigidez de los componentes de la unión en edificación

A.1 Alcance

(1) La rigidez de los siguientes componentes básicos de la unión podrá determinarse de acuerdo con el apartado A.2.1:

- armadura longitudinal traccionada,
- chapa de contacto de acero comprimida.

(2) El Anejo 26 del Código Estructural define los coeficientes de rigidez k_i, en la expresión (6.27). La rigidez de los componentes identificados en dicho anejo podrá tomarse como se establece en ella, salvo en lo dispuesto en el apartado A.2.2 siguiente.

(3) La rigidez de las almas embebidas en hormigón en secciones de pilares de acero podrá determinarse de acuerdo con el apartado A.2.3 siguiente.

(4) La influencia del deslizamiento de la conexión a rasante en la rigidez de una unión podrá determinarse de acuerdo con el apartado A.3.

A.2 Coeficientes de rigidez

A.2.1 Componentes básicos de las uniones

A.2.1.1 Armadura longitudinal traccionada

(1) El coeficiente de rigidez $k_{s,r}$ para la fila r podrá obtenerse de la tabla A30.A.1.

A.2.1.2 Chapa de contacto de acero comprimida

(1) El coeficiente de rigidez podrá tomarse infinito.

Tabla A30.A.1 Coeficiente de rigidez $k_{s,r}$

Configuración	Carga	Coeficiente de rigidez
De un lado	-	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3{,}6h}$
De dos lados	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h/2}$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Para la unión con $M_{Ed,1}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h\left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta\right)}$ con: $K_\beta = \beta(4.3\beta^2 - 8{,}9\beta + 7{,}2)$
		Para la unión con $M_{Ed,2}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h\left(\frac{1-\beta}{2}\right)}$

$A_{s,r}$ es el área de la armadura longitudinal en la fila r en el ancho eficaz del ala de hormigón determinado para la sección en la conexión de acuerdo con el apartado 5.4.1.2

$M_{Ed,i}$ es el momento de cálculo aplicado a la conexión i por una viga conectada, véase la figura A30.A.1

h es el canto de la sección del de acero del pilar, véase la figura A30.6.17

β es el parámetro de transformación según el apartado 5.3 del Anejo 26 del Código Estructural.

Nota: El coeficiente de rigidez para $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ es aplicable a las configuraciones de uniones viga-viga por ambos lados bajo la misma situación de carga, siempre que la anchura del ala de la viga primaria de apoyo sustituya el canto h de la sección del pilar.

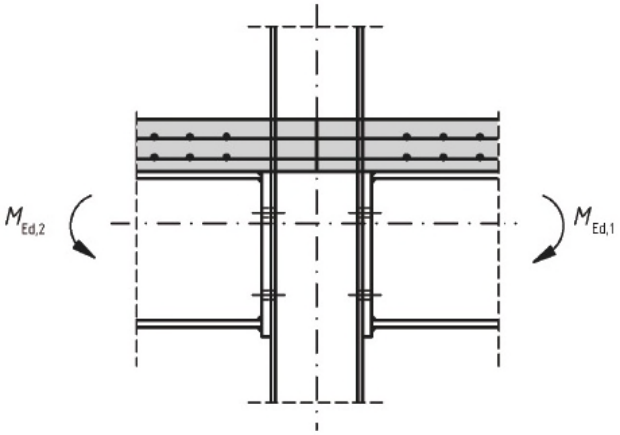


Figura A30.A.1 Unión con momentos flectores

A.2.2 Otros componentes en uniones mixtas

A.2.2.1 Alma del pilar solicitada a cortante

(1) Para refuerzos no rigidizados en una unión con conexión mediante chapa de contacto de acero, el coeficiente de rigidez k_1 podrá tomarse como 0,87 veces el valor dado según el Anejo 26 del Código Estructural, tabla A26.6.11.

A.2.2.2 Alma del pilar solicitada a compresión transversal

(1) En las uniones entre un alma no rigidizada y una chapa de contacto, el coeficiente de rigidez k_2 podrá tomarse como:

$$k_2 = \frac{0{,}2 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} \qquad \text{(A.1)}$$

donde:

$b_{eff,c,wc}$ es el ancho eficaz del alma del pilar comprimido, véase el apartado 8.4.3.1.

El apartado 6 del Anejo 26 del Código Estructural define otros términos.

A.2.3 Componentes de refuerzo

A.2.3.1 Alma del pilar solicitada a cortante

(1) Cuando el alma del pilar de acero esté embebida en hormigón, véase la figura A30.6.17(b), la rigidez del refuerzo podrá aumentarse para considerar el revestimiento. El incremento $k_{1,c}$ del coeficiente de rigidez k_1 podrá determinarse como

$$k_{1,c} = 0{,}06\frac{E_{cm}}{E_a}\frac{b_c h_c}{\beta z} \quad \text{(A.2)}$$

donde:

E_{cm} es el módulo de elasticidad del hormigón

z es el brazo mecánico, véase la figura A26.6.15 del Anejo 26 del Código Estructural.

A.2.3.2 Alma del pilar solicitada a compresión transversal

(1) Cuando el alma del pilar de acero esté embebida en hormigón, véase la figura A30.6.17 (b), la rigidez del alma del pilar comprimido podrá aumentarse para tener en cuenta el revestimiento.

(2) Para la conexión por chapa de contacto, el coeficiente $k_{2,c}$ que debe sumarse al coeficiente de rigidez k_2 podrá determinarse como:

$$k_{2,c} = 0{,}13\frac{E_{cm}}{E_a}\frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad \text{(A.3)}$$

donde:

$t_{eff,c}$ es la longitud eficaz de hormigón, véase el apartado 8.4.4.2(2).

(3) Para una conexión en el extremo mediante chapa de contacto, el incremento $k_{2,c}$ podrá determinarse como:

$$\mathrm{k_{2,c}} = 0{,}5\frac{\mathrm{E_{cm}}}{\mathrm{E_a}}\frac{\mathrm{t_{eff,c}b_c}}{\mathrm{h_c}} \quad \text{(A.4)}$$

A.3 Deformación de la conexión a rasante

(1) Salvo que se considere la deformación de la conexión a rasante mediante un método más preciso, la influencia del deslizamiento de una unión podrá determinarse mediante los puntos (2) a (5) siguientes.

(2) El coeficiente de rigidez $k_{s,r}$, véase el apartado A.2.1.1, podrá multiplicarse por el coeficiente de reducción k_{slip}:

$$\mathrm{k_{slip}} = \frac{1}{1+\frac{\mathrm{E_s k_{s,r}}}{\mathrm{K_{sc}}}} \quad \text{(A.5)}$$

con:

$$\mathrm{K_{sc}} = \frac{\mathrm{Nk_{sc}}}{\mathrm{v}-\left(\frac{\mathrm{v}-1}{1+\xi}\right)\frac{\mathrm{h_s}}{\mathrm{d_s}}} \quad \text{(A.6)}$$

$$\mathrm{v} = \sqrt{\frac{(1+\xi)\mathrm{Nk_{sc}ld_s^2}}{\mathrm{E_a I_a}}} \quad \text{(A.7)}$$

$$\xi = \frac{\mathrm{E_a I_a}}{\mathrm{d_s^2 E_s A_s}} \quad \text{(A.8)}$$

donde:

h_s es la distancia entre las barras longitudinales traccionadas y el centro de la compresión; véase el Anejo 26 del Código Estructural, figura A26.6.15 para el centro de compresión

d_s es la distancia entre las barras longitudinales traccionadas y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero

I_a es el momento de inercia de la sección acero estructural

l es la longitud de la viga adyacente a la unión que esta solicitada a momentos negativos, en la que el pórtico arriostrado podrá tomarse como el 15% de la longitud del vano

N es el número de conectadores dispuestos a lo largo de l

k_{sc} es la rigidez de un conectador.

(3) La rigidez del conectador, k_{sc}, podrá tomarse como $0{,}7P_{Rk}/s$, donde:

P_{Rk} es la resistencia característica del conectador

s es el deslizamiento, calculado mediante ensayos de cizallamiento de acuerdo con el Apéndice B, a una carga de $0{,}7P_{Rk}$.

(4) De forma alternativa, para una losa maciza o mixta en la que el coeficiente de reducción k_t sea unitario, véase el apartado 6.6.4.2, podrán suponerse los siguientes valores aproximados para k_{sc}:

- para pernos de $19\ mm$ de diámetro: $100\ kN/mm$
- para angulares conformados en frío de 80 a $100\ mm$ de canto: $70\ kN/mm$

(5) Para uniones mixtas con más de una capa de armaduras consideradas eficaces en tracción, se aplica el punto (2) anterior siempre que las capas se representen por una única capa de área equivalente y a unas distancias equivalentes del centro de compresiones y del centro de la sección de la viga de acero.

Apéndice B Ensayos normalizados recomendados

B.1 Generalidades

(1) Las reglas de este anejo se indican para:

a) ensayos de conectadores en el apartado B.2 y

b) ensayos de losas de forjados mixtos en el apartado B.3.

NOTA: Estos procedimientos normalizados para ensayos se incluyen en ausencia de los Documentos de Evaluación Europeos, DEE.

B.2 Ensayos de los conectadores

B.2.1 Generalidades

(1) Cuando las reglas de cálculo en el apartado 6.6 no sean de aplicación, el dimensionamiento deberá basarse en ensayos, desarrollados de forma que proporcionen información de las propiedades de las conexiones a cortante requeridas para el cálculo de acuerdo con este anejo.

(2) Las variables a investigar incluyen la geometría y las propiedades mecánicas de la losa de hormigón, los conectadores y las armaduras.

(3) La resistencia a las cargas, distintas de las de fatiga, podrá determinarse mediante ensayos de cizallamiento de acuerdo con los requisitos de este apéndice.

(4) Para ensayos de fatiga la probeta deberá prepararse también de acuerdo a este apéndice.

B.2.2 Preparación del ensayo

(1) Cuando los conectadores se utilicen en vigas en T con losas de hormigón de espesor uniforme, o con nervios que cumplan con el apartado 6.6.5.4 de este anejo, podrán realizarse ensayos a compresión normalizados. En otros casos, deberán realizarse ensayos a cizallamiento específicos.

(2) Para los ensayos de cizallamiento normalizados, las dimensiones de la probeta, la sección de acero y la armadura deberán disponerse como establece la figura A30. B.1. El rebaje en la losa de hormigón es opcional.

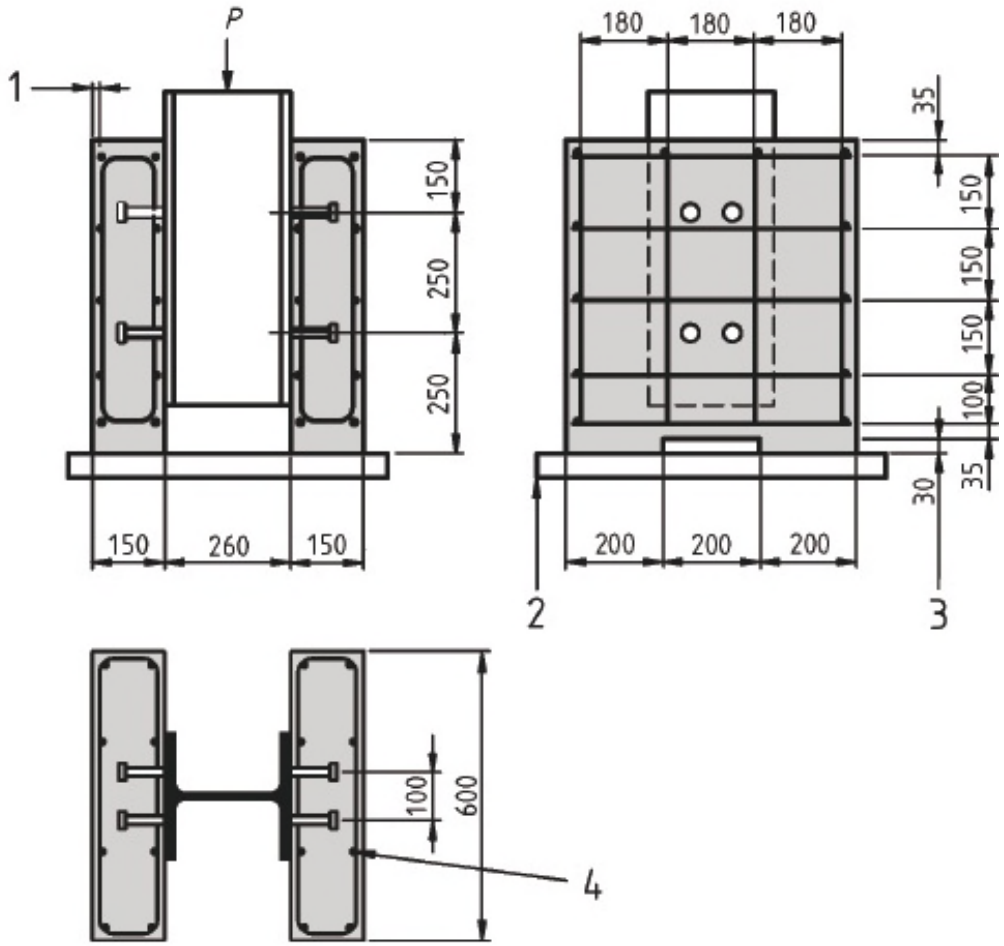
(3) Los ensayos de cizallamiento específicos deberán llevarse a cabo de tal forma que las losas y la armadura se dimensionen adecuadamente en relación con las vigas para las que se diseña el ensayo.

a) la longitud l de cada losa deberá relacionarse con la separación longitudinal de los conectores en la estructura mixta,

b) el ancho b de cada losa no deberá superar el ancho eficaz de la losa de la viga,

c) el espesor h de cada losa no deberá superar el espesor mínimo de la losa en la viga,

d) cuando el nervio de una viga no cumpla con el apartado 6.6.5.4, las losas de la probeta de cizallamiento deberán tener el mismo nervio y armado que la viga.



1 Recubrimiento de $15\ mm$.

2 Lecho de mortero o yeso.

3 Rebaje opcional.

4 Armadura: Barras corrugadas $\phi 10\ mm$ de alta adherencia con $450 \leq f_{sk} \leq 550\ N/mm^2$.

Sección de acero: HE 260 B o UC $254x254x89\ kg$.

Figura A30.B.1 Probeta para un ensayo de cizallamiento normalizado

B.2.3 Preparación de las probetas

(1) Las losas de hormigón deberán ejecutarse en posición horizontal, como se hace en la práctica para vigas mixtas.

(2) Deberá evitarse la adherencia en el contacto entre alas de la viga de acero y el hormigón untando las alas de grasa o por otros medios apropiados.

(3) La probeta para el ensayo de cizallamiento deberán curarse al aire.

(4) De cada amasada deben prepararse un mínimo de cuatro probetas de hormigón (cilíndricas o cúbicas) para determinar la resistencia cilíndrica a la vez que se hormigonan las probetas para el ensayo de cizallamiento. Estas probetas de hormigón deberán curarse junto con las probetas para el ensayo a cizallamiento. La resistencia del hormigón f_{cm} deberá tomarse como el valor medio.

(5) La resistencia a compresión f_{cm} del hormigón en el momento del ensayo deberá ser el $70\% \pm 10\%$ de la resistencia específica del hormigón f_{ck} de las vigas para las que se diseña el ensayo. Este

requisito se podrá cumplir utilizando hormigón de la resistencia especificada, pero ensayando antes de los 28 días del hormigonado de las probetas.

(6) Se determinarán el límite elástico, la resistencia a tracción y el alargamiento en rotura de una probeta representativa de material conectador.

(7) Si se utilizan chapas de acero nervadas en las losas, para determinar su resistencia a tracción y límite elástico, deberán realizarse ensayos sobre probetas extraídas de las mismas chapas que se utilizarán para los ensayos de cizallamiento.

B.2.4 Procedimiento del ensayo

(1) Primero, la carga deberá aplicarse en incrementos hasta el 40% de la carga de rotura esperada y después deben aplicarse 25 ciclos con una carga variable entre el 5% y el 40% de la carga de rotura esperada.

(2) Los incrementos de carga posteriores deberán aplicarse de forma que no se produzca la rotura antes de 15 minutos.

(3) El desplazamiento longitudinal entre la losa de hormigón y la sección de acero deberá medirse continuamente durante la carga o para cada incremento de carga. El desplazamiento deberá medirse al menos hasta que la carga haya descendido un 20% desde su valor máximo.

(4) Deberá medirse tan cerca como sea posible de cada grupo de conectadores la separación transversal entre la sección de acero y la losa.

B.2.5 Evaluación del ensayo

(1) Si se llevan a cabo tres ensayos de probetas normalizadas idénticas y la desviación del resultado de cualquier ensayo individual respecto del valor medio obtenido de todos los ensayos no supera el 10%, la resistencia de cálculo podrá determinarse como sigue:

- la resistencia característica P_{Rk} deberá tomarse como la carga de rotura mínima (dividida por el número de conectadores) reducida en un 10%,
- la resistencia de cálculo P_{Rd} deberá calcularse como:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \qquad \text{(B.1)}$$

donde:

f_u es la resistencia última específica mínima del material conectador

f_{ut} es la resistencia última real del material conectador en la probeta del ensayo, y

γ_V es el coeficiente parcial de seguridad de la conexión a rasante. El valor a utilizar será $\gamma_V = 1{,}25$.

(2) Si la desviación del valor medio supera el 10%, deberán realizarse al menos tres ensayos más del mismo tipo. En tal caso, deberá llevarse a cabo la evaluación del ensayo de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

(3) Cuando el conectador se componga de dos elementos separados, uno para resistir el rasante y otro para resistir las fuerzas que tienden a separar la losa de la viga de acero, los tirantes que resisten la separación deberán tener suficiente rigidez y fuerza para que la separación en los ensayos de compresión, medida cuando los conectadores estén sometidos al 80% de su carga última, sea menor que la mitad del movimiento longitudinal de la losa relativo a la viga.

(4) La capacidad de deslizamiento de la probeta δ_u deberá tomarse como el desplazamiento máximo medido en el nivel de carga característico, como muestra la figura A30.B.2. La capacidad de

deslizamiento característica δ_{uk} deberá tomarse como el valor mínimo de ensayo de δ_u, reducido en un 10%, o determinarse por evaluación estadística de todos los resultados de los ensayos. En el último caso, la capacidad de deslizamiento característico deberá determinarse de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

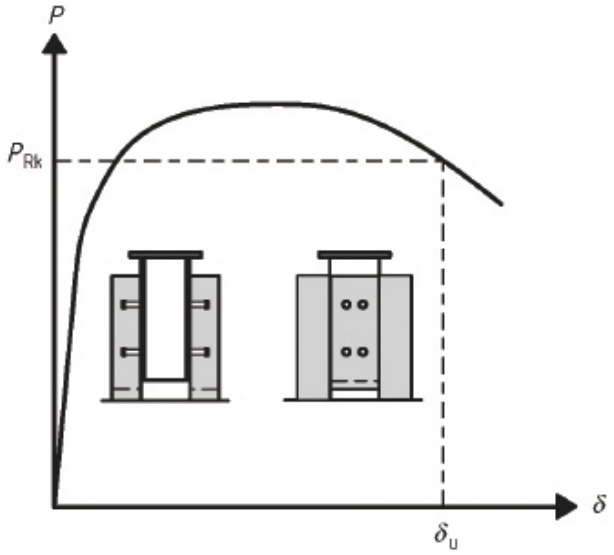


Figura A30.B.2 Determinación de la capacidad de deslizamiento δ_u

B.3 Ensayo de las losas mixtas en forjados

B.3.1 Generalidades

(1) Los ensayos de las losas mixtas en forjados deberán utilizarse para la determinación de los coeficientes m y k o del valor $\tau_{u,Rd}$ a utilizar en la comprobación de la resistencia a rasante que se establece en el apartado 9.

(2) El comportamiento a rasante se clasifica como frágil o dúctil según las curvas carga-flecha. El comportamiento se considera dúctil si cumple con el apartado 9.7.3(3). En caso contrario el comportamiento se clasifica como frágil.

(3) Las variables a investigar incluyen el espesor y tipo de chapa de acero, el tipo de acero, el revestimiento de la chapa, la densidad y la calidad del hormigón, el espesor de la losa y la longitud a cortante L_s.

(4) Para reducir el número de ensayos requeridos para una investigación completa, los resultados obtenidos de una serie de ensayos podrán utilizarse también para otros valores o variables, como:

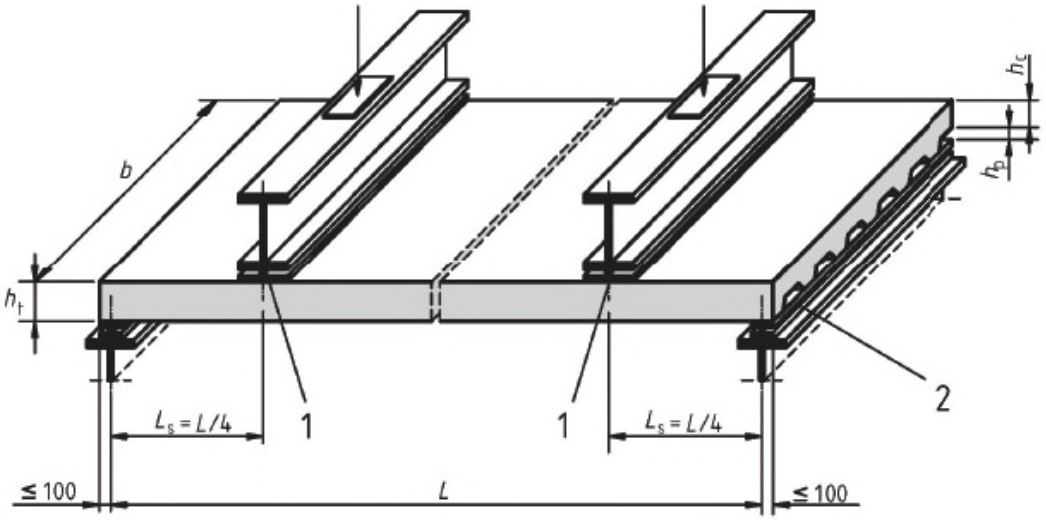
- para un espesor de la chapa de acero t mayor que el ensayado,
- para un hormigón con resistencia específica f_{ck} no menor que $0{,}8f_{cm}$, donde f_{cm} es el valor medio de la resistencia del hormigón en los ensayos,
- para chapas de acero con límite elástico f_{yp} no menor que $0{,}8f_{ypm}$, donde f_{ypm} es el valor medio del límite elástico en los ensayos.

B.3.2 Disposiciones para los ensayos

(1) Los ensayos deberán llevarse a cabo en losas simplemente apoyadas.

(2) La preparación de los ensayos deberá ser como muestra la figura A30.B.3 o equivalente.

(3) Deberán aplicarse a la muestra dos cargas lineales iguales concentradas, dispuestas simétricamente a $L/4$ y $3L/4$ del vano.



1 Apoyo de neopreno o equivalente $\leq 100\ mm\ x\ b$.

2 Placa de apoyo $\leq 100\ mm\ x\ b\ x\ 10\ mm$ (mín.) (típica en toda placa de apoyo).

Figura A30.B.3 Preparación del ensayo

(4) La distancia entre el centro de los apoyos y el extremo de la losa no superará los $100\ mm$.

(5) El ancho de las chapas de apoyo y las líneas de carga no superará los $100\ mm$.

(6) Cuando los ensayos se realicen para determinar los coeficientes m y k, para cada variable a investigar, deberán realizarse dos grupos de tres ensayos (indicados en la figura A30.B.4 como regiones A y B) o tres grupos de dos ensayos. Para probetas en la región A, la luz de cortante deberá ser tan grande como sea posible mientras que se asegure un fallo por rasante y para muestras en la región B deberá ser tan pequeña como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, pero no menor que $3h_t$.

(7) Cuando los ensayos se realicen para determinar $\tau_{u,Rd}$ para cada tipo de chapa de acero o revestimiento, deberán realizarse no menos de cuatro ensayos con probetas del mismo espesor h_t sin armadura adicional o anclajes en los extremos. En un grupo de tres ensayos la luz de cortante deberá ser tan larga como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, y en el ensayo restante tan corta como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, pero no menor a $3h_t$. El ensayo con luz a cortante corta únicamente se utilizará para clasificar el comportamiento de acuerdo con el apartado B.3.1(2).

B.3.3 Preparación de las probetas

(1) La superficie de la chapa de acero debe estar tal y como sale del tren de laminación, sin intentar aumentar la adherencia desengrasando la superficie.

(2) La forma y relieve de la chapa nervada deberán representar de forma precisa las chapas a emplear en la práctica. La separación y la profundidad medidas del relieve no deberán desviarse de los valores nominales en más del 5% y 10% respectivamente.

(3) En la zona traccionada de las losas deberán disponerse inductores de fisuras en todo el ancho de la losa de ensayo bajo las cargas aplicadas. Los inductores de fisura deberán extenderse al menos hasta el canto de la chapa. Los inductores de fisura se dispondrán para definir mejor la luz de cortante, L_S y para eliminar la resistencia a tracción del hormigón.

(4) Se permitirán coacciones del movimiento de las almas exteriores de la chapa para que actúen como lo harían en losas más anchas.

(5) El ancho b de las losas de ensayo no deberá ser menor que tres veces el canto total, $600\ mm$ y el ancho de revestimiento de la chapa nervada.

(6) Las probetas deberán hormigonarse en condiciones de apoyo total. Esta es la situación más desfavorable para el modo de fallo por adherencia a cortante.

(7) Se podrá disponer en la losa de mallas electrosoldadas, por ejemplo para reforzar la losa durante el transporte, contra la retracción, etc. Si se dispone de ellas, deberán colocarse de forma que actúen a compresión bajo momentos positivos.

(8) El hormigón de todas las probetas de una serie utilizada para investigar una variable deberá ser de la misma amasada y curarse bajo las mismas condiciones.

(9) Para cada grupo de losas que se ensayen en 48 horas, para determinar la resistencia cilíndrica o cúbica, deberán prepararse al mismo tiempo que se hormigonan las losas de ensayo un mínimo de cuatro probetas de hormigón. La resistencia del hormigón f_{cm} de cada grupo deberá tomarse como el valor medio, cuando la desviación de cada probeta respecto del valor medio no supere el 10%. Cuando la desviación de la resistencia a compresión respecto al valor medio supere el 10%, la resistencia del hormigón deberá tomarse como el máximo valor observado.

(10) La resistencia a tracción y el límite elástico de la chapa de acero nervada deberá obtenerse mediante de ensayos sobre probetas cortadas de cada una de las chapas utilizadas para fabricar las losas de los ensayos.

B.3.4 Procedimiento de carga del ensayo

(1) El procedimiento de carga del ensayo tiene como fin representar la carga aplicada en un periodo de tiempo. Se divide en dos fases consistentes en un ensayo inicial, en el que la losa está sometida a una carga cíclica, seguido de un ensayo posterior, en el que la losa se carga hasta rotura bajo una carga creciente.

(2) Si se aplican dos grupos de tres ensayos, uno de los tres ensayos de cada grupo podrá someterse únicamente al ensayo estático sin la carga cíclica, para poder determinar el nivel de carga cíclica de los otros dos.

(3) Ensayo inicial: se someterá a la losa a una carga cíclica, que varíe entre un valor inferior no mayor que $0{,}2W_t$ y un valor superior no menor que $0{,}6W_t$, donde W_t es la carga de rotura medida del ensayo estático preliminar de acuerdo con el punto (2).

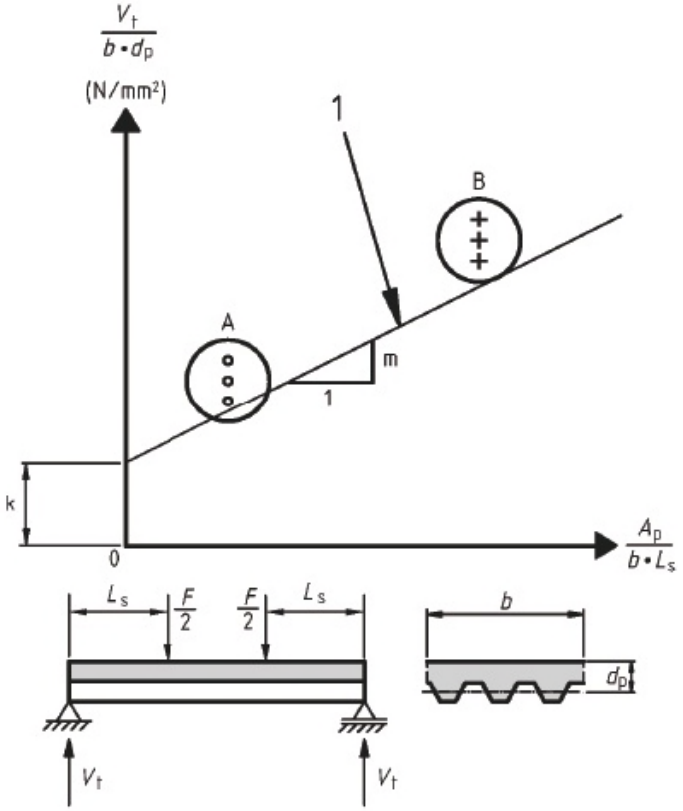
(4) La carga deberá aplicarse durante 5.000 ciclos en un tiempo no menor a 3 horas.

(5) Ensayo posterior: al finalizar el ensayo inicial, la losa deberá someterse al ensayo estático en el que la carga impuesta aumente progresivamente, de forma que la rotura no se produzca en menos de una hora. La carga de rotura W_t será la máxima carga aplicada en la losa en rotura más el peso de la losa mixta y de las vigas de reparto.

(6) En el ensayo posterior la carga podrá controlarse por fuerza o por deformación.

B.3.5 Determinación de los valores de cálculo m y k

(1) Si el comportamiento es dúctil, véase el apartado 9.7.3(3), el esfuerzo cortante experimental representativo V_t deberá tomarse como $0{,}5$ veces el valor de la carga de rotura W_t, como se define en el apartado B.3.4. Si el comportamiento es frágil este valor se deberá reducir, utilizando un coeficiente de $0{,}8$.



Nota: b, d_p y L_s están en mm, A_p está en mm^2, V_t está en N.

1 Relación de cálculo para la resistencia a rasante.

Figura A30.B.4 Evaluación de los resultados de los ensayos

(2) De todos estos valores de los ensayos de V_t, la resistencia característica a cortante deberá calcularse como el percentil del 5% utilizando un modelo estadístico apropiado y extrapolado como una recta de regresión característica lineal, como muestra la figura A30.B.4.

(3) Si se utilizan dos grupos de tres ensayos y la desviación de cualquier resultado individual en un grupo respecto de la media del grupo no supera el 10%, la relación de cálculo podrá determinarse de acuerdo con el Apéndice D del Anexo 18 o como sigue:

Por cada grupo se considera el valor característico como el obtenido de tomar el valor mínimo del grupo reducido en un 10%. La ecuación de cálculo corresponderá a la interpolación de estos valores característicos para los grupos A y B mediante una línea recta.

B.3.6 Determinación de los valores del cálculo para $\tau_{u,Rd}$

(1) El diagrama de interacción parcial mostrado en la figura A30.B.5 deberá determinarse utilizando las dimensiones medidas y las resistencias del hormigón y de la chapa de acero. Para la resistencia del hormigón podrá utilizarse el valor medio f_{cm} de un grupo como especifica el apartado B.3.3(9).

(2) A partir de las cargas máximas aplicadas, deberá determinarse el momento flector M en la sección transversal sometida a la carga puntual debido a la carga aplicada, el peso propio de la losa y de las vigas de reparto. El camino de A a B y a C en la figura A30.B.5 da un valor de η para cada ensayo, y un valor de τ_u de:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f}}{b(L_s + L_o)} \qquad \text{(B.2)}$$

donde:

L_o es la longitud del voladizo.

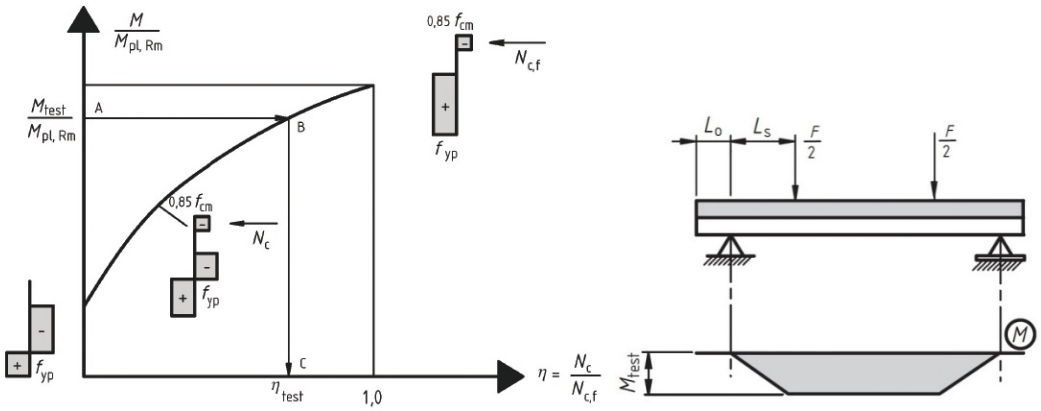


Figura A30.B.5 Determinación del grado de la conexión a rasante a partir del M_{test}

(3) Si en el cálculo se tiene en cuenta la resistencia adicional a rasante producida por la reacción del apoyo de acuerdo con el apartado 9.7.3 (9), τ_u deberá determinarse a partir de:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf} - \mu V_t}{b(L_s + L_o)} \qquad \text{(B.3)}$$

donde:

μ es el valor por defecto del coeficiente de rozamiento que puede tomarse como $0{,}5$

V_t es la reacción en el apoyo bajo la carga de rotura del ensayo.

(4) La resistencia a rasante característica $\tau_{u,Rk}$ deberá calcularse a partir de los valores del ensayo como el percentil del 5% utilizando un modelo estadístico adecuado de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

(5) La resistencia a rasante de cálculo $\tau_{u,Rd}$ es la resistencia característica a rasante $\tau_{u,Rk}$ dividida por el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{VS} = 1{,}25$.

Apéndice C Métodos recomendados para estimar la retracción del hormigón en estructuras mixtas en edificación

Se utilizarán los modelos de retracción definidos en el Anejo 19 del Código Estructural.