

# Guía de aplicación

# **DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL A LA EDIFICACIÓN**

## **hormigón armado**



GOBIERNO  
DE ESPAÑA

MINISTERIO  
DE VIVIENDA  
Y AGENDA URBANA

MINISTERIO  
DE CIENCIA, INNOVACIÓN  
Y UNIVERSIDADES







**GUÍA DE APLICACIÓN DEL CÓDIGO ESTRUCTURAL  
A LA EDIFICACIÓN**



# **Guía de aplicación del Código Estructural a la edificación**

## **Hormigón Armado**

**Juan Carlos Arroyo Portero**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Doctor en Arquitectura

**Alejandro Calle García**  
Arquitecto

Marzo 2025



Este documento se ha realizado bajo la supervisión del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc) perteneciente al Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC) y la Dirección General de Agenda Urbana y Arquitectura del Ministerio de Vivienda y Agenda Urbana.

**Autores:**

Juan Carlos Arroyo Portero – Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Doctor en Arquitectura  
Alejandro Calle García – Arquitecto

**Dirección y coordinación:**

Ministerio de Vivienda y Agenda Urbana:  
Isabel Marcos Anasagasti  
Luis Vega Catalán  
Antonio Jesús Torres Alcalde

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja:  
Carlos Villagrá Fernández  
Juan Queipo de Llano Moya

**Edita:**

Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica  
Ministerio de Vivienda y Agenda Urbana ©

Primera edición. Marzo 2025  
Impreso en España  
NIPO: 179-25-002-7

Catálogo de publicaciones de la Administración General del Estado:

<https://cpage.mpr.gob.es>

Centro virtual de publicaciones del Ministerio Vivienda y Agenda Urbana:

<https://apps.fomento.gob.es/CVP/>

Fotografía de portada: Juan Queipo de Llano Moya.

Está permitida la reproducción, parcial o total, del presente documento, siempre que esté destinado al ejercicio profesional de los técnicos del sector. Por el contrario, debe contar con aprobación por escrito cuando esté destinado a fines editoriales en cualquier soporte impreso o electrónico.

	GOBIERNO DE ESPAÑA	MINISTERIO DE VIVIENDA Y AGENDA URBANA	SECRETARÍA GENERAL DE AGENDA URBANA, VIVIENDA Y ARQUITECTURA	DIRECCIÓN GENERAL DE AGENDA URBANA Y ARQUITECTURA
	GOBIERNO DE ESPAÑA	MINISTERIO DE CIENCIA, INNOVACIÓN Y UNIVERSIDADES	 <b>CSIC</b> CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	 INSTITU EDUAR DO TOR ROJA

# Prólogo

El Código Estructural se aprobó a través del Real Decreto 470/2021, de 21 de junio y entró en vigor en noviembre de 2021. En este Código se establecen los requisitos para el proyecto y la ejecución de estructuras de hormigón, de acero y estructuras mixtas de hormigón y acero, tanto en obras de edificación como de ingeniería civil.

El Código Estructural sustituyó a la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) aprobada por el Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio y a la Instrucción de Acero Estructural (EAE), aprobada por el Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo.

En 2022 el Ministerio publicó un documento comparativo entre el Código Estructural y la EHE-08 orientado a facilitar a los proyectistas de estructuras la transición hacia el nuevo reglamento. Con la publicación de esta Guía de aplicación del Código Estructural a la Edificación el Ministerio de Vivienda y Agenda Urbana aporta una nueva herramienta a los profesionales que proyectan estructuras de hormigón armado. Esta Guía aspira a convertirse en una referencia útil para los técnicos que se enfrentan, en el día a día, a la aplicación de un reglamento complejo como es el Código Estructural.

## Agradecimientos

Queremos agradecer a las siguientes personas su apoyo y colaboración en la redacción de esta Guía. Sus aportes y comentarios han sido de gran ayuda en su desarrollo:

Alberto Costaguta Regueira, Jesús Rodríguez Santiago, César Bartolomé Muñoz, Carlos Fernández Fernández, Manuel Herrador Barrios, José Miguel Gómez Rodríguez, Mercedes Madrid Ramos, Ángel Pavón Rivo, José Angel Pérez Torres, Fabiola Pierantoni Silva, Hectór Rodríguez Vidal, Susana Jareño Cobo, Eduardo Martín Maté, Amaya Gómez Yábar, Marta Sánchez de Juan.



# Presentación

El Código Estructural es una norma extensa, compleja y con métodos generales para muchos tipos de situaciones y tipologías estructurales.

El objeto de esta Guía de aplicación es facilitar el uso del Código a una gran mayoría de profesionales que proyectan estructuras sencillas de hormigón armado.

Referirse a estructuras sencillas que son la mayoría de las que se construyen, permite simplificar las reglas.

Este documento constituye una guía de esas estructuras y, por tanto, es un documento con menos extensión y compacto, es decir, que tiene la vocación de ser útil por sí mismo.

## Alcance de la guía

Esta Guía contempla las estructuras de edificación habituales, sencillas, de pocas alturas (baja más seis) de luces convencionales, de cargas habituales, de tipologías muy utilizadas y probadas en las que existe experiencia abundante en cuanto a su proyecto, cálculo y ejecución.

Concretamente, deberán cumplir las siguientes condiciones:

- La estructura es de hormigón armado ejecutado *in situ* con hormigón vertido *in situ* y armadura colocada en obra.
- No existen acciones dinámicas (Sismo, impacto, etc.), salvo aquellas que por su poca entidad puedan representarse como una carga estática equivalente, por ejemplo, ascensores.
- Puede ignorarse la interacción terreno-estructura, bien porque la rigidez de la cimentación no afecta al análisis de la estructura, bien porque no existen condiciones de empuje dependientes de la deformación estructural.
- Las acciones horizontales son suficientemente pequeñas, por ejemplo, en edificios de seis plantas o menos.
- No es necesario comprobar la estabilidad global del edificio (vuelco, flotabilidad)
- Esta Guía no recoge estrategias para clases de exposición química agresiva XA3, hielo-deshielo XF, ni erosión XM.
- La vida útil de la estructura es de 50 años
- No se consideran los efectos de la fatiga

- No se utilizan barras de armadura de diámetro mayor de 25 mm

Esta Guía de aplicación trata de las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón armado para satisfacer los requisitos de seguridad estructural, durabilidad y seguridad en caso de incendio.

Esta Guía se refiere específicamente a las exigencias que deben cumplirse en el proyecto, ejecución y control de las estructuras

La utilización de esta Guía supone, aún con más argumentos que si se usa el Código Estructural, que las tareas de proyecto, construcción y control son llevadas a cabo por técnicos y operarios con los conocimientos necesarios y la experiencia suficiente.

Esta Guía está redactada pensando en obras de nueva construcción. Su uso en obras existentes, especiales o singulares no entran en el ámbito de este documento salvo que el técnico considere que las simplificaciones utilizadas aquí pueden ser aplicadas en su construcción.

Esta Guía no trata específicamente los elementos de cimentación porque el Código Estructural no los contempla. La anterior Instrucción EHE tiene apartados referidos al análisis y dimensionamiento de elementos de cimentación que pueden resultar muy útiles.

La EHE-08 ha sido específicamente derogada por el Código Estructural de modo que ya no es un texto reglamentario, pero sigue siendo un documento técnico valioso y de referencia en el sector e incluye modelos de bielas y tirantes de elementos estructurales especiales, ménsulas cortas y vigas de gran canto, que pueden seguir siendo de utilidad.

Dado que el CTE DB SE-C es un texto reglamentario en vigor, las remisiones que hace a la EHE-08 sobre cuestiones que el Código Estructural no recoge y, por tanto, en ningún caso se oponen a él, siguen siendo válidas en tanto que son referencias a un documento técnico probado y seguro, siempre que no entre en contradicción en esos apartados con la reglamentación en vigor.

En lo relativo a la resistencia a fuego, hay criterios levemente distintos en [CodE, A20] y en [CTE DB SI]. En esta Guía, se ha optado por incluir las tablas del CTE, que es el texto reglamentario que, en el caso de estructuras de edificación, fija la resistencia a fuego requerida para cada elemento estructural y que arroja resultados equivalentes a los del Código Estructural. Adicionalmente, los valores del Código Técnico de la Edificación son sensiblemente más sencillos de aplicar.

## Notas de edición

Esta Guía pretende ser un texto autocontenido, es decir que, en la medida de lo posible, no sea necesario consultar otros documentos.

Por tanto, el texto se refiere a las reglas que deben seguirse, conforme al Código Estructural (en adelante CodE), incluyendo las diversas simplificaciones

utilizadas.

Por otro lado, esta Guía, en sus comentarios, presentados en un recuadro, pretende:

- Explicar el fenómeno, o la formulación, de forma más extensa.
- Aportar algunas simplificaciones extra que pueden hacer más sencillo el dimensionamiento o la comprobación de estructuras de hormigón armado.
- Cuando el texto propone procedimientos simplificados, en algunos casos se aporta el método general, para aclarar el concepto o para, simplemente, dar la posibilidad de usarlo.
- En algunas ocasiones, los autores aprovechan estos comentarios para opinar sobre los métodos expuestos.

A lo largo del texto existen enlaces, en forma de QR, a vídeos que explican o aclaran asuntos que no se incluyen el texto por razones de economía de espacio.

Las referencias al artículo x.x.x del Código Estructural se hacen mediante la llamada:

[CodE, Art. x.x.x]

Las referencias al artículo x.x.x del Anejo Y del Código Estructural se hacen mediante la llamada:

[CodE, AY x.x.x]

Las referencias al Código Estructural se dan a título informativo, con el fin de orientar sobre dónde se puede encontrar esta información. No suponen la necesidad de acudir al Código, salvo que se indique expresamente que ese contenido no está disponible en esta Guía.



# Índice general

<b>Prólogo</b>	<b>vii</b>
<b>Presentación</b>	<b>ix</b>
<b>Índice general</b>	<b>xvii</b>
<b>Índice de figuras</b>	<b>xx</b>
<b>Índice de tablas</b>	<b>xxii</b>
<b>Índice de códigos QR</b>	<b>xxiii</b>
<b>1 Bases de proyecto</b>	<b>1</b>
1.1 Vida útil .....	1
1.2 Durabilidad .....	1
1.2.1 Clases de exposición .....	2
1.3 Recubrimientos de la armadura .....	6
1.3.1 Recubrimiento mínimo .....	6
1.3.2 Recubrimiento mínimo por adherencia .....	7
1.4 Situaciones de proyecto .....	7
1.5 Estados Límite .....	7
1.5.1 Estados Límite Últimos .....	7
1.5.2 Estados Límite de Servicio .....	8
1.6 Acciones .....	8
1.6.1 Valores representativos de las acciones .....	9
1.6.2 Valor característico de las acciones .....	9
1.6.3 Otros valores representativos de las acciones .....	11
1.6.4 Valor de cálculo de las acciones .....	12
1.7 Materiales .....	13
1.7.1 Valor de cálculo de las propiedades de los materiales .....	13
1.7.2 Modificación de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales .....	14
1.8 Datos geométricos .....	14
1.9 Comprobación de Estados Límite Últimos .....	15
1.9.1 Combinación de acciones para situaciones de proyecto persistentes o transitorias. Combinación fundamental. ....	15

1.9.2	Combinación de acciones para situaciones de proyecto accidentales .....	16
1.10	Estados Límite de Servicio .....	16
1.10.1	Combinación de acciones.....	16
<b>2</b>	<b>Materiales</b>	<b>19</b>
2.1	Cementos .....	19
2.2	Agua .....	20
2.3	Áridos .....	20
2.3.1	Limitaciones del árido grueso para la fabricación del hormigón .....	22
2.4	Aditivos .....	22
2.5	Adiciones .....	23
<b>3</b>	<b>Propiedades tecnológicas de los materiales</b>	<b>25</b>
3.1	Hormigón.....	25
3.1.1	Resistencia del hormigón a compresión .....	25
3.1.2	Valor mínimo de la resistencia .....	26
3.1.3	Docilidad del hormigón .....	26
3.1.4	Tipificación de los hormigones .....	27
3.1.5	Características de los hormigones .....	28
3.1.6	Resistencia de cálculo a compresión .....	29
3.1.7	Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales .....	29
3.1.8	Evolución de la resistencia a compresión con el tiempo .....	30
3.1.9	Resistencia a tracción .....	31
3.1.10	Evolución de la resistencia a tracción con el tiempo .....	31
3.1.11	Resistencia a flexo-tracción .....	32
3.1.12	Módulo de deformación .....	32
3.1.13	Hormigón confinado .....	33
3.1.14	Fluencia .....	34
3.1.15	Retracción .....	36
3.2	Acero .....	37
3.2.1	Barras y rollos de acero soldable .....	37
3.2.2	Alambres de acero soldable .....	38
3.2.3	Armaduras pasivas .....	38
3.2.4	Resistencia .....	39
3.2.5	Diagrama tensión-deformación de cálculo .....	39
<b>4</b>	<b>Durabilidad y resistencia al fuego</b>	<b>41</b>
4.1	Estrategia de durabilidad .....	41
4.1.1	Selección de la forma estructural .....	41
4.1.2	Calidad del hormigón para una durabilidad adecuada .....	42
4.1.3	Recubrimiento nominal para una durabilidad adecuada .....	44
4.2	Resistencia al fuego .....	45
4.2.1	Pilares y muros .....	47
4.2.2	Vigas .....	47

4.2.3	Losas .....	48
4.2.4	Losas nervadas bidireccionales .....	49
4.2.5	Forjados unidireccionales .....	50
4.2.6	Capas protectoras .....	51
<b>5</b>	<b>Análisis</b>	<b>53</b>
5.1	Requisitos Generales .....	53
5.2	Imperfecciones geométricas .....	54
5.3	Modelo de la estructura .....	54
5.3.1	Modelos estructurales para el análisis global .....	54
5.3.2	Parámetros geométricos .....	55
5.4	Análisis elástico lineal .....	56
5.5	Análisis elástico con redistribución limitada .....	57
5.5.1	Vigas .....	57
5.5.2	Losas sobre pilares. Pórticos virtuales .....	59
5.6	Análisis plástico .....	60
5.6.1	Generalidades .....	60
5.6.2	Análisis mediante modelos de bielas y tirantes .....	61
5.7	Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axil .....	61
5.7.1	Definiciones .....	61
5.7.2	Generalidades .....	62
5.7.3	Efectos globales de segundo orden en edificación .....	63
5.7.4	Eslerez y longitud efectiva de elementos aislados .....	63
5.7.5	Criterios de esbeltez para elementos aislados .....	65
5.7.6	Método simplificado de cálculo basado en la curvatura nominal .....	67
<b>6</b>	<b>Estados Límite Últimos</b>	<b>69</b>
6.1	ELU de flexión simple o compuesta .....	69
6.2	ELU de cortante .....	70
6.2.1	Procedimiento de comprobación .....	70
6.2.2	Resistencia a cortante de cálculo, $V_{Rd}$ .....	71
6.2.3	Comprobación de bielas .....	73
6.2.4	Comprobación de tirantes .....	74
6.2.5	Comprobación de tirantes en elementos sin armadura de cortante .....	74
6.2.6	Comprobación de tirantes en elementos con armadura de cortante .....	76
6.2.7	Armadura mínima. Detalles de armado .....	78
6.2.8	Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades .....	78
6.3	ELU de punzonamiento .....	81
6.3.1	Procedimiento de comprobación .....	81
6.3.2	Perímetros críticos y secciones críticas .....	83
6.3.3	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo, $V_{Ed}$ .....	87
6.3.4	Comprobación de bielas .....	93
6.3.5	Comprobación de tirantes sin armadura de punzonamiento .....	93

6.3.6	Comprobación de tirantes con armadura de punzonamiento vertical . . . . .	96
6.3.7	Comprobación de tirantes en la zona exterior a la armadura de punzonamiento . . . . .	97
6.4	Cálculo mediante el modelo de bielas y tirantes . . . . .	98
6.4.1	Resistencia de las bielas . . . . .	99
6.4.2	Resistencia de los tirantes . . . . .	99
6.4.3	Nudos . . . . .	100
<b>7</b>	<b>Estados Límite de Servicio</b>	<b>103</b>
7.1	Control de la fisuración . . . . .	103
7.1.1	Limitación de la abertura fisura . . . . .	104
7.1.2	Armaduras mínimas . . . . .	105
7.1.3	Control de la fisuración sin cálculo directo . . . . .	106
7.1.4	Cálculo de la abertura de fisura . . . . .	108
7.2	Control de flechas . . . . .	111
7.2.1	Limitación de flechas . . . . .	111
7.2.2	Casos en los que se pueden omitir los cálculos . . . . .	113
7.2.3	Cálculo de las flechas instantáneas . . . . .	116
7.2.4	Cálculo de las deformaciones diferidas de fluencia . . . . .	117
<b>8</b>	<b>Reglas generales de armado: separación, anclaje y empalme</b>	<b>119</b>
8.1	Separación entre barras . . . . .	119
8.2	Anclaje y empalme de la armadura . . . . .	119
8.2.1	Posición de las barras . . . . .	120
8.2.2	Ganchos, patillas y otros procedimientos de anclaje . . . . .	121
8.2.3	Longitud básica de anclaje . . . . .	121
8.2.4	Longitud neta de anclaje . . . . .	122
8.2.5	Anclaje de armadura transversal . . . . .	125
8.2.6	Empalme de barras . . . . .	126
8.2.7	Disposición de los solapos . . . . .	127
8.2.8	Armadura transversal en la zona de solapo . . . . .	129
8.3	Separadores . . . . .	131
<b>9</b>	<b>Detalles de armado</b>	<b>133</b>
9.1	Cuantías máximas y mínimas de armadura . . . . .	133
9.2	Vigas . . . . .	134
9.2.1	Decalaje de la armadura longitudinal . . . . .	134
9.2.2	Armadura en los apoyos extremos . . . . .	136
9.2.3	Armadura en los apoyos intermedios de vigas continuas .	136
9.2.4	Armadura de cortante . . . . .	137
9.2.5	Armadura de piel . . . . .	139
9.2.6	Apoyos indirectos . . . . .	139
9.2.7	Zonas especiales de armado . . . . .	140
9.3	Losas . . . . .	140
9.3.1	Armadura de flexión . . . . .	140
9.3.2	Armadura de cortante . . . . .	142

9.3.3	Armadura de punzonamiento .....	143
9.3.4	Piezas de entrevigado en forjados .....	144
9.4	Pilares .....	144
9.4.1	Armadura longitudinal .....	144
9.4.2	Armadura transversal .....	145
9.5	Muros .....	146
9.5.1	Armadura vertical .....	146
9.5.2	Armadura horizontal .....	147
9.5.3	Armadura transversal .....	148
9.6	Zapatas .....	148
9.6.1	Anclaje de barras .....	148
9.7	Armaduras de atado .....	150
<b>10</b>	<b>Gestión de la calidad</b>	<b>153</b>
10.1	Control de proyecto .....	153
10.2	Control del hormigón .....	155
10.2.1	Ensayos de docilidad .....	155
10.2.2	Ensayos de durabilidad .....	155
10.2.3	Ensayos de resistencia .....	155
10.2.4	Modalidades del control de la resistencia .....	156
10.2.5	Control estadístico. Definición de lotes .....	156
10.2.6	Control estadístico. Criterios de aceptación .....	158
10.2.7	Decisiones derivadas del control de resistencia .....	159
10.2.8	Posibles acciones cuando el lote no es conforme .....	160
10.3	Control del acero y de las armaduras .....	161
10.3.1	Control del acero .....	161
10.3.2	Control de las armaduras .....	161
10.4	Control de ejecución .....	161
10.4.1	Lotes .....	162
10.4.2	Unidades de inspección .....	162
10.4.3	Frecuencias de comprobación .....	165
10.5	Control de la estructura terminada. Pruebas de carga .....	165



# Índice de figuras

1.2.1.a	Precipitación media anual en España .....	5
1.2.1.b	Ejemplos de elementos estructurales y su ambiente correspondiente.	5
3.1.7.a	Distribución de tensiones en secciones rectangulares sometidas a flexión .....	30
3.1.13.a	Diagrama tensión-deformación para el hormigón confinado .....	33
3.2.5.a	Diagrama tensión-deformación para armaduras pasivas .....	40
4.1.3.a	Área del recubrimiento .....	45
5.3.2.a	Longitud $l_0$ y ancho eficaz .....	56
5.5.2.a	Momento total del pórtico en función del momento isostático del vano, $M_{\text{iso}}$ .....	60
5.7.4.a	Nomogramas para el cálculo de $\alpha$ .....	65
6.1.a	Planos de rotura a flexión: dominios de B y C .....	70
6.2.2.a	Modelos de celosía .....	71
6.2.5.a	Anchos para la comprobación de cortante .....	76
6.2.6.a	Relación entre la inclinación de la biela y la tracción en el tirante.	78
6.2.8.a	Esfuerzo rasante en un tramo de longitud $l$ .....	79
6.2.8.b	Diagrama de cortante indicando la armadura de cosido requerida.	79
6.3.1.a	Perímetros críticos .....	83
6.3.2.a	Perímetros $u_0$ .....	84
6.3.2.b	Perímetros $u_1$ .....	84
6.3.2.c	Perímetro crítico en pilares cercanos al borde.	85
6.3.2.d	Perímetro crítico en la proximidad de un hueco.	85
6.3.2.e	Perímetros $u_{\text{out}}$ .....	86
6.3.2.f	Perímetros críticos en situaciones especiales .....	87
6.3.3.a	Definición gráfica del momento transferido $M_{E,d}$ .....	88
6.3.3.b	Distribución de tensiones tangenciales debidas al momento transferido en un nudo losa-pilar interior .....	89
6.3.3.c	Perímetro crítico reducido en pilar de borde .....	91
6.3.3.d	Perímetro crítico reducido en pilar de esquina .....	92
6.4.2.a	Parámetros para la obtención de los esfuerzos transversales de tracción .....	100

7.2.1.a	Comparación de las limitaciones de flecha en Código Estructural y Código Técnico de la Edificación. . . . .	112
8.2.4.a	Longitud neta de anclaje . . . . .	124
8.2.4.b	Longitud de anclaje según el diámetro de doblado. . . . .	125
8.2.5.a	Anclaje de armadura transversal . . . . .	126
8.2.6.a	Distancia transversal entre solapos . . . . .	126
8.2.7.a	Distancias transversales . . . . .	128
8.2.7.b	Solapos en una misma sección . . . . .	128
8.2.8.a	Disposición de la armadura transversal al solapo . . . . .	130
9.2.1.a	Momento flector en extremo de viga. . . . .	135
9.2.3.a	Armadura de apoyo intermedio . . . . .	137
9.2.4.a	Formas de la armadura de cortante . . . . .	138
9.2.6.a	Zona de disposición de la armadura de cuelgue . . . . .	139
9.3.1.a	Armadura en los bordes libres no apoyados . . . . .	141
9.3.1.b	Ancho eficaz $b_e$ . . . . .	142
9.3.3.a	Separación entre coronas de punzonamiento . . . . .	143
9.5.2.a	Reducción de la cuantía horizontal en muros . . . . .	147
9.6.1.a	Modelo de fuerza de tracción . . . . .	149
9.7.a	Armaduras de atado . . . . .	151

# Índice de tablas

1.2.1.a	Clases de exposición.....	2
1.6.2.a	Valores característicos de las sobrecargas de uso .....	10
1.6.3.a	Coeficientes de simultaneidad .....	12
1.6.4.a	Coeficientes parciales de seguridad de las acciones .....	13
1.7.1.a	Coeficientes parciales de seguridad para los materiales.....	14
2.1.a	Tipos de cemento utilizables.....	19
2.1.b	Tipos de cemento en función de las circunstancias de hormigonado	20
2.1.c	Tipos de cementos en función de las clases de exposición .....	21
2.4.a	Aditivos empleados habitualmente .....	23
3.1.3.a	Clases de consistencia. Tabla 33.5.a del Código Estructural .....	27
3.1.5.a	Propiedades mecánicas del hormigón .....	28
3.1.5.b	Determinación de las características de resistencia y deformación del hormigón .....	28
3.1.8.a	Valores de $\beta_{cc}(t)$ .....	31
3.1.14.a	Coeficientes de fluencia .....	35
3.1.15.a	Valores de la deformación total de retracción .....	37
3.2.1.a	Tipos de acero soldable .....	38
4.1.2.a	Contenidos de agua y cemento según el ambiente. ....	43
4.1.2.b	Resistencias características mínimas del hormigón.....	43
4.1.3.a	Recubrimiento mínimo por corrosión por carbonatacion.....	44
4.1.3.b	Recubrimiento mínimo por corrosión por cloruros .....	44
4.2.1.a	Elementos a compresión .....	47
4.2.2.a	Vigas con tres caras expuestas al fuego .....	48
4.2.3.a	Losas macizas .....	49
4.2.4.a	Losas nervadas bidireccionales .....	50
5.5.1.a	Redistribución en función de la profundidad de la fibra neutra ..	58
5.5.2.a	Reparto del momento total en cada banda del pórtico virtual .....	59
6.2.8.a	Valores de los coeficientes de rugosidad .....	81
6.3.3.a	Valores del coeficiente $k$ .....	89
7.1.1.a	Abertura máxima de fisura .....	104
7.1.3.a	Diámetro máximo .....	108

7.1.3.b	Separación máxima . . . . .	108
7.2.2.a	Relación luz-canto útil ( $L/d$ ) . . . . .	114
8.2.2.a	Diámetro de doblado . . . . .	121
8.2.3.a	Valor del coeficiente $m$ . . . . .	122
8.2.3.b	Longitud básica de anclaje . . . . .	122
8.2.4.a	Valores del coeficiente $\beta$ para el cálculo de la longitud neta de anclaje . . . . .	123
8.2.6.a	Valores del coeficiente $\alpha$ [CodE, Art. 49.5.2.2] . . . . .	127
8.3.a	Disposición de separadores . . . . .	131
9.2.1.a	Valores usuales de $a_l$ . . . . .	136
10.1.a	Frecuencia de comprobación . . . . .	154
10.2.5.a	Tamaño máximo de los lotes . . . . .	157
10.2.6.a	Valor del coeficiente $K_n$ . . . . .	159
10.4.1.a	Definición de los lotes de ejecución . . . . .	162
10.4.2.a	Unidades de inspección en función del proceso de ejecución o actividad . . . . .	163
10.4.2.b	Unidades de inspección en función del tipo de elemento . . . . .	164

# Índice de códigos QR

1.1 Explicación de algunos ambientes .....	5
3.1 Ecuación rectangular .....	30
3.2 Otras ecuaciones constitutivas .....	30
3.3 Influencia del gradiente de tensiones en la resistencia .....	32
3.4 Módulo de deformación. Comparación de valores .....	32
3.5 Relación entre tensión de confinamiento y cuantía de cercos .....	34
3.6 Influencia de la forma de la sección en la eficacia del confinamiento .....	34
5.1 Relación entre fibra neutra y cuantía neta .....	59
6.1 Diagrama de pivotes .....	70
6.2 Ductilidad y profundidad de la fibra neutra .....	70
6.3 Modelo de cortante. Capacidad de las bielas .....	72
6.4 Modelo de cortante. Capacidad de los tirantes .....	72
6.5 Explicación de $\beta$ y $w_1$ .....	89
6.6 Valores de $\beta$ .....	89
6.7 Comprobación en losas de cimentación .....	96
6.8 Discusión entre $u_{\text{out}}$ y $u_1$ y el borde exterior de la armadura .....	97
7.1 Tensiones bajo acciones directas o indirectas .....	107
7.2 Demostración de la expresión de la deformación media del acero relativa al hormigón .....	110
7.3 Aplicación del método general de cálculo de flechas .....	117
8.1 Definición de «una misma sección de solapo» .....	128
9.1 Corte de barras .....	136
9.2 Anclaje de la armadura de una zapata rígida .....	150



# 1 Bases de proyecto

[CodE, Arts. 8, 9,  
10 y 11. A18 2, 3 y  
4. A19 2]

Esta Guía se refiere a la comprobación estructural de elementos de hormigón armado exclusivamente mediante el cálculo, utilizando los principios de cálculo en Estados Límite.

Existe otra forma de comprobación estructural, mediante ensayos, no incluida en esta Guía.

Se considerará que las estructuras de hormigón satisfacen los requisitos básicos del Código Estructural cuando se aplique de forma conjunta lo siguiente:

- cálculo por el método de los Estados Límite (Últimos y de Servicio) junto con el método de los coeficientes parciales ([apartados 1.5 a 1.7](#))
- acciones de acuerdo con la reglamentación específica vigente (Código Técnico de la Edificación),
- combinación de acciones ([apartados 1.9 y 1.10](#))
- resistencia y comportamiento en servicio ([capítulos 6 y 7](#))
- durabilidad y resistencia al fuego ([capítulo 4](#))

## 1.1 Vida útil

[CodE, Arts. 4 y  
5][CodE, A18 2.3]

Se entiende por vida útil nominal (o simplemente, vida útil) de la estructura el período de tiempo, a partir de la fecha en la que finaliza su ejecución, durante el que debe mantenerse el cumplimiento de las exigencias. Durante ese período requerirá una conservación normal, que no implique intervenciones extraordinarias no previstas en el plan de mantenimiento.

A efectos de esta Guía, la vida útil de las estructuras es de 50 años.

## 1.2 Durabilidad

[CodE, A18 2.4]

La estructura se diseñará de forma que su deterioro durante su vida útil no empeore el comportamiento de la estructura más de lo previsto, teniendo en cuenta el ambiente en el que se encuentra y el nivel de mantenimiento previsto.

Con el fin de conseguir una durabilidad adecuada de la estructura, se aplicará la estrategia para la durabilidad ([apartado 4.1](#)).

[CodE, Art. 27.1] **1.2.1 Clases de exposición**

A los efectos de esta Guía, se recogen las Clases de exposición X0, XC, XD, XS y, parcialmente, la XA, que se definen en la [tabla 1.2.1.a](#).

Esta guía no contempla estrategias para clases de exposición química agresiva (XA3), hielo-deshielo (XF), ni erosión (XM).

Tabla 1.2.1.a: Clases de exposición habituales en edificación

Clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón en masa: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armaduras en un ambiente muy seco.	Elementos de hormigón en masa. Elementos de hormigón en interiores de edificios con una humedad muy baja. (HR<45%).
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo.	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad del aire baja. (HR<65%) Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergido en agua no agresiva.
XC2	Húmedo, raramente seco.	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).
XC3	Humedad moderada.	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad media o alta. (HR>65%) Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, protegidos de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclicas.	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestos al contacto con el agua, de forma no permanente (por ejemplo, la procedente de la lluvia).

*Continúa en la página siguiente*

Tabla 1.2.1.a: Clases de exposición habituales en edificación (Continuación)

Clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
3. Corrosión inducida por cloruros de origen no marino		
XD1	Humedad moderada.	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestos a aerosoles con iones cloruro con origen no marino.
XD2	Húmedo, raramente seco.	Piscinas. Elementos de hormigón armado o pretensado expuestos a aguas industriales que contienen cloruros.
XD3	Ciclos humedad y seco.	Elementos de puentes expuestos a salpicaduras de aguas con cloruros, situados a menos de 10 metros de distancia horizontal o a menos de 5 metros de distancia vertical de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Elementos enterrados a menos de 1 metro del borde de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Losas en aparcamientos.
4. Corrosión inducida por cloruros de origen marino		
XS1	Expuestos a aerosoles marinos, pero no en contacto directo con el agua del mar.	Elementos estructurales de hormigón armado sometidos a los aerosoles marinos, ubicados en la costa o cerca de la costa.
XS2	Permanentemente sumergida en agua de mar.	Elementos estructurales de hormigón armado permanentemente sumergidos en agua marina.
XS3	Zonas de carrera de mareas afectadas por el oleaje o salpicaduras.	Elementos estructurales de hormigón armado situados en zona de carrera de mareas, afectados por el oleaje o salpicaduras.
5. Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a [CodE, tabla 27.1.b.]	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme [CodE, tabla 27.1.b.]	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).

La clase XS1 se refiere a estructuras que están a cierta distancia del mar, a menos de 5 km. Si la estructura está cerca del mar como, por ejemplo, estructuras

portuarias, deben considerarse XS3.

Se pueden considerar 5 km desde la costa como distancia dentro de la cual se entiende que el ambiente es marino.

Las estructuras de edificación cerca del mar, dedicadas a usos habitables, aunque estén protegidas de la intemperie, deben ser consideradas como XS1. La experiencia de patologías de corrosión en edificios cercanos lo evidencia.

En clases de exposición XS2 o XS3, se utilizará un cemento con la característica adicional MR, SR o SRC [CodE, Art. 43.3.4.2].

Aunque en sentido estricto, el Código Estructural no obliga a usar cementsos SR o MR en ambientes XS1, su uso se considera una buena práctica.

En estructuras expuestas a salpicaduras de agua de mar y en estructuras subterráneas cerca del mar, que no suelen tener cerramiento, se recomienda considerar un ambiente XS3.

Cuando la estructura contenga elementos con diferentes clases de exposición, conviene definir grupos, para una mayor simplicidad en la definición de la estructura a efectos de su proyecto y construcción.

La clasificación de la anterior normativa, de clases de exposición generales y específicas, ha desaparecido. Con el Código Estructural, puede haber varias clases de exposición concomitantes.

Las condiciones de humedad se refieren a las del hormigón en contacto con las armaduras por lo que hay que tener en cuenta la posible existencia de revestimientos.

En ambientes muy húmedos o con cloruros no se recomienda la utilización de recubrimientos aislantes que no permitan la evaporación de la humedad interior ya que probablemente se produzca un deterioro del hormigón. En estos casos es más recomendable, por ejemplo, el uso de tratamientos hidrofóbicos.

Si no se conoce la humedad relativa del aire de la zona de la construcción, puede utilizarse la precipitación media anual. Si está por encima de 600 mm se puede considerar zona de humedad alta y, por debajo de 600 mm, se puede considerar de humedad baja.

Los mapas de precipitación en España pueden obtenerse de la página web <http://atlasnacional.ign.es/wane/Clima>. En la figura 1.2.1.a se ha reproducido el mapa de Precipitación media anual en España.

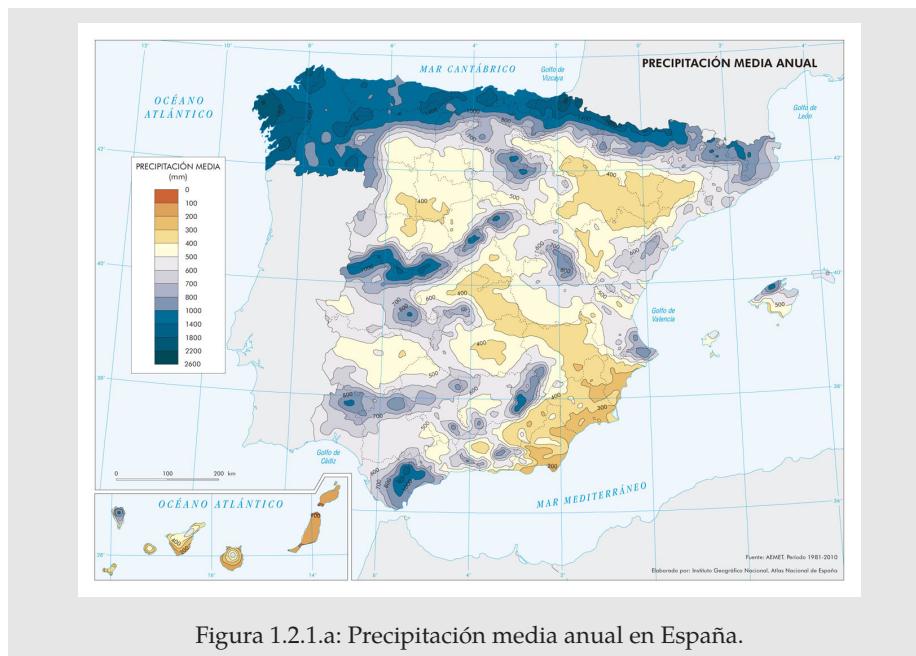


Figura 1.2.1.a: Precipitación media anual en España.

En la [figura 1.2.1.b](#), se muestran ejemplos de elementos estructurales y su ambiente correspondiente.



QR1.1  
Explicación de algunos  
ambientes

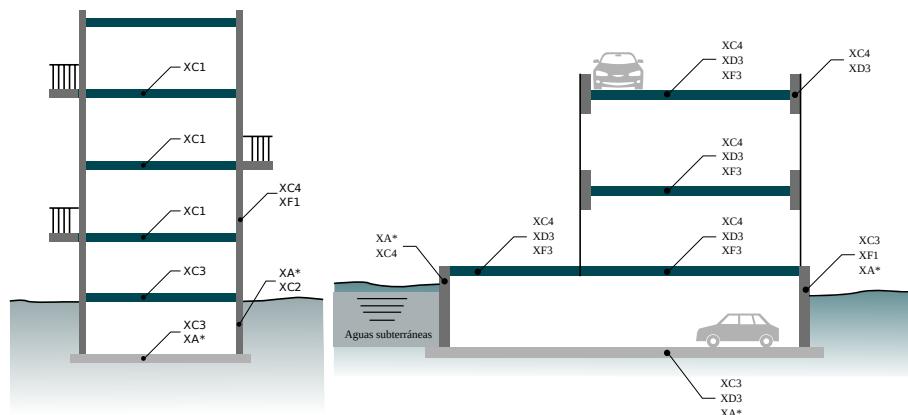


Figura 1.2.1.b: Ejemplos de elementos estructurales y su ambiente correspondiente. Reproducción de las figuras 27.1.a y 27.1.d del Código Estructural.

## 1.3 Recubrimientos de la armadura

El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie del hormigón y la superficie de la armadura más cercana (incluyendo empalmes, cercos y armadura de piel, en su caso).

El recubrimiento nominal,  $c_{\text{nom}}$  que deberá especificarse en los planos, se define como un recubrimiento mínimo,  $c_{\text{mín}}$  al que se le añade un margen de tolerancia  $\Delta c_{\text{dev}}$ :

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{mín}} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (1.1)$$

El valor del margen de tolerancia  $\Delta c_{\text{dev}}$  es de 10 mm. En ciertas situaciones, puede reducirse la desviación admisible y por lo tanto la tolerancia:

- En el caso de elementos estructurales ejecutados *in situ* con un control de ejecución intenso [CodE, Art 43.4.1], se tomará  $\Delta c_{\text{dev}} = 5$  mm.
- En el caso de elementos prefabricados con control de ejecución intenso en las instalaciones de prefabricación [CodE, 43.4.1] se tomará  $\Delta c_{\text{dev}} = 0$ .

Para garantizar el correcto hormigonado de la pieza, el recubrimiento nominal,  $c_{\text{nom}}$ , deberá cumplir la siguiente condición ([apartado 2.3.1](#)):

$$c_{\text{nom}} \geqslant 0,80T_{\text{máx}} \quad (1.2)$$

siendo  $T_{\text{máx}}$  el tamaño máximo del árido.

Si la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulta el paso del hormigón, se tomará  $c_{\text{nom}} \geqslant 1,25T_{\text{máx}}$ . Esto ocurre cuando la armadura forma un ángulo mayor de 45° con la vertical (por ejemplo, armadura horizontal).

En el caso de hormigonados en fases, en los que haya barras paralelas a la superficie de la fase previa, que en situación definitiva queden embebidas en la masa del hormigón, dichas barras deben mantener un recubrimiento respecto de esa superficie provisional de, al menos:

$$c_{\text{nom, prov}} \geqslant \begin{cases} \phi \\ 0,8T_{\text{máx}} \end{cases} \quad (1.3)$$

Los recubrimientos nominales deben garantizarse mediante el uso de separadores a unas distancias adecuadas ([apartado 8.3](#)).

### 1.3.1 Recubrimiento mínimo

El recubrimiento mínimo,  $c_{\text{mín}}$ , deberá asegurar:

- La adecuada transmisión de los esfuerzos de adherencia ([apartado 1.3.2](#))
- La protección del acero contra la corrosión ([apartado 4.1.3](#))
- Una resistencia adecuada al fuego ([apartado 4.2](#))

El recubrimiento  $c_{\text{mín}}$  será el mayor de los tres recubrimientos mínimos anteriores.

### 1.3.2 Recubrimiento mínimo por adherencia

Con el fin de transmitir los esfuerzos adherentes de forma segura y garantizar una adecuada compactación del hormigón, el recubrimiento mínimo por adherencia,  $c_{mín,b}$ , no debe ser inferior al diámetro de la barra. Si el tamaño nominal del árido es mayor de 32 mm,  $c_{mín,b}$  debe incrementarse en 5 mm.

## 1.4 Situaciones de proyecto

Esta Guía se refiere exclusivamente a las situaciones de proyecto persistentes que corresponden con las condiciones normales de uso.

Las situaciones accidentales no se contemplan, salvo la carga del camión de bomberos asociada a la situación accidental de incendio ([apartado 1.6.2](#)), [CTE-DB-SE-AE 4.2] y la carga de impacto de vehículos [CTE-DB-SE-AE 4.3.2].

## 1.5 Estados Límite

[CodE, Art. 10]

A partir de la vida útil definida para la estructura,  $t_L$ , para cualquier edad  $t \leq t_L$ , deberá cumplirse la condición:

$$R_{dt} \geq E_{dt} \quad (1.4)$$

siendo:

$R_{dt}$  Valor de cálculo de la respuesta estructural, a la edad  $t$ .

$E_{dt}$  Valor de cálculo del efecto de las acciones, a la edad  $t$ .

$L$  Vida útil nominal de la estructura considerada en el proyecto.

La condición anterior puede ser considerada:

- un Estado Límite Último, cuando pueda afectar a la seguridad de las personas o a la de la propia estructura (estabilidad, rotura).
- un Estado Límite de Servicio, si puede afectar a la funcionalidad de la estructura, al confort de las personas o al aspecto de los elementos constructivos

Debe comprobarse que no se supera el Estado Límite cuando se utilizan los correspondientes valores de cálculo para

- las acciones, ([apartado 1.6](#))
- las propiedades de los materiales ([apartado 1.7](#)), y
- los datos geométricos ([Apartado 1.8](#))

### 1.5.1 Estados Límite Últimos

[CodE, A18]

Esta Guía se refiere únicamente a los Estados Límite Últimos del tipo STR [CodE, A18 6.4.1].

Los Estados Límite Últimos STR son los referidos al fallo interno o deformación excesiva de la estructura o elementos estructurales, incluso zapatas, muros de sótano, etc., cuando sea determinante la resistencia de los materiales.

### 1.5.2 Estados Límite de Servicio

Los Estados Límite de Servicio son aquellos que se refieren al funcionamiento, el confort y la apariencia de la propia estructura.

También deben controlarse estos aspectos en elementos no estructurales siempre que el comportamiento de la estructura les afecte, por ejemplo, fisuración de tabiquerías o solados por flechas excesivas de la estructura.

No se tratan en esta Guía el Estado Límite de vibraciones. Tampoco en el Código Estructural.

## 1.6 Acciones

Las acciones que se tienen en cuenta en esta Guía pueden ser, de acuerdo con su variación en el tiempo:

- Acciones permanentes ( $G$ ), por ejemplo, peso propio de las estructuras, equipamientos, solados, capas de rodadura...
- Acciones variables ( $Q$ ), entre las que se encuentran las comúnmente conocidas como sobrecargas de uso y las sobrecargas climáticas de viento o nieve.

Esta Guía no incluye:

- las acciones indirectas provocadas por retracción, temperatura o asientos diferenciales.

Para poder evitar esta consideración deberán mantenerse las longitudes de estructura máximas (40 m) [ver CTE-DB-SE-AE, 3.4.1(3)] que permiten obviar estas acciones térmicas. Se pueden construir estructuras más largas (sin juntas) en las cuales es necesario considerar las acciones reológicas y térmicas.

- las acciones accidentales ( $A$ ), por ejemplo, explosiones o impacto de vehículos.

Como excepción a esto, una situación accidental habitual que se da en muchas edificaciones es la necesidad de garantizar el acceso del camión de bomberos en la estructura de planta baja. Esta sobrecarga de uso puede tratarse como acción accidental ([apartado 1.6.2](#)).

## 1.6.1 Valores representativos de las acciones

Los valores representativos son el valor característico, el de combinación, el frecuente y el cuasipermanente.

## 1.6.2 Valor característico de las acciones

El valor característico  $F_k$  de una acción es su principal valor representativo y es un valor estadístico definido por una determinada probabilidad de no ser superado durante un período de referencia que tiene en cuenta la vida útil de la estructura.

### Acciones permanentes:

El valor característico de las acciones permanentes se denomina  $G_k$ .

El valor característico del peso propio se deduce a partir del valor nominal de las dimensiones de la estructura y el peso específico medio del hormigón armado.

El peso específico medio del hormigón armado se puede considerar  $25 \text{ kN/m}^3$ .

La tabiquería se considera una acción permanente y en edificios de viviendas puede considerarse una carga equivalente media de  $1 \text{ kN/m}^2$  de superficie construida (CTE DB SE AE 2.2(3)). Cuando un tabique pesa más de  $1,2 \text{ kN/m}^2$  de alzado, no es aplicable esta simplificación. Por ejemplo, las fachadas, las particiones pesadas, las medianeras, etc deben considerarse como cargas lineales, aplicadas donde corresponda y con el valor adecuado a su configuración.

Los valores característicos de otras acciones permanentes vienen definidos en el Código Técnico de la Edificación DB SE AE, Anejo C.

Para pesos de estructuras específicas, se recomienda consultar la documentación técnica del fabricante.

Otras acciones permanentes habituales en edificios son, por ejemplo, los empujes del terreno.

### Acciones variables:

El valor característico de las acciones variables,  $Q_k$  viene definido en el Código Técnico de la Edificación, DB SE-AE. En la [tabla 1.6.2.a](#) se han reproducido los valores característicos de las sobrecargas de uso del DB SE-AE (Tabla 3.1).

Tabla 1.6.2.a: Valores característicos de las sobrecargas de uso. DB SE-AE

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
D	Zonas comerciales	C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
		D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(4) (6)</sup>	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Continúa en la página siguiente

Tabla 1.6.2.a: Valores característicos de las sobrecargas de uso. DB SE-AE. (Continuación)

Categoría de uso	Subcategorías de uso	Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	Carga concentrada [kN]
------------------	----------------------	-------------------------------------	------------------------

(<sup>1</sup>) Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m<sup>2</sup> para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m<sup>2</sup> para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m<sup>2</sup> para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.

(<sup>2</sup>) En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede.

(<sup>3</sup>) Para cubiertas con un inclinación entre 20° y 40°, el valor de  $q_k$  se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.

(<sup>4</sup>) El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.

(<sup>5</sup>) Se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m<sup>2</sup>.

(<sup>6</sup>) Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m<sup>2</sup> y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.

(<sup>7</sup>) Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

Para más información sobre otro tipo de acciones variables, por ejemplo, viento, nieve, o reducción de sobrecargas [CTE DB SE-AE, Apdos. 3.1 a 3.5].

Los viales de aproximación de los vehículos de bomberos deben tener una capacidad portante de 20 kN/m<sup>2</sup>. Y se debe comprobar la resistencia al punzonamiento provocado por una carga puntual de 100 kN (rueda) actuando sobre una superficie circular de 20 cm de diámetro en cualquier situación del vial de acceso. Estas cargas son accidentales por estar asociadas a la combinación de fuego.

### 1.6.3 Otros valores representativos de las acciones

Otros valores representativos de las acciones variables son:

- el valor de combinación,  $\psi_0 Q_k$ , utilizado en la comprobación de los Estados Límite Últimos y de los Estados Límite de Servicio
- el valor frecuente,  $\psi_1 Q_k$ , empleado en la comprobación de los Estados Límite Últimos que incluyan acciones accidentales o para la comprobación de Estados Límite de Servicio.
- el valor cuasipermanente,  $\psi_2 Q_k$ , empleado en la comprobación de Estados Límite Últimos que incluyan acciones accidentales y para la comprobación de Estados Límite de Servicio. Los valores cuasipermanentes se utilizan también para el cálculo de efectos a largo plazo.

El Código Técnico de la Edificación define los coeficientes  $\psi$  como coeficientes de simultaneidad y propone los valores recogidos en la [tabla 1.6.3.a](#) [DB SE, Tabla 4.2].

Tabla 1.6.3.a: Coeficientes de simultaneidad

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
Zonas residenciales (categoría A)	0,7	0,5	0,3
Zonas administrativas (categoría B)	0,7	0,7	0,3
Zonas destinadas al público (categoría C)	0,7	0,7	0,6
Zonas comerciales (categoría D)	0,7	0,7	0,6
Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a $30 \text{ kN/m}^2$ (categoría E)	0,7	0,7	0,6
Cubiertas transitables (categoría F) <sup>(1)</sup>			
Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (categoría G)	0	0	0
Nieve			
para altitudes $> 1000 \text{ m}$	0,7	0,5	0,5
para altitudes $\leq 1000 \text{ m}$	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

<sup>(1)</sup> En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

#### 1.6.4 Valor de cálculo de las acciones

El valor de cálculo,  $F_d$ , de una acción  $F$  puede expresarse en términos generales como:

$$F_d = \gamma_f \psi F_k \quad (1.5)$$

siendo:

$F_k$  Valor característico de la acción

$\gamma_f$  Coeficiente parcial de seguridad para la acción

$\psi$  Coeficiente de simultaneidad. Puede adoptar el valor  $\psi = 1,0$  (valor característico), o  $\psi_0$  (para valor de combinación),  $\psi_1$  (valor frecuente) o  $\psi_2$  (valor quasi permanente), definidos en la [tabla 1.6.3.a](#)

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad para las acciones se muestran en la [tabla 1.6.4.a](#).

Tabla 1.6.4.a: Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Permanente			
Resistencia	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
Variable		1,50	0

El CTE DB SE-C, para el cálculo de elementos de cimentación indica que el coeficiente parcial de seguridad de todas las acciones es 1,60. Este criterio, de aplicarlo, obliga a reformular en el modelo de cálculo todas las combinaciones para el cálculo de las cimentaciones, además de no proponer coeficientes para cargas favorables.

## 1.7 Materiales

Las propiedades de los materiales deben representarse mediante valores característicos.

Para las estructuras y supuestos de esta Guía, el valor desfavorable de la propiedad de un material es el valor característico inferior y, por ello, debe definirse como el del cuantil del 5 %.

Los valores de las propiedades de los materiales deben determinarse mediante ensayos normalizados realizados en condiciones específicas.

Cuando se necesiten valores de rigidez estructural (por ejemplo, módulo de elasticidad, coeficiente de fluencia) y los coeficientes de dilatación térmica, se utilizará su valor medio.

### 1.7.1 Valor de cálculo de las propiedades de los materiales

El valor de cálculo,  $X_d$ , de la propiedad de un material puede expresarse en términos generales como:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (1.6)$$

siendo:

$X_k$  Valor característico de la propiedad del material

$\gamma_m$  Coeficiente parcial para la propiedad del material

En la [tabla 1.7.1.a](#) se describen los coeficientes parciales de seguridad para los materiales para Estados Límite Últimos.

Tabla 1.7.1.a: Coeficientes parciales de seguridad para los materiales para Estados Límite Últimos

Situación de cálculo	hormigón $\gamma_c$	armaduras pasivas $\gamma_s$
Permanente o Transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Para los Estados Límite de Servicio, los coeficientes parciales  $\gamma_M$  para las propiedades de los materiales deben tomarse como 1,0.

[CodE, 2.4.2.6 y 2.4.2.7] **1.7.2 Modificación de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales**

Se podrá reducir el coeficiente parcial de seguridad del acero a 1,10, cuando se cumplan, al menos, dos de las siguientes condiciones:

- a) que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso ([apartado 10.4](#))
- b) que las armaduras pasivas estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido [CodE, Art. 18], o que formen parte de un elemento prefabricado que ostente un distintivo de calidad oficialmente reconocido [CodE, Art. 18]
- c) que el acero para las armaduras pasivas esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido [CodE, Art. 18]

Se podrá reducir el coeficiente parcial de seguridad del hormigón hasta 1,40, cuando se cumplan simultáneamente las dos siguientes condiciones:

- a) que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso ([apartado 10.4](#))
- b) que el hormigón esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido [CodE, Art. 18]

## 1.8 Datos geométricos

Los datos geométricos se representan por sus valores nominales, es decir, los definidos en planos.

El valor de cálculo de los datos geométricos y dimensiones de los elementos es su valor nominal:

$$a_d = a_{\text{nom}} \quad (1.7)$$

## 1.9 Comprobación de Estados Límite Últimos

Cuando se considere un estado límite de rotura o de deformación excesiva de una sección, elemento o conexión (STR), debe comprobarse que:

$$E_d \leq R_d \quad (1.8)$$

siendo:

$E_d$  Valor de cálculo de los efectos de acciones, tales como esfuerzos, momentos o vectores que representan varios esfuerzos o momentos

$R_d$  Valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

### 1.9.1 Combinación de acciones para situaciones de proyecto persistentes o transitorias. Combinación fundamental

[CodE, A18  
6.4.3.2]

En el caso más habitual de una sola acción variable desfavorable, la combinación de acciones a considerar en una estructura de hormigón armado es:

$$E_d = 1,35G_k + 1,5Q_k \quad (1.9)$$

Si hay dos acciones variables desfavorables  $Q_{k,1}$  y  $Q_{k,2}$ , las combinaciones de acciones a considerar para estructuras de hormigón son dos:

$$E_d = 1,35G_k + 1,5Q_{k,1} + 1,5\psi_{0,Q_2}Q_{k,2} \quad (1.10)$$

y

$$E_d = 1,35G_k + 1,5\psi_{0,Q_1}Q_{k,1} + 1,5Q_{k,2} \quad (1.11)$$

En las expresiones anteriores, «+» significa «combinar con».

Cuando hay dos acciones variables de diferente origen, se deben suponer dos posibles combinaciones, en las que una de ellas es la preponderante (1,5) y la otra es la concomitante, a la cual se le aplica el factor de combinación ( $1,5\psi_0$ ), es decir habrá que comprobar, al menos, tantas combinaciones como acciones variables de diferente origen.

De forma general, la formulación es:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.12)$$

Esta Guía se refiere a situaciones persistentes que, en algunos apartados del Código Estructural se denominan equívocamente situaciones permanentes.

## [CodE, A18 6.4.3.3] 1.9.2 Combinación de acciones para situaciones de proyecto accidentales

En el ámbito de esta Guía, estas combinaciones se refieren exclusivamente al caso de la situación accidental de incendio y para la comprobación de la estructura frente a la acción del camión de bomberos actuando en planta baja accesible únicamente para estos casos de incendio.

En el caso más habitual, además del camión de bomberos, considerado como  $A_d$ , hay una sola acción variable desfavorable  $Q_k$  y la combinación de acciones a considerar es:

$$E_d = G_k + A_d + \psi_1 Q_k \quad (1.13)$$

Si hay dos acciones variables, además del camión, las combinaciones serían:

$$E_d = G_k + A_d + \psi_{1,Q_1} Q_{k,1} + \psi_{2,Q_2} Q_{k,2} \quad (1.14)$$

y

$$E_d = G_k + A_d + \psi_{2,Q_1} Q_{k,1} + \psi_{1,Q_2} Q_{k,2} \quad (1.15)$$

## [CodE, A18.6.5] 1.10 Comprobación de Estados Límite de Servicio

Cuando se considere un Estado Límite de Servicio, debe comprobarse que se cumple la condición:

$$E_d \leq C_d \quad (1.16)$$

siendo:

$E_d$  Valor de cálculo de los efectos de las acciones consideradas para el criterio de servicio, determinado en base a la combinación correspondiente.

$C_d$  Valor límite de cálculo para el criterio de servicio correspondiente.

### 1.10.1 Combinación de acciones.

Las combinaciones de acciones para los Estados Límite de Servicio son:

- *Combinación característica*, con una sola acción variable:

$$E_d = G_k + Q_{k,1} \quad (1.17)$$

con dos acciones variables:

$$E_d = G_k + Q_{k,1} + \psi_{0,Q_2} Q_{k,2} \quad (1.18)$$

y

$$E_d = G_k + \psi_{0,Q_1} Q_{k,1} + Q_{k,2} \quad (1.19)$$

- *Combinación frecuente*:

$$E_d = G_k + \psi_1 Q_k \quad (1.20)$$

con dos acciones variables:

$$E_d = G_k + \psi_{1,Q_1} Q_{k,1} + \psi_{2,Q_2} Q_{k,2} \quad (1.21)$$

y

$$E_d = G_k + \psi_{2,Q_1} Q_{k,1} + \psi_{1,Q_2} Q_{k,2} \quad (1.22)$$

- *Combinación cuasi-permanente:*

$$E_d = G_k + \psi_2 Q_k \quad (1.23)$$

con dos acciones variables:

$$E_d = G_k + \psi_{2,Q_1} Q_{k,1} + \psi_{2,Q_2} Q_{k,2} \quad (1.24)$$



## 2 Materiales componentes del hormigón

[CodE, Cap 8 y A6]

### 2.1 Cementos

[CodE, Art. 28]

Podrán utilizarse aquellos cementos que cumplan las siguientes condiciones:

- ser conformes con la reglamentación específica vigente,
- cumplan las limitaciones de uso establecidas en la [tabla 2.1.a](#), y
- pertenezcer a la clase resistente 32,5 o superior.

Tabla 2.1.a: Tipos de cemento utilizables

Tipo de hormigón	Tipo de cemento
Hormigón armado	Cementos comunes, excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C y CEM V/B

Las condiciones de utilización permitida para cada tipo de hormigón se deben considerar extendidas a los cementos blancos (BL) y a los cementos con características adicionales de resistencia a sulfatos y al agua de mar (SRC y SR), de resistencia al agua de mar (MR, SR y SRC) y de bajo calor de hidratación (LH) correspondientes al mismo tipo y clase resistente que aquellos.

El empleo del cemento de aluminato de calcio deberá ser objeto, en cada caso, de estudio especial, exponiendo las razones que aconsejan su uso y observándose las especificaciones del Anejo 5 del CE.

Para hormigonados en circunstancias especiales pueden seguirse estas especificaciones de la [tabla 2.1.b](#).

La selección del tipo de cemento en función de la clase de exposición puede realizarse según la [tabla 2.1.c](#):

Cada vez se hace más necesario intentar que las estructuras de hormigón sean sostenibles. Para ese propósito, una de las estrategias más eficaces es intentar disminuir la huella de carbono en la fabricación del cemento mediante el uso de cementos más adicionados cuyo porcentaje de clínker es mucho menor.

Tabla 2.1.b: Tipos de cemento en función de las circunstancias de hormigonado

Circunstancias de hormigonado	Cementos recomendados
Hormigonado en tiempo frío (*)(**)	Los cementos comunes tipo CEM I, CEM II/A y CEM IV/A. Se recomienda la utilización de cementos de clase resistente alta o media (52,5 y 42,5).
Hormigonado en ambientes secos y sometidos al viento y, en general, en condiciones que favorecen la desecación del hormigón(**)	Cementos comunes tipo CEM I y CEM II/A.
Insolación fuerte u hormigonado en tiempo caluroso(**)	Los cementos comunes tipo CEM II, CEM III/A, CEM IV/A y CEM V/A.

(\*) En estas circunstancias, no conviene emplear la característica adicional de bajo calor de hidratación (LH).

(\*\*) En estas circunstancias, resulta determinante tomar, durante el proceso de ejecución o puesta en obra, las medidas adecuadas especificadas en la reglamentación correspondiente y en [CodE, 52.3].

## 2.2 Agua

El agua utilizada, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, no debe contener ningún ingrediente perjudicial en cantidades que afecten a las propiedades del hormigón o a la protección de las armaduras frente a la corrosión.

En general, podrán emplearse todas las aguas sancionadas como aceptables por la práctica. El agua potable de red de grandes núcleos urbanos, que cumpla los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano, es apta para el amasado y curado del hormigón.

Se pueden utilizar aguas recicladas procedentes de operaciones desarrolladas en la propia central de hormigonado, siempre y cuando cumplan las especificaciones definidas en [CodE, Art. 19]. Además, se deberá cumplir que el valor de densidad del agua reciclada no supere el valor 1,3 g/cm<sup>3</sup> y que la densidad del agua total no supere el valor de 1,1 g/cm<sup>3</sup>.

## 2.3 Áridos

Las características de los áridos deberán permitir alcanzar la adecuada resistencia y durabilidad del hormigón que con ellos se fabrica.

Los áridos deben tener marcado CE según la norma UNE-EN 12620.

Como áridos para la fabricación de hormigones pueden emplearse áridos gruesos (gravas) y áridos finos (arenas), según UNE-EN 12620, rodados o procedentes

Tabla 2.1.c: Tipos de cementos en función de las clases de exposición

Clase de exposición	Tipo de proceso	Cementos recomendados
X0	Ninguno	Todos los recomendados según la aplicación prevista.
XC	Corrosión de las armaduras de origen diferente de los cloruros	CEM I, cualquier CEM II (preferentemente CEM II/A), CEM III/A, CEM IV/A.
XS <sup>(*)</sup>	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen marino	Muy adecuados los cementos CEM II/S, CEM II/V (preferentemente los CEM II/B-V), CEM II/P (preferentemente los CEM II/B-P), CEM II/A-D, CEM III, CEM IV (preferentemente los CEM IV/A) y CEM V/A.
XD	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen no marino	Preferentemente, los CEM I y CEM II/A y, además, los mismos que para la clase de exposición XS.
XA <sup>(**)</sup>	Ataque al hormigón por sulfatos	Los mismos que para la exposición XS.
XA	Lixiviación del hormigón por aguas puras, ácidas, o con CO <sub>2</sub> agresivo	Los cementos comunes de los tipos CEM II/P, CEM II/V, CEM II/A-D, CEM II/S, CEM III, CEM IV y CEM V.
—	Reactividad árido	Cementos de bajo contenido en alcalinos <sup>(***)</sup> (óxidos de sodio y de potasio) en los que (Na <sub>2</sub> O) <sub>eq</sub> = Na <sub>2</sub> O (%) + 0,658 K <sub>2</sub> O (%) 0,60.

(\*) En esta clase de exposición es necesario el empleo de cementos que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR).

(\*\*) En el caso de las clases específicas XA2 o XA3 es necesario el empleo de cementos que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia a los sulfatos (SR o SRC), tal y como establece el articulado del Código. En los casos en que el elemento esté en contacto con agua de mar será únicamente necesario que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR).

(\*\*\*) Son especialmente recomendables los cementos citados en la tabla [CodE, A6.2] para hormigones con áridos potencialmente reactivos (que deberán cumplir igualmente el requisito de bajo contenido en alcalinos).

de rocas machacadas, así como escorias de horno alto enfriadas por aire o áridos reciclados, todos ellos según UNE-EN 12620 y, en general, cualquier otro tipo de árido cuya evidencia de buen comportamiento haya sido sancionado por la práctica y se justifique debidamente.

Se pueden usar áridos reciclados, siguiendo lo establecido en [CodE, Art. 30.8]. En el caso de áridos ligeros, se deberá cumplir lo indicado en el [CodE, A8].

Para su aplicación en hormigón estructural, el porcentaje máximo de árido reciclado es del 20 % del peso del árido grueso.

Se considera hormigón con áridos ligeros aquel cuyo peso específico aparente está comprendido entre 12 y 20 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.3.1 Limitaciones del árido grueso para la fabricación del hormigón

El tamaño máximo del árido grueso utilizado para la fabricación del hormigón será menor que las dimensiones siguientes:

- a) 0,8 veces la distancia horizontal libre entre armaduras horizontales o entre un borde y la armadura horizontal ([apartado 1.3](#)).
- b) 1,25 veces la distancia entre un borde de la pieza y la armadura vertical ([apartado 1.3](#))
- c) 0,25 veces la dimensión mínima de la pieza, excepto en los casos siguientes:
  - Losa superior de los forjados, donde el tamaño máximo del árido será menor que 0,4 veces el espesor mínimo.
  - Piezas de ejecución muy cuidada (caso de prefabricación en taller) y aquellos elementos en los que el efecto pared del encofrado sea reducido (forjados que se encofran por una sola cara), en cuyo caso será menor que 0,33 veces el espesor mínimo.

En barras inclinadas, se consideran «verticales» si forman menos de 45° con la vertical y, si no, horizontales.

La horizontalidad o verticalidad se refiere a la posición en el momento de hormigonar.

El tamaño máximo del árido determina la separación entre barras y la distancia a paramentos con el objetivo de que la ferralla no interrumpa el correcto hormigonado (que no funcione como una barrera a los áridos). Por ello, en elementos en los que se prevé mucha densidad de armadura (vigas y pilares) se suelen prescribir tamaños máximos pequeños, por ejemplo 12 mm.

## [CodE, Art. 31] 2.4 Aditivos

Se entiende por aditivos aquellas sustancias o productos que, incorporados al hormigón antes del amasado (o durante el mismo o en el transcurso de un amasado suplementario) en una proporción no superior al 5 % peso del cemento, producen la modificación deseada, en estado fresco o endurecido, de alguna de sus características, de sus propiedades habituales o de su comportamiento.

En hormigón armado no podrán utilizarse como aditivos el cloruro cálcico, ni en general, productos en cuya composición intervengan cloruros, sulfuros, sulfitos

u otros componentes químicos que puedan ocasionar o favorecer la corrosión de las armaduras.

Los aditivos deberán tener marcado CE según la norma UNE-EN 934-2. Los aditivos más habituales son los que se muestran en la [tabla 2.4.a](#).

Tabla 2.4.a: Aditivos empleados habitualmente

Tipo de aditivo	Función principal
Reductores de agua / plastificantes	Disminuir el contenido de agua de un hormigón para una misma trabajabilidad o aumentar la trabajabilidad sin modificar el contenido de agua.
Reductores de agua de alta actividad / superplastificantes	Disminuir significativamente el contenido de agua de un hormigón sin modificar la trabajabilidad o aumentar significativamente la trabajabilidad sin modificar el contenido de agua.
Modificadores de fraguado / aceleradores, retardadores	Modificar el tiempo de fraguado de un hormigón.

## 2.5 Adiciones

[CodE, Art. 32]

Se entiende por adiciones aquellos materiales inorgánicos, puzolánicos o con hidraulicidad latente que, finamente divididos, pueden ser añadidos al hormigón con el fin de mejorar alguna de sus propiedades o conferirle características especiales. El Código Estructural recoge únicamente la utilización de las cenizas volantes y el humo de sílice como adiciones al hormigón en el momento de su fabricación.

Las adiciones pueden utilizarse como componentes del hormigón siempre que se justifique su idoneidad para su uso, produciendo el efecto deseado sin modificar negativamente las características del hormigón, ni representar peligro para la durabilidad del hormigón, ni para la corrosión de las armaduras.

Para utilizar cenizas volantes o humo de sílice como adición al hormigón, deberá emplearse un cemento tipo CEM I. Además, en el caso de la adición de cenizas volantes, el hormigón deberá estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

El humo de sílice (microsílice) dada su extremada finura y riqueza en óxido de silicio, y en consecuencia su elevada actividad resistente, tiene aplicación fundamentalmente en la fabricación de hormigones de alta resistencia. Esta adición confiere al hormigón una elevada compacidad y resistencia mecánica.

Aunque el Código Estructural permite la utilización de humo de sílice hasta

un porcentaje máximo del 10 %, en la mayor parte de los casos, no es aconsejable la utilización de un porcentaje superior al 6-7 %, ya que, en función del tipo de cemento utilizado y de la dosificación del hormigón, es posible que el exceso sobre esta cantidad no reaccione químicamente con los componentes generados en la hidratación del clínker y dicho exceso únicamente se comporte como un fino con una alta demanda de agua, que dificulte el amasado del hormigón. Se recomienda un estudio específico en cada caso.

# 3 Propiedades tecnológicas de los materiales

## 3.1 Hormigón

[CodE, Art. 33]

### 3.1.1 Resistencia del hormigón a compresión

La resistencia del hormigón a compresión se refiere a los resultados de los ensayos de rotura a compresión a 28 días, realizados sobre probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, fabricadas, conservadas y ensayadas conforme a lo establecido en [CodE, Art. 57] y normas UNE relacionadas.

Se entiende como:

- Resistencia característica de proyecto,  $f_{ck}$ , el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión, como base de los cálculos. Se denomina también resistencia característica especificada o resistencia de proyecto.
- Resistencia característica real de obra,  $f_{ck,real}$ , el valor que corresponde al cuantil del 5 % en la distribución de resistencia a compresión del hormigón suministrado a la obra.
- Resistencia característica estimada,  $f_{ck,est}$ , el valor que estima o cuantifica la resistencia característica real de obra a partir de un número finito de resultados de ensayos normalizados de resistencia a compresión, sobre probetas tomadas en obra. Abreviadamente se puede denominar resistencia característica.

La resistencia real se pretende conocer, de forma aproximada, a través de la resistencia estimada. La resistencia estimada es la que debe ser mayor o igual que la de proyecto.

La resistencia estimada se determina para cada lote en los que se divide la obra.

La determinación de la resistencia estimada y los criterios de aceptación se detallan en el [apartado 10.2](#).

La resistencia a compresión del hormigón,  $f_{ck}$ , se indica mediante clases resistentes que se relacionan con la resistencia característica correspondiente al cuantil del 5 % en la distribución, medida en probeta cilíndrica, determinada a los 28 días de edad.

En esta Guía se tratan los hormigones con resistencia característica de proyecto  $f_{ck}$  menor o igual a 50 N/mm<sup>2</sup>.

### [CodE, Art. 33.4] 3.1.2 Valor mínimo de la resistencia

En los hormigones estructurales, la resistencia de proyecto  $f_{ck}$  no será inferior a 20 N/mm<sup>2</sup> en hormigones en masa, ni a 25 N/mm<sup>2</sup> hormigones armados.

Esta resistencia mínima no es exigible a hormigones no estructurales, muy utilizados en edificación, por ejemplo, los hormigones de limpieza las camas de tuberías, y algunos otros usos.

En el caso de querer dosificar hormigones para usos no estructurales, de limpieza, las normas anteriores los tipificaban, como HL o HNE.

Las soleras de aparcamiento, o de naves, que soportan cargas, deben ser tratadas como elementos estructurales y, por lo tanto, también su hormigón.

En edificios de poca altura y poca luz, o en obras de ingeniería estructural de poca importancia; situadas en ambientes X0 o XC, cuando el proyecto establezca, de acuerdo con [CodE, 57.5.6], un control indirecto de la resistencia en estructuras de hormigón armado, deberá adoptarse un valor de la resistencia de cálculo a compresión 15 N/mm<sup>2</sup>.

La calidad del hormigón, compacidad, durabilidad, y otras prestaciones, vienen determinadas por la cantidad de agua de amasado (de forma inversamente proporcional) y la cantidad de cemento (de forma directamente proporcional), por lo que para conseguir un hormigón de calidad se deben dosificar con unos máximos de agua y unos mínimos de cemento ([apartado 4.1.2](#)).

Cumpliendo estas condiciones de dosificación, resulta muy complicado obtener hormigones de resistencia inferior a 25 N/mm<sup>2</sup>. Por tanto, la resistencia es una medida de la calidad del hormigón. Se exigen resistencias mínimas, no por razones de necesidad de una mayor resistencia, sino por razones de necesidad de una calidad adecuada.

### 3.1.3 Docilidad del hormigón

En general, la docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia por medio del ensayo de asentamiento («cono de Abrams»), según UNE-EN 12350-2, excepto para los hormigones autocompactantes.

Las distintas clases de consistencia medidas en el cono de Abrams son las que se exponen en la [tabla 3.1.3.a](#).

Salvo justificación específica en aplicaciones que así lo requieran, no se empleará las consistencias seca y plástica. Además, no podrá emplearse la consistencia líquida, salvo que se consiga mediante el empleo de aditivos superplastificantes.

Tabla 3.1.3.a: Clases de consistencia. Tabla 33.5.a del Código Estructural

Tipo de consistencia	Asentamiento en mm
Seca (S)	0-20
Plástica (P)	30-40
Blanda (B)	50-90
Fluida (F)	100-150
Líquida (L)	160-210

En obras de edificación, para pilares, forjados y vigas se utilizará un hormigón de consistencia fluida salvo justificación en contra. Esta prescripción se podría aplicar también a otros elementos que puedan estar densamente armados.

Esta condición de consistencia fluida es más exigente que las normativas previas. Es decir, no se pueden utilizar consistencias blandas, con conos menores de 100 mm, salvo justificación en contra.

El uso de consistencias fluidas y no blandas afecta a la estanquidad de los encofrados, a la cual hay que prestar especial atención.

La obligación del uso de consistencias fluidas puede generar dificultades constructivas en elementos inclinados (zancas, cubiertas inclinadas...). En estos casos, si se utiliza una consistencia blanda, habrá de justificarse, por ejemplo, exigiendo un mayor control de ejecución.

### 3.1.4 Tipificación de los hormigones

Los hormigones se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo que deberá reflejarse en los planos y en el pliego de prescripciones técnicas particulares):

T - R / C / TM / A

siendo:

T Indicativo del tipo de hormigón, que será HM en el caso de hormigón en masa, HA en el caso de hormigón armado, HP en el de pretensado.

R Resistencia característica especificada, en N/mm<sup>2</sup> ([apartado 3.1.1](#))

C Tipo de consistencia, ([apartado 3.1.3](#))

TM Tamaño máximo del árido en milímetros ([apartado 2.3](#))

A Designación del ambiente o ambientes ([apartado 1.2.1](#))

En cuanto a la resistencia característica especificada, se recomienda emplear valores de la siguiente serie:

20, 25, 30, 35, 40, 45 y 50.

El hormigón que se prescriba deberá ser tal que, además de la resistencia mecánica, asegure el cumplimiento de los requisitos de durabilidad (contenido mínimo de cemento y relación agua/cemento máxima) correspondientes al ambiente del elemento estructural ([apartados 1.2.1 y 4.1.2](#))

### 3.1.5 Características de los hormigones

Las propiedades mecánicas y deformacionales dependen de la clase resistente del hormigón ([tabla 3.1.5.a](#)).

Tabla 3.1.5.a: Propiedades mecánicas y módulo de deformación del hormigón en función de la clase resistente (\*)

Propiedad	Clases resistentes del hormigón								
	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	20	24	28	33	38	43	48	53	58
$f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,0,95}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
$E_{cm}$ (1 × 10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	27	29	30	31	33	34	35	36	37

(\*) El procedimiento de determinación de los valores de esta tabla se detalla en la [tabla 3.1.5.b](#) [CodE, A19 Tabla A19.3.1]

Tabla 3.1.5.b: Determinación de las características de resistencia y deformación del hormigón

Propiedad	Relación analítica/explicación
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
$f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cm}(t) = f_{ck}(t) + 8(\text{N/mm}^2)$
$f_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{2/3}$
$f_{ctk,0,05}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ cuantil 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm}$ cuantil 95 %
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$

La tabla A19.3.1 del Código Estructural define muchas deformaciones del hormigón, en función del diagrama constitutivo elegido, bilineal, parábola-rectángulo. Como en esta Guía se ha elegido el diagrama rectangular, más sencillo e igual de eficaz que otros más complejos, solo es necesario definir una única deformación última.

La deformación última del hormigón en compresión es  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ .

El coeficiente de Poisson,  $\nu$ , puede tomarse igual a 0,2 para hormigón sin fisurar e igual a 0 para hormigón fisurado.

El coeficiente de dilatación térmica,  $\alpha$ , puede tomarse igual a  $1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ .

### 3.1.6 Resistencia de cálculo a compresión

[CodE, A19 3.1.6]

El valor de cálculo de la resistencia a compresión,  $f_{cd}$ , se define como:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

siendo:

$\alpha_{cc}$  Coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a compresión del hormigón. En general, en edificación convencional se toma un valor de 1,0

$f_{ck}$  Resistencia característica a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica a los 28 días

$\gamma_c$  Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón, (apartado 1.7.1)

Para  $\alpha_{cc}$ , en elementos estructurales en los que la carga permanente constituya una parte muy importante de la carga total, el autor del proyecto podrá adoptar un valor inferior a 1,0. Este coeficiente tradicionalmente se ha llamado cansancio.

Concretamente, cuando la carga permanente constituya una fracción superior al 80 % del total se recomienda tomar el siguiente valor de la resistencia de cálculo.

$$f_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.2)$$

Si la resistencia estimada se determina a una edad  $t > 28$  días, la resistencia de cálculo debe disminuirse por un factor 0,85.

Esta reducción se aplica en los casos en los que la determinación de la resistencia estimada, a partir de roturas de probetas del hormigón endurecido, se realiza a una edad posterior a la normalizada de 28 días.

Esta reducción es adicional a la debida al coeficiente  $\alpha_{cc}$

### 3.1.7 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales

La ecuación constitutiva rectangular (relación entre tensión y deformación) se indica en la figura 3.1.7.a.

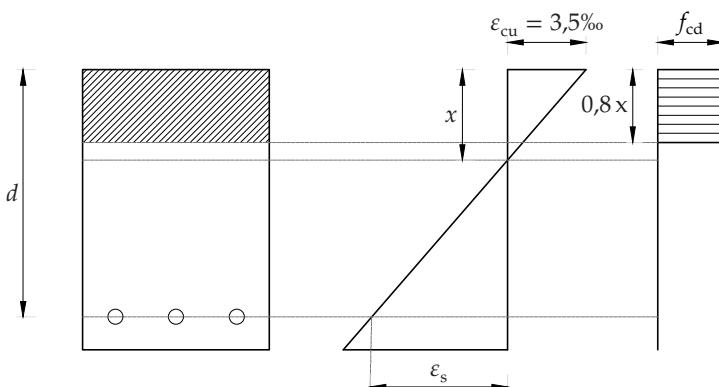


Figura 3.1.7.a: Distribución de tensiones en secciones rectangulares sometidas a flexión

En Estado Límite último no se considera la contribución del hormigón a tracción.

En el caso de secciones en las que el ancho de la zona comprimida aumenta en la dirección de la fibra neutra, el valor de la tensión de compresión se tomará igual a  $0,9f_{cd}$ .

De todas las ecuaciones constitutivas propuestas en el Código Estructural [CodE, A19 3.1.7], se propone la rectangular como las más sencilla e igual de precisa que las otras.



QR 3.1

Ecuación rectangular



QR 3.2

Otras ecuaciones constitutivas

### [CodE, A19 3.1.2] 3.1.8 Evolución de la resistencia a compresión con el tiempo

En ciertas ocasiones puede ser conveniente evaluar la resistencia a compresión del hormigón antes o después de 28 días.

Suele ser habitual, por ejemplo, en procesos de cimbrado de plantas sucesivas.

La resistencia a compresión del hormigón,  $f_{cm}(t)$ , depende de la edad y del tipo de cemento, y puede evaluarse mediante la expresión:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (3.3)$$

siendo:

$\beta_{cc}(t)$  Parámetro que depende de la edad del hormigón y de la clase resistente del cemento ([tabla 3.1.8.a](#))

$f_{cm}$  Resistencia media a compresión del hormigón a 28 días ([tabla 3.1.5.a](#))

Tabla 3.1.8.a: Valores de  $\beta_{cc}(t)$ 

Días	3	7	14	21	28	60	90	365
Clase R	0,66	0,82	0,92	0,97	1	1,07	1,09	1,16
Clase N	0,6	0,78	0,9	0,96	1	1,08	1,12	1,2
Clase S	0,46	0,68	0,85	0,94	1	1,13	1,18	1,32

Clase R: CEM 42,5 R, CEM 52,5 N y CEM 52,5 R

Clase N: CEM 32,5 R, CEM 42,5 N

Clase S: CEM 32,5 N

Para obtener valores a edades diferentes, debe usarse la formulación del Código Estructural [CodE, A19 3.1.2]

Los criterios contenidos en esta cláusula no pueden utilizarse para justificar una resistencia no conforme con la de referencia que a posteriori ha incrementado su valor.

Es decir, el incumplimiento del valor de una resistencia a 28 días no puede justificarse, a efectos de aceptación, si con las fórmulas de evolución, en cierto momento se alcanzan resistencias mayores a las exigidas a 28 días.

### 3.1.9 Resistencia a tracción

[CodE, A19 3.1.6]

La resistencia media a tracción del hormigón,  $f_{ctm}$ , puede obtenerse en la [tabla 3.1.5.a](#).

El valor de cálculo de la resistencia a tracción,  $f_{ct,d}$ , se define como:

$$f_{ct,d} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (3.4)$$

siendo:

$f_{ctk,0,05}$  Resistencia a tracción definida en la [tabla 3.1.5.a](#)

$\gamma_c$  Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón, ([apartado 1.7.1](#))

### 3.1.10 Evolución de la resistencia a tracción con el tiempo

[CodE, A19 3.1.2]

La resistencia a tracción a edades tempranas crece más rápidamente que la compresión.

Puede suponerse que la resistencia a tracción en función del tiempo,  $f_{ctm}(t)$ , es igual a:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha f_{ctm} \quad (3.5)$$

siendo:

$\beta_{cc}(t)$  Coeficiente definido en el [apartado 3.1.8](#)

$\alpha$  Parámetro que toma los valores:

$$\alpha = \begin{cases} 1, & \text{para } t < 28 \text{ días} \\ 2/3, & \text{para } t \geq 28 \text{ días} \end{cases} \quad (3.6)$$

### [CodE, A19 3.1.8] 3.1.11 Resistencia a flexo-tracción

La resistencia media a flexo-tracción,  $f_{\text{ctm,fl}}$ , de los elementos de hormigón armado depende de la resistencia media a tracción y del canto de la sección. Se utilizan las siguientes expresiones para su determinación:

$$f_{\text{ctm,fl}} = \max \left\{ f_{\text{ctm}}, 1,6 - \frac{h}{1000} \cdot f_{\text{ctm}} \right\} \quad (3.7)$$

siendo:

$h$  Canto total del elemento en mm

$f_{\text{ctm}}$  Resistencia media a tracción ([tabla 3.1.5.a](#))



QR 3.3

Influencia del gradiente de tensiones en la resistencia

### [CodE, A19 3.1.3] 3.1.12 Módulo de deformación

El módulo de deformación del hormigón depende, en gran medida, de la dosificación y de la naturaleza de los áridos

En la [tabla 3.1.5.a](#) se indican unos los valores aproximados del módulo secante de hormigones con áridos cuarcíticos para valores de tensión menores de  $0,4f_{\text{cm}}$ . Estos valores se reducirán un 10 % con áridos calizos, un 30 % con arenisca y se incrementarán un 20 % con áridos basálticos.

La variación del módulo de elasticidad en función del tiempo puede estimarse como:

$$E_{\text{cm}}(t) = \beta_{\text{cc}}(t)^{0,3} E_{\text{cm}} \quad (3.8)$$

siendo:

$\beta_{\text{cc}}$  Parámetro definido en el [apartado 3.1.8](#).

El módulo de deformación, en edificación habitual, se usa para el cálculo de flechas y para el cálculo de las rigideces de forjados consecutivos en el cálculo de procesos de descimbrado.



QR 3.4

Módulo de deformación.  
Comparación de valores

### 3.1.13 Hormigón confinado

[CodE, A19 3.1.9]

El confinamiento del hormigón conlleva una modificación de la relación entre tensión y deformación: se alcanzan mayores resistencias y deformaciones últimas. Se puede considerar que el resto de las características de los materiales no se ven afectadas para el cálculo (figura 3.1.13.a).

El confinamiento considerado en esta Guía es el generado mediante cercos o estribos adecuadamente cerrados, que pueden alcanzar la condición de plastificación por la expansión transversal del hormigón.

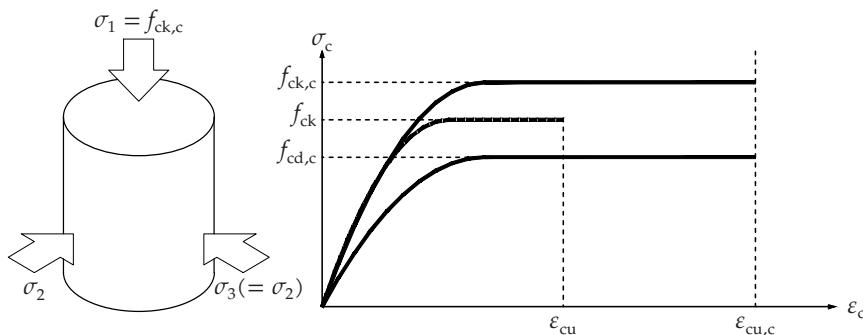


Figura 3.1.13.a: Diagrama tensión-deformación para el hormigón confinado

La resistencia característica,  $f_{ck,c}$  y las deformaciones,  $\varepsilon_{cu,c}$ , de un hormigón confinado son:

$$f_{ck,c} = \begin{cases} f_{ck} \left( 1,0 + 5,0 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) & \text{para } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \\ f_{ck} \left( 1,125 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) & \text{para } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \end{cases} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (3.10)$$

siendo:

$f_{ck}$  Resistencia característica a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica a los 28 días

$\sigma_2$  ( $= \sigma_3$ ) Tensión transversal efectiva de compresión en Estado Límite Último debido al confinamiento y

$\varepsilon_{cu}$  Deformación de rotura, y adopta el valor 0,0035.

Dicha fórmula es válida cuando el hormigón está trabajando a su máxima capacidad.

El valor de la tensión de confinamiento relativa a la resistencia,  $\frac{\sigma_2}{f_{ck}}$ , se puede calcular mediante la siguiente expresión

$$\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = \nu \frac{nA_\varphi}{DS + nA_\varphi} \quad (3.11)$$

siendo:

$\nu$  Coeficiente de Poisson

$n$  Coeficiente de equivalencia ( $E_s/E_c$ )

$A_\varphi$  Área de la armadura transversal que confina la sección. Por ejemplo, si se utiliza un cerco de diámetro 8 mm,  $A_\varphi = 2 \cdot 0,5 \text{ cm}^2$  (2 veces el área del cerco)

$D$  Diámetro del cerco

$S$  Separación entre cercos



#### QR 3.5

Relación entre tensión de confinamiento y cuantía de cercos

Las mejoras de las características del hormigón por confinamiento son dos:

- se produce un aumento significativo de la deformación de rotura.
- aumenta la resistencia a compresión en un pequeño porcentaje

El Código Estructural define la mejora por confinamiento (deformación última y resistencia) para la ecuación constitutiva parábola-rectángulo. Como en esta Guía únicamente se utiliza la ecuación constitutiva rectangular, dichas mejoras se han propuesto para dicha ecuación.

En pilares rectangulares, el efecto de confinamiento se produce solo por el cambio de dirección del cerco en las esquinas por lo que la eficacia es mucho menor.



#### QR 3.6

Influencia de la forma de la sección en la eficacia del confinamiento

### 3.1.14 Fluencia

La deformación de fluencia del hormigón,  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ , a tiempo  $t = \infty$  para una tensión de compresión constante, aplicada sobre el hormigón a la edad  $t_0$ , viene dada por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \left( \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3.12)$$

siendo:

- $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  Deformación de fluencia a tiempo infinito para la tensión  $\sigma_c$  aplicada sobre el hormigón a la edad  $t_0$
- $\varphi(\infty, t_0)$  Coeficiente de fluencia a tiempo infinito para una tensión aplicada sobre el hormigón a la edad  $t_0$
- $\left( \frac{\sigma_c}{E_c} \right)_{t_0}$  Deformación instantánea del hormigón para una tensión  $\sigma_c$  a la edad  $t_0$

El coeficiente de fluencia depende de la humedad relativa, de la superficie de contacto del elemento con la atmósfera, de la composición del hormigón, de la edad del hormigón en el momento de la entrada de la carga y del momento en que se evalúa el efecto de la fluencia.

[CodE, A19 3.1.4] propone un método aproximado para el cálculo de este parámetro, que se detalla en [CodE, A19 Apéndice B]. En la [tabla 3.1.14.a](#) indican los valores calculados de acuerdo con este apéndice para hormigón HA-30 y cemento de clase N. El espesor medio es el cociente entre el área de la sección de hormigón y el perímetro expuesto al secado.

Tabla 3.1.14.a: Coeficientes de fluencia

Edad de puesta en carga	Humedad relativa (%)								
	50			70			90		
	Espesor medio (mm)			100	200	300	100	200	300
<i>t</i> = 1 mes									
1 día	2,2	1,8	1,6	1,8	1,5	1,3	1,0	0,9	0,9
7 días	1,5	1,2	1,1	1,2	1,0	0,9	0,7	0,6	0,6
14 días	1,1	0,9	0,8	0,9	0,8	0,7	0,5	0,5	0,5
<i>t</i> = 2 meses									
1 día	2,7	2,2	2,0	2,1	1,8	1,6	1,3	1,1	1,1
7 días	1,8	1,5	1,3	1,5	1,2	1,1	0,9	0,8	0,7
14 días	1,5	1,3	1,1	1,2	1,1	0,9	0,7	0,6	0,6
28 días	1,2	1,0	0,9	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5
<i>t</i> = 3 meses									
1 día	3,0	2,5	2,2	2,4	2,0	1,8	1,4	1,2	1,2
7 días	2,0	1,7	1,5	1,6	1,4	1,3	1,0	0,9	0,8
14 días	1,8	1,5	1,3	1,4	1,2	1,1	0,8	0,7	0,7
28 días	1,5	1,2	1,1	1,2	1,0	0,9	0,7	0,6	0,6
60 días	1,1	0,9	0,8	0,9	0,7	0,7	0,5	0,5	0,4

Continúa en la página siguiente

Tabla 3.1.14.a: Coeficientes de fluencia (Continuación)

Edad de puesta en carga	Humedad relativa (%)								
	50			70			90		
	100	200	300	100	200	300	100	200	300
<i>t</i> = 1 año									
1 día	4,0	3,4	3,1	3,2	2,8	2,6	2,0	1,8	1,8
7 días	2,8	2,4	2,2	2,2	2,0	1,8	1,4	1,3	1,2
14 días	2,5	2,1	1,9	2,0	1,7	1,6	1,3	1,1	1,1
28 días	2,1	1,8	1,6	1,7	1,5	1,4	1,1	1,0	1,0
60 días	1,9	1,6	1,4	1,5	1,3	1,2	0,9	0,8	0,8
<i>t</i> = 5 años									
1 día	4,9	4,4	4,1	3,9	3,6	3,4	2,9	2,8	2,7
7 días	3,4	3,1	2,9	2,8	2,5	2,4	2,0	1,9	1,9
14 días	3,0	2,7	2,5	2,4	2,2	2,1	1,8	1,7	1,7
28 días	2,7	2,4	2,2	2,1	2,0	1,9	1,6	1,5	1,5
60 días	2,3	2,1	2,0	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,3
1 año	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,2	1,0	0,9	0,9

De forma simplificada, para hormigón HA-25 pueden multiplicarse estos valores por 1,15 y, para hormigón HA-35, por 0,90.

Estos valores de fluencia a efectos de esta guía, se utilizan, principalmente, en la evaluación de la flecha a largo plazo ([apartado 7.2.4](#)).

### [CodE, A19 3.1.4] 3.1.15 Retracción

La deformación total de retracción se compone de dos partes, la retracción por secado y la retracción autógena.

Los valores de la retracción total se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.13)$$

siendo:

$\varepsilon_{cs}$  Deformación total de retracción

$\varepsilon_{cd}$  Deformación de retracción por secado

$\varepsilon_{ca}$  Deformación de retracción autógena

El procedimiento de cálculo de la deformación de retracción se indica en [CodE, A19 3.1.4] y en [CodE, A19 Apéndice A]. La [tabla 3.1.15.a](#) indica valores para hormigón HA-30, con tiempo de curado de 3 días y cemento de clase N.

Tabla 3.1.15.a: Valores de la deformación total de retracción

Edad del hormigón	Humedad relativa (%)								
	50			70			90		
				Espesor medio (mm)					
	100	200	300	100	200	300	100	200	300
14 días	130	45	33	104	40	31	59	32	28
28 días	218	71	46	172	62	43	90	45	37
60 días	323	117	69	252	98	62	127	63	49
90 días	373	149	86	291	123	75	145	76	56
Un año	483	279	178	375	221	146	183	120	89
5 años	522	375	305	404	294	242	196	151	129
25 años	530	404	367	411	316	288	199	160	148

El espesor medio es el cociente entre el área de la sección de hormigón y el perímetro expuesto al secado.

## 3.2 Acero

Los productos de acero que pueden emplearse para la elaboración de armaduras pasivas pueden ser barras rectas o rollos de acero corrugado o grafilado.

No se permite el empleo de alambres lisos para la elaboración de armaduras pasivas, excepto como elementos de conexión de armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

De modo general se recomienda utilizar, en una misma obra, el menor número de suministradores posibles y de diámetros distintos, así como que estos diámetros se diferencien al máximo entre sí.

### 3.2.1 Barras y rollos de acero soldable

Los posibles diámetros nominales de las barras corrugadas serán los definidos en la serie, en mm:

6, 8, 10, 12, 16, 20 y 25.

Se procurará evitar el empleo del diámetro de 6 mm cuando se aplique cualquier proceso de soldadura, resistente o no resistente, en la elaboración o montaje de la armadura pasiva, excepto en mallas electrosoldadas o armadura básica electrosoldada en celosía.

El diámetro 14 mm está en desuso desde hace tiempo. En cimentaciones el diámetro mínimo a utilizar es 12 mm.

## Tipos de acero soldable

En la **tabla 3.2.1.a** se establecen los tipos y las características del acero soldable empleado habitualmente en edificación.

Tabla 3.2.1.a: Tipos de acero soldable

Tipo de acero	Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación	B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico, $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	≥ 400	≥ 500	≥ 400	≥ 500

## 3.2.2 Alambres de acero soldable

Los alambres corrugados o grafilados de acero se usan en la fabricación de mallas electrosoldadas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

Los alambres lisos se usan estructuralmente exclusivamente en la fabricación de elementos de conexión en armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

Los diámetros nominales de los alambres empleados habitualmente son, en mm:

4, 4,5, 5, 5,5, 6, 6,5, 7, 7,5, 8, 8,5, 9, 9,5, 10, 11, 12, 14 y 16.

Los diámetros 4 y 4,5 solo pueden utilizarse como armadura de reparto en la losa superior de hormigón vertido en obra en forjados unidireccionales. El diámetro mínimo de dicha armadura de reparto será 5 mm si ésta se tiene en cuenta a efectos de comprobación de Estados Límite Últimos.

## [CodE, Art. 35] 3.2.3 Armaduras pasivas

Se entiende por armadura pasiva el resultado de montar, en el correspondiente molde o encofrado, el conjunto de armaduras normalizadas, ferrallas elaboradas o ferrallas armadas que, convenientemente solapadas y con los recubrimientos adecuados, tienen una función estructural.

Dentro de las armaduras normalizadas, las mallas electrosoldadas son las más utilizadas en edificación. En [CodE, Art. 35.2.1] se detallan los tipos de malla más utilizada y sus características.

El resultado de disponer el material en la estructura se denomina armadura pasiva.

Se consigue la armadura pasiva a partir del material, acero estructural, y su posterior elaboración. A continuación se definen los términos asociados a este proceso.

El acero estructural como material se suministra en:

- Barras o rollos: es el acero que servido de una forma u otra sirve para la elaboración de la armadura, que es el producto final.
- Alambres: Se usan para la elaboración de mallas electrosoldadas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

Para conseguir la armadura hay varias formas de elaboración:

- Con armadura normalizada, que es industrializada y puede ser:
  - malla electrosoldada
  - armadura básica electrosoldada en celosía
- Con ferralla, que es el resultado del proceso de manipulación de las barras o rollos o mallas electrosoldadas.
  - ferralla elaborada: que incluye los procesos de enderezado, corte y doblado, de barras o rollos o mallas electrosoldadas
  - ferralla armada: incluye el proceso de atado de la ferralla elaborada.

Por ejemplo, en una viga, la ferralla armada puede ser la armadura base, que se trae de taller como una pieza única ya montada y se coloca en su posición definitiva como un todo; y en esa misma viga, la ferralla elaborada puede ser sería la disposición manual de la armadura de negativos (con sus patillas si procede) que se ata en la posición final.

### 3.2.4 Resistencia

[CodE, A19 3.2.3]

El límite elástico  $f_{yk}$  (o el límite elástico característico al 0.2 %,  $f_{0,2k}$ ) y la resistencia a tracción se definen, respectivamente, como el valor característico de la carga correspondiente al límite elástico, y el valor característico de la carga máxima en tracción directa, divididas por el área nominal de la sección.

### 3.2.5 Diagrama tensión-deformación de cálculo

Para el diagrama tensión deformación del acero se empleará el diagrama bilineal con rama horizontal superior, sin necesidad de comprobar el límite de deformación ([figura 3.2.5.a](#)).

Esto supone que desaparece el pivote A del conocido Diagrama de Pivotes. Esta desaparición no afecta mucho a la práctica habitual pues no suele ser una condición dimensionante.

El valor medio del peso específico es  $78,5 \text{ kN/m}^3$ .

El valor de cálculo del módulo de elasticidad,  $E_s$ , es igual a  $200\,000 \text{ N/mm}^2$ .

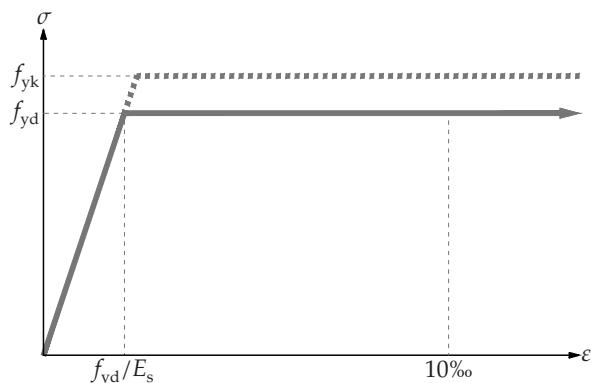


Figura 3.2.5.a: Diagrama tensión-deformación característico y de cálculo para las armaduras pasivas (para tracción y compresión)

## 4 Durabilidad y resistencia al fuego

[CodE, art. 27 y  
art. 43]  
[CodE, A19 Art. 4]

Para garantizar la vida útil establecida por la propiedad, es preciso seguir una estrategia para la durabilidad.

Esta Guía es de aplicación para estructuras con una vida útil de 50 años.

Antes de comenzar el proyecto hay que identificar la clase de exposición que defina la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural, lo que permitirá adoptar una estrategia de durabilidad adecuada.

### 4.1 Estrategia de durabilidad

A partir de la definición de la clase de ambiente se establece una estrategia para garantizar la durabilidad que consiste en:

- identificación de la clase de exposición,
- selección de la forma estructural,
- prescripciones respecto a la calidad del hormigón,
- establecimiento de los recubrimientos mínimos,
- medidas específicas frente a la agresividad,
- medidas durante la fase de ejecución,
- medidas durante la fase de uso.

Para garantizar una adecuada durabilidad también se considera importante cumplir con los requisitos de abertura máxima de fisura expuestos en el [apartado 7.1.1](#).

#### 4.1.1 Selección de la forma estructural

La mayoría de los ataques a la durabilidad del hormigón están relacionados con el agua, por lo que las medidas más eficaces consisten en evitar, en la medida de lo posible, el contacto permanente o esporádico del agua con el hormigón.

Algunas disposiciones concretas que permiten realizar un adecuado proyecto para la durabilidad de las estructuras de hormigón son:

- Facilitar la rápida evacuación del agua, (imbornales, conducciones, etc.). evitando limahoyas que ralenticen la evacuación de agua.

- Disponer goterones para evitar que el agua discurre por las superficies verticales. En especial, se procurará evitar el paso de agua sobre las zonas de juntas y sellados.
- Evitar superficies sometidas a salpicaduras o encharcamiento de agua.
- Disponer los sistemas necesarios para la ventilación y drenaje en aligeramientos y cámaras.
- Minimizar el número de juntas.
- Facilitar la inspección y el mantenimiento durante la fase de servicio.

En los proyectos de las estructuras a las que se refiere esta guía, no hay muchas posibilidades de selección de la forma estructural porque viene muy determinada por la arquitectura; siendo mucho más importante, la selección de los detalles arquitectónicos adecuados de la envolvente y la cubierta.

Por ejemplo, la decisión de disponer un alero en la cubierta no es estructural, pero puede afectar a la durabilidad de la estructura.

Desde el punto de vista de las decisiones puramente estructurales, por ejemplo, la disposición de goterones en aleros volados y, especialmente, la supresión de juntas de dilatación (culpables de muchas patologías relacionadas con el agua), son herramientas muy eficaces para garantizar la durabilidad de una estructura. Suprimir juntas de dilatación, superando la distancia máxima indicada en el [apartado 1.6](#), supone a necesidad de realizar un análisis no lineal que tenga en cuenta las acciones de temperatura y retracción.

Para una adecuada durabilidad es fundamental garantizar la ventilación de cámaras bufas o de forjados sanitarios.

#### **4.1.2 Calidad del hormigón para una durabilidad adecuada**

Una forma de garantizar la durabilidad del hormigón consiste en obtener un hormigón de reducida permeabilidad. Para ello, son decisivas la elección de una relación agua/cemento suficientemente baja, la compactación idónea del hormigón, un contenido adecuado de cemento y su hidratación suficiente que se consigue mediante un cuidadoso curado.

Un hormigón tiene una calidad adecuada si se cumplen las siguientes condiciones:

- Fabricación con materiales componentes adecuados.
- Dosificación adecuada, es decir, disponer la cantidad adecuada de agua y cemento (cemento mínimo y relación agua cemento máxima). [Tabla 4.1.2.a](#).
- Resistencia mecánica congruente con la dosificación. [Tabla 4.1.2.b](#).
- Puesta en obra correcta, con especial atención a la temperatura durante el hormigonado [CodE, Art. 52.3]

- Curado del hormigón [CodE, art. 52.5].
- Protecciones adecuadas en función de agresividades específicas
  - Protección de las armaduras frente a la corrosión [CodE, Art.43.3.1]
  - Impermeabilidad del hormigón [CodE, Art.43.3.2]
  - Resistencia del hormigón frente al ataque hielo-deshielo [CodE, Art. 43.3.3]
  - Resistencia frente al ataque químico [CodE, Art.43.3.4]
  - Resistencia frente al ataque por erosión [CodE, Art.43.3.5]
  - Influencia de la fisuración en la durabilidad ([apartado 7.1](#))

Ha de ponerse especial cuidado en la selección del tipo de cemento en función de la agresividad del ambiente del elemento.

El hormigón, en función de su Clase de exposición debe ser fabricado con los contenidos de agua y cemento especificados en la [tabla 4.1.2.a](#), y debe cumplir con los requisitos de resistencia mínima establecidos en la [tabla 4.1.2.b](#).

Tabla 4.1.2.a: Contenidos de cemento (mínimo) y de agua (máximo) para cada tipo de ambiente

Parámetro de dosificación	Clase de exposición												
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XA1	XA2
Máxima relación agua-cemento	0,65	0,60	0,60	0,55	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Contenido mínimo de cemento (kg/m <sup>3</sup> )	250	275	275	300	300	300	325	350	325	325	325	325	350

Tabla 4.1.2.b: Resistencias características mínimas del hormigón<sup>(\*)</sup>

	Clase de exposición													
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF4	XA1	XA2
Resistencia característica	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30	30	30	30

<sup>(\*)</sup> Resistencia característica mínima alcanzable para un hormigón fabricado con cemento de categoría resistente 32,5R con los contenidos mínimos de cemento y máximos de agua indicados en la [tabla 4.1.2.a](#).

Aunque por razones mecánicas se pueda elegir un hormigón de menor resistencia, ha de respetarse la resistencia característica mínima de la tabla.

El contenido máximo de cemento en el hormigón es de 500 kg/m<sup>3</sup>.

**[CodE, art. 43.4.1 4.1.3 Recubrimiento nominal para una durabilidad adecuada y art. 44]**

**[CodE, A19 4.4.1]** En este apartado se define el recubrimiento mínimo por durabilidad que será utilizado en el [apartado 1.3](#) para calcular el recubrimiento nominal.

Para evitar la corrosión de las armaduras, además de un hormigón impermeable y compacto, es necesario mantener una suficiente distancia de éstas a la superficie del hormigón (recubrimiento).

El recubrimiento mínimo en relación con las clases de exposición y la vida útil del elemento estructural se define en las [tablas 4.1.3.a](#) y [4.1.3.b](#):

Tabla 4.1.3.a: Recubrimiento mínimo (mm),  $c_{\min}$ , para las clases de exposición relacionadas con la corrosión por carbonatación

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm <sup>2</sup> ]	$c_{\min}$
X0	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15
XC1, XC2 o XC3	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15
		$f_{ck} \geq 40$	10
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20
		$f_{ck} \geq 40$	15
XC4	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20
		$f_{ck} \geq 40$	15
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25
		$f_{ck} \geq 40$	20

Tabla 4.1.3.b: Recubrimiento mínimo (mm),  $c_{\min}$ , para las clases de exposición relacionadas con la corrosión por cloruros

Cemento	Clase de exposición			
	XS1	XS2	XS3	XD1, XD2, XD3
CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-V, CEM II/A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6 % o de cenizas volantes superior al 20 %	25	30	45	35
CEM II/B-S, B-P	30	35	65	40
Resto de cementos utilizables, según el Artículo 28	40	45	*	*

Para superficies irregulares (por ejemplo, con árido expuesto) el recubrimiento mínimo deberá incrementarse, como mínimo, 5 mm.

En elementos (viguetas o placas) prefabricados en instalación industrial fija, para forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado, el proyectista podrá contar, además del recubrimiento del hormigón, con el espesor de los revestimientos del forjado que sean compactos e impermeables y tengan carácter de definitivos y permanentes. En estos casos, el recubrimiento real de hormigón no podrá ser nunca inferior a 15 mm.

El espesor de revestimiento puede tenerse en cuenta multiplicándolo por un coeficiente, entre 0,5 y 2, en función de las velocidades de carbonatación, o de penetración de cloruros, o capilaridad. (Para mayor información puede consultarse [EHE, A9 2]).

Cuando el recubrimiento sea superior a 50 mm, deberá considerarse la conveniencia de colocar una malla de reparto que cumpla las siguientes condiciones ([figura 4.1.3.a](#)):

- diámetro no superior a 12 mm,
- colocada en medio del espesor del recubrimiento en la zona de tracción y
- con una cuantía geométrica del 5 % del área del recubrimiento.

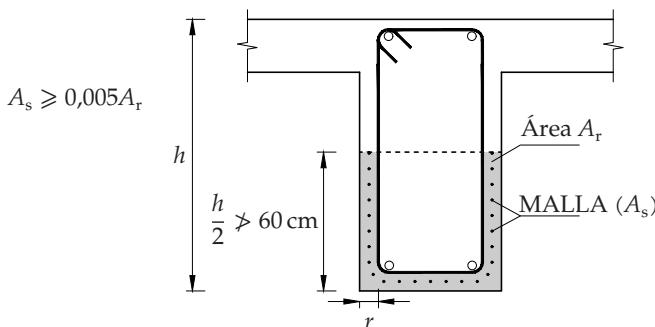


Figura 4.1.3.a: Área del recubrimiento

En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza.

## 4.2 Resistencia al fuego

[CTE DB SI]

En lo relativo a la resistencia a fuego, hay criterios levemente distintos en [CodE, A20] [CTE DB SI]. En esta Guía, se ha optado por incluir las tablas del CTE en este apartado, que es el texto reglamentario que, en el caso de estructuras de edificación, fija la resistencia a fuego requerida para cada elemento estructural y

que arroja resultados equivalentes a los del CE. Adicionalmente, los valores del CTE son sensiblemente más sencillos de aplicar.

El fuego provoca en la estructura un descenso de la capacidad resistente o, de forma equivalente, una disminución de la geometría útil de la pieza que provocará también un aumento de las deformaciones.

En esta Guía, a efectos de la comprobación de estructuras en esta situación, hay que hacer dos consideraciones:

- Comprobar en las zonas de acceso de bomberos que la estructura soporta adecuadamente la carga de su vehículo normalizado. Por tratarse de una acción accidental solo se comprueban los Estados Límite Últimos.
- Comprobar la resistencia necesaria al fuego ( $R$ ) para cada tipo estructural, mediante el cumplimiento de unas dimensiones y recubrimientos mínimos. ([apartado 4.2](#)).

Para comprobar la estructura frente a la acción del camión de bomberos, véase [apartado 1.6.2](#).

Además de la comprobación mediante datos tabulados de geometría y recubrimiento, existen métodos más generales que garantizan el cumplimiento de las exigencias  $R$  mediante el cálculo, por ejemplo, el método de las isotermas [CodE, A20, Apéndice B].

A efectos de nomenclatura de elementos en la situación de fuego, se distinguen las siguientes funciones:

- R: Función resistente
- E: Función separadora
- I: Función aislante

Los elementos planos, de pisos o muros, además de cumplir la función resistente ( $R$ ), se pueden utilizar como Separadores (E) o Aislantes (I). Si se cumplen los requisitos de las tablas para garantizar ( $R$ ), se dan por cumplidas las funciones (E) e (I). [CodE, A20 5.2].

En el presente apartado se define un recubrimiento mecánico equivalente mínimo por resistencia al fuego (denominado distancia mínima equivalente al eje  $a_m$ , de acuerdo con el CTE DB SI, que será utilizado en el [apartado 1.3](#) para calcular el recubrimiento nominal (geométrico).

Dicho recubrimiento equivalente mínimo se calcula, de forma simplificada, como la media de los recubrimientos mecánicos corregidos de las barras, restando a las barras de esquina 10 mm y al resto de barras 5 mm. Para mayor precisión en el cálculo ver [CTE DB SI C.2.1].

El recubrimiento geométrico se mide hasta la generatriz más exterior de la barra y el mecánico hasta el eje de la barra.

## 4.2.1 Pilares y muros

[CTE DB SI C.2.2]

Mediante la [tabla 4.2.1.a](#) puede obtenerse la resistencia al fuego de los soportes expuestos por tres o cuatro caras y de los muros portantes de sección estricta expuestos por una o por ambas caras, referida a la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras de las caras expuestas.

Para resistencias al fuego mayores que R 90 y cuando la armadura del soporte sea superior al 2 % de la sección de hormigón, dicha armadura se distribuirá en todas sus caras. Esta condición no se refiere a las zonas de solapo de armadura.

Tabla 4.2.1.a: Elementos a compresión

Resistencia al fuego	Lado menor o espesor $b_{\min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm) <sup>(1)</sup>		
	Soportes	Muro de carga expuesto por una cara	Muro de carga expuesto por ambas caras
R 30	150 / 15 <sup>(2)</sup>	100 / 15 <sup>(3)</sup>	120 / 15
R 60	200 / 20 <sup>(2)</sup>	120 / 15 <sup>(3)</sup>	140 / 15
R 90	250 / 30	140 / 20 <sup>(3)</sup>	160 / 25
R 120	250 / 40	160 / 25 <sup>(3)</sup>	180 / 35
R 180	350 / 45	200 / 40 <sup>(3)</sup>	250 / 45
R 240	400 / 50	250 / 50 <sup>(3)</sup>	300 / 50

<sup>(1)</sup> Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

<sup>(2)</sup> Los soportes ejecutados en obra deben tener, de acuerdo con la Instrucción EHE, una dimensión mínima de 250 mm.

<sup>(3)</sup> La resistencia al fuego aportada se puede considerar REI

## 4.2.2 Vigas

[CTE DB SI C.2.3]

La [tabla 4.2.2.a](#) proporciona los valores mínimos de recubrimiento mecánico del paramento inferior y ancho para vigas con tres caras expuestas al incendio. Para vigas de sección de ancho variable se considera como anchura mínima  $b_{\min}$  la que existe a la altura del centro de gravedad mecánico de la armadura traccionada en la zona expuesta.

Para una resistencia al fuego R 90 o mayor, la armadura de negativos de vigas continuas se prolongará hasta el 33 % de la longitud del tramo con una cuantía no inferior al 25 % de la requerida en los extremos.

En el caso de vigas expuestas en todas sus caras deberá verificarse, además de las condiciones de la tabla anterior, que el área de la sección transversal de la viga no sea inferior a  $2 (b_{\min})^2$ .

Las vigas planas con macizados laterales mayores que 10 cm se pueden asimilar a losas unidireccionales.

Tabla 4.2.2.a: Vigas con tres caras expuestas al fuego<sup>(1)</sup>

Resistencia al fuego normalizado	Dimensión mínima $b_{\min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm)				Anchura mínima <sup>(2)</sup> del alma $b_{0,\min}$ (mm)
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	
R 30	80 / 20	120 / 15	200 / 10	—	80
R 60	100 / 30	150 / 25	200 / 20	—	100
R 90	150 / 40	200 / 35	250 / 30	400 / 25	100
R 120	200 / 50	250 / 45	300 / 40	500 / 35	120
R 180	300 / 75	350 / 65	400 / 60	600 / 50	140
R 240	400 / 75	500 / 70	700 / 60	—	160

<sup>(1)</sup> Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

<sup>(2)</sup> Debe darse en una longitud igual a dos veces el canto de la viga, a cada lado de los elementos de sustentación de la viga.

### [CTE DB SI] 4.2.3 Losas

C.2.3.3]

Mediante la tabla 4.2.3.a puede obtenerse la resistencia al fuego de las secciones de las losas macizas, referida a la distancia mínima equivalente al eje de la armadura inferior traccionada. Si la losa debe cumplir una función de compartimentación de incendios (criterios R, E e I) su espesor deberá ser al menos el que se establece en la tabla, pero cuando se requiera únicamente una función resistente (criterio R) basta con que el espesor sea el necesario para cumplir con los requisitos del proyecto a temperatura ambiente. A estos efectos, podrá considerarse como espesor el solado o cualquier otro elemento que mantenga su función aislante durante todo el periodo de resistencia al fuego.

Si se considera el espesor del solado, debe especificarse en proyecto que no podrá reducirse el espesor del solado.

Tabla 4.2.3.a: Losas macizas

Resistencia al fuego	Espesor mínimo $h_{\min}$ (mm)	Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm) <sup>(1)</sup>		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones <sup>(2)</sup>	
			$\frac{l_y}{l_x} \leq 1,5$	$1,5 \leq \frac{l_y}{l_x} \leq 2$
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30
REI 180	150	50	30	40
REI 240	175	60	50	50

<sup>(1)</sup> Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

<sup>(2)</sup>  $l_x$  y  $l_y$  son las luces de la losa, siendo  $l_x > l_y$ .

Para lasos macizas sobre apoyos lineales y en los casos de resistencia al fuego R 90 o mayor, la armadura de negativos deberá prolongarse un 33 % de la longitud del tramo con una cuantía no inferior a un 25 % de la requerida en extremos sustentados.

Para lasos macizas sobre apoyos puntuales y en los casos de resistencia al fuego R 90 o mayor, el 20 % de la armadura superior sobre soportes deberá prolongarse a lo largo de todo el tramo.

#### 4.2.4 Losas nervadas bidireccionales

[CTE DB SI  
C.2.3.4]

Mediante la [tabla 4.2.4.a](#) puede obtenerse la resistencia al fuego de las secciones de las losas nervadas bidireccionales, referida al ancho mínimo de nervio y a la distancia mínima equivalente al eje de la armadura inferior traccionada. Si el forjado debe cumplir una función de compartimentación de incendios (criterios R, E e I) su espesor deberá ser al menos el que se establece en la tabla, pero cuando se requiera únicamente una función resistente (criterio R) basta con que el espesor sea el necesario para cumplir con los requisitos del proyecto a temperatura ambiente.

A estos efectos, podrá considerarse como espesor el solado o cualquier otro elemento que mantenga su función aislante durante todo el periodo de resistencia al fuego. Si los forjados disponen de elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para resistencia al fuego R120 o menor bastará con que se cumpla lo establecido en el [CTE DB SI, apartado C.2.3.5, punto 1].

Tabla 4.2.4.a: Losas nervadas bidireccionales

Resistencia al fuego	Anchura de nervio mínimo $b_{\min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_m^{(1)}$ (mm)			Espesor mínimo $h_{\min}$ (mm)
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	
REI 30	80 / 20	120 / 15	200 / 10	60
REI 60	100 / 30	150 / 25	200 / 20	80
REI 90	120 / 40	200 / 30	250 / 25	100
REI 120	160 / 50	250 / 40	300 / 35	120
REI 180	200 / 70	300 / 60	400 / 55	150
REI 240	250 / 90	350 / 75	500 / 70	175

<sup>(1)</sup> Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

En lasas nervadas sobre apoyos puntuales y en los casos de resistencia al fuego R 90 o mayor, el 20 % de la armadura superior sobre soportes se distribuirá en toda la longitud del vano, en la banda de soportes. Si la losa nervada se dispone sobre apoyos lineales, la armadura de negativos se prolongará un 33 % de la longitud del vano con una cuantía no inferior a un 25 % de la requerida en apoyos.

La elección del ancho del nervio determina el intereje de nervios (debido a las dimensiones estandarizadas de los casetones) y, por lo tanto, determina también el replanteo de los ejes de los casetones.

## [CTE DB SI] 4.2.5 Forjados unidireccionales

C.2.3.5]

Si los forjados disponen de elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para resistencia al fuego R 120 o menor bastará con que se cumpla el valor de la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras establecidas para lasas macizas del apartado 4.2.3, pudiéndose contabilizar, a efectos de dicha distancia, los espesores equivalentes de hormigón con los criterios y condiciones indicados en el apartado 4.2.6. Si el forjado tiene función de compartimentación de incendio deberá cumplir asimismo con el espesor  $h_{\min}$  establecido en el apartado 4.2.3.

Para una resistencia al fuego R 90 o mayor, la armadura de negativos de forjados continuos se debe prolongar hasta el 33 % de la longitud del tramo con una cuantía no inferior al 25 % de la requerida en los extremos.

Para resistencias al fuego mayores que R 120, o bien cuando los elementos de entrevigado no sean de cerámica o de hormigón, o no se haya dispuesto revestimiento inferior deberán cumplirse las especificaciones establecidas para vigas con las tres caras expuestas al fuego en el apartado 4.2.2. A efectos del espesor de la losa superior de hormigón y de la anchura de nervio se podrán tener en cuenta los espesores del solado y de las piezas de entrevigado que mantengan su función

aislante durante el periodo de resistencia al fuego, el cual puede suponerse, en ausencia de datos experimentales, igual a 120 minutos. Las bovedillas cerámicas pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a dos veces el espesor real de la bovedilla.

#### 4.2.6 Capas protectoras

La *resistencia al fuego* requerida se puede alcanzar mediante la aplicación de capas protectoras cuya contribución a la resistencia al fuego del elemento estructural protegido se determinará de acuerdo con la norma UNE ENV 13381-3: 2004.

Los revestimientos con mortero de yeso pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a 1,8 veces su espesor real. Cuando estén aplicados en techos, para valores no mayores que R 120 se recomienda que su puesta en obra se realice por proyección y para valores mayores que R 120 su aportación solo puede justificarse mediante ensayo.



# 5 Análisis

## 5.1 Requisitos Generales

[CodE, A19 5.1.1]

El propósito del análisis estructural es establecer la distribución de esfuerzos, de tensiones, de deformaciones y desplazamientos sobre toda la estructura o parte de la misma. Cuando sea necesario, se llevará a cabo un análisis local.

Las fases previas al cálculo son el establecimiento de las acciones y sus combinaciones y un predimensionamiento geométrico que permite crear los modelos para el análisis.

El cálculo de una estructura se desarrolla en dos procesos, casi siempre consecutivos, primero el análisis estructural y después, el dimensionamiento.

En hormigón armado, el dimensionamiento consiste en calcular la cantidad de armadura, previa comprobación de la validez de la geometría predimensionada.

Si la hipótesis de distribución lineal de deformaciones es válida, puede plantearse un análisis global de la estructura. Cuando esta hipótesis no se cumple, se requiere un análisis local en casos como:

- Proximidades de los apoyos
- Zonas de concentración de cargas
- Intersecciones viga-pilar
- Zonas de anclaje
- Zonas de cambio de sección

La distribución lineal de deformaciones es válida en los elementos o zonas en los que se cumple la hipótesis de la conservación de la planeidad de deformaciones y se denominan zonas B (hipótesis de Bernoulli).

Las zonas en las que no se cumple Bernoulli se denominan zonas D (de Discontinuidad).

A efectos prácticos, los elementos que cumplen las relaciones de esbeltez indicadas en el apartado 5.3 se pueden analizar en su totalidad como zonas B.

Algunos modelos de comportamiento habitualmente empleados en el análisis son:

- Comportamiento elástico lineal ([apartado 5.4](#)).
- Comportamiento elástico lineal con redistribución limitada ([apartado 5.5](#)).
- Comportamiento plástico ([apartado 5.6](#)) incluyendo modelos de bielas y tirantes.
- Comportamiento no lineal (no se trata en esta Guía).

En el ámbito de la edificación para los aspectos relativos a los cimientos se aplicará el CTE DB SE-C, pudiendo despreciarse la interacción terreno-estructura si la cimentación es mediante zapatas aisladas o encepados sobre pilotes.

En el caso de losas de cimentación, de forma general, salvo que se prevean asientos o giros grandes que puedan afectar al comportamiento de la estructura, no se suelen considerar los efectos de la interacción suelo-estructura, a efectos de giro y de asiento; es decir, se realiza el cálculo de la cimentación a partir de las reacciones de los pilares que han sido calculadas con la hipótesis de cimentación rígida (pilares empotrados).

## [CodE, A19 5.2] 5.2 Imperfecciones geométricas

Las imperfecciones se representan mediante una inclinación o desplome.

Las imperfecciones se tendrán en cuenta en los Estados Límite Últimos en las situaciones de proyecto permanente y accidental. No será necesaria su consideración para los Estados Límites de Servicio.

Como alternativa simplificada, para muros y pilares aislados en sistemas arriostados, se puede emplear una excentricidad  $e_i = l_0/400$  para cubrir las imperfecciones de las desviaciones de ejecución normales, donde  $l_0$  es la longitud efectiva del elemento ([apartado 5.7.2](#)).

Si la estructura es traslacional, el efecto de las imperfecciones puede tenerse en cuenta mediante una excentricidad  $e_i$  según [CodE, 5.2 (5) a (7)].

El alcance de esta guía está limitado a aquellas estructuras en las que pueda garantizarse que las imperfecciones geométricas son suficientemente pequeñas como para que la excentricidad definida en este apartado (y en [CodE, A19 5.2]) sea menor que la mínima exigida para la comprobación de compresión compuesta ([apartado 6.1](#)), que es ( $h/30$  o  $20$  mm).

Para pilares con su lado menor inferior a  $600$  mm esta condición se cumple hasta una altura entre plantas de  $8$  m.

## [CodE, A19 5.3] 5.3 Modelo de la estructura

### [CodE, A19 5.3.1] 5.3.1 Modelos estructurales para el análisis global

En el modelo de una estructura se pueden considerar los siguientes elementos:

- Una viga es un elemento cuya luz es mayor que 3 veces el canto total de la sección, de lo contrario, será considerada como viga de gran canto.
- Una losa es un elemento cuya dimensión mínima del paño es mayor que 5 veces el espesor total de la losa.
- Una losa sometida principalmente a cargas uniformemente distribuidas puede considerarse como unidireccional si cumple alguna de las siguientes condiciones:
  - posee 2 bordes libres (sin sustentación) y prácticamente paralelos, o
  - se trata de la parte central de una losa prácticamente rectangular apoyada en cuatro bordes, cuya relación entre la mayor y la menor luz debe ser mayor que 2.
- Las losas nervadas o las reticulares no necesitan ser tratadas como elementos discretos en el cálculo, siempre que el ala o la capa de compresión y los nervios transversales, tengan la rigidez a torsión suficiente. Esto se puede suponer con la condición de que:
  - El espacio entre nervios no sea superior a 1500 mm.
  - El canto del nervio bajo el ala no supere 4 veces su ancho.
  - El canto del ala sea al menos 1/10 de la distancia libre entre nervios o 50 mm, tomándose el mayor de ambos.
  - La separación entre nervios transversales no exceda 10 veces el canto total de la losa.
  - El espesor mínimo del ala de las losas nervadas es de 50 mm, y puede reducirse a 40 mm si se disponen bloques permanentes entre los nervios.
- Un pilar es un elemento que cumple:
  - Su canto es inferior a 4 veces su ancho. En caso contrario se considerará un muro.
  - Su altura es al menos 3 veces el canto de la sección.

### 5.3.2 Parámetros geométricos

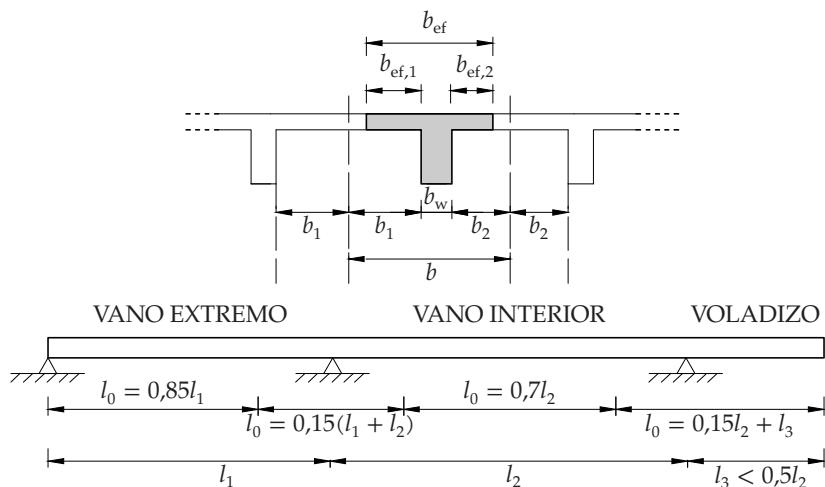
[CodE, A19 5.3.2]

Para vigas en T, el ancho eficaz del ala sobre el que se suponen unas condiciones uniformes de tensión depende de la distancia entre los puntos de momento nulo ( $l_0$ ) indicados en la [figura 5.3.2.a](#) y se define de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$b_{\text{ef}} = \sum b_{\text{ef},i} + b_w \leq b \quad (5.1)$$

donde:

$$b_{\text{ef},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq \begin{cases} 0,2l_0 \\ b_i \end{cases} \quad (5.2)$$

Figura 5.3.2.a: Longitud  $l_0$  y ancho eficaz

El ancho eficaz se puede utilizar para considerar la contribución de la losa de un forjado a efectos de rigidez en el cálculo de flechas o para contabilizar la armadura que contribuye a la resistencia de la sección. Para las dimensiones habituales de forjado (intereje de unos 0,8 m) el ancho eficaz es igual a la distancia entre ejes de nervio.

La luz efectiva de cálculo (igual a la luz entre bordes de apoyo más una fracción de la dimensión del apoyo) es válida para análisis de elementos aislados y se determina en [Code, A19 5.3.2.2].

Cuando se calcule algún valor estructural (p.e. flechas) a partir de esta luz efectiva, han de tenerse en cuenta todos los efectos en dicha luz (en el caso de las flechas, los momentos de continuidad serán los obtenidos en los extremos de la luz efectiva).

Es posible disminuir el momento flector de cálculo de la viga mediante el redondeo de la ley de flectores en apoyos. Para ajustar este valor, véase [CodE, A19 5.3.2.2 (3) y (4)]. Esta disminución puede ser relevante en apoyos grandes.

## [CodE, A19 5.4] 5.4 Análisis elástico lineal

Puede emplearse tanto para el cálculo de elementos en Estados Límite de Servicio o Estados Límite Últimos, a partir de las siguientes suposiciones:

- Las secciones no están fisuradas
- El diagrama tensión-deformación de los materiales componentes es lineal
- El módulo de elasticidad considerado es un valor medio

El análisis mediante un modelo elástico lineal para comprobar ELU supone secciones no fisuradas y materiales sin plastificar. Sin embargo, a partir de estos esfuerzos, se dimensionan secciones con estrategias plásticas.

Aunque esta estrategia puede parecer una contradicción, es una convención habitual en el proyecto, cómoda de aplicar y que se ha demostrado eficaz.

## 5.5 Análisis elástico con redistribución limitada

[CodE, A19 5.5]

Este modelo de análisis podrá aplicarse en comprobaciones de Estados Límite Últimos, con las siguientes condiciones:

- La redistribución de momentos se hará a partir de valores obtenidos mediante un análisis elástico lineal.
- La distribución resultante debe de permanecer en equilibrio con las cargas aplicadas.
- Se considerará la influencia de la redistribución de momentos en todos los aspectos del cálculo.
- Los pilares se comprobarán usando los momentos elásticos sin redistribución.

Este modelo, partiendo de los esfuerzos obtenidos mediante análisis elástico lineal, modifica los valores máximos de los momentos flectores para obtener una nueva ley equilibrada con las acciones. Por lo general, el proceso implica reducir los valores de los momentos flectores negativos en vigas e incrementar los momentos positivos.

La redistribución es fácil de considerar en vigas, pero no existe un modelo establecido para aplicarlo en losas.

### 5.5.1 Vigas

La redistribución de los momentos flectores en una viga cuya relación de vanos consecutivos esté comprendida entre 0,5 y 2, puede hacerse sin comprobación de la capacidad de giro siempre que:

$$\frac{M_r}{M_e} \geq 0,44 + 1,56\omega_{neta} \geq 0,7 \quad (5.3)$$

siendo:

$M_r$  Momento redistribuido

$M_e$  Momento elástico

$\omega_{neta}$  Cuantía neta de armadura, igual a la cuantía traccionada menos la cuantía comprimida:

$$\omega_{neta} = \omega - \omega' = \frac{A_s - A'_s}{bd} \quad (5.4)$$

siendo:

- $A_s$  Área de la armadura traccionada
- $A'_s$  Área de la armadura comprimida
- $b$  Ancho de la sección
- $d$  Canto útil de la sección
- $\omega$  Cuantía de armadura traccionada
- $\omega'$  Cuantía de armadura comprimida

La fórmula normativa relaciona la capacidad de redistribución  $M_r/M_e$  con la profundidad de la fibra neutra,  $x$ . Es sencillo relacionar dicha profundidad con la cuantía de armadura de tracción, descontando la de compresión.

$$\frac{x}{d} = 1,25(\omega - \omega') \quad (5.5)$$

siendo:

- $x$  Profundidad de la fibra neutra
- $d$  Canto útil de la sección

Como orden de magnitud de la capacidad de redistribución, se muestran algunos valores de la redistribución en función de la cuantía mecánica neta o de la profundidad de la fibra neutra.

Tabla 5.5.1.a: Redistribución en función de la profundidad de la fibra neutra

$\frac{x}{d}$	$\omega_{\text{neta}}$	$\frac{M_r}{M_e}$
0,44	0,35	1,0
0,36	0,29	0,9
0,29	0,23	0,8

La fórmula es la misma que la de la anterior normativa, que expresaba la redistribución como el porcentaje a redistribuir, mientras que el Código Estructural expresa el cociente  $M_r/M_e$ .

El fenómeno de la redistribución depende la capacidad de giro plástico de las secciones y ésta, a su vez, depende de la curvatura de rotura que será grande si la profundidad del bloque comprimido es pequeña ( $x/d$  pequeña), es decir, a menor  $x/d$  mayor curvatura de rotura y mayor capacidad de giro plástico.

El momento redistribuido tiene que ser igual o mayor a  $0,7M_e$ . Esta redistribución se produce, según la formulación propuesta, para una fibra neutra

menor de  $0,2d$ , muy difícil de conseguir en vigas o losas habituales.



QR 5.1

Relación entre fibra neutra y cuantía neta

## 5.5.2 Losas sobre pilares. Pórticos virtuales.

En lasas macizas o reticulares con comportamiento bidireccional y con una distribución razonablemente regular de los pilares, puede analizarse la losa mediante el método de los pórticos virtuales (llamados pórticos equivalentes en el [CodE, A19 Apéndice I]).

La losa se puede dividir en pórticos virtuales de un ancho igual a la distancia entre pilares (distancia perpendicular al pórtico) y cada pórtico se divide a su vez en dos bandas de igual ancho, llamadas banda de pilares y banda central.

El momento en cada banda se obtiene repartiendo el momento total del pórtico según la [tabla 5.5.2.a](#).

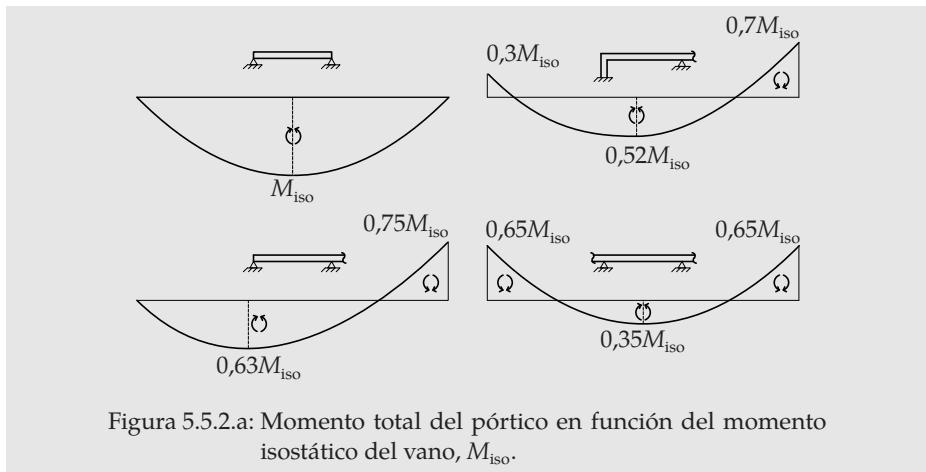
Tabla 5.5.2.a: Reparto del momento total en cada banda del pórtico virtual

Momentos negativos	Soporte interior	Soporte exterior
Banda pilares	75 %	100 %
Banda central	25 %	20 %
<hr/>		
Momento positivo en vano		
Banda pilares	60 %	
Banda central	40 %	

La tabla de reparto de momentos del apéndice del Código Estructural ([CodE, Anejo 19 Tabla A19.I.1]) no define de forma tajante los momentos en ambas bandas, sino que define intervalos posibles. La elección de porcentajes ha de ser de tal forma que los momentos que deben resistir la banda de pilar y la banda intermedia siempre deben sumar 100 % o más.

El momento que se reparte en porcentajes en las bandas es el momento total del pórtico, bien los negativos, bien el positivo. Para calcular dicho momento total puede considerarse que el pórtico es una viga que asume toda la carga por unidad de superficie ( $p$ ), aplicada en el ancho del pórtico ( $a$ ) y dicha viga tendrá un momento isostático  $pal^2/8$ .

De forma simplificada, para pórticos virtuales de luces razonablemente regulares y carga uniforme, los momentos totales del pórtico, en función del tipo de apoyo del vano, se pueden considerar los de la [figura 5.5.2.a](#), en porcentaje del isostático:



## [CodE, A19 5.6] 5.6 Análisis plástico

### [CodE, A19 5.6.1] 5.6.1 Generalidades

Este modelo de análisis podrá aplicarse en comprobaciones de Estados Límite Últimos, con las siguientes condiciones:

- El análisis deberá basarse en el método del límite inferior (estático) o en el método del límite superior (cinemático).
- Se podrá suponer un crecimiento monótono de la intensidad de las acciones.
- La ductilidad de las secciones críticas deberá ser suficiente para que se forme el mecanismo previsto (rótula).
- La anterior comprobación podrá evitarse si se cumple, para secciones con hormigón con resistencia característica inferior a  $50 \text{ N/mm}^2$ , y proporción entre vanos adyacentes acotada por 0,5 y 2, la siguiente relación:

$$\frac{x}{d} \leqslant 0,25 \quad (5.6)$$

siendo:

- x* Profundidad de la fibra neutra en estado límite último después de la redistribución
- d* Canto útil de la sección

Esta relación es aproximadamente la que permite una redistribución del 20 %, por lo que la estrategia de limitar la profundidad de la fibra neutra a la cuarta parte del canto útil permite en la práctica elegir cualquiera de los dos métodos de análisis.

El análisis plástico es muy poco utilizado.

## 5.6.2 Análisis mediante modelos de bielas y tirantes

[CodE, A19 5.6.4]

El análisis mediante un modelo de bielas y tirantes podrá usarse tanto en zonas continuas como discontinuas.

Las regiones de discontinuidad (D) son aquellas en las que no existe una distribución lineal de las deformaciones en una misma sección y se extienden hasta un canto de la discontinuidad, sea esta geométrica (nudo, apoyo, quiebro) o mecánica (carga concentrada).

Los modelos de bielas y tirantes consisten en bielas que representan las zonas de tensiones de compresión, tirantes que representan la armadura, además de los nudos de unión. Los tirantes deben coincidir en posición y dirección con la armadura pasiva correspondiente.

Las fuerzas de los elementos de un modelo de bielas y tirantes deben determinarse manteniendo el equilibrio con las cargas aplicadas en el Estado Límite Último (ver [apartado 6.4](#)).

Los medios posibles para el desarrollo de modelos adecuados de bielas y tirantes incluyen la adopción de trayectorias de tensiones, así como de las redistribuciones procedentes de la teoría elástico-lineal. Todo modelo de bielas y tirantes puede optimizarse mediante la utilización de criterios energéticos.

## 5.7 Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axil

[CodE, A195.8.3]

### 5.7.1 Definiciones

[CodE, A19 5.8.1]

*Elementos o sistemas arriostrados:* elementos estructurales que, en el análisis y en el cálculo, se supone que no contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

*Elementos o sistemas de arriostramiento:* elementos estructurales que, en el análisis y en el cálculo, se supone que contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

*Carga de pandeo:* carga que origina el pandeo. Para el caso de elementos elásticos aislados, es sinónimo de la carga crítica de Euler.

*Longitud efectiva:* es la longitud utilizada para tener en cuenta la forma de la curva de desplazamiento del elemento, pudiéndose definir también como la longitud de pandeo, es decir, la longitud de un pilar biarticulado sometido a un esfuerzo normal constante, con la misma sección y carga de pandeo que el elemento real.

*Efectos de primer orden:* efectos de las acciones sin considerar el efecto de la deformación estructural, pero incluyendo las imperfecciones geométricas.

*Efectos de segundo orden:* efectos adicionales causados por las deformaciones estructurales.

*Elementos aislados:* elementos que se encuentran aislados, o elementos de una estructura que se toman como aislados por razones de cálculo.

[CodE, A19 5.8.2] **5.7.2 Generalidades**

Este apartado se refiere a elementos y estructuras en los que el comportamiento estructural se ve influido, de forma significativa, por efectos de segundo orden (por ejemplo, pilares y muros).

En el caso de que se tengan en cuenta los efectos de segundo orden, el equilibrio y la resistencia deben comprobarse en el estado deformado. Las deformaciones deben calcularse teniendo en cuenta los efectos correspondientes de fisuración, las propiedades no lineales de los materiales y la fluencia.

Los métodos que se explican en este apartado son métodos simplificados que permiten tener en cuenta todos estos aspectos.

Las incertidumbres en la geometría y posición de las cargas normales (axiles) se tendrán en cuenta como un efecto adicional de primer orden basado en las imperfecciones geométricas ([apartado 5.2](#)).

Los efectos de segundo orden pueden ignorarse si son inferiores al 10 % de los efectos de primer orden correspondientes. Esto se puede garantizar mediante criterios simplificados para elementos aislados, que se exponen en los apartados siguientes.

En el [apartado 5.7.3](#) se determina si pueden despreciarse los efectos globales de segundo orden en la estructura. Esta comprobación, se ha dado tradicionalmente en llamar comprobación de intraslacionalidad.

- Si la estructura es intraslacional, sus soportes se calcularán como aislados intraslacionales.
- Si la estructura es traslacional, se deben calcular los soportes mediante el método general de comprobación de inestabilidad (no considerado en esta Guía); salvo que se cumplan las condiciones establecidas en el [apartado 5.7.4](#), en cuyo caso se pueden calcular los soportes como aislados traslacionales.

En el [apartado 5.7.4](#) se determina la esbeltez mecánica del soporte aislado, teniendo en cuenta sus condiciones de contorno (en términos de rigidez) en los extremos y la condición de traslacionalidad o intraslacionalidad.

En el [apartado 5.7.5](#) se calcula la esbeltez límite que permite determinar si es preciso tener en cuenta los efectos de segundo orden. Con esta comprobación se determina en qué soportes aislados pueden despreciarse los efectos de segundo orden y en cuáles no.

En el caso (frecuente) de que sea necesario tener en cuenta los efectos de segundo orden, el [apartado 5.7.6](#) propone el método simplificado de la

curvatura nominal.

### 5.7.3 Efectos globales de segundo orden en edificación

[CodE, A19  
5.8.3.3]

Los efectos globales de segundo orden pueden despreciarse en edificación si:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.7)$$

siendo:

$F_{V,Ed}$  Carga vertical total (en elementos arriostrados y en elementos de arriostamiento)

$n_s$  Número de plantas

$L$  Altura total del edificio sobre el nivel de coacción del momento ([apartado 5.7.2](#))

$E_{cd}$  Valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad \text{Tomando } \gamma_{CE} = 1,2 \quad (5.8)$$

$I_c$  Momento de inercia (de la sección no fisurada de hormigón) del elemento de arriostamiento (núcleos, muros, etc.)

$k_1 = 0,31$ . Se puede adoptar el valor de 0,62 si se puede verificar que los elementos de arriostamiento no están fisurados en Estado Límite Último

La palabra «globales» no figura en la actual versión del Código [CodE, A19 5.8.3.3 (1)]. En [ENV 1992.1 5.8.3.3 (1)] sí que aparece.

En este apartado se determina la intraslacionalidad o no de aquellas estructuras aporticadas provistas de muros o núcleos contraviento. Es decir, permite establecer si los elementos comprimidos contenidos en dichas estructuras están suficientemente arriostrados y por lo tanto los nudos no se desplazan.

Las estructuras habituales de edificación, de pocas alturas sin núcleos o muros contraviento, conformadas únicamente por losas o vigas y pilares, no suelen cumplir esta condición, por lo que, en principio, deben considerarse traslacionales.

Todo lo dicho en este artículo es válido, siempre y cuando la inestabilidad a torsión de la estructura espacial completa no es predominante, es decir, si la estructura es razonablemente simétrica.

### 5.7.4 Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados

[CodE, A19  
5.8.3.2]

Se consideran elementos aislados aquellos soportes que pertenecen a una estructura intraslacional.

Si la estructura es traslacional, en edificios de menos de 15 plantas, con una distribución regular de rigideces y si su flecha horizontal calculada con las acciones características y con inercias brutas es menor de 1/750 de la altura total, los soportes se pueden considerar aislados. En este caso, su longitud de pandeo se calculará como perteneciente a una estructura traslacional. La altura total de la estructura se cuenta hasta los cimientos salvo que, de la planta rasante hacia abajo, los movimientos horizontales se puedan considerar coartados por los muros perimetrales y el terreno. Esta consideración ha sido incluida en varios códigos, entre otros, en la EHE desde la EH-91 hasta la EHE-08.

La esbeltez de los soportes aislados se define como:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.9)$$

siendo:

$l_0$  Longitud efectiva.

$i$  Radio de giro de la sección de hormigón no fisurada.

Las expresiones del Código Estructural para el cálculo de la esbeltez son poco prácticas. Las que aparecen en la EHE-08 Artículo 43.1.1 son más claras y sencillas.

La longitud efectiva, también llamada longitud de pandeo,  $l_0$ , se puede calcular mediante la expresión:

$$l_0 = \alpha l \quad (5.10)$$

siendo:

$l$  Longitud del soporte

$\alpha$  puede obtenerse analíticamente o con los nomogramas de la [figura 5.7.4.a](#). Para pórticos intraspcionales:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 (\Psi_A + \Psi_B) + 3\Psi_A\Psi_B}{1,28 + 2 (\Psi_A + \Psi_B) + 3\Psi_A\Psi_B} \quad (5.11)$$

Para pórticos traspcionales:

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 (\Psi_A + \Psi_B) + 1,6\Psi_A\Psi_B}{7,5 + (\Psi_A + \Psi_B)}} \quad (5.12)$$

$\Psi_A, \Psi_B$  Relación de rigideces soporte/vigas en cada extremo A y B del

soporte:

$$\Psi = \frac{\left(\sum \frac{EI}{L}\right)_{\text{sopores}}}{\left(\sum \frac{EI}{L}\right)_{\text{vigas}}} \quad (5.13)$$

Para casos típicos, los valores de  $\alpha$  son:

- Soporte biempotrado intraslacional  $\alpha = 0,5$
- Soporte articulado-empotrado intraslacional  $\alpha = 0,7$
- Soporte biarticulado intraslacional  $\alpha = 1,0$
- Soporte biempotrado traslacional  $\alpha = 1,0$
- Soporte en ménsula  $\alpha = 2,0$

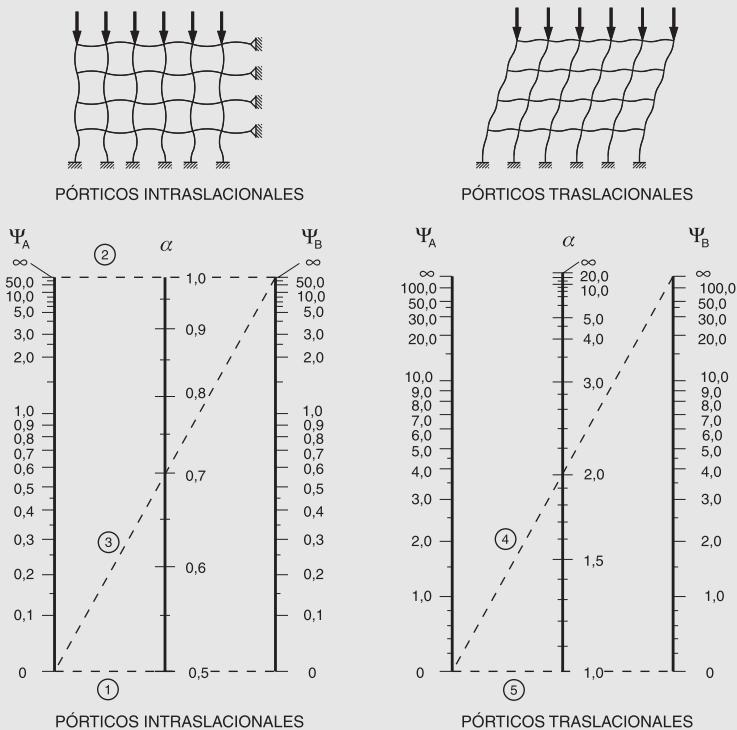


Figura 5.7.4.a: Nomogramas para el cálculo de  $\alpha$

## 5.7.5 Criterios de esbeltez para elementos aislados

[CodE, A19  
5.8.3.1]

Los efectos de segundo orden pueden ignorarse si la esbeltez  $\lambda$  (apartado 5.7.4) es menor que  $\lambda_{\text{lím}}$ .

La esbeltez límite es aquella que permite garantizar que los efectos de segundo orden son menores al 10 % de los efectos de primer orden.

$$\lambda_{\lim} = 20A \cdot B \cdot C \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (5.14)$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{\text{ef}}} \geq 0,7 \quad (5.15)$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} \geq 1,1 \quad (5.16)$$

$$C = 1,7 - r_m \geq 0,7 \quad (5.17)$$

siendo:

$\varphi_{\text{ef}}$  Coeficiente de fluencia eficaz. Si  $\varphi_{\text{ef}}$  no es conocido se puede usar  $A = 0,7$

$\omega$  Cuantía mecánica. Si  $\omega$  no es conocida se puede usar su valor  $\omega = 0,1$ , es decir,  $B \approx 1,1$ . Si  $\omega$  toma su valor máximo ( $\omega = 1$ ) entonces,  $B \approx 1,7$ .

$$\omega = \frac{A_s f_y d}{A_c f_{cd}} \quad (5.18)$$

$r_m$  Relación entre momentos extremos de primer orden incluyendo las imperfecciones, con los momentos con su signo, y siendo  $|M_{02}| > |M_{01}|$ .

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (5.19)$$

La expresión de  $B$  no es la que aparece en el Código Estructural (que contiene una errata), sino la recogida en la norma UNE-EN 1992-1-1:2013/A1:2015.

De los tres factores,  $A$ ,  $B$  y  $C$ , el de mayor impacto en  $\lambda_{\lim}$  es  $C$  y es el más sencillo de calcular porque se obtiene a partir de los momentos de primer orden más las excentricidades de las imperfecciones puestas en el sentido más desfavorable.

En los casos habituales en que los momentos de las imperfecciones son menores que los momentos de primer orden, el valor de  $r_m$  suele oscilar entre 0 y -1.

En el caso de soportes interiores de edificación en estructuras arriostadas o poco traslacionales (véase comentarios del [apartado 5.7.4](#)) en los que los efectos de las imperfecciones predominan porque los momentos del análisis elástico son pequeños, resulta un valor de  $r_m \approx 1$  y la esbeltez límite  $\lambda_{\lim}$  toma valores bastante pequeños. En realidad, el problema del segundo orden en esos casos es mucho menor como así lo confirma la literatura científica que permite utilizar una  $\lambda_{\lim}$  entre 35 y 45 (ver EH-91, EHE08, EHE 98 y Fritz Leonhardt *Estructuras de hormigón armado, tomo I, bases para al dimensionado*, Art. 10.5).

$n$  Esfuerzo axil relativo (o reducido).

$$n = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c f_{cd}} \quad (5.20)$$

El axil reducido máximo es  $n = 2$ .

### 5.7.6 Método simplificado de cálculo basado en la curvatura nominal

[CodE, 19 5.8.8]

Este método es adecuado sobre todo para elementos aislados con esfuerzo normal constante y una longitud efectiva definida  $l_0$  ([apartado 5.7.4](#)). El método establece un momento nominal de segundo orden basado en una deformación, que a su vez se basa en la longitud efectiva y en la máxima curvatura estimada.

El momento de cálculo resultante se utiliza para el dimensionamiento de secciones, con respecto al momento flector y al esfuerzo axil, conforme al [apartado 6.1](#).

El momento de cálculo es:

$$M_{\text{Ed}} = M_{0\text{Ed}} + M_2 \quad (5.21)$$

siendo:

$M_{0\text{Ed}}$  Momento de primer orden, incluyendo el efecto de las imperfecciones

$M_2$  Momento nominal de segundo orden

El soporte aislado puede calcularse con un momento equivalente de primer orden  $M_{0\text{Ed}}$  que se obtiene a partir de los momentos extremos de primer orden,  $M_{01}$  y  $M_{02}$ .

Para soportes intraslacionales:

$$M_{0\text{Ed}} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (5.22)$$

Para soportes traslacionales:

$$M_{0\text{Ed}} = M_{02} \quad (5.23)$$

Siendo  $M_{02}$  mayor en valor absoluto que  $M_{01}$ .  $M_{01}$  y  $M_{02}$  se introducen con su signo.

La expresión para soportes traslacionales no aparece en el Código Estructural, pero sí que aparece en las normas anteriores y en EN 1992-1-1:2023.

El momento nominal de segundo orden,  $M_2$ , es:

$$M_2 = N_{\text{Ed}}e_2 \quad (5.24)$$

siendo:

$N_{\text{Ed}}$  Valor de cálculo del esfuerzo axil

$e_2$  Flecha

$$e_2 = \left( \frac{1}{r} \right) \frac{l_0^2}{c} \quad (5.25)$$

$l_0$  Longitud efectiva ([apartado 5.7.4](#)).

c Coeficiente que depende de la distribución de la curvatura. Para sección constante  $c \approx 10$ . Si el momento de primer orden es constante, puede considerarse un valor seguro de 8.

1/r Curvatura. Para elementos con sección simétrica constante (incluida la armadura), se emplea la siguiente expresión:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} \quad (5.26)$$

siendo:

$K_r$  Coeficiente de corrección que depende de la carga normal

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (5.27)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (5.28)$$

$$n_u = 1 + \omega \quad (5.29)$$

$n_{bal}$  Valor de  $n$  utilizando el momento máximo resistente; puede utilizarse 0,4

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (5.30)$$

$K_\varphi$  Coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de fluencia

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (5.31)$$

$\varphi_{ef}$  Coeficiente de fluencia efectivo

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} \quad (5.32)$$

$\varphi(\infty, t_0)$  Coeficiente de fluencia a tiempo infinito ([apartado 3.1.14](#)),

$M_{0,Eqp}$  Momento flector de primer orden en la combinación cuasipermanente (Estado Límite de Servicio)

$M_{0,Ed}$  Momento flector de primer orden en la combinación de cálculo (Estado Límite Último)

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (5.33)$$

Se recomienda aplicar este método en estructuras cuya esbeltez  $\lambda$  sea menor de 70. Este método es aplicable a soportes de estructuras intraslacionales y a soportes de estructuras traslacionales que cumplan la condición de deformación definida en el primer comentario del [apartado 5.7.4](#). Si no se cumple esta condición, podría utilizarse el método general [CodE, A19 5.8.6] o el método simplificado basado en la rigidez nominal [CodE, A19 5.8.7].

# 6 Estados Límite Últimos

## 6.1 ELU de flexión simple o compuesta

En la determinación del momento último resistente de las secciones de hormigón armado se asumen las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas
- La deformación en la armadura es la misma que en el hormigón que la rodea tanto en tracción como en compresión
- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación ([apartado 3.1.11](#))
- Las tensiones en las armaduras pasivas se derivan de los diagramas de cálculo ([apartado 3.2.5](#))
- En secciones sometidas a compresión es necesario suponer una excentricidad mínima de  $e_0 = h/30$  no inferior a 20 mm, siendo  $h$  el canto de la sección.

Plano de rotura es un plano de deformaciones que en alguna fibra de la sección alcanza la deformación última del material. Dado que el acero no tiene deformación máxima (última o de rotura) los planos de rotura posibles serán solo los relacionados con la rotura del hormigón:

- aquellos que pasan por el pivote B, correspondiente a una deformación del 3,5 %, cuando predomina la flexión,
- aquellos que pasan por el pivote C, correspondiente a una deformación del 2 % cuando predomina la compresión.

La representación de los pivotes se muestra en la [figura 6.1.a](#).

A partir de estas hipótesis pueden definirse los siguientes haces (dominios) de posibles planos de rotura ([figura 6.1.a](#)):

- Haz de los planos de rotura que pasan por el pivote B (dominio de B): A él pertenecen todos los planos de rotura que pasan por el pivote B y cuya fibra neutra está dentro de la sección, es decir, son planos determinados por esfuerzos predominantemente de flexión.
- Haz de los planos de rotura que pasan por el pivote C (dominio de C): A él pertenecen todos los planos de rotura que pasan por el pivote C y

cuya fibra neutra está fuera de la sección (por debajo de la fibra inferior), es decir, son planos determinados por esfuerzos predominantemente de compresión.

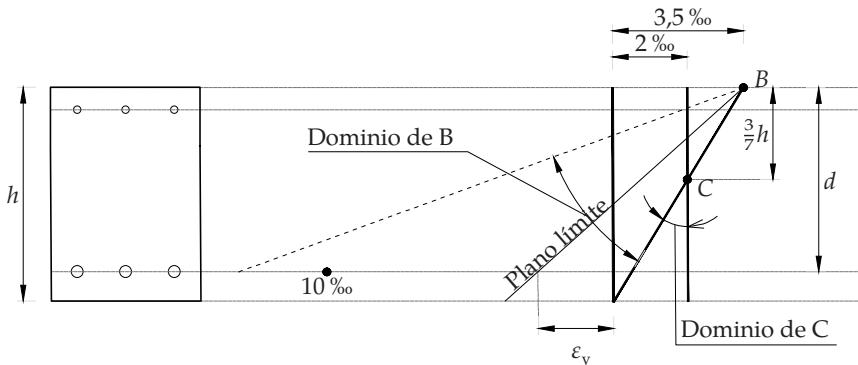


Figura 6.1.a: Planos de rotura a flexión: dominios de B y C

Debido a que la ecuación constitutiva definida en el [apartado 3.2.5](#), considera que el acero no tiene deformación última, desaparece el antiguo pivote A. Este asunto es de relevancia en las definiciones de los dominios de rotura, pero irrelevante a efectos prácticos pues hay pocas secciones que se dimensionen para planos que pasen por dicho pivote A, es decir, con la fibra neutra tan alta ( $x < 0,259d$ ).

La [figura 6.1.a](#) define también el plano límite, que pasa por B y por la deformación del límite elástico del acero traccionado  $\epsilon_y$ .



QR 6.1

Diagrama de pivotes



QR 6.2

Ductilidad y profundidad de la fibra neutra

[CodE, A19 6.2]

## 6.2 ELU de cortante

### 6.2.1 Procedimiento de comprobación

La comprobación de la resistencia a cortante consiste en comprobar que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (6.1)$$

siendo:

$V_{Ed}$  Esfuerzo cortante de cálculo en la sección analizada, resultante de la aplicación de las cargas externas

$V_{Rd}$  Valor de cálculo de la resistencia a cortante del elemento, que tomará valores distintos en función de la comprobación que se realice (biela o tirante)

El esfuerzo cortante existe en elementos lineales (vigas, pilares) y en elementos superficiales con trabajo unidireccional (losas sobre apoyos lineales paralelos).

El Código Estructural no utiliza los términos biela y tirante cuando no se necesita armadura de cortante. En esta Guía, por razones de claridad del procedimiento, se utiliza el término «biela» para la comprobación de la capacidad máxima a compresión y el término «tirante» para las comprobaciones relacionadas con la tracción en las armaduras o con la colaboración del hormigón en las piezas sin armadura.

### 6.2.2 Resistencia a cortante de cálculo, $V_{Rd}$

El cálculo de la resistencia a cortante se basa en un modelo de celosía (figura 6.2.2.a), formada por bielas comprimidas de una inclinación  $\theta$  limitada por los ángulos  $26,5^\circ$  y  $63^\circ$  ( $0,5 \leq \cot \theta \leq 2$ ); y tirantes traccionados.

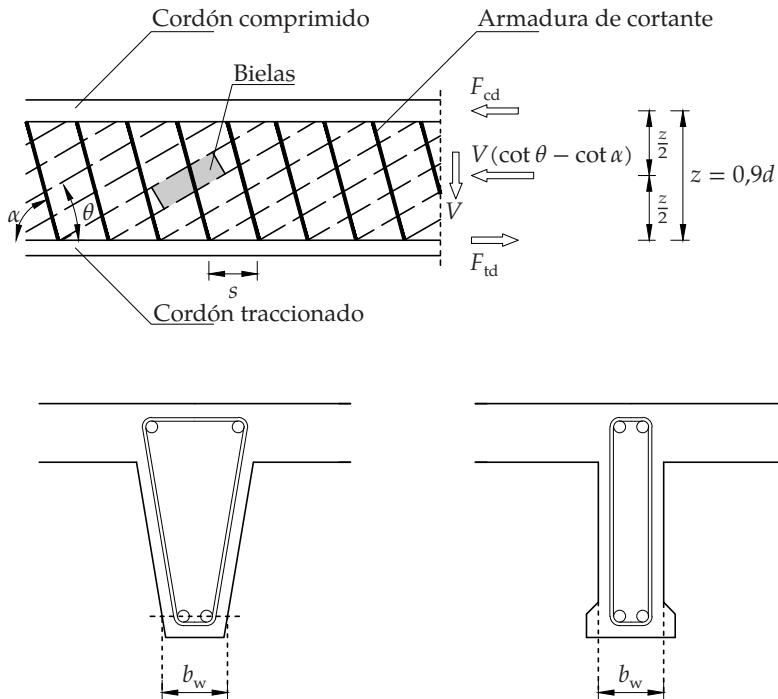


Figura 6.2.2.a: Modelos de celosía y notación para elementos con armadura de cortante



QR 6.3

Modelo de cortante. Capacidad de las bielas



QR 6.4

Modelo de cortante. Capacidad de los tirantes

A partir de este modelo, se definen las siguientes variables:

- $V_{Rd,máx}$  Valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión.
- $V_{Rd,c}$  Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un elemento sin armadura de cortante.
- $V_{Rd,s}$  Valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con armadura de cortante.

La resistencia de cada una de las variables del modelo de celosía ha de comprobarse de manera independiente siguiendo las especificaciones de los siguientes apartados.

El valor  $V_{Rd,máx}$  se refiere a la resistencia a rotura de las bielas. Los valores,  $V_{Rd,c}$  y  $V_{Rd,s}$  se refieren a la resistencia a rotura de los tirantes. En esta Guía solo se consideran tirantes verticales, es decir  $\alpha = 90^\circ$ .

El proceso de comprobación consiste en calcular, primero, la resistencia de las bielas  $V_{Rd,máx}$  ([apartado 6.2.3](#)) en la cara del apoyo, porque su incumplimiento genera decisiones importantes, de cambio de geometría o calidad del hormigón.

Posteriormente, se debe comprobar, a un canto útil de la cara del apoyo, la resistencia sin armadura de cortante  $V_{Rd,c}$  ([apartado 6.2.5](#)).

En caso de no ser suficiente con  $V_{Rd,c}$ , se debe disponer armadura de cortante, calculando la resistencia de la pieza únicamente con  $V_{Rd,s}$  ([apartado 6.2.6](#)). Este cálculo se realizará a la distancia indicada en el [apartado 6.2.6](#), usualmente un canto útil.

La inclinación de las bielas podrá ser decidida por el proyectista considerando:

- la inclinación mínima ( $26^\circ$ ) da lugar a una menor capacidad de la biela y una mayor capacidad de la armadura transversal.
- El incremento de inclinación de la biela hasta  $45^\circ$  aumenta su capacidad reduciendo la de la armadura transversal.
- Inclinaciones superiores a  $45^\circ$  disminuyen tanto la capacidad de la biela como la del tirante, por lo que no tiene sentido considerarlas.
- El ángulo de inclinación de la biela también influye en la fuerza de tracción del tirante de flexión (armadura longitudinal), como se verá en los siguientes apartados.

### 6.2.3 Comprobación de bielas

La comprobación de bielas debe realizarse en la cara del apoyo y consiste en comprobar:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,\max} \quad (6.2)$$

El valor de la resistencia máxima, para un ángulo de bielas ( $\theta = 45^\circ$ ) es:

$$V_{Rd,\max} = (0,45\nu f_{cd}) b_w d \quad (6.3)$$

siendo:

$\nu$  Coeficiente de reducción de la resistencia para el hormigón fisurado por cortante, cuyo valor es:

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ en } [\text{N/mm}^2] \quad (6.4)$$

$b_w$  Ancho mínimo de la sección en el alma de la viga ([figura 6.2.2.a](#)).

$d$  Canto útil de la sección considerada.

La fórmula de  $V_{Rd,\max}$  ([ecuación \(6.3\)](#)) está compuesta por un valor entre paréntesis que multiplica al área de la sección  $b_w d$ . El valor entre paréntesis tiene unidades de tensión, y podría entenderse como una tensión resistente del hormigón. Para los hormigones habituales en edificación (HA-25, hasta HA-35), los valores de dicha tensión oscilan entre 4 y 5 N/mm<sup>2</sup>.

Esta fórmula, en la que interviene  $\nu$  (coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante) permite utilizar la armadura transversal trabajando a su máxima capacidad,  $f_{yd}$ .

Se puede aumentar la capacidad de las bielas utilizando un valor de  $\nu = 0,6$ , a costa de disminuir la tensión de trabajo de las armaduras transversales a  $0,8f_{yk}$  (400 N/mm<sup>2</sup> para B-500). La capacidad de las bielas, en ese caso es:

$$V_{Rd,\max} = (0,27f_{cd}) b_w d \quad (6.5)$$

El uso de una mayor capacidad de las bielas, utilizando de  $\nu = 0,6$ , puede suponer una mejora de la resistencia en un 10 % o un 15 %. A cambio de ese incremento, la tensión de la armadura de cortante se disminuye a  $0,8f_{yk}$  en lugar de  $f_{yd}$ .

En aceros de límite elástico 500 N/mm<sup>2</sup>, esto supone utilizar 400 N/mm<sup>2</sup> en lugar de 434 N/mm<sup>2</sup> con el consecuente aumento de la cuantía necesaria, por lo que no suele ser habitual esta estrategia.

En el caso de utilizar en el proyecto un ángulo de bielas diferente a  $45^\circ$ , la expresión general de la resistencia de las bielas es:

$$V_{Rd,máx} = \frac{\nu_1 0,9 db_w f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.6)$$

El valor máximo de la capacidad de la biela se da para un ángulo de  $45^\circ$ . Cambiar el ángulo de la biela reduce su resistencia. A cambio, si se disminuye el ángulo:

- se disminuye la armadura de cortante necesaria porque mejora la resistencia del tirante ([apartado 6.2.4](#)),
- se aumenta la necesidad de armadura longitudinal, que equivale a aumentar el decalaje ([apartado 9.2.1](#)).

El valor de la resistencia de las bielas, eligiendo  $\theta = 45^\circ$  es un 25 % mayor que la resistencia para  $\theta = 26,5^\circ$ .

#### 6.2.4 Comprobación de tirantes

La comprobación de tirantes debe realizarse a una distancia  $d$  de la cara del apoyo, mediante la expresión:

$$V_{Ed} \leq \begin{cases} V_{Rd,c} & \text{en piezas sin armadura de cortante (apartado 6.2.5)} \\ V_{Rd,s} & \text{en piezas con armadura de cortante (apartado 6.2.6)} \end{cases} \quad (6.7)$$

En el Código Estructural, a diferencia de las normas anteriores, cuando es necesario disponer armadura transversal, no se considera la contribución del hormigón.

#### 6.2.5 Comprobación de tirantes en elementos sin armadura de cortante

El valor de cálculo de la resistencia a cortante  $V_{Rd,c}$  se establece mediante:

$$V_{Rd,c} = \left( C_{Rd,c} k \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l \cdot f_{ck}} \right) b_w d \text{ [N]} \quad (6.8)$$

Con un valor mínimo de

$$V_{Rd,c} \geq \left( 0,035 k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) b_w d \quad (6.9)$$

donde:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (6.10)$$

$C_{Rd,c} = 0,12$  en los casos más habituales en los que  $\gamma_c = 1,5$ .

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (6.11)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (6.12)$$

siendo:

$A_{sl}$  Área de armadura a tracción que se extiende una longitud mayor de  $l_{bd} + d$  más allá de la sección considerada.

$A_{sl}$  se refiere a la armadura a tracción que está eficazmente anclada en la sección considerada.

$b_w$  Ancho mínimo de la sección en la zona de tracción, en mm

$d$  Canto útil de la sección considerada, en mm

Como en muchas otras fórmulas con coeficientes de origen empírico, la fórmula de  $V_{Rd,c}$  no es adimensional. La expresión está compuesta por un valor entre paréntesis que multiplica al área de la sección transversal  $b_w d$ . El valor entre paréntesis tiene unidades de tensión, que podrían entenderse como la tensión resistente del hormigón en el tirante.

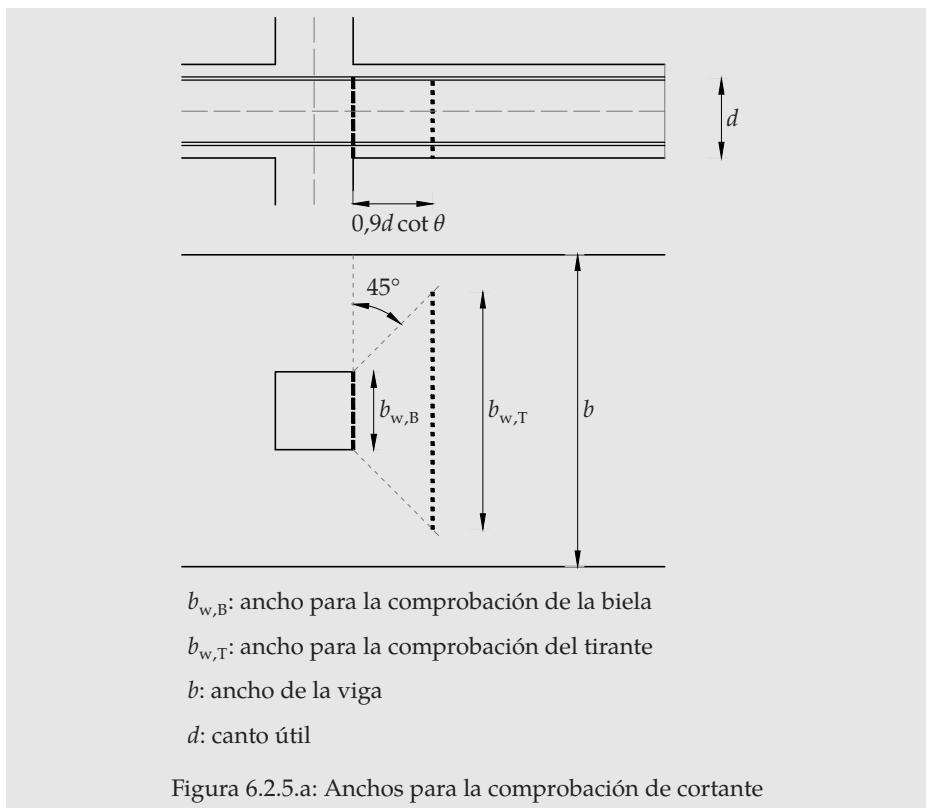
En la fórmula de  $V_{Rd,c}$  es imprescindible respetar las unidades:  $d$  en mm;  $f_{ck}$  en N/mm<sup>2</sup>, para que el resultado entre paréntesis resulte en N/mm<sup>2</sup> (o MN/m<sup>2</sup>).

La capacidad resistente del hormigón depende de la cuantía de armadura traccionada. Para zonas con muy poca armadura traccionada, en los que  $V_{Rd,c}$  sería casi nulo, se propone un valor mínimo, independiente de la cuantía.

Para un predimensionamiento rápido, un número razonable y seguro puede ser considerar una tensión de 0,5 N/mm<sup>2</sup>. Nótese que esta tensión es aproximadamente diez veces menor que la aplicada en la comprobación de bielas.

El valor  $b_w$  para calcular la resistencia de la biela y el tirante no es necesariamente el mismo pues las secciones en las que se realiza la comprobación son distintas. La diferencia puede ser notable en el caso de piezas anchas apoyadas en pilares de menor tamaño.

El ancho para la comprobación del tirante ( $b_{w,B} + 2d$ ) puede ser menor que el ancho de la viga  $b_w$  en casos de vigas anchas como el de la figura 6.2.5.a



## 6.2.6 Comprobación de tirantes en elementos con armadura de cortante

En este apartado se desarrolla la comprobación de tirantes con armadura perpendicular a la directriz.

Si existen cargas distribuidas la comprobación puede hacerse a una distancia  $l$  de la cara del apoyo:

$$l = z \cot \theta \quad (6.13)$$

En el caso de considerar  $\theta = 45^\circ$ , la distancia de comprobación resulta ser aproximadamente un canto útil,  $0,9d$ .

Si existen cargas puntuales, ha de calcularse en la sección de mayor cortante.

El valor de cálculo de la resistencia a cortante  $V_{Rd,s}$  para una inclinación de las bielas de  $45^\circ$ , es:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9d f_{ywd} \quad (6.14)$$

siendo:

$\frac{A_{sw}}{s}$  Área de armadura transversal por unidad de longitud.

$f_{ywd}$  Resistencia de cálculo de la armadura de cortante, igual a su límite elástico.

Habitualmente la armadura de cortante ( $A_{sw}/s$ ) se define mediante un área de armadura por metro de longitud (por ejemplo,  $\text{cm}^2/\text{m}$ , o  $\text{mm}^2/\text{m}$ ). Esta armadura se puede entender como una densidad lineal de armadura transversal. Si se trabaja en unidades consistentes, el resultado de la expresión de la armadura ( $A_{sw}/s$ ) resulta en unidades de longitud ( $\text{mm} = \text{mm}^2/\text{mm}$  o  $\text{m} = \text{m}^2/\text{m}$ ).

Si se necesita aprovechar al máximo la capacidad de las bielas (con  $\nu = 0,6$ ) ([apartado 6.2.3](#)) se debe considerar una tensión de trabajo de la armadura transversal de  $0,8f_{yk}$

La expresión más general de  $V_{Rd,s}$  incluye la dependencia del ángulo  $\theta$  que forman las bielas con el eje de la pieza:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9d f_{ywd} \cot \theta \quad (6.15)$$

Aumentar el ángulo de las bielas por encima de  $45^\circ$  no tiene sentido pues aumenta la necesidad de armadura longitudinal y no mejora la capacidad de las bielas.

Disminuir el ángulo de las bielas de  $45^\circ$  a  $26,5^\circ$ , supone duplicar la capacidad de la armadura transversal.

La formulación de cortante del Código Estructural, para una misma inclinación de bielas arroja valores mayores de armadura necesaria respecto a la derogada EHE debido a que el Código Estructural desprecia la contribución del hormigón cuando ésta no es suficiente por sí sola.

El Código Estructural permite una mayor tensión del acero en la armadura transversal ( $434 \text{ N/mm}^2$  en aceros de  $f_{yk} = 500$ ), si no se utiliza la máxima capacidad de las bielas, mientras que la EHE solo permitía  $400 \text{ N/mm}^2$ , en todos los casos.

Ha sido práctica habitual considerar una inclinación de  $45^\circ$  para las bielas y de  $90^\circ$  para la armadura de cortante, pero tanto en la EHE como en el Código Estructural, si en lugar de utilizar un ángulo de bielas de  $45^\circ$ , se utiliza un ángulo menor, de  $26,5^\circ$ , se requiere menos armadura.

La consecuencia de esta elección es que se necesitará disponer más armadura de tracción, para resistir una fuerza  $\Delta F$  (ver [figura 6.2.6.a](#)), lo cual se traduce sencillamente en prolongar la armadura longitudinal de tracción una cantidad añadida a la longitud de anclaje (decalaje, [apartado 9.2.1](#)).

A la vista de la [figura 6.2.6.a](#), para un ángulo menor de las bielas, hay una mayor necesidad de tracción longitudinal, pero un mayor número de cercos

vinculados, por lo que se necesitará menos armadura de cortante.

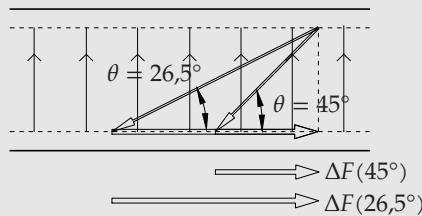


Figura 6.2.6.a: Relación entre la inclinación de la biela y la tracción en el tirante.

### 6.2.7 Armadura mínima. Detalles de armado

Los detalles de disposición de la armadura de cortante se definen en el [apartado 9.2](#), para las vigas, y en el [apartado 9.3](#) en el caso de las losas.

Las posibles formas de anclar la armadura transversal se definen en el [apartado 8.2.5](#)

### 6.2.8 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades

La tensión rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades, debe cumplir la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (6.16)$$

siendo:

$V_{Ed}$  Esfuerzo rasante en el contacto en una determinada longitud  $l$

La comprobación de rasante en una longitud  $l$  supone utilizar un valor medio del valor de la tensión en dicha longitud ([figura 6.2.8.a](#)), es decir, supone un comportamiento plástico en la longitud considerada.

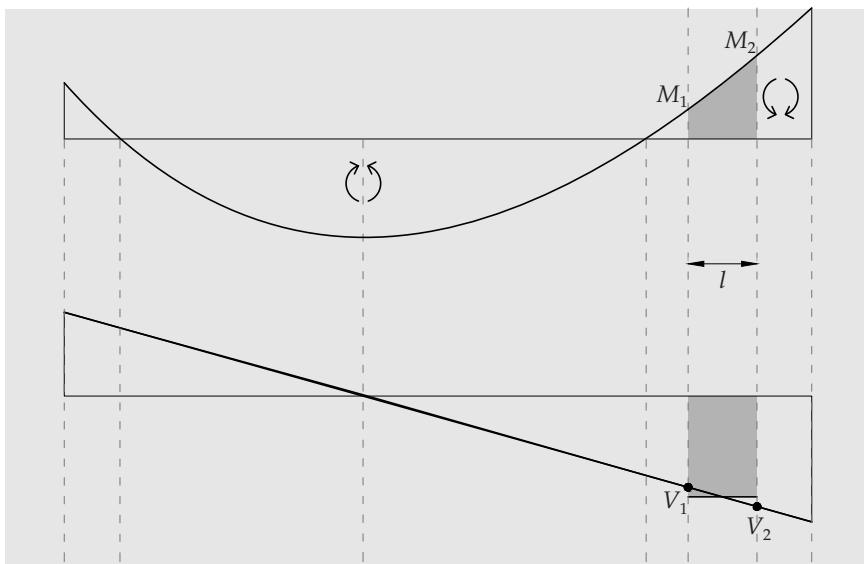
La elección de la longitud queda a criterio del proyectista. Lo que más se aproxima a la distribución elástica es hacer una distribución en longitudes pequeñas, por ejemplo, por metro.

El esfuerzo rasante en la longitud elegida es:

$$V_{Ed} = \frac{(M_2 - M_1)}{0.9d} \quad (6.17)$$

El valor de la diferencia de momentos es el área de la ley de cortantes:

$$M_2 - M_1 = \frac{V_1 + V_2}{2}l \quad (6.18)$$

Figura 6.2.8.a: Esfuerzo rasante en un tramo de longitud  $l$ .

Como longitud máxima, se suele utilizar una longitud  $l_i$  en la que la ley de momentos flectores pasa de un valor nulo a un valor máximo. En la figura 6.2.8.b se distinguen las longitudes  $l_i$  máximas de un tramo genérico de una viga.

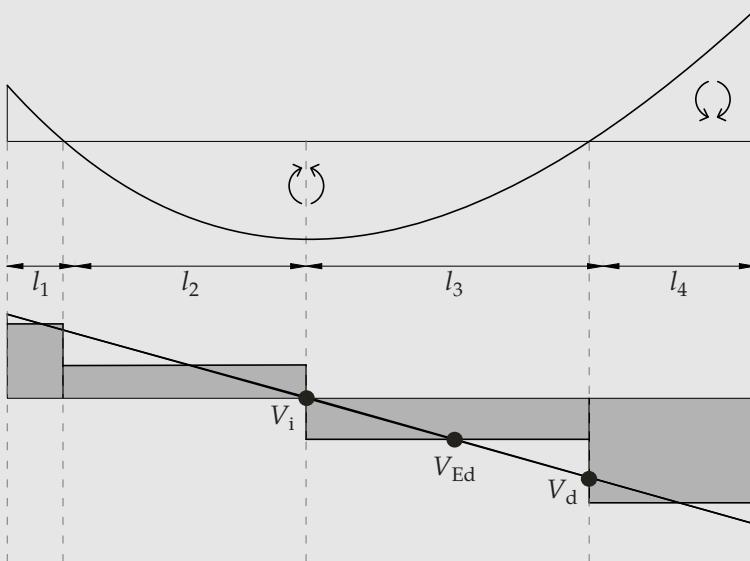


Figura 6.2.8.b: Diagrama de cortante indicando la armadura de cosido requerida.

En este caso, el esfuerzo rasante ( $V_{Ed}$ ) en un tramo de longitud  $l_i$  se puede calcular, utilizando los esfuerzos cortantes  $V_i$  y  $V_d$  en los extremos del tramo, de forma media, como:

$$V_{Ed} = \frac{V_i + V_d}{2} \frac{l}{0,9d} \quad (6.19)$$

Con este criterio de elección de longitudes, en uno de los extremos, el momento es nulo y, por tanto, el esfuerzo rasante ( $V_{Ed}$ ) en la longitud  $l_i$  se puede calcular de forma sencilla en función del momento máximo del tramo,  $M$ :

$$V_{Ed} = \frac{M}{0,9d} \quad (6.20)$$

Cuando la junta está en la zona comprimida y no involucra a todo el bloque comprimido, el esfuerzo rasante puede reducirse en una proporción igual al cociente entre el espesor del hormigón nuevo  $e$  y la profundidad del bloque comprimido  $x$ .

$$V_{Ed} = \frac{M}{0,9d} \frac{e}{x} \quad (6.21)$$

Cuando la junta está en zona traccionada y no involucra a toda la armadura de la sección completa, el esfuerzo rasante puede reducirse en una proporción igual al cociente entre la fuerza de tracción en zona nueva  $T_n$  y la fuerza total de tracción  $T$ .

$$V_{Ed} = \frac{M}{0,9d} \frac{T_n}{T} \quad (6.22)$$

$V_{Rd}$  Esfuerzo rasante resistido en la zona de contacto, en una determinada longitud,  $l$ .

$$V_{Rd} = \nu_{Rd} b l \quad (6.23)$$

$b$  Ancho de la sección a la profundidad de la junta

$l$  Longitud de la zona en la que se calcula el rasante, antes definida.

$\nu_{Rd}$  Resistencia de cálculo a rasante en la zona de contacto

$$\nu_{Rd} = c f_{ctd} + \mu \rho f_{yd} \leq 0,5 \nu f_{cd} \quad (6.24)$$

$f_{ctd}$  Resistencia de cálculo a tracción del hormigón (apartado 3.1.9)

$\rho$  Cuantía (referida al área de contacto) de armadura perpendicular a la junta que la atraviesa, incluyendo la armadura de cortante, adecuadamente anclada a ambos lados del contacto.

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ en } [\text{N/mm}^2] \quad (6.25)$$

$c, \mu$  Coeficientes que dependen de la rugosidad del contacto (tabla 6.2.8.a).

Tabla 6.2.8.a: Valores de los coeficientes de rugosidad en función del tipo de junta

Tipo de superficie	$c$	$\mu$
Muy lisa		
- Superficie con encofrado de acero, plástico, o encofrado de madera especialmente preparado	0,025 a 0,1	0,5
Lisa:		
- Superficie con encofrado deslizante o extruida,	0,2	0,6
- Superficie libre sin tratamiento posterior al vibrado		
Rugosa:		
- Superficie con asperezas conseguida mediante cepillado, exposición de los áridos u otros métodos que proporcionen un acabado similar	0,4	0,7
Superficie dentada	0,5	0,9

En la expresión de la resistencia a rasante no se ha incluido el sumando  $\mu\sigma_n$  porque usualmente  $\sigma_n$  es nulo, al no haber tensiones de compresión perpendiculares al plano de la junta.

## 6.3 ELU de punzonamiento

[CodE, A19 6.4]

### 6.3.1 Procedimiento de comprobación

Este apartado se refiere a la comprobación a punzonamiento en losas macizas, forjados reticulares con áreas macizas en los pilares y cimentaciones flexibles.

Este apartado se aplica a lasos de canto constante, en las que no se considera el efecto de la compresión en su plano.

En losas con ábacos también es de aplicación este apartado si las dimensiones del ábaco son suficientemente grandes como para albergar todo el mecanismo resistente con el mismo canto.

El punzonamiento puede proceder de una carga o de una reacción concentrada (pilar), actuando sobre un área relativamente pequeña de una losa o de una cimentación.

El punzonamiento es un fenómeno relacionado con las tensiones tangenciales que se producen en la cercanía de una carga concentrada o un apoyo.

Es un fenómeno similar al cortante, pero en un elemento con flexión bidireccional. Mientras que el cortante se desarrolla en una única dirección, el punzonamiento se da en todas las direcciones alrededor de la carga concentrada o del pilar. Por lo tanto, el modelo resistente de punzonamiento

también consiste en un modelo de celosía con bielas comprimidas y tirantes traccionados y ambos mecanismos deben ser comprobados.

Cuando las fuerzas horizontales de viento sean resistidas por efecto pórtico, y no por elementos específicos mucho más rígidos, como las pantallas, puede ocurrir que la excentricidad debida al momento en los bordes vaya hacia afuera y que en los nudos losa-pilar exista inversión de momentos. Estos casos quedan fuera del alcance de esta Guía.

En el caso de fuerzas debidas a la retracción, esta Guía no aporta soluciones. En cualquier caso, si se quiere resolver una estructura larga (de longitud mayor de 40 m), la retracción provoca los efectos propios de una acción horizontal (como el viento) y, además, aparece una tracción que debe ser considerada específicamente, porque disminuye la resistencia a punzonamiento [CodE, A19 6.4.4]. Como estimación de esa tracción, se puede considerar, de forma segura, que no puede ser mayor que la resistencia a tracción del hormigón.

Para evaluar la resistencia a punzonamiento se definen los siguientes parámetros:

- $V_{Rd,máx}$  Valor de cálculo de la resistencia máxima a punzonamiento.
- $V_{Rd,c}$  Valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento sin armadura de cortante.
- $V_{Rd,cs}$  Valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento con armadura de cortante.

En el ELU de cortante se utilizan los términos bielas y tirantes y, en este apartado de punzonamiento por claridad, y porque se refieren a comportamientos semejantes, las comprobaciones van a ser referidas con esos nombres.

- El valor  $V_{Rd,máx}$  se refiere a la resistencia a la rotura de las bielas.
- Los valores,  $V_{Rd,c}$  y  $V_{Rd,cs}$  se refieren a la resistencia a la rotura de los tirantes.

El proceso de comprobación se realiza en este orden:

- Calcular el esfuerzo solicitante de punzonamiento  $\beta V_{Ed}$  ([apartados 6.3.2](#) y [6.3.3](#))
  - El valor de  $\beta$  puede obtenerse de forma muy sencilla ([apartado 6.3.3](#))
  - Y también puede aplicarse un procedimiento algo más complejo, explicado en comentarios ([apartado 6.3.3](#))
- Comprobar la resistencia a punzonamiento  $\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,máx}$  en las caras del área cargada, es decir, en la sección crítica correspondiente al perímetro  $u_0$  ([apartado 6.3.4](#))
- Comprobar la resistencia a punzonamiento en el perímetro crítico  $u_1$  sin armadura de punzonamiento  $\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  ([apartado 6.3.5](#))
  - Si se cumple  $\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  no se necesita armadura de punzonamiento

- Si se necesita armadura de punzonamiento:
  - Se debe calcular la armadura de punzonamiento a disponer dentro del perímetro crítico para que cumpla  $\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,cs}$  ([apartado 6.3.6](#))
  - Y se debe encontrar un perímetro límite  $u_{out}$ , por fuera del perímetro crítico  $u_1$ , a partir del cual no se requiere más armadura de punzonamiento ([apartado 6.3.7](#)).

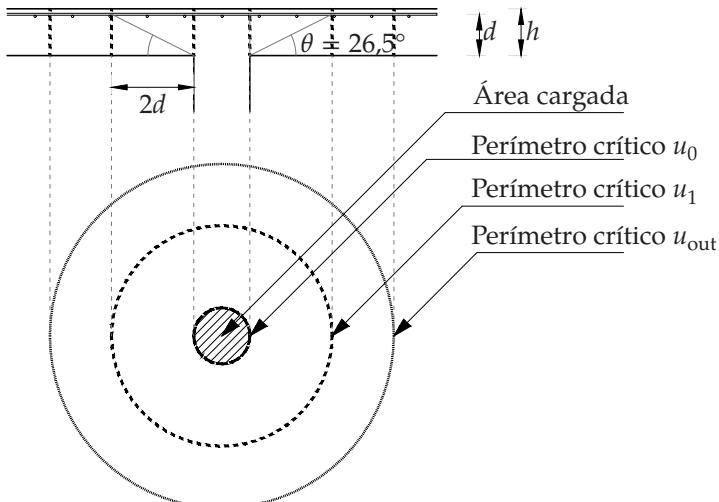


Figura 6.3.1.a: Perímetros críticos

Las comprobaciones son similares a las de cortante con la principal diferencia de las secciones de comprobación: en cortante la sección es, de forma general, la misma para todas las comprobaciones mientras que, en punzonamiento, la sección es mayor conforme se aleja del área cargada.

Esta Guía se refiere solo al punzonamiento de losas de espesor constante en la zona afectada por dicho punzonamiento.

### 6.3.2 Perímetros críticos y secciones críticas

Se definen tres perímetros críticos ( $u_0$ ,  $u_1$  y  $u_{out}$ ) que se corresponden con las diversas comprobaciones de la resistencia a punzonamiento.

La sección crítica es la superficie donde se compara la tensión debida al punzonamiento y es la superficie cilíndrica que tiene de base el perímetro crítico y de altura el canto útil; es decir, la sección crítica es perpendicular al plano medio de la losa.

El parámetro geométrico importante no es el perímetro sino la sección crítica que se determina a partir de él. En esta sección ( $u_0d$ ,  $u_1d$  y  $u_{out}d$ ) es donde

se deben comprobar las tensiones provocadas por el punzonamiento.

### Perímetro crítico $u_0$

El perímetro  $u_0$  se utiliza para la comprobación de la resistencia de las bielas (apartado 6.3.4), y se mide en la cara del pilar, como indica la figura 6.3.2.a.

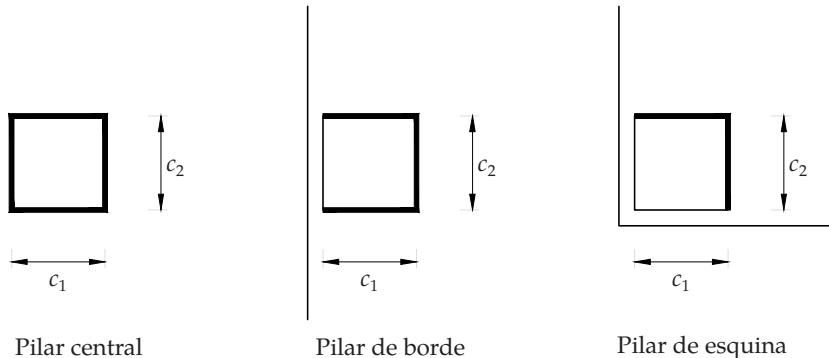


Figura 6.3.2.a: Perímetros  $u_0$

El perímetro crítico  $u_0$  se define mediante la expresión:

$$u_0 = \begin{cases} 2c_1 + 2c_2 & \text{en pilares centrales} \\ \min(2c_1 + c_2, 3d + c_2) & \text{en pilares de borde} \\ \min(c_1 + c_2, 3d) & \text{en pilares de esquina:} \end{cases} \quad (6.26)$$

### Perímetro crítico $u_1$

El perímetro  $u_1$  se utiliza para la comprobación de la resistencia de los tirantes (apartados 6.3.5 y 6.3.6), y se mide a una distancia  $2d$  de la cara del pilar, como indica la figura 6.3.2.b

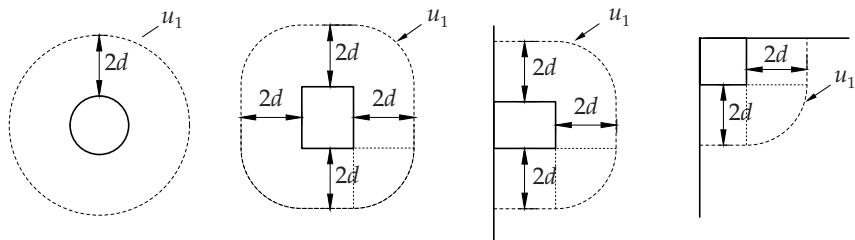


Figura 6.3.2.b: Perímetros  $u_1$

Para pilares de sección no habitual (en L, hipodrómicos,...) se puede definir el perímetro  $u_1$  como el perímetro más pequeño que pueda trazarse a una distancia  $2d$ .

Cuando el borde de la losa está a poca distancia del perímetro crítico, es razonable no contar con las zonas de perímetro más allá del borde del pilar ([figura 6.3.2.c](#)) por imposibilidad de que el axil transferido pueda atravesar la parte de perímetro próxima al borde.

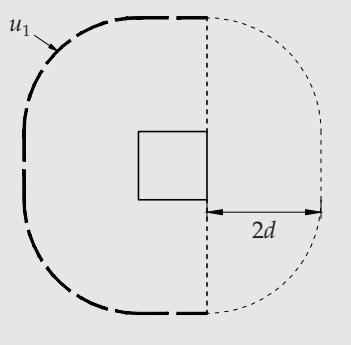


Figura 6.3.2.c: Perímetro crítico en pilares cercanos al borde.

Atendiendo al criterio de la [figura 6.3.2.d](#) es un criterio razonable considerar como pilar de borde todo aquel que esté a menos de  $6d$  del límite de la losa.

Otros perímetros  $u$ , dentro o fuera del área crítica, deben tener la misma forma que el perímetro crítico.

Si existen huecos a una distancia inferior a  $6d$ , deberá reducirse la sección crítica como se indica en la [figura 6.3.2.d](#).

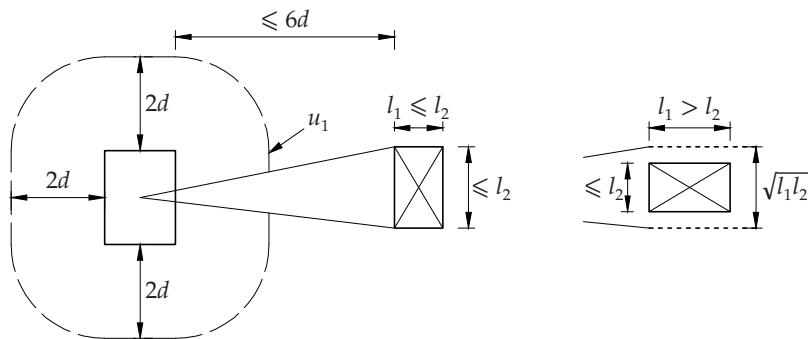


Figura 6.3.2.d: Perímetro crítico en la proximidad de un hueco.

### Perímetro crítico $u_{\text{out}}$

El perímetro  $u_{\text{out}}$  se utiliza para la comprobación de la resistencia en la zona exterior a la armadura de punzonamiento ([apartado 6.3.7](#)), como indica la [figura 6.3.2.e](#).

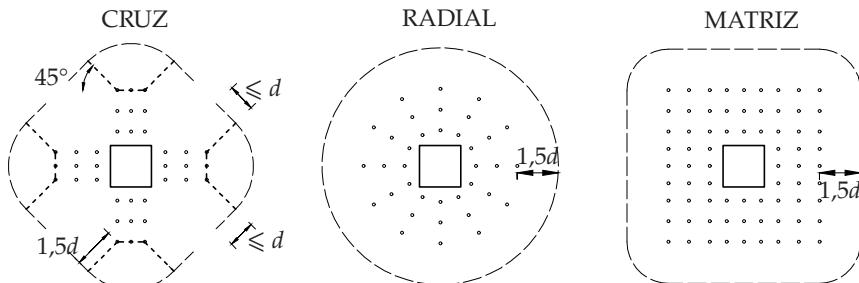


Figura 6.3.2.e: Perímetros  $u_{\text{out}}$

La forma en la que se dispone la armadura de punzonamiento es clave para definir el perímetro  $u_{\text{out}}$ . En la figura se han definido tres configuraciones que se han denominado «en cruz», «radial» y «en matriz». Como se puede ver, la habitual configuración en cruz limita la longitud máxima del perímetro  $u_{\text{out}}$ , por lo que a partir de una cierta distancia del pilar, añadir perímetros de armadura o coronas no ofrece ninguna ventaja en esta comprobación.

### Pilares en situaciones especiales

Hay una serie de situaciones especiales, extremo de muros y pilar en esquina convexa o pilar de patio, no citadas en el Código Estructural y esta Guía pretende dar unas indicaciones.

#### Perímetro crítico en extremos de muro ([figura 6.3.2.f](#))

El apartado de detalles ([apartado 9.1](#)) expresa la relación entre los lados de un pilar para ser considerado como tal: que el lado mayor  $a$  sea menor que cuatro veces el menor ( $a < 4b$ ).

Cuando el soporte es más largo de  $4b$ , se considera muro o pantalla y, por lo tanto, en la zona central del lado largo habrá cortante y no punzonamiento y, en la zona extrema, habrá punzonamiento.

Para comprobar el punzonamiento en los extremos se propone considerar un pilar de borde con unas dimensiones  $b$  y  $2b$ . Ha de prestarse especial atención a la determinación del esfuerzo de punzonamiento, considerando, a criterio del proyectista, las áreas tributarias de cada zona.

#### Perímetro crítico en pilar de patio ([figura 6.3.2.f](#))

Un pilar de patio es un caso particular de pilar de borde.

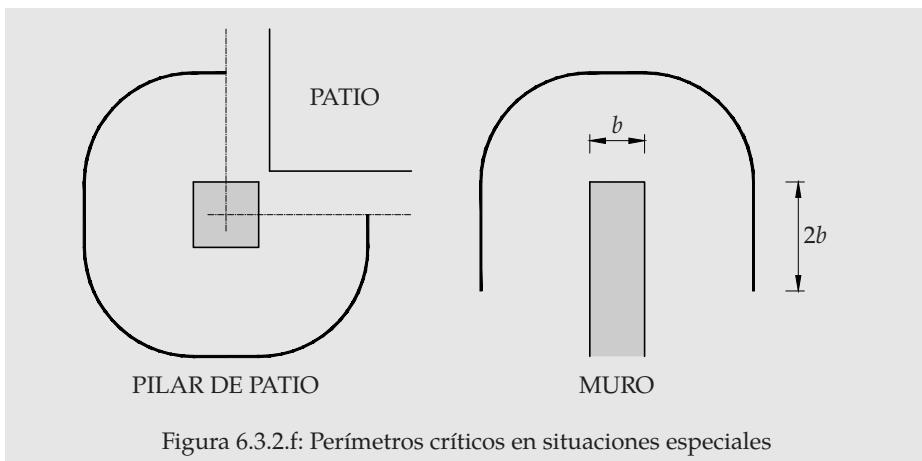


Figura 6.3.2.f: Perímetros críticos en situaciones especiales

### 6.3.3 Esfuerzo de punzonamiento de cálculo, $V_{Ed}$

El esfuerzo de punzonamiento  $V_{Ed}$  es el axil transmitido a través del nudo losapilar.

En el caso de losas apoyadas en pilares, la carga se transmite de la losa al pilar. En el caso de cargas sobre losas, o en losas de cimentación, la carga se transmite del pilar a la losa.

En el caso de pilares que continúan hacia pisos superiores, el esfuerzo de punzonamiento es el axil transmitido por la losa de esa planta, es decir, es la diferencia entre el axil del tramo inferior menos el axil del tramo superior.

En el caso de elementos de cimentación la carga dentro del perímetro crítico contribuye a la resistencia del sistema estructural y puede sustraerse a la hora de determinar el valor de cálculo del esfuerzo de punzonamiento.

En elementos rígidos, por ejemplo, zapatas rígidas ( $vuelo < 2h$ ), o vigas de gran canto ( $luz < 4h$ ) no ha lugar ni la comprobación de punzonamiento ni de cortante puesto que el mecanismo de bielas que se genera no requiere tirantes verticales.

En estos elementos rígidos, serán necesarias las comprobaciones propias del método de bielas y tirantes ([apartado 6.4](#)).

El esfuerzo de punzonamiento  $V_{Ed}$  debe corregirse con el factor  $\beta$  para tener en cuenta la influencia de los momentos transferidos entre la losa y el pilar (o área cargada) en la distribución de tensiones tangenciales que gobiernan el esquema resistente.

Dicho esfuerzo incrementado  $\beta V_{Ed}$  se supone actuando uniformemente en la sección de comprobación que corresponda ( $u_i d$ ), de forma que provoca una

tensión  $\nu_{Ed}$ .

$$\nu_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.27)$$

De forma simplificada y suficientemente segura, cuando las luces adyacentes no difieren en más de un 25 %, pueden utilizarse los siguientes valores, en función de la situación relativa del pilar en la losa:

$$\beta = \begin{cases} 1,15 & \text{para pilares centrales} \\ 1,40 & \text{para pilares de borde} \\ 1,50 & \text{para pilares de esquina} \end{cases} \quad (6.28)$$

Cuando existen fuerzas horizontales de importancia, provocadas por el viento o por la retracción, no debe aplicarse este método simplificado.

En losas de cimentación, como habitualmente la excentricidad es pequeña (el momento transferido es bastante pequeño en relación con el axil) suele considerarse  $\beta = 1$ .

Como alternativa a la propuesta simplificada puede emplearse una formulación más general y ajustada.

La expresión general de  $\beta$  es:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{w_1} \quad (6.29)$$

siendo:

$M_{Ed}$  Momento transferido entre losa y pilar. Dicho momento, en losas de plantas intermedias, no es el momento inferior en el nudo, sino que es la diferencia entre el momento superior  $M_{1d}$  y el inferior  $M_{2d}$  (con el signo del momento flector), es decir, es el salto de momento flector ([figura 6.3.3.a](#)).

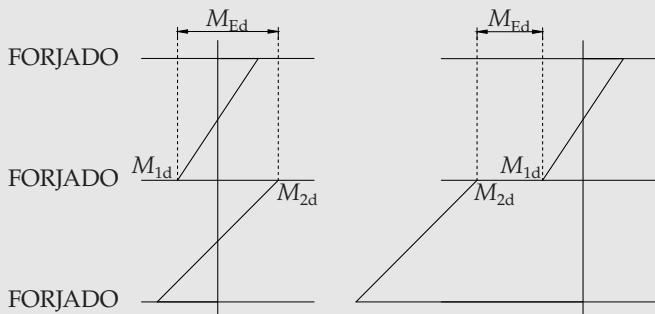


Figura 6.3.3.a: Leyes de momentos flectores de un pilar y definición gráfica del momento transferido  $M_{E,d}$

$k$  Coeficiente que tiene en cuenta la forma del pilar ([tabla 6.3.3.a](#))

$u_1$  Perímetro crítico

$w_1$  Propiedad geométrica del perímetro crítico.

Tabla 6.3.3.a: Valores del coeficiente  $k$

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1	2	3
$k$	0,45	0,6	0,7	0,8

Suponiendo una distribución plástica de las tensiones de cortante debidas a la flexión ([figura 6.3.3.b](#));  $w_1$  representa el momento de la distribución de tensiones tangenciales unitarias respecto del eje de actuación de  $M_{Ed}$ . O también puede entenderse como la suma de los dos momentos (longitud por distancia) de las dos partes del perímetro  $u_1$  a cada lado del eje.

La expresión de  $\beta$  puede entenderse de la siguiente manera:

$$\beta = 1 + k \frac{e_E}{e_R} \quad (6.30)$$

Donde  $e_E/e_R$  representa, de alguna forma, el cociente entre la excentricidad de las solicitudes ( $M/N$ ) y la excentricidad del perímetro crítico ( $u/w$ ).

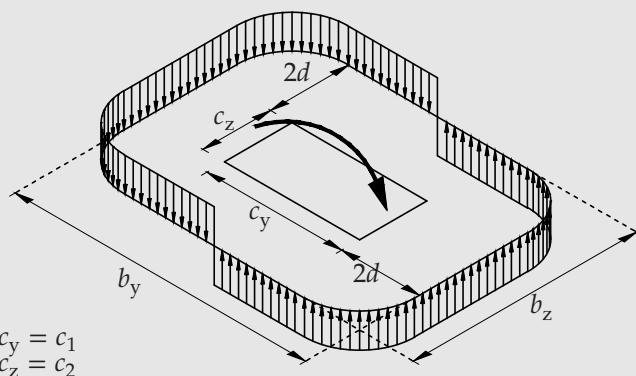


Figura 6.3.3.b: Distribución de tensiones tangenciales debidas al momento transferido en un nudo losa-pilar interior



QR 6.5  
Explicación de  $\beta$  y  $w_1$



QR 6.6  
Valores de  $\beta$

$$w_1 = \oint |e| dl \quad (6.31)$$

siendo:

$dl$  Diferencial de longitud del perímetro crítico  $u_1$

$e$  Distancia de  $dl$  al eje de actuación del momento

### Pilares centrales

Es fácil obtener la expresión  $w_1$  para un pilar rectangular con flexión en una sola dirección:

$$w_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (6.32)$$

pero su aplicación práctica es muy limitada por ser poco frecuentes los casos de flexión recta.

En el caso mucho más habitual de momentos en dos direcciones, la formulación se complica. Se puede plantear la composición vectorial del valor de  $\beta$  (Anejo nacional alemán):

$$\beta = 1 + \sqrt{\left( k_z \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{w_{1,z}} \right)^2 + \left( k_y \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{w_{1,y}} \right)^2} \quad (6.33)$$

O aplicar la expresión aproximada del Código Estructural, para pilar rectangular:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left( \frac{e_y}{b_z} \right)^2 + \left( \frac{e_z}{b_y} \right)^2} \quad (6.34)$$

siendo:

$e_y$  Excentricidad ( $M_{Ed}/V_{Ed}$ ) debida al momento de eje  $z$

$e_z$  Excentricidad ( $M_{Ed}/V_{Ed}$ ) debida al momento de eje  $y$

$b_y, b_z$  Dimensiones del perímetro crítico en las direcciones  $y$  y  $z$  ([figura 6.3.3.b](#))

La excentricidad  $e_y$  va en dirección perpendicular a  $b_z$ . De forma gráfica se puede decir que el cociente  $e_y/b_z$  es el cociente excentricidad/ancho (no excentricidad/canto).

Para un pilar circular de diámetro  $D$ , la expresión es:

$$\beta = 1 + \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{0,6\pi}{D + 4d} \quad (6.35)$$

### Pilares de borde

Cuando el momento es solo de eje paralelo al borde (excentricidad perpendicular al borde) y en la situación más habitual de que la excentricidad es hacia dentro de la losa:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (6.36)$$

Esta expresión supone que se aplica el esfuerzo de punzonamiento uniformemente en el perímetro crítico  $u_1^*$ .

Si además, hay un momento de excentricidad paralela al borde:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{u_1}{w_1} e_{\text{par}} \quad (6.37)$$

siendo:

$u_1^*$  Perímetro crítico reducido, de la figura 6.3.2.c.

$e_{\text{par}}$  Excentricidad paralela al borde o excentricidad del momento de eje perpendicular al borde

$w_1$  Parámetro geométrico de  $u_1$  respecto del eje perpendicular al borde.

$$w_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (6.38)$$

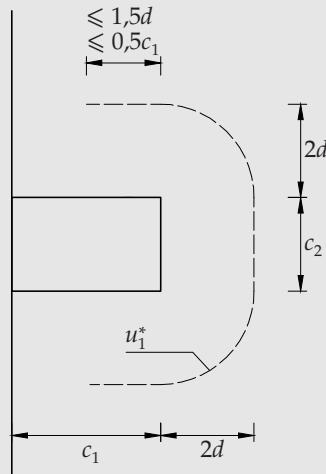


Figura 6.3.3.c: Perímetro crítico reducido en pilar de borde

**Pilares de esquina:**

En la situación más habitual en la que la excentricidad debida a la flexión transferida es hacia dentro de la losa:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (6.39)$$

Esta expresión supone que se aplica el esfuerzo de punzonamiento uniformemente en el perímetro crítico  $u_1^*$ , siendo

$u_1^*$  Perímetro crítico reducido, de la figura 6.3.3.d.

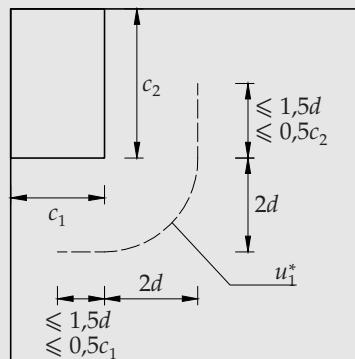


Figura 6.3.3.d: Perímetro crítico reducido en pilar de esquina

Como resumen del método general:

- En pilares centrales:
  - Si son rectangulares, se puede aplicar la ecuación (6.34).
  - Si son circulares, se puede aplicar la ecuación (6.35)
- En pilares de borde siempre que la excentricidad perpendicular sea hacia dentro de la losa:
  - Si solo hay momento de excentricidad perpendicular, se puede aplicar la ecuación (6.36).
  - Con momentos en dos direcciones se aplica la ecuación (6.37).
- En pilares de esquina con la excentricidad hacia dentro de la losa se puede aplicar la ecuación (6.39).

Dicha propuesta general es algo más compleja, pero suele arrojar valores de  $\beta$  menores que los simplificados del cuerpo del texto:

- especialmente para pilares de borde y de esquina.

- y en pilares centrales, para excentricidades pequeñas, menores de 6 u 8 cm. La excentricidad en pilares centrales depende habitualmente de la relación entre luces adyacentes.

Cuando la excentricidad perpendicular al borde es hacia fuera de la losa, queda fuera del alcance de esta guía. El Código Estructural se refiere a estos casos en [CodE, A19 6.4.3(4)].

### 6.3.4 Comprobación de bielas

[CodE, A19 6.4.5]

En la sección crítica definida por el perímetro crítico  $u_0$ , la resistencia a punzonamiento está limitada por un valor máximo.

$$\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = (0,4\nu f_{cd}) u_0 d \quad (6.40)$$

siendo:

$u_0$  Perímetro definido en (apartado 6.3.2)

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ en N/mm}^2 \quad (6.41)$$

La expresión de la comprobación de bielas ha sido reformulada en términos de fuerzas (como en el apartado de cortante). El Código Estructural la formula en términos de tensiones:

$$\frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0,4\nu f_{cd} \quad (6.42)$$

El término  $\nu$  es el mismo que en cortante (apartado 6.2.3).

Nótese que, en cortante, la expresión de la resistencia máxima es con 0,45 en lugar de 0,4.

A diferencia del cortante, para el valor de  $\nu$  no puede utilizarse 0,6, puesto que la tensión de la armadura está limitada (apartado 6.3.6).

### 6.3.5 Comprobación de tirantes sin armadura de punzonamiento

[CodE, A19 6.4.4]

El valor de cálculo de la resistencia sin armadura de punzonamiento es:

$$V_{Rd,c} = \left( C_{Rd,c} k \cdot \sqrt[3]{100\rho f_{ck}} \right) u_1 d \quad (6.43)$$

Con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} \geq \left( 0,035k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) u_1 d \quad (6.44)$$

El término entre paréntesis tiene unidades de tensión.

Al igual que en la expresión de las bielas, ha sido reformulada en términos de fuerzas. El Código Estructural la formula en términos de tensiones:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \cdot \sqrt[3]{100\rho_l f_{ck}} \quad (6.45)$$

Con un valor mínimo de:

$$v_{Rd,c} \geq 0,035k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (6.46)$$

Donde:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx}\rho_{ly}} \leq 0,02 \quad (6.47)$$

En la losa habrá armadura en dos direcciones  $x$  e  $y$ . La cuantía  $\rho_l$  es la media geométrica de las cuantías en ambas direcciones

$$\rho_{lx} = \frac{A_{slx}}{md}; \rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{md} \quad (6.48)$$

siendo:

$A_{sl}$  Área de armadura de tracción de la losa, en dirección  $x$  o  $y$ , en un ancho  $m$  igual a la dimensión del pilar más tres veces el canto útil de la losa,  $3d$ , a cada lado, que se dispone convenientemente anclada más allá del perímetro considerado, en este caso  $u_1$

Los siguientes valores son los mismos que se emplean en las comprobaciones de cortante ([apartado 6.2](#)):

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (6.49)$$

$C_{Rd,c} = 0,12$  en los casos más habituales en los que  $\gamma_c = 1,5$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ con } d \text{ en mm} \quad (6.50)$$

## Losas de cimentación

En losas de cimentación, el esfuerzo de punzonamiento se obtiene descontando la tensión neta dentro del perímetro crítico. También deben comprobarse secciones críticas a distancias  $a < 2d$ , mediante la siguiente expresión.

$$V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \frac{2d}{a} \frac{u}{u_1} d \quad (6.51)$$

siendo:

*u* Perímetro crítico a una distancia *a*

$\Delta V_{Ed}$  Reacción neta dentro del perímetro *u*, calculada como la reacción del terreno menos el peso propio de la losa

Esta comprobación añadida en lasas de cimentación debe hacerse porque al esfuerzo de punzonamiento en  $u_1$  se le puede descontar toda la reacción neta del terreno. Por lo tanto, en perímetros más cercanos (menores), la fuerza total es mayor y no se puede asegurar que cumpliendo la condición en  $u_1$  también se cumpla en perímetros más interiores. Esto ocurre, especialmente, en lasas de mucho canto en las que el perímetro crítico está muy alejado.

Por otro lado, en esos perímetros interiores a  $u_1$  se permite un crecimiento importante de la tensión resistente mediante el factor  $2d/a$ . Así pues, en perímetros interiores:

- El esfuerzo de punzonamiento aumenta
- La resistencia aumenta con el factor  $2d/a$
- La sección de comprobación disminuye ( $u/u_1$ )

Dada la no linealidad de las funciones  $V_{Ed}$  y  $V_{Rd}$ , éstas pueden cruzarse más de una vez en el tramo entre  $0,5d$  y  $2d$ , de forma que no hay otra posibilidad de garantizar su cumplimiento que comprobar que la expresión se cumple en tres perímetros críticos, a  $1,5d$ ,  $d$  y  $0,5d$ .

Esta comprobación también ha de hacerse en pilares apeados

Esta obligación, en lasas de cimentación, supone un cambio de estrategia en la comprobación a punzonamiento:

- Comprobar la resistencia a punzonamiento  $\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,máx}$  en la cara del pilar, es decir, en la sección crítica correspondiente al perímetro  $u_0$  ([apartado 6.3.4](#)), sin el descuento de  $\Delta V_{Ed}$
- Comprobar la resistencia a punzonamiento en el perímetro crítico  $u_1$  sin armadura de punzonamiento  $\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  ([apartado 6.3.5](#)).
  - Si no se cumple dicha condición, hay que disponer armadura de punzonamiento.
  - Si se cumpla dicha condición, hay que comprobar también las secciones interiores al perímetro crítico según la fórmula anterior.
    - El Código Estructural no indica dónde debe comprobarse por lo que se recomienda comprobar a  $1,5d$ ,  $d$  y  $0,5d$ , en las tres.
    - En caso de no cumplirse en alguna de estas secciones interiores se puede solucionar:
      - disponiendo armadura de punzonamiento, en cuyo caso, lo recomendable será armar con la densidad de armadura obtenida en el [apartado 6.3.3](#) prolongada hasta  $2d$ ,

- ◊ modificar la geometría o aumentar la resistencia del hormigón para cumplir dicha comprobación.
- Si se necesita armadura de punzonamiento, se calculará conforme a los apartados 6.3.6 y 6.3.7.



QR 6.7

Comprobación en losas de cimentación

### 6.3.6 Comprobación de tirantes con armadura de punzonamiento vertical

Cuando para resistir el punzonamiento no es suficiente únicamente con la resistencia del hormigón  $V_{Rd,c}$  es necesario disponer armadura transversal. En ese caso, dicha armadura se calcula mediante:

$$\beta V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5d \frac{A_{sw}}{s_r} f_{yw,ef} \quad (6.52)$$

Con un valor máximo de

$$V_{Rd,cs} \leq 1,5V_{Rd,c} \quad (6.53)$$

siendo:

$A_{sw}$  Armadura transversal en una corona concéntrica al pilar

$s_r$  Separación entre dos coronas concéntricas de armadura

$f_{yw,ef}$  Resistencia efectiva de cálculo

$$f_{yw,ef} = 250 + 0,25d < f_{yd} [\text{N/mm}^2], d \text{ en } [\text{mm}] \quad (6.54)$$

Cuando se dispone armadura transversal solo se considera un 75 % de la contribución del hormigón. En cortante, el tratamiento es diferente, cuando se necesita disponer armadura de cortante no se considera la capacidad del hormigón.

Si se dispone armadura con un ángulo  $\alpha$  (respecto del eje de la losa), diferente de la vertical ( $90^\circ$ ) se penaliza su contribución mediante el factor  $\sin \alpha$ . Esta disposición inclinada de la armadura de punzonamiento es cada vez menos frecuente.

La expresión  $A_{sw}/s_r$  representa la «densidad lineal» de armadura por metro tomada en dirección radial alejándose del área cargada.

Ni la expresión  $A_{sw}$ , ni la expresión  $A_{sw}/s_r$  representan la armadura total del detalle de punzonamiento. La armadura total del detalle de punzonamiento será el producto de la densidad  $A_{sw}/s_r$  por la distancia en la que es necesario disponer la armadura de punzonamiento, es decir  $2d$  hasta el perímetro  $u_1$

o, en su caso, hasta la distancia definida en la comprobación de  $u_{\text{out}}$ .

La capacidad resistente del nudo con armadura se limita a vez y media la capacidad resistente del nudo sin armadura. En comparación con la anterior normativa, EHE, este valor máximo es bastante limitante. Equivale a decir que la máxima capacidad de la armadura debe ser, como máximo, igual a la contribución del hormigón,  $0,75V_{\text{Rd},c}$ .

Como aproximación, según los autores, si la tensión obtenida en el perímetro crítico es del orden de 0,8 MPa, es probable que no se cumpla la limitación.

En caso de que se incumpla esta limitación, es infructuoso aumentar la cantidad de armadura. La forma de resolver el detalle es mejorando la calidad del hormigón, la cuantía de armadura de la losa (poco eficaz) o las dimensiones geométricas del nudo (aumentando el canto de losa o el perímetro del pilar).

Además, hay una fuerte limitación de la tensión de la armadura transversal, que solo alcanza los 400 N/mm<sup>2</sup> en losas de unos 60 cm de canto.

Todas estas condiciones suponen, en muchos casos, un aumento de la armadura necesaria de punzonamiento respecto de la normativa anterior.

En el caso de utilizar productos patentados para armadura de punzonamiento, el valor de  $V_{\text{Rd},cs}$  debe determinarse mediante ensayos conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

La consecuencia práctica de este párrafo es que usando productos patentados y con una justificación suficiente del fabricante, el máximo valor de  $V_{\text{Rd},cs}$  puede ser algo mayor de  $1,5V_{\text{Rd},c}$ . Algunos fabricantes de armadura de punzonamiento garantizan un coeficiente cercano a 2.

### 6.3.7 Comprobación de tirantes en la zona exterior a la armadura de punzonamiento

En la zona exterior a la armadura de punzonamiento es necesario comprobar que:

$$\beta V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd},c} \frac{u_{\text{out,ef}}}{u_1} \quad (6.55)$$

Esta expresión permite deducir de forma rápida el perímetro  $u_{\text{out}}$  necesario. A partir de este dato, se determina a qué distancia del pilar se produce dicho perímetro. La armadura deberá extenderse desde el pilar hasta una distancia  $1,5d$  de dicho perímetro ([figura 6.3.2.e](#)) con un mínimo de  $2d$  desde el pilar.



QR 6.8

Discusión entre  $u_{\text{out}}$  y  $u_1$  y el  
borde exterior de la armadura

La expresión equivale a aplicar la tensión de trabajo del hormigón en la superficie definida por el perímetro  $u_{\text{out}}$ .

$$u_{\text{out}} = \frac{\beta V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd,c}}} u_1 \quad (6.56)$$

Esta comprobación en el perímetro  $u_{\text{out}}$  (bastante alejado del pilar) tiene modificaciones a reseñar, respecto de la anterior normativa:

- esta formulación mantiene el efecto del momento transferido reconocido por el coeficiente  $\beta$ , a pesar de estar lejos del pilar. Para esta comprobación puede utilizarse el mismo coeficiente  $\beta$  que para  $u_1$ .
- No se propone de forma explícita, la disminución del esfuerzo  $V_{\text{Ed}}$  a medida que la sección crítica se aleja del pilar.
- En disposiciones de armadura en cruz ([figura 6.3.2.e](#)) el perímetro  $u_{\text{out}}$  deja de crecer a partir de una determinada distancia al pilar, al no contar con algunos tramos entre los vértices del perímetro.

Esta suma de circunstancias puede dar lugar a que la configuración en cruz ([figura 6.3.2.e](#)) no resuelva el problema por mucho que se aumente la distancia al pilar, porque ni se aumenta la superficie resistente ni se disminuye el esfuerzo solicitante.

Desde un punto de vista resistente, lo óptimo es armar en configuración «radial» o «en matriz» ([figura 6.3.2.e](#)).

## 6.4 Cálculo mediante el modelo de bielas y tirantes

Los modelos de bielas y tirantes deben utilizarse en las zonas donde exista una distribución no lineal de deformaciones (zonas D, de discontinuidad).

La aplicación del método de bielas y tirantes no está limitada a las zonas D de una estructura:

- en las zonas B (Bernoulli) alejadas de las discontinuidades (geométricas o mecánicas) aunque puede aplicarse, suele ser más eficaz suponer la hipótesis de deformaciones planas, lo que facilita el análisis de la sección.
- en las zonas D (Discontinuidad), el análisis mediante bielas y tirantes permite conocer con mayor rigor el comportamiento estructural de la zona, que puede quedar oculto si se evalúa suponiendo deformaciones planas.

El método de bielas y tirantes garantiza el equilibrio de la zona de estudio, pero no la compatibilidad. Para ello se recomienda, al dimensionar los tirantes, elegir una tensión que permita un adecuado comportamiento a

fisuración, disponiendo la armadura de acuerdo con el [apartado 7.1.3](#).

### 6.4.1 Resistencia de las bielas

Se contemplan dos situaciones para determinar la resistencia de las bielas:

- Biela con tensión transversal de compresión o en ausencia de tensiones transversales.

$$\sigma_{Rd,máx} = f_{cd} \quad (6.57)$$

- Biela en zona fisurada (existe tensión transversal de tracción).

$$\sigma_{Rd,máx} = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (6.58)$$

con  $f_{ck}$  en N/mm<sup>2</sup>.

Para bielas en zonas fisuradas el valor de  $\sigma_{Rd,máx}$  varía entre  $0,54f_{cd}$  para hormigón HA-25 y  $0,48f_{cd}$  para hormigón HA-50.

El Código Estructural permite una resistencia de cálculo mayor en casos de compresiones multiaxiales, pero no define un valor concreto. Puede usarse el mismo criterio que para evaluar nudos en esta situación ([apartado 6.4.3](#)).

### 6.4.2 Resistencia de los tirantes

La resistencia de los tirantes es la del acero empleado en la armadura (ver [apartado 3.2.2](#)).

La armadura debe anclarse adecuadamente en los nudos.

Se suele tomar como resistencia del tirante  $f_{yd}$ , salvo que se quiera controlar la fisuración, en cuyo caso se recomienda utilizar una tensión menor ([apartado 7.1.3](#)).

En bielas cuya longitud permita que las líneas de compresión se abran repartiendo el esfuerzo en una superficie mayor que la del nudo, es necesario disponer una armadura transversal (que resista una fuerza  $T$ ) para recoger la incurvación de dichas líneas de compresión.

En función de la geometría del problema se pueden distinguir dos situaciones ([figura 6.4.2.a](#)):

- Zonas de discontinuidad parcial, donde  $b \leq 0,5H$  (existe una zona B entre las de discontinuidad, D).

$$T = \frac{b-a}{4b} F \quad (6.59)$$

- Zonas de discontinuidad total, donde  $b > 0,5H$

$$T = \frac{1}{4} \left( 1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad (6.60)$$

siendo:

- a Ancho de la biela en el nudo
- b Ancho del elemento que alberga la biela
- h Longitud de la zona de incurvación de las líneas de compresión
- F Fuerza de compresión en la biela

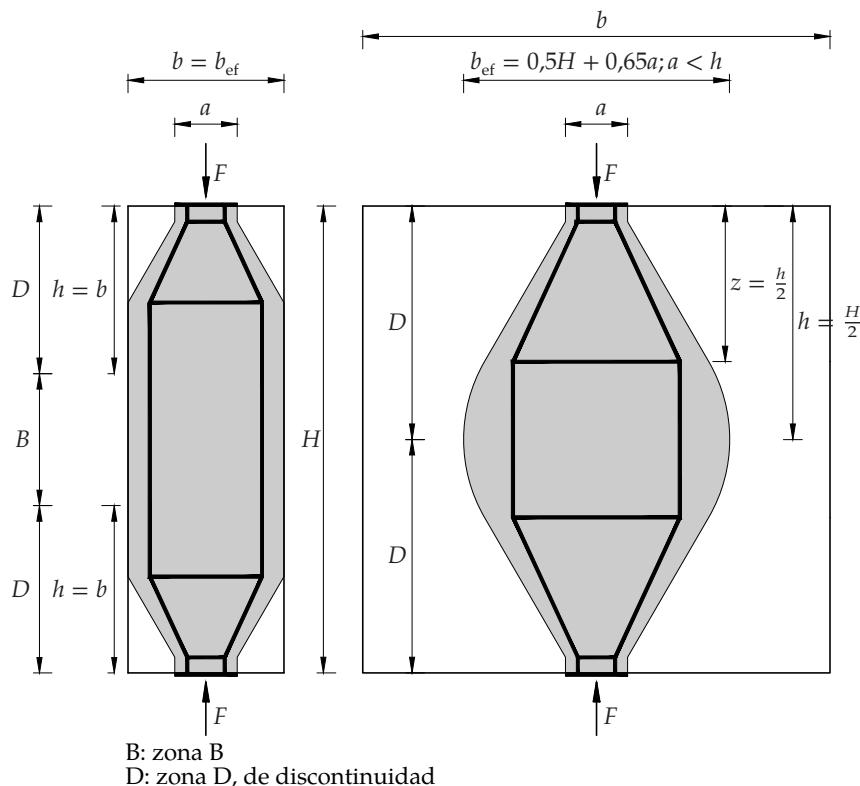


Figura 6.4.2.a: Parámetros para la obtención de los esfuerzos transversales de tracción en un campo de tensiones de compresión con armaduras repartidas, en perpendicular a la compresión.

### 6.4.3 Nudos

Las fuerzas actuantes en los nudos deben estar en equilibrio.

Deben comprobarse los nudos propios del sistema de bielas y tirantes; y además deben comprobarse otros nudos en los que exista concentración de esfuerzos (por ejemplo, cargas concentradas, apoyos de neopreno, etc.).

Existen cuatro situaciones en las que se definen distintas resistencias de cálculo a compresión en los nudos:

- Nudos sometidos a compresión sin tirantes anclados. En general podrá suponerse que en este caso la tensión es igual en todas las bielas y el nudo.

$$\sigma_{Rd,máx} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (6.61)$$

- Nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en una dirección.

$$\sigma_{Rd,máx} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (6.62)$$

- Nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en más de una dirección.

$$\sigma_{Rd,máx} = 0,75 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (6.63)$$

- Nudos sometidos a compresión triaxial. Puede considerarse la resistencia deducida como en el caso de hormigón confinado, tomando como límite superior.

$$\sigma_{Rd,máx} = 3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (6.64)$$

El anclaje de la armadura en nudos a tracción y compresión comienza en el inicio del nudo y se prolongará al menos en toda su longitud.



# 7 Estados Límite de Servicio

Esta guía solo contempla la comprobación de los siguientes Estados Límite de Servicio:

- Estado Límite de Fisuración
- Estado Límite de Deformaciones

En los Estados Límite de Servicio, los materiales, acero y hormigón deben mantener su comportamiento elástico, tanto el hormigón ( $E_c$ ), como el acero ( $E_s$ ). No es aceptable que ninguno de los dos materiales plastifique. El hormigón en tracción existe mientras la sección está sin fisurar y desaparece en la sección fisurada.

La ecuación constitutiva del hormigón a compresión en ELS es lineal (elástica) y sin rama plástica, con pendiente  $E_{cm}$  hasta su límite elástico  $f_{ck}$ , bien diferente de la ecuación rectangular (totalmente plástica) de los ELU de tensiones normales.

En la ecuación constitutiva del hormigón a tracción se distinguen dos casos:

- en la sección sin fisurar (llamada I, habitualmente), el comportamiento es lineal de pendiente  $E_{cm}$ , hasta su límite elástico a tracción  $f_{ctm}$ , o  $f_{ctm,flex}$  según se defina en cada ELS
- en la sección fisurada (llamada habitualmente II) no se debe considerar el hormigón traccionado.

## 7.1 Control de la fisuración

La fisuración debe limitarse de manera que no perjudique la propia funcionalidad o durabilidad de la estructura o produzca una apariencia inaceptable.

El cumplimiento del ELS de fisuración se puede garantizar mediante diferentes estrategias:

- Método general calculando la abertura de fisura: se debe garantizar que la abertura calculada es menor que la máxima admisible ([apartados 7.1.1 y 7.1.4](#))

$$w_k \leq w_{\max} \quad (7.1)$$

- Control sin cálculo directo: la armadura se debe disponer cumpliendo unos diámetros o separaciones máximos, en función de su tensión ([apartado 7.1.3](#)).
- Además, independientemente del método utilizado, deben disponerse armaduras mínimas ([apartado 7.1.2](#)).

La fisuración es normal en las estructuras de hormigón armado sometidas a flexión resultantes de la carga directa, deformaciones impuestas o coacciones.

Las fisuras pueden aparecer por otras causas como la retracción plástica o las reacciones químicas expansivas en el hormigón endurecido. Estas fisuras pueden alcanzar tamaños inadmisibles, pero su prevención y control se encuentran fuera del ámbito de esta sección.

Las únicas fisuras que la formulación es capaz de evaluar son las provocadas por cargas y las provocadas por deformaciones impuestas. Sin embargo, las fisuras más habituales en estructuras son las provocadas por fenómenos diferentes, especialmente fisuración temprana provocada por retracciones iniciales, evaporación, errores de ejecución... La forma más eficaz de controlar este tipo de fisuras no es mediante el cálculo sino mediante adecuadas medidas constructivas:

- dosificación cuidada del hormigón (con poca agua de amasado) y no excesivo cemento
- correcta puesta en obra atendiendo a las limitaciones de temperatura, soleamiento y viento
- un curado generoso

### [CodE, Art. 27.2] 7.1.1 Limitación de la abertura de fisura

Los valores de  $w_{\max}$  a utilizar para las distintas clases de exposición se indican en la [tabla 7.1.1.a](#).

Tabla 7.1.1.a: Abertura máxima de fisura en hormigón armado (combinación cuasipermanente de acciones) [CodE, Tabla 27.2]

Clase de exposición	$w_{\max}$ [mm]
X0 <sup>(1)</sup> , XC1 <sup>(1)</sup> .	0,4
XC2, XC3, XC4.	0,3
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XA1 <sup>(2)</sup> .	0,2
XS3, XA2 <sup>(2)</sup>	0,1

<sup>(1)</sup> Para las clases de exposición X0 y XC1, la limitación de la abertura no está relacionada con la durabilidad sino con la apariencia.

<sup>(2)</sup> Esta limitación solo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura.

En clases de exposición X0 y XC1, de acuerdo con la Propiedad, puede observarse la comprobación de este Estado Límite, especialmente en paramentos no visibles.

El cumplimiento de los valores de esta tabla permite suponer que la estructura tendrá un comportamiento adecuado en lo relativo al aspecto y la durabilidad.

En el caso de utilizar modelos de bielas y tirantes, a partir de la tracción en el tirante, se puede calcular la tensión en la armadura lo que permite controlar la fisuración sin cálculo directo ([apartado 7.1.3](#)).

### 7.1.2 Armaduras mínimas

La formulación propuesta plantea el equilibrio entre la tracción del hormigón justo antes de fisurarse y la tracción en la armadura en la fisura justo después, es decir, para el mismo esfuerzo de fisuración.

Para una sección rectangular sometida a flexión simple:

$$A_{s,\min} \sigma_s = 0,4k f_{ct,ef} A_{ct} \quad (7.2)$$

siendo:

$A_{s,\min}$  Área mínima de armadura en la zona traccionada

$A_{ct}$  Área de hormigón en la zona traccionada justo antes de que se forme la primera fisura, es decir, en la sección bruta

$\sigma_s$  Tensión máxima de tracción inmediatamente después de que se produzca la fisura.

$f_{ct,ef}$  Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón en el momento en el que se supone que aparecerán las primeras fisuras,  $f_{ctm}$ . Si se espera la fisuración antes de 28 días, se puede utilizar un valor menor  $f_{ctm}(t)$ . Para 28 días la resistencia puede tomarse  $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$  ([tabla 3.1.5.a](#))

$k$  Coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las tensiones no uniformes aútoequilibradas, conduciendo a una reducción de los esfuerzos de coacción en función del canto:

- $k = 1$  para almas con  $h \leq 300$  mm o alas con anchos inferiores a 300 mm
- $k = 0,65$  para almas con  $h \geq 800$  mm o alas con anchos superiores a 800 mm. Se puede interpolar para obtener valores intermedios

La [ecuación \(7.2\)](#) supone que la armadura mínima necesaria es mayor cuanto más resistente es el hormigón, por puro equilibrio.

La expresión permite garantizar que la armadura no plastificará en el momento de la fisuración si, como tensión del acero, se usa su límite elástico ( $\sigma_s = f_{yk}$ ).

La expresión también permite conocer la tensión del acero en la fisura en

el instante de la fisuración, para una armadura dada. Este cálculo puede utilizarse para controlar la fisuración sin cálculo directo en fisuras debidas a coacciones ([apartado 7.1.3](#)).

En la expresión de la armadura mínima, el coeficiente 0,4 ( $k_c$  en el Código Estructural) tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección inmediatamente después de la fisuración y la modificación del brazo mecánico. En esta Guía se ha tomado 0,4 que es el valor correspondiente a flexión simple en sección rectangular.

La armadura mínima para flexión simple aparece también en el [apartado 9.1](#), pero formulada de otra manera, aunque el fenómeno tratado es idéntico. Para valores de  $\sigma_s = f_{yk}$ , la ecuación (9.1) arroja valores superiores porque está referida a  $f_{ct,flex}$ , mayor que  $f_{ct}$ .

### 7.1.3 Control de la fisuración sin cálculo directo

Las losas de hormigón armado en edificación sometidas a flexión sin esfuerzos axiles de tracción significativos, no necesitan medidas específicas para el control de la fisuración si el canto total no supera los 200 mm y se aplican las disposiciones del [apartado 9.3](#).

En el caso de esperarse deformaciones impuestas de retracción o temperatura, total o parcialmente coartadas, existirán esfuerzos de tracción en la losa, en mayor o menor medida, en cuyo caso no es recomendable aplicar esta exención.

Se puede garantizar una abertura de fisura admisible si se dispone la armadura mínima establecida en el apartado anterior, con las condiciones de diámetro o separación máximos indicadas en las [tablas 7.1.3.a](#) y [7.1.3.b](#):

- Para fisuras debidas fundamentalmente a cargas, se puede utilizar la tabla de diámetros máximos, [tabla 7.1.3.a](#), o la tabla de separaciones máximas, [tabla 7.1.3.b](#). La tensión del acero deberá calcularse bajo la combinación de acciones cuasipermanentes, suponiendo que la sección está fisurada.

Para el cálculo de la tensión del acero en la fisura, de forma simplificada, se puede utilizar la expresión simplificada, también utilizada en normas o códigos anteriores:

$$\sigma_s = \frac{M_{k,cp}}{A_s 0,8d} \quad (7.3)$$

Siendo:

$M_{k,cp}$  Momento flector en la sección para la combinación cuasipermanente

De forma más precisa y elaborada, la tensión del acero en estado

fisurado bajo la actuación de  $M_{k,sp}$ , puede obtenerse a partir de la siguiente expresión:

$$\sigma_s = \frac{M_{k,sp} (d - x_f)}{I_f} \quad (7.4)$$

Siendo:

$x_f$  Profundidad del bloque comprimido de la sección fisurada, que se puede obtener, de forma exacta, mediante la expresión:

$$x_f = n\rho d \left( \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} - 1 \right) \quad (7.5)$$

$I_f$  Inercia fisurada, que se puede obtener a partir de la inercia bruta  $I_b$ , mediante la expresión (*Hormigón y Acero, nº 299-300 Pérez Caldentey, A; Bellod Thomas, JL; et al.*):

$$I_f = I_b \left( 2,7(n\rho)^{0,6} \left( \frac{d}{h} \right)^3 \right) \quad (7.6)$$

$n$  Coeficiente de equivalencia acero-hormigón ( $E_s/E_{cm}$ )

$\rho$  Cuantía de armadura respecto de la sección completa de hormigón  $A_c$

$d$  Canto útil de la sección

$h$  Canto total de la sección

- Para fisuras debidas fundamentalmente a coacciones (deformaciones impuestas coartadas) se puede utilizar la tabla de diámetro máximo, [tabla 7.1.3.a](#), utilizando la tensión en el momento inmediatamente después de la fisuración. Para determinar dicha tensión, puede utilizarse la expresión de la armadura mínima, introduciendo como dato la armadura  $A_s$  de la sección.



QR 7.1

Tensiones bajo acciones  
directas o indirectas

La utilización de una tensión diferente según se trate de una carga directa (*imposed load*), o de una acción indirecta o deformación impuesta (*imposed deformation*), es debida al diferente comportamiento del elemento frente a estas acciones.

En vigas con un canto total mayor o igual a 1000 mm, en las que la armadura principal se concentra en una pequeña parte del canto, se debe disponer una armadura de piel adicional para controlar la fisuración en las caras de la viga. Esta armadura debe distribuirse uniformemente entre el nivel del acero en tracción y la fibra neutra, siempre dentro de los cercos. El área de la armadura de piel debe cumplir la exigencia de armadura mínima del apartado anterior tomando

Tabla 7.1.3.a: Diámetro máximo

Tensión del acero [N/mm <sup>2</sup> ]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	w <sub>k</sub> = 0,4 mm	w <sub>k</sub> = 0,3 mm	w <sub>k</sub> = 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	—

Tabla 7.1.3.b: Separación máxima

Tensión del acero [N/mm <sup>2</sup> ]	Separación máxima entre barras [mm]		
	w <sub>k</sub> = 0,4 mm	w <sub>k</sub> = 0,3 mm	w <sub>k</sub> = 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	—

$k = 0,5$ , es decir:

$$A_{s,\min} = 0,2 \cdot \frac{f_{ct,ef}}{f_{yk}} A_{ct} \quad (7.7)$$

#### 7.1.4 Cálculo de la abertura de fisura

La abertura de fisura,  $w_k$ , puede calcularse mediante la expresión

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

Siendo:

$s_{r,\max}$  Separación máxima entre fisuras

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  Deformación media relativa de la armadura respecto al hormigón bajo la correspondiente combinación de cargas, teniendo en cuenta el efecto de la rigidización por tracción (*tension stiffening*).

Como el hormigón no es capaz de alargarse lo que se alarga el acero, entonces se fisura; por lo tanto, lo que se ha alargado el acero menos lo que se puede alargar el hormigón se traduce en fisura.

Esta deformación relativa media acero-hormigón multiplicada por la separación entre fisuras permite calcular la abertura de fisura.

Los valores de la abertura de fisura calculada son valores de comparación que permiten valorar la idoneidad de la estructura frente a este Estado Límite y no se corresponden de forma fiel con la abertura real de la fisura, especialmente debido al alto contenido empírico de las formulaciones y a la alta dispersión de los valores reales de las aberturas de fisura en una estructura.

De forma suficientemente aproximada y segura, en secciones rectangulares a flexión simple, la deformación media del acero relativa al hormigón puede calcularse según la expresión:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \left( 1 - 0,4 \frac{M_{cr}}{M} \right) \frac{\sigma_s}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

siendo:

$M_{cr}$  Momento de fisuración, que se produce para una tracción en el hormigón de  $f_{ctm}$ . En secciones rectangulares, de forma exacta, se puede calcular mediante la expresión:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \quad (7.10)$$

$M$  Momento actuante para la correspondiente combinación de acciones, que en este caso es la cuasipermanente.

$\sigma_s$  Tensión en la armadura de tracción en la sección fisurada provocada por el momento  $M$ .

La [ecuación \(7.9\)](#) indica claramente que el valor de la deformación relativa depende del cociente de momentos.

Tradicionalmente, la expresión del cociente ( $M_{cr}/M$ ) se ha expresado en términos de tensiones ( $\sigma_{sr}/\sigma_s$ ). Ambas expresiones son equivalentes ya que se mantienen las hipótesis del comportamiento lineal de ambos materiales y, por lo tanto, se mantiene constante la posición de la fibra neutra y el brazo de palanca.

$\sigma_{sr}$  es la tensión en la armadura de tracción en la sección fisurada, para el momento de fisuración.

Por razones de simplicidad y claridad se ha optado por proponer una fórmula de la deformación relativa más sencilla.

En el Código Estructural, la expresión de la deformación relativa media es

[CodE, A19, 7.3.4]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_c \rho_{p,ef} f_{ct,ef} (1 + \alpha_e \rho_{p,ef})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.11)$$



QR 7.2

Demostración de la expresión de la deformación media del acero relativa al hormigón

La separación máxima (final) entre fisuras puede calcularse según la siguiente expresión, particularizada para hormigón armado en flexión simple:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,04\phi \frac{bh}{A_s} \quad (7.12)$$

siendo:

$\phi$  Diámetro de las barras

$c$  Recubrimiento de la armadura longitudinal

Se ha simplificado la expresión [CodE, A19 ecuación 7.11] suponiendo que, en vigas, de forma general, la altura del área traccionada puede ser  $h/4$ , aproximadamente. En ese caso,  $\rho_{p,eff} = 4\rho = 4A_s/A_c$

De forma más precisa, la expresión de la separación máxima se puede considerar:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,17\phi \frac{bh_{c,ef}}{A_s} \quad (7.13)$$

Donde:

$$h_{c,ef} = \min \left( 2,5(h-d), \frac{(h-x)}{3} \right) \quad (7.14)$$

Si existen barras de diferente diámetro puede utilizarse un diámetro equivalente [CodE, A19 7.3.4 (3)] o, de manera conservadora, utilizar el diámetro mayor.

En vigas, a causa de los cercos, las fisuras suelen aparecer coincidiendo con ellos pues estos suponen una pequeña debilidad de la sección a efectos de tensiones de tracción.

Si la separación de la armadura es mayor que  $5(c + \phi/2)$  la separación entre fisuras puede calcularse como

$$s_{r,max} = 1,3(h - x_f) \quad (7.15)$$

Esta expresión de la separación de fisura suele ser de aplicación en losas.

## 7.2 Control de flechas

### 7.2.1 Limitación de flechas

Esta Guía se refiere al control de las flechas que son las deformaciones verticales de elementos horizontales sometidos a flexión.

La flecha de un elemento no deberá ser perjudicial para su funcionalidad y aspecto.

Las flechas de una estructura deben limitarse a valores que permitan su función principal y que sean compatibles con las deformaciones del resto de los elementos ligados a la estructura, como los tabiques, acristalamientos, revestimientos, servicios y acabados.

En algunos casos, la limitación puede ser necesaria para asegurar la propia funcionalidad de la maquinaria o equipos soportados por la estructura, o para evitar el embalsamiento de aguas en cubiertas planas.

Se podrá utilizar contraflecha de construcción, pero su valor no podrá exceder de  $L/250$ .

La contraflecha solo sirve para reducir el impacto visual de una flecha grande pero no sirve para limitar el daño de los elementos constructivos. Cuando se construyan contraflechas, ha de tenerse en cuenta la posible disminución del canto si se mantiene horizontal el paramento superior.

La longitud  $L$  para determinar las limitaciones de flecha sirve para evaluar la distorsión entre el punto de máxima flecha y el de mínima flecha. En ese sentido, la longitud  $L$  es:

- En el caso de vigas y losas, la longitud del vano considerado.
- En el caso de voladizos, el doble de la longitud del voladizo.
- En el caso de losas sobre apoyos aislados, la longitud de la diagonal de recuadro.

La [figura 7.2.1.a](#) resume las limitaciones de flecha del Código Estructural ([apartado 7.2.1](#)) y del Código Técnico de la Edificación ([apartado 7.2.1](#)).

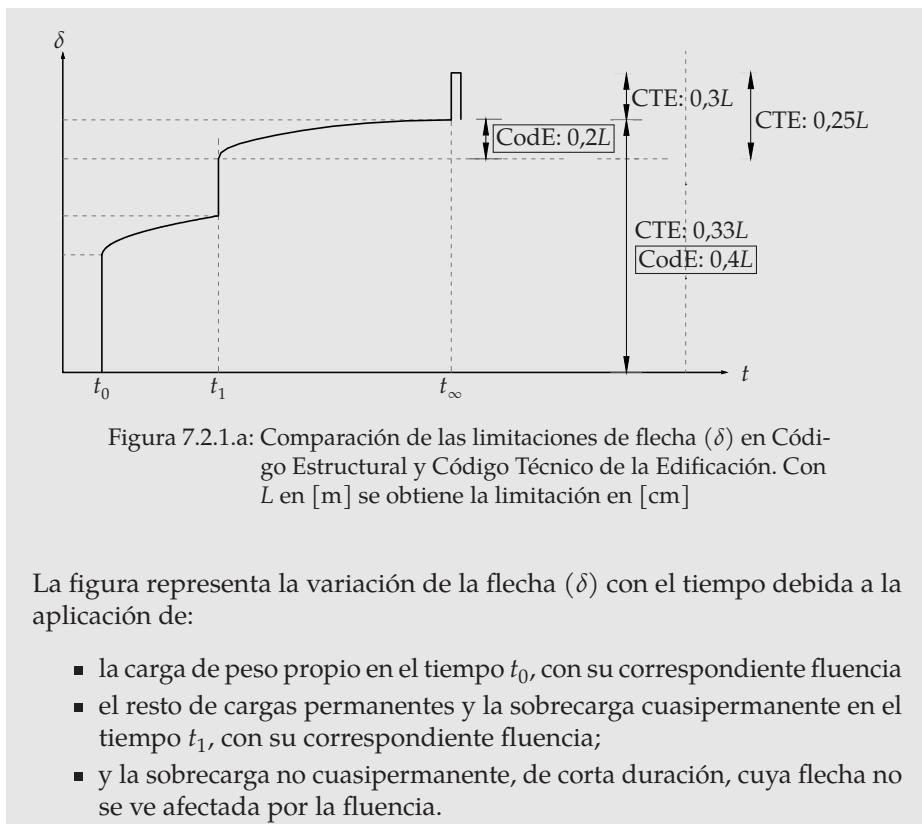


Figura 7.2.1.a: Comparación de las limitaciones de flecha ( $\delta$ ) en Código Estructural y Código Técnico de la Edificación. Con  $L$  en [m] se obtiene la limitación en [cm]

La figura representa la variación de la flecha ( $\delta$ ) con el tiempo debida a la aplicación de:

- la carga de peso propio en el tiempo  $t_0$ , con su correspondiente fluencia
- el resto de cargas permanentes y la sobrecarga cuasipermanente en el tiempo  $t_1$ , con su correspondiente fluencia;
- y la sobrecarga no cuasipermanente, de corta duración, cuya flecha no se ve afectada por la fluencia.

#### [CodE, A19 7.4.1] Limitaciones de flecha del Código Estructural

Las limitaciones de flecha del Código Estructural provienen de la norma ISO 4356 y, en general, aseguran un comportamiento correcto en edificios de viviendas, oficinas, o edificios públicos.

- Flecha total (por apariencia y funcionalidad): Bajo una combinación cuasipermanente de cargas, la flecha total (instantánea más diferida) debe ser menor que  $L/250$ .
- Flecha activa (para no dañar elementos constructivos): Bajo la combinación cuasipermanente de cargas, la deformación posterior a la construcción de dichos elementos (instantánea más diferida), debe ser menor que  $L/500$ .

La fracción cuasipermanente de la sobrecarga puede provocar flecha diferida y así debe considerarse.

La flecha activa (p.e. fisuración de tabiques) según el Código Estructural, no tiene en cuenta la influencia de la fracción no cuasipermanente de las sobrecargas de uso.

Sin embargo, hasta ahora, la práctica habitual sí ha tenido en cuenta toda la sobrecarga para el cálculo de la flecha activa.

A juicio de los autores, el incremento de flecha producido por la fracción no cuasipermanente, aunque no tiene efectos diferidos, sí que puede provocar daños en tabiques.

Los tabiques apoyados sobre la estructura son más rígidos y menos resistentes que la estructura. Si la estructura tiene una flecha excesiva, los tabiques no son capaces de acompañar esa deformación y han de fisurarse para acomodarse a su apoyo. Por tanto, la flecha activa se controla en las estructuras con elementos fisurables apoyados en ella; en consecuencia, en cubiertas no es necesario comprobar la flecha activa.

El control de la flecha activa no resuelve los daños en tabiques por debajo de la estructura. Puesto que el efecto nocivo, en estos casos, aparece para cualquier flecha por pequeña que sea, hay que prever que el tabique esté preparado para hacer frente a ese movimiento.

### **Limitaciones de flecha del Código Técnico de la Edificación**

El Código Técnico de la Edificación, en su documento DB SE, establece unas limitaciones de flecha que son algo diferentes a las establecidos en el Código Estructural.

Flecha activa (para no dañar partes adyacentes de la estructura, p.e. tabiques): Bajo la combinación característica, la flecha total después de la construcción del elemento dañable, debe ser menor que:

- $L/500$  cuando los tabiques sobre el elemento estudiado son sensibles a fisurarse. Este es el caso de paneles de gran formato, rasillones, pavimentos rígidos sin juntas.
- $L/400$  en pisos con tabiques ordinarios.
- $L/300$  en el resto de los casos (p.e. en edificaciones con particiones de cartón yeso con subestructura propia).

Para el confort de los usuarios, la flecha instantánea de cualquier acción variable de corta duración (sobrecarga) debe ser menor que  $L/350$ . (En los casos de edificaciones más habituales, esta flecha es la flecha instantánea de la fracción no cuasipermanente de la sobrecarga).

Flecha total (para la apariencia de la obra): Bajo la combinación de acciones cuasipermanente, la flecha total a tiempo infinito debe ser menor que  $L/300$ .

#### **7.2.2 Casos en los que se pueden omitir los cálculos**

[CodE, A19 7.4.2]

Si se utilizan los valores máximos de la relación luz-canto útil ( $L/d$ ) de la tabla 7.2.2.a, puede considerarse garantizado el cumplimiento del ELS de flechas.

Tabla 7.2.2.a: Relación luz-canto útil ( $L/d$ )

Sistema estructural		VIGAS Cuantías elevadas: $\rho = 1,5 \%$	LOSAS Cuantías bajas: $\rho = 0,5 \%$
Viga o Losa unidireccional	Biapoyada	14	20
	Vano extremo	18	26
	Vano central	20	30
Losa bidireccional <sup>(*)</sup> apoyada en pilares.	Recuadro exterior		21 <sup>(**)</sup>
	Recuadro interior		24
Losa bidireccional <sup>(*)</sup> apoyada en vigas en todos sus lados; con luces del recuadro ( $L_{\min}/L_{\max} > 0,7$ ).	Recuadro exterior		30 <sup>(**)</sup>
	Recuadro interior		34 <sup>(**)</sup>
	Voladizo	6	8

\* En lasos bidireccionales, las luces se refieren a la mayor.

\*\* Valores aportados por los autores

Si se disponen cantos menores, ha de calcularse la flecha y comprobar el cumplimiento de los límites dados en el [apartado 7.2.1](#).

En la [tabla 7.2.2.a](#), los valores marcados con (\*\*\*) son casos aportados por los autores, que no están recogidos en el Código Estructural [CodE, A19 Tabla 7.4] y que se han obtenido de [EN 1992.1.1 :2023 Art. 9.3.2].

En esta tabla, respecto a la del Código Estructural, se ha añadido:

- Una descripción de tipos estructurales que diferencia con claridad el comportamiento unidireccional del bidireccional.
- El recuadro exterior de losas bidireccionales, no contemplado en la tabla del Código Estructural.
- El caso de losas apoyadas linealmente en sus cuatro lados, bien en muros bien en vigas descolgadas.

Por razones de sencillez, la tabla simplificada diferencia elementos con cuantías altas, del 1,5 %, y con cuantías bajas, del 0,5 %. De forma simplificada, antes de conocer la cuantía, se pueden asociar dichos casos a:

- Vigas, en el caso de elementos de cuantías altas o tensiones elevadas en el hormigón.

- Losas, en el caso de elementos de cuantías bajas o tensiones moderadas en el hormigón.

Los sistemas estructurales referidos en las filas de la tabla se refieren a:

- Losa unidireccional: aquella que, por razón de sus apoyos, está trabajando de forma unidireccional (deflexión cilíndrica, con pequeños momentos transversales). Este es el caso de losas apoyadas en muros paralelos o vigas de canto paralelas.
- Losas bidireccionales sobre apoyos aislados: En este caso el trabajo bidireccional es evidente. Este tipo de sistema se da en losas sobre pilares, ya sean losas macizas o forjados reticulares.
- Losas bidireccionales sobre apoyos lineales: Este es el caso de losas apoyadas sobre vigas en sus cuatro o tres de sus lados, o el caso menos habitual, de losas apoyadas en muros en tres o cuatro lados.

Este método es muy sencillo y no se precisa conocer la cuantía de armadura. Por ello, de forma habitual, se suele utilizar para predimensionar el canto.

El procedimiento simplificado está diseñado para los límites de flecha del Código Estructural.

El Código Estructural permite ajustar la esbeltez de la tabla conociendo las cuantías de tracción y compresión en el centro del vano. Con este complejo ajuste, una vez conocida la armadura, se puede afinar algo más la esbeltez y así intentar evitar el cálculo de la flecha.

El Código Estructural propone también modificaciones de la esbeltez para tener en cuenta secciones en T y luces superiores a 7 m.

El Código Estructural también permite modificar la esbeltez de la tabla a partir del valor de la tensión del acero en la sección central. A menor tensión, mayor  $L/d$ . Esta modificación arroja valores de esbeltez atrevidos, que los autores desaconsejan.

En el Código Estructural, la tabla de esbelteces se ha confeccionado para una tensión del acero de  $310 \text{ N/mm}^2$ . El propio Código Estructural propone que, para tensiones menores  $\sigma_s$ , se puede aumentar la esbeltez de la [tabla 7.2.2.a](#) de forma proporcional. Los autores consideran más apropiado que el aumento de la esbeltez sea proporcional a la raíz cuadrada del decremento relativo de la tensión. Realmente, la flecha depende fundamentalmente de la inercia fisurada y esta, como se ha visto en los comentarios del [apartado 7.1.3](#), depende de forma aproximada de la raíz cuadrada de la cuantía de armadura. Por tanto, la expresión que se propone para modificar la esbeltez

$(L/d)$  de la tabla es:

$$\left(\frac{L}{d}\right)^* = \left(\frac{L}{d}\right) \sqrt{\frac{310}{\sigma_s}} \quad (7.16)$$

### 7.2.3 Cálculo de las flechas instantáneas

El cálculo de la flecha se puede realizar mediante la siguiente formulación:

$$f = \zeta f_{II} + (1 - \zeta) f_I \quad (7.17)$$

siendo:

$f_I$  Flecha en estado sin fisurar, calculada con la inercia bruta

$f_{II}$  Flecha en estado fisurado, calculada con la inercia fisurada

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_k} \right)^2 \quad (7.18)$$

$M_{cr}$  Momento de fisuración, definido en [apartado 7.1.4](#)

$\beta$  Coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la duración de la carga o de la repetición de una carga sobre la deformación media,

$$\beta = \begin{cases} 1,0 & \text{para cargas de corta duración} \\ 0,5 & \text{para cargas prolongadas} \end{cases} \quad (7.19)$$

La expresión del Código Estructural que utiliza el cociente de tensiones, se ha sustituido por el cociente de momentos flectores. Se explica en detalle en el [apartado 7.1.4](#).

Como se puede observar, la interpolación entre estado bruto y fisurado tiene una expresión similar a la de fisuración, salvo que la interpolación, en este caso, es cuadrática, no lineal.

Como simplificación segura, habitualmente el momento flector en servicio es bastante superior al momento de fisuración y, por lo tanto, puede considerarse que  $\zeta = 1$  y que la flecha es la del estado completamente fisurado, calculado con la inercia fisurada:

$$f = f_{II} \quad (7.20)$$

Para el cálculo de las flechas se considerarán los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad del hormigón  $E_{cm}$  ([tabla 3.1.5.a](#))
- Resistencia media a tracción del hormigón  $f_{ctm}$ . Si se puede demostrar que no existen tensiones de tracción por esfuerzos axiles puede usarse en el cálculo la resistencia media a flexotracción  $f_{ctm,fl}$ .

Para cantos usuales ( $< 60$  cm) la resistencia a flexo tracción es mayor que la

resistencia a tracción ([apartados 3.1.9 y 3.1.11](#)).

$$f_{\text{ctm}} = 0,3 f_{\text{ck}}^{2/3} \quad (7.21)$$

$$f_{\text{ctm,flex}} = \left( 1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{\text{ctm}} \quad (7.22)$$

En una estructura no es habitual que haya tracciones externas provocadas por cargas. Sin embargo, sí que es habitual, especialmente en estructuras largas, que haya una tracción permanente provocada por la coacción a las deformaciones de retracción, caso que no contempla esta Guía.

En el caso más habitual de que no haya tracciones, puesto que la resistencia que participa en el fenómeno ( $f_{\text{ctm,f}}$ ) es mayor,  $M_f$  será también mayor y la flecha será, lógicamente, menor.

El método más riguroso para el cálculo de flechas consiste en aplicar la interpolación entre el estado fisurado y sin fisurar a un parámetro seccional  $\alpha$ , como puede ser la curvatura (no del elemento, como es la flecha).

$$\alpha = \zeta \alpha_{\text{II}} + (1 - \zeta) \alpha_{\text{I}} \quad (7.23)$$

En este caso, se procede al cálculo, sección a sección, de la curvatura interpolada y después se procede a calcular la flecha mediante integración de curvaturas.

Las flechas reales pueden ser diferentes de los valores calculados, particularmente si los valores de los momentos aplicados se encuentran próximos al momento de fisuración.



#### QR 7.3

Aplicación del método general de cálculo de flechas

### 7.2.4 Cálculo de las deformaciones diferidas de fluencia

Deberá considerarse el efecto de la fluencia en la deformación si existen cargas con una duración suficiente.

Para calcular la flecha total de una carga (instantánea más diferida) se calculará la flecha utilizando el módulo efectivo,  $E_{\text{c,ef}}$ , que depende del tiempo de puesta en carga,  $t_0$ , y de la edad de cálculo,  $t_1$

$$E_{\text{c,ef}} = \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi(t_0, t_1)} \quad (7.24)$$

Si se conoce la flecha instantánea  $f_{\text{inst}}$ , calculada con  $E_{\text{cm}}$ , la flecha diferida,  $f_{\text{dif}}$ , es

$$f_{\text{dif}} = f_{\text{inst}} \varphi(t_0, t_1) \quad (7.25)$$

Y la flecha total es

$$f_{\text{tot}} = f_{\text{inst}} (1 + \varphi(t_0, t_1)) \quad (7.26)$$

Los valores del coeficiente de fluencia pueden consultarse en el [apartado 3.1.14](#).

# 8 Reglas generales de armado: separación, anclaje y empalme

## 8.1 Separación entre barras

[CodE, Art. 30 y  
49.4]

La separación entre barras debe permitir el correcto vertido y compactación del hormigón y el desarrollo de una adherencia adecuada.

[CodE, A19, 8.2]

La distancia libre entre barras paralelas debe cumplir:

$$s_{\min} = \max \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \text{Mayor diámetro de la barras consideradas} \\ 1,25 \text{ veces el tamaño máximo del árido} > T_{\max} + 5 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.1)$$

La separación mínima se refiere a la distancia horizontal o vertical entre generatrices de barras paralelas adyacentes.

En el caso de que las barras se dispongan en capas horizontales separadas, las barras de cada capa deberán colocarse en la misma vertical que las barras del resto de capas, de forma que exista espacio suficiente entre las columnas de barras resultantes para permitir el acceso de vibradores y la correcta compactación del hormigón.

Esta separación mínima no afecta a las barras comprimidas que se empalman por solapo ([apartado 8.2.6](#) y [CodE, Art. 49.5.2.2]) puesto que está permitido en este caso que las barras estén en contacto. Cuando se solapan barras en tracción, hay que respetar las separaciones mínimas.

## 8.2 Anclaje y empalme de la armadura

Este apartado se refiere al anclaje y empalme por solapo, por adherencia, de las barras de armadura pasiva.

Existen otros medios de garantizar el anclaje y el empalme de una barra, por ejemplo, mediante soldadura o por medios mecánicos, con manguitos.

El anclaje y empalme por adherencia se materializan mediante las siguientes longitudes:

- Longitud básica de anclaje: es la longitud necesaria en prolongación recta para que la barra, por adherencia con el hormigón que la circunda, pueda movilizar su resistencia de cálculo ([apartado 8.2.3](#)).
- Longitud neta de anclaje: es la longitud de anclaje a disponer en la estructura, obtenida a partir de la longitud básica, modificada para tener en cuenta la forma de anclaje y su tensión de trabajo, y es menor o igual que la básica ([apartado 8.2.4](#)).
- Longitud de solapo: es la longitud necesaria para garantizar la transmisión de esfuerzos de una barra a otra ([apartado 8.2.6](#)).

Para garantizar el adecuado anclaje de la armadura por adherencia deben cumplirse los requisitos de recubrimiento mínimo ([apartado 1.3.2](#)).

El anclaje y el empalme por solapo, por adherencia, se garantiza mediante el cálculo. Dicho cálculo depende, entre otras cosas, de la capacidad de adherencia de la barra. Para certificar la capacidad de adherencia de las barras se pueden utilizar dos métodos [CodE, Art. 34.2]:

- Método general o ensayo de la viga (UNE-EN10080, Anejo C; o UNE 36740)
- La determinación de la geometría de las corrugas (UNE-EN ISO 15630-1)

En esta Guía, el método simplificado para el cálculo de la longitud de anclaje que se expone es válido solo para barras cuya adherencia se ha certificado mediante el ensayo de la viga ([CodE, Art. 49.5]).

En el caso de utilizarse la geometría de las corrugas para la certificación de la adherencia, el cálculo de la longitud de anclaje se realiza según el método definido en [CodE, A19 8.4].

La longitud de anclaje depende de:

- la posición de las barras ([apartado 8.2.1](#)),
- las calidades del acero y del hormigón ([apartado 8.2.3](#)),
- la armadura sobreabundante ([apartado 8.2.4](#)),
- y la forma del detalle de la prolongación (recta, en patilla...) ([apartado 8.2.4](#))

### **8.2.1 Posición de las barras**

La posición define la capacidad del hormigón circundante de garantizar una adecuada adherencia. Se distinguen dos posiciones:

- Posición I, de buena adherencia.
  - Todas las barras verticales e inclinadas que forman hasta  $45^\circ$  con la vertical
  - Aquellas barras horizontales e inclinadas que forman hasta  $45^\circ$  con la horizontal y que:
    - están situadas en la mitad inferior del canto de la pieza,

- si el canto es mayor de 60 cm, la Posición I incluye las barras que están a una distancia mayor de 30 cm del borde superior.
- Posición II, de adherencia deficiente
  - Todas las barras que no están en Posición I.

### 8.2.2 Ganchos, patillas y otros procedimientos de anclaje

Los procedimientos normalizados para los anclajes extremos de las barras son los de la [figura 8.2.4.a](#).

Los diámetros de ganchos y patillas y ganchos en U deben respetar los diámetros mínimos (de los mandriles) establecidos en [CodE, Art. 49.3.4] y [CodE, A19 8.3] ([tabla 8.2.2.a](#)).

Tabla 8.2.2.a: Diámetro de doblado

Diámetro de la barra	Diámetro mínimo del mandril, $D_{\min}$
$\phi \leq 16$	$4\phi$
$\phi > 16$	$7\phi$

El anclaje mediante barras soldadas se trata en detalle en [CodE, A19 8.6]

### 8.2.3 Longitud básica de anclaje

La longitud básica de anclaje  $l_b$  se puede calcular, de forma simplificada, a partir de las [ecuaciones \(8.2\)](#) y [\(8.3\)](#), en función de la posición de las barras:

- Barras en posición I:

$$l_{b,I} = m\phi^2 > \frac{f_{yk}}{20}\phi \quad (8.2)$$

- Barras en posición II:

$$l_{b,II} = 1,4m\phi^2 > 1,4 \frac{f_{yk}}{20}\phi \quad (8.3)$$

siendo:

$\phi$  Diámetro de la barra [mm]

$m$  Coeficiente que depende de la calidad del acero y el hormigón ([tabla 8.2.3.a](#))

Particularizando para el acero más habitual, de calidad B 500, las [ecuaciones \(8.2\)](#) y [\(8.3\)](#) se simplifican en:

$$l_{b,I} = m\phi^2 > 25\phi \quad (8.4)$$

$$l_{b,II} = 1,4m\phi^2 > 36\phi \quad (8.5)$$

Tabla 8.2.3.a: Valor del coeficiente  $m$ 

$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	B 400	B 500
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
50	0,7	1,0

Considerar  $m = 1,5$  es el caso más desfavorable, que corresponde a la barra de mayor resistencia  $f_{yk} = 500$  N/mm<sup>2</sup>, es decir, con mayor tracción para anclar, y al hormigón de menor calidad  $f_{ck} = 25$  N/mm<sup>2</sup>, es decir, con menor capacidad de adherencia. En ese caso, las longitudes básicas son las que se muestran en la [tabla 8.2.3.b](#)

Tabla 8.2.3.b: Longitud básica de anclaje en cm para hormigón  $f_{ck} = 25$  N/mm<sup>2</sup> y acero  $f_{yk} = 500$  N/mm<sup>2</sup>

$\phi$	Posición I	Posición II
10	25	35
12	30	42
16	40	56
20	60	84
25	94	132

## 8.2.4 Longitud neta de anclaje

La longitud neta de anclaje se obtiene a partir de la básica, teniendo en cuenta el tipo de anclaje de la barra y la armadura sobreabundante:

$$l_{b,\text{neta}} = l_b \beta \frac{A_{s,\text{nec}}}{A_{s,\text{real}}} \quad (8.6)$$

siendo:

$A_{s,\text{nec}}$  Área de armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la barra

$A_{s,\text{real}}$  Área de armadura realmente dispuesta en la sección a partir de la cual se ancla la barra

$\beta$  Coeficiente que depende del tipo de anclaje de la barra ([tabla 8.2.4.a](#))

El cociente entre el área de armadura necesaria y el área real es una buena aproximación de la tensión de trabajo de la armadura en ELU ( $\sigma_{sd}/f_{yd}$ ).

Tabla 8.2.4.a: Valores del coeficiente  $\beta$  para el cálculo de la longitud neta de anclaje

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 <sup>(*)</sup>	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

(\*) Si el recubrimiento perpendicular al plano del doblado es menor de  $3\phi$  entonces,  $\beta = 1$ . Esto suele ocurrir en barras de esquina.

La longitud neta,  $l_{b,neta}$ , tiene que cumplir la condición:

$$l_{b,neta} = \max \begin{cases} 10\phi \\ 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{3}l_b, \text{ en barras traccionadas} \\ \frac{2}{3}l_b, \text{ en barras comprimidas} \end{cases} \quad (8.7)$$

Los tipos de anclaje se definen en la figura 8.2.4.a.

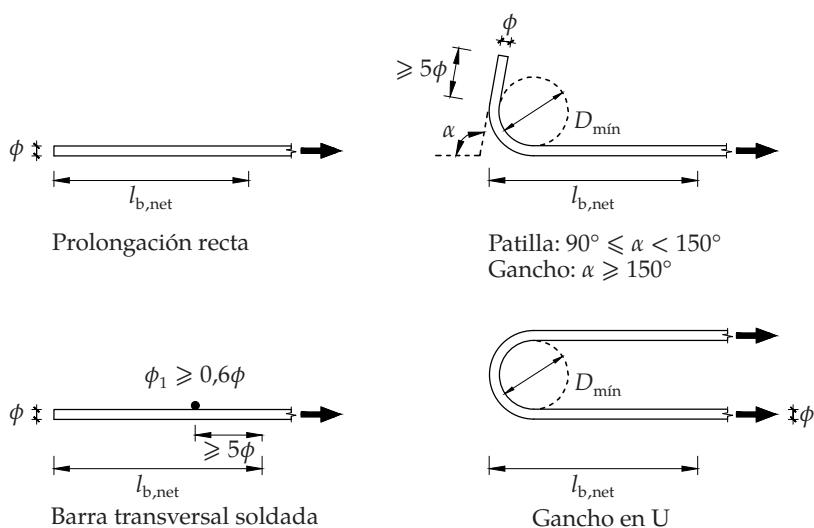


Figura 8.2.4.a: Longitud neta de anclaje para los distintos procedimientos de anclaje

Si se quiere contar con el efecto favorable (disminución de la longitud de anclaje) de la patilla o gancho, deben respetarse las dimensiones de la [figura 8.2.4.a](#).

Las patillas y los ganchos, en compresión, no son efectivos, por eso se toma  $\beta = 1$ .

La longitud neta se contabiliza desde la sección a partir de la cual se ancla la barra.

- En el caso del detalle en prolongación recta, esta definición es evidente.
- En el caso de detalle con barra transversal soldada, la longitud neta se puede medir hasta el final de la barra ([figura 8.2.4.a](#)), respetando la distancia mínima a la barra soldada.
- En patillas, ganchos y ganchos en U, la longitud neta se mide según la [figura 8.2.4.a](#), respetando el diámetro mínimo del mandril  $D_{\min}$
- En patillas, ganchos y ganchos en U, si se dobla la barra con un diámetro considerablemente mayor ( $\geq 12\phi$ ) la longitud, sin reducción por tipo, se puede medir a lo largo del eje de la barra incluyendo la parte curva y la parte recta posterior ([figura 8.2.4.b](#))

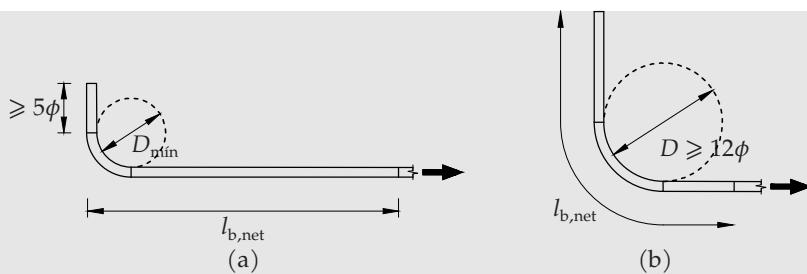


Figura 8.2.4.b: Longitud de anclaje según el diámetro de doblado.

La manera de medir la longitud de anclaje incluyendo la parte curva, que se describe en la figura 8.2.4.b (b) supone una ventaja respecto de la normativa anterior que solo tenía en cuenta la longitud de anclaje descrita en las figuras figura 8.2.4.a y figura 8.2.4.b (a).

El descuento por patilla se fundamenta en el efecto de la multicompresión que genera un diámetro de doblado pequeño  $D_{\min} \geq 4\phi$ . Si se cumple este diámetro de doblado, se puede utilizar el descuento por patilla o gancho. En este caso, la patilla debe ponerse, lógicamente, al final de longitud de anclaje. (figura 8.2.4.b (a)).

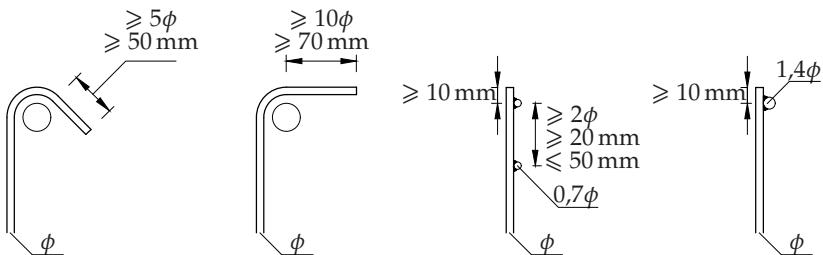
Si se disponen patillas o ganchos con diámetros de mandril mayores ( $\geq 12\phi$ ), el efecto de la multicompresión es mucho menos acusado por lo que no se puede descontar longitud de anclaje. Sin embargo, en este caso, sí se puede contar la longitud completa del desarrollo del detalle (ver figura 8.2.4.b (b)). En este caso, el tramo curvo puede encontrarse en cualquier punto de la longitud de anclaje.

La consideración de la longitud completa, sin reducción, venía planteada en el Eurocódigo 2 [UNE-EN 1992-1-1:2013/A1:2015, fig. 8.1 a)], se plantea también en la nueva versión del Eurocódigo [EN 1992-1-1:2023, fig. 11.7 a)] y el Código Estructural la recoge en su texto citando una figura (A19.8.4.3) que, por error, no se incluye.

## 8.2.5 Anclaje de armadura transversal

El anclaje de cercos, horquillas y otras armaduras de cortante, debe realizarse mediante patillas y ganchos, o mediante armadura transversal soldada, según la figura 8.2.5.a.

En los anclajes definidos en la figura 8.2.5.a, casos a) y b), para garantizar el adecuado comportamiento del detalle, es fundamental disponer una barra dentro del gancho o patilla. En los casos c) y d) el recubrimiento deberá ser al menos  $3\phi$  o 50 mm.



a) Anclaje con gancho    b) Anclaje con patilla    c) Anclaje con dos barras soldadas    d) Anclaje con una barra soldada

Figura 8.2.5.a: Anclaje de armadura transversal

### 8.2.6 Empalme de barras

El empalme de barras puede hacerse por solapo, por soldadura o por aparatos mecánicos (manguitos). El método más habitual es el empalme por solapo.

Si se usa la soldadura o los manguitos debe justificarse que el detalle resiste, al menos, lo mismo que la menor de las dos barras empalmadas.

Al igual que en anclaje, el método de cálculo que se expone exige que las barras tengan un certificado de adherencia que se haya obtenido mediante el ensayo de la viga.

La longitud de solapo  $l_s$  es igual a:

$$l_s = \alpha l_{b,\text{neta}} \quad (8.8)$$

siendo:

$l_{b,\text{neta}}$  Valor de la longitud neta de anclaje definida en el [apartado 8.2.4](#),

$\alpha$  Coeficiente definido en la [tabla 8.2.6.a](#). El coeficiente  $\alpha$  depende de la separación transversal entre ejes de solapos,  $a$ , según la [figura 8.2.6.a](#).

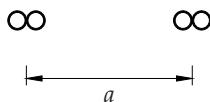


Figura 8.2.6.a: Distancia transversal entre solapos

Tabla 8.2.6.a: Valores del coeficiente  $\alpha$  [CodE, Art. 49.5.2.2]

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 8.2.6.a)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10\phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10\phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

## 8.2.7 Disposición de los solapos

### Distancia entre las dos barras solapadas

Las dos barras empalmadas por solapo se colocarán a una distancia  $s_s$  que cumpla:

- Separación máxima:

$$s_s < \begin{cases} 4\phi \\ 50 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.9)$$

- Separación mínima:

- En barras traccionadas,  $s_s$  debe ser mayor que la separación mínima entre barras [CodE, Arts. 49.4.1 y 49.5.2.2]

$$s_s > \begin{cases} \phi \text{ de la barra mayor} \\ 20 \text{ mm} \\ 1,25T_{\max} \\ T_{\max} + 5 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.10) \quad [\text{CodE, A19 8.2}]$$

- En barras comprimidas, las barras solapadas pueden estar en contacto [CodE, Art. 49.5.2.2]

Se considera importante mantener una cierta separación que permita generar con holgura el mecanismo de bielas y tirantes que garantiza el empalme por solapo ([apartado 8.2.8](#)).

### Distancia entre dos barras de diferentes solapos

La distancia transversal mínima,  $d_{t_{\min}}$ , entre barras de dos solapos adyacentes tiene que cumplir ([figura 8.2.7.a](#)):

$$d_{t_{\min}} > \begin{cases} 2\phi \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (8.11)$$

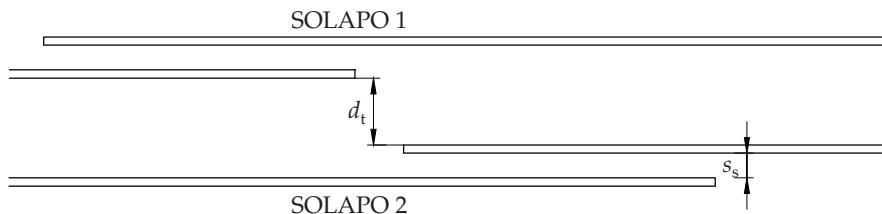


Figura 8.2.7.a: Distancias transversales

### Distancia longitudinal entre solapos

La distancia entre ejes de dos solapos adyacentes debe ser mayor de  $l_b$ .

En [CodE, A19 8.7.2] se indica, de forma contradictoria con el articulado, que la separación entre ejes debe ser mayor de 1,3 veces la longitud de solapo.

El coeficiente  $\alpha$  que afecta a la longitud de solapo depende del porcentaje de solapos en una misma sección. Se considera que están en la misma sección aquellos solapos cuyas distancias entre los ejes del primero y el último son menores de  $1,3l_s$  (figura 8.2.7.b).

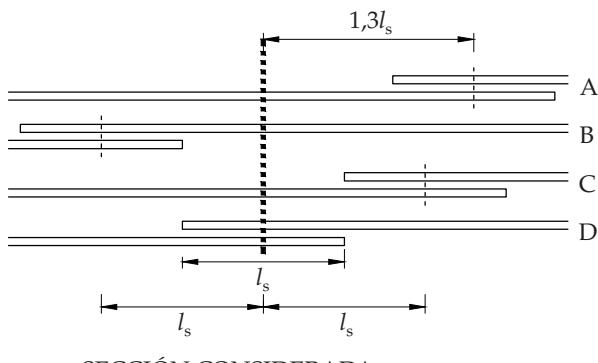


Figura 8.2.7.b: Solapos en una misma sección. Las barras A están fuera de la sección considerada. B, C y D están dentro de la sección considerada.

En edificación convencional, suele optarse por solapar barras con el doble de la longitud de anclaje, lo que permite no tener en cuenta la distancia entre solapos, salvo la distancia mínima entre ejes de solapos adyacentes  $l_b$ .



QR 8.1

Definición de «una misma sección  
de solapo»

## 8.2.8 Armadura transversal en la zona de solapo

Es necesario disponer una armadura transversal en la zona de solapo para garantizar la transmisión del esfuerzo de una a otra barra.

Puede explicarse de forma sencilla esta transmisión mediante un sistema de bielas y tirantes entre las dos barras solapadas.

La totalidad de la armadura transversal que cose el solapo debe ser igual al área de la mayor barra solapada en una misma sección.

Las barras transversales deben disponerse en perpendicular a la armadura solapada.

Si el diámetro de las barras solapadas es menor de 20 mm o si se solapa menos del 25 % de las barras de la sección, puede considerarse equilibrada la tracción transversal con cualquier armadura transversal necesaria por otras razones.

La armadura transversal a los solapos en pilares ha de regirse por lo especificado en el [apartado 9.4.2](#).

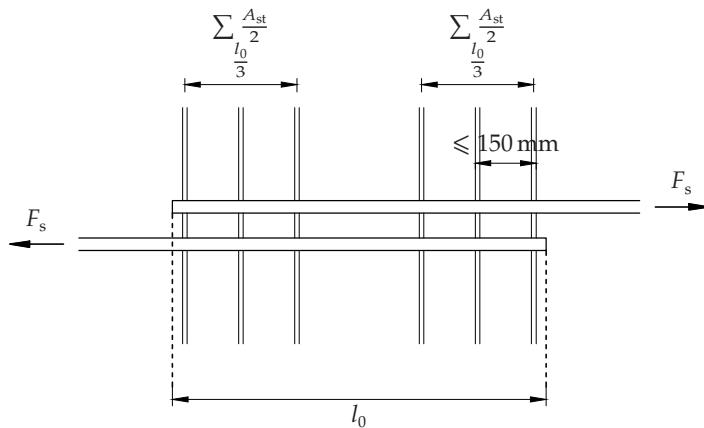
En vigas y pilares, como armadura transversal puede considerarse la armadura de cercos o estribos.

En losas, como armadura transversal puede considerarse la armadura longitudinal en dirección perpendicular.

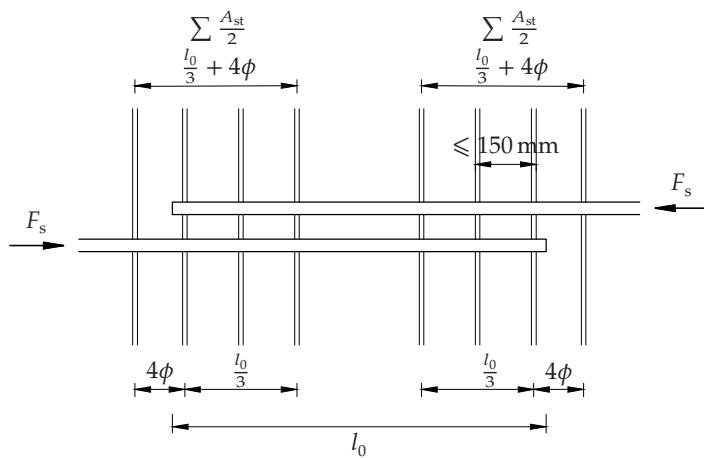
Si se solapa en una misma sección más del 50 % y la distancia transversal entre solapos adyacentes es menor de  $10\phi$ , la armadura transversal debe estar formada por cercos o barras en U convenientemente ancladas.

Esta condición siempre se suele cumplir en vigas y pilares, pero en losas puede condicionar la disposición de la ferralla.

Según el solapo sea de barras en tracción o compresión, el detalle de disposición es diferente [figura 8.2.8.a](#). En compresión se debe disponer al menos una barra por fuera de longitud de solapo.



a) Barras traccionadas



b) Barras comprimidas

Figura 8.2.8.a: Disposición de la armadura transversal al solapo

Tanto la forma del modelo de bielas y tirantes como la presión en la punta de la barra explican este diferente detalle de armado entre tracción y compresión.

Nótese que la armadura transversal debe ser dispuesta en los tercios extremos del solapado.

En pilares, en los solapados de la armadura de arranque de planta, no se puede disponer la armadura transversal inferior de fuera del solapado, por lo que se deberá disponer dentro.

## 8.3 Separadores

[CodE, Art. 49.8.2]

Los separadores se disponen para garantizar los recubrimientos nominales. Estos calzos o separadores deberán disponerse de acuerdo con la [tabla 8.3.a](#).

Tabla 8.3.a: Disposición de separadores

Elemento		Distancia máxima
Elementos superficiales horizontales (losas, forjados, zapatas y losas de cementación, etc.)	Emparrillado inferior	$50\phi \leq 100$ cm
	Emparrillado superior	$50\phi \leq 50$ cm
Muros	Cada emparrillado	$50\phi$ o 50 cm
	Separación entre emparrillados	100 cm
Vigas <sup>1)</sup>		100 cm
Soportes <sup>1)</sup>		$100\phi \leq 200$ cm

<sup>1)</sup> Se dispondrán, al menos, tres planos de separadores por vano, en el caso de las vigas, y por tramo, en el caso de los soportes, acoplados a los cercos o estribos.

$\phi$  Diámetro de la armadura a la que se acople el separador.

Deberán estar constituidos por materiales resistentes a la alcalinidad del hormigón y no inducir corrosión de las armaduras.

Deberán ser de hormigón, mortero, plástico rígido o material similar y haber sido específicamente diseñados para este fin.

Si los separadores son de mortero, su calidad deberá ser semejante a la del mortero contenido en el hormigón de la obra.

Si los separadores son de un material que no contiene cemento, se deberá asegurar su buen enlace con el hormigón del elemento mediante orificios cuya sección total sea al menos equivalente al 25 % de la superficie total del separador.

Se prohíbe el uso de madera o de cualquier material residual de construcción, aunque sea ladrillo u hormigón. En el caso de que puedan quedar vistos, se prohíbe asimismo el empleo de materiales metálicos. En cualquier caso, los materiales componentes de los separadores no deberán tener amianto.

Las separaciones indicadas en la tabla son valores máximos. Para una buena ejecución, se recomienda utilizar valores menores, porque es muy común que debido a movimientos de la ferralla estos separadores se giren o se suelten (al ser pisado por operarios, al introducir la ferralla en el encofrado, al cerrar la 2<sup>a</sup> cara del encofrado en muros...).



# 9 Detalles de armado

## 9.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

La cuantía mínima de armadura de tracción a flexión se establece para evitar la rotura frágil, las fisuras de gran tamaño y también para resistir las fuerzas procedentes de deformaciones coaccionadas.

La cuantía mínima de la armadura longitudinal de tracción en sección rectangular se establece mediante la expresión:

$$A_{s,\min} = \frac{W}{z} \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \approx \frac{bh}{5} \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \quad (9.1)$$

Siendo:

$f_{ctm,fl}$  Resistencia media a flexotracción del hormigón ([apartado 3.1.9](#))

$W$  Módulo resistente de la sección bruta ( $W = \frac{bh^2}{6}$  en sección rectangular)

$z$  Brazo mecánico de la sección. De forma aproximada puede considerarse  $z = 0,8h$

La expresión de la armadura mínima permite asegurar que la armadura no alcanza su límite elástico bajo la actuación del momento de fisuración ( $W \cdot f_{ctm,fl}$ ).

De la aplicación de la fórmula anterior se extrae la siguiente regla: Para secciones rectangulares de canto inferior a 60 cm y con hormigones  $f_{ck} \leq 30 \text{ N/mm}^2$ , se puede considerar una armadura mínima del 2 % del área bruta de hormigón (0,002bh).

La expresión de la armadura mínima se refiere únicamente a fenómenos de flexión. Cuando hay esfuerzos axiles de tracción, la armadura mínima se define en el [apartado 7.1.2](#), de fisuración.

Para secciones rectangulares a flexión, para valores de  $\sigma_s = f_{yk}$ , la expresión de armadura mínima del apartado de fisuración ([7.1.2](#)) suele dar valores menores.

En el caso de elementos en los que el momento de cálculo sea menor que el de fisuración (cosa que puede pasar en elementos o direcciones secundarias),  $A_{s,\min}$  se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en Estado Límite Último.

Esto pasa, por ejemplo, en elementos secundarios con un canto sobredimensionado por razones no estructurales o en algunos elementos de cimentación, o en armadura perpendicular a la dirección principal en losas unidireccionales.

Si el momento de cálculo es mayor que el de fisuración, por propia definición de armadura mínima, ésta siempre será menor que la de cálculo.

Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a la mínima se considerarán como secciones sin armar (Véase [CodE, A19 12] Hormigón en masa).

La armadura máxima de tracción o de compresión, fuera de las zonas de solape, es del 4 % del área de la sección bruta.

$$A_{s,\text{máx}} = 0,04bh \quad (9.2)$$

## 9.2 Vigas

Se deben respetar las armaduras mínimas definidas en el apartado 9.1 y apartado 7.1.2

### **[CodE, A19 6.2.3(7) y 9.2.1.3] 9.2.1 Decalaje de la armadura longitudinal**

Por efecto del cortante hay un aumento de la fuerza de tracción en la armadura longitudinal traccionada. Este aumento puede ser tenido en cuenta desplazando (en la dirección de la directriz de la viga) la ley de momentos flectores una longitud llamada decalaje, de valor:

$$a_l = d \quad (9.3)$$

En la mayoría de los casos, este fenómeno se garantiza prolongando la armadura (calculada con el momento flector de la envolvente) una longitud igual al decalaje. La armadura tiene que estar correctamente anclada a lo largo de toda la longitud decalada.

La expresión del decalaje es una simplificación útil para el proyecto, que cubre los casos posibles, y es válida para cualquier inclinación de las bielas y también para elementos sin armadura de cortante.

El incremento de la fuerza de tracción por efecto del cortante es debido al mecanismo de bielas y tirantes que explica la resistencia a cortante en ELU. Este incremento tiene un valor máximo de:

$$\Delta F = \frac{V}{2} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (9.4)$$

Éste es un valor máximo porque la fuerza total en la armadura longitudinal

(suma del efecto de la flexión más el efecto del cortante) no puede ser mayor que la fuerza de tracción correspondiente al máximo momento del vano estudiado.

De forma práctica, a efectos de proyecto, este incremento de fuerza se puede tratar:

- Como un desplazamiento (decalaje) de la ley de momentos flectores.
- O, para una mayor facilidad, en la mayoría de los casos, se puede tratar como una prolongación de la armadura en una longitud igual al decalaje.

Esta prolongación se garantiza calculando la armadura para la ley de flexión y en el proceso de proyecto de armado, al cortar barras, se aumenta la longitud de anclaje una cantidad igual al decalaje.

En algunos casos no es lo mismo desplazar la ley de flectores que prolongar la armadura necesaria. Por ejemplo, en los apoyos extremos de vigas con momentos flectores positivos o nulos, la armadura inferior ha de ser determinada a partir de la gráfica decalada, y no es válido calcular la armadura necesaria para el flector (que será cero o muy pequeña) y prolongarla ([figura 9.2.1.a](#)).

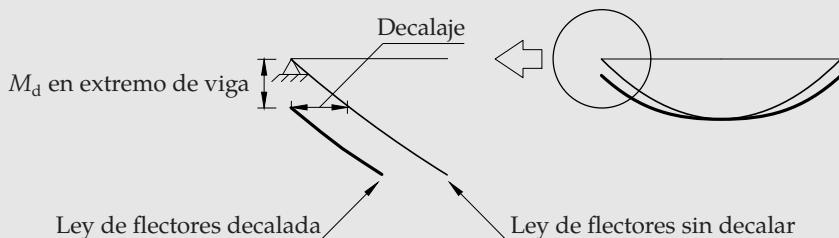


Figura 9.2.1.a: Momento flector en extremo de viga.

Este esquema para  $\theta = 45^\circ$  da lugar a la conocida regla según la cual la tracción en el apoyo debe ser capaz de resistir el cortante.

El decalaje propuesto en el texto es simplificado y máximo. Se puede calcular, de forma más afinada, el decalaje asociado a cada inclinación de la biela y ángulo de la armadura transversal mediante la expresión:

$$a_l = 0,5z(\cot \theta - \cot \alpha) \quad (9.5)$$

En la [tabla 9.2.1.a](#) se muestran los valores de  $a_l$  para los valores usuales de  $\alpha = 90^\circ$ , y considerando que  $z = 0,9d$ .

Tabla 9.2.1.a: Valores usuales de  $a_1$ 

Con armadura de cortante	$\theta = 45^\circ$	$a_1 = 0,45d$
	$\theta = 26,5^\circ$	$a_1 = 0,9d$
Sin armadura de cortante	$a_1 = d$	



QR 9.1

Corte de barras

[CodE, art. 9.2.1.2  
y 9.2.1.4] **9.2.2 Armadura en los apoyos extremos**

El área de la armadura dispuesta en los apoyos extremos, aunque se hayan considerado articulados (simples), se debe dimensionar con un porcentaje de la armadura inferior del centro de vano:

- Armadura superior: deberá ser al menos 0,15 veces dicha área (aplica solo en construcción monolítica).
- Armadura inferior: deberá ser al menos 0,33 veces dicha área.

El articulado impone la necesidad de prolongar un 33 % de la armadura inferior hasta el apoyo, mientras que el Anejo 19, propone solo un 25 %.

La armadura que ha de llevarse hasta la cara del apoyo tiene que estar efectivamente anclada. Para calcular dicha longitud de anclaje, en la fórmula de cálculo de la longitud neta ([apartado 8.2.4](#)),  $A_{snec}$  es la cantidad estricta de armadura a prolongar.

De forma segura, la fuerza de tracción en la armadura inferior que se debe anclar en el apoyo es igual al cortante. Esta condición es equivalente a aplicar la regla del decalaje. Esta armadura debe ser convenientemente anclada en la entrega de la viga.

El criterio de anclar una tracción igual al cortante en el apoyo es un valor máximo. De forma exacta, más afinada, al igual que con el decalaje, la fórmula de la fuerza de tracción en la armadura inferior que se debe anclar en el apoyo depende del ángulo de las bielas y se puede calcular como en el apartado anterior.

La armadura debe anclarse una longitud  $l_{b,neta}$  desde la cara del apoyo.

[CodE, art. 9.2.1.2  
y 9.2.1.5] **9.2.3 Armadura en los apoyos intermedios de vigas continuas**

En los apoyos intermedios se debe disponer una armadura inferior de al menos 0,25 veces el área de la mayor armadura inferior de los dos centros de vano adyacentes.

Esta armadura debe anclarse, a partir de la cara del apoyo, al menos, con una longitud igual a  $10\phi$ .

La armadura que ha de llevarse hasta la cara del apoyo tiene que estar efectivamente anclada. Para calcular dicha longitud de anclaje, en la fórmula de cálculo de la longitud neta ([apartado 8.2.4](#)),  $A_{snec}$  es la cantidad estricta de la armadura exigida en este apartado.

Cuando se esperan posibles momentos positivos (por ejemplo, en el asiento del apoyo, explosión, etc.), esta armadura deberá ser continua, lo que se puede conseguir mediante el solapo de barras o mediante una barra intermedia ([figura 9.2.3.a](#)).

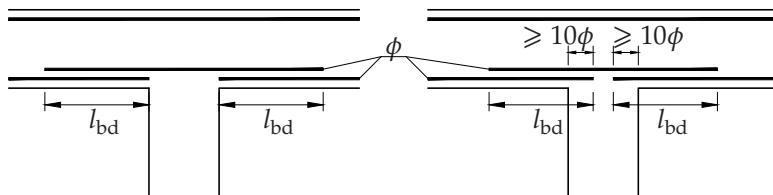


Figura 9.2.3.a: Armadura de apoyo intermedio

En los apoyos intermedios de las vigas continuas, el área total de la armadura de tracción  $A_s$  de las secciones en T o en cajón debe repartirse sobre el ancho eficaz (véase el [apartado 5.3.2](#)).

## 9.2.4 Armadura de cortante

[CodE, A19 9.2.2]

Esta Guía solo se refiere a la armadura de cortante dispuesta en perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

La armadura de cortante ([figura 9.2.4.a](#)) puede estar compuesta por una combinación de:

- cercos envolventes, que envuelven la armadura longitudinal de tracción y la zona de compresión, envolviendo las cuatro esquinas,
- cercos interiores, que no envuelven las cuatro esquinas
- y horquillas, formadas por una rama vertical.

Cuando se disponen cercos y horquillas, la mitad de la armadura debe estar formada por cercos. En forjados unidireccionales nervados de canto no superior a 40 cm, puede utilizarse armadura básica en celosía como armadura de cortante tanto si se dispone una zapatilla prefabricada como si el nervio es totalmente hormigonado *in situ*.

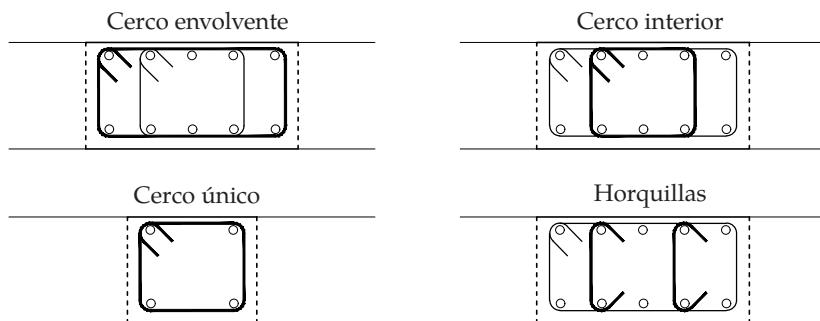


Figura 9.2.4.a: Formas de la armadura de cortante

Cuando se disponen cercos y horquillas, la mitad de la armadura debe estar formada por cercos. En forjados unidireccionales nervados de canto no superior a 40 cm, puede utilizarse armadura básica en celosía como armadura de cortante tanto si se dispone una zapatilla prefabricada como si el nervio es totalmente hormigonado *in situ*.

Si se esperan esfuerzos de torsión, al menos un cerco debe ser envolvente y solo los envolventes pueden ser considerados en dicho cálculo.

La armadura transversal debe anclarse conforme se especifica en el [apartado 8.2.5](#)

Las armaduras longitudinales de compresión (de diámetro  $\phi$ ) consideradas en el cálculo de la resistencia, deben arriostrarse mediante una armadura transversal con una separación longitudinal no mayor de  $15\phi$ .

La armadura vertical (perpendicular a la directriz) mínima a cortante en elementos lineales es:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w \quad (9.6)$$

siendo:

$\frac{A_{sw}}{s}$  Área de armadura de cortante por unidad de longitud

$b_w$  Ancho del alma

$f_{ck}, f_{yk}$  Resistencias características del hormigón y al acero, en  $[N/mm^2]$

La expresión no es adimensional y, por tanto, las resistencias deben introducirse en  $N/mm^2$ . Si el ancho se introduce en mm, el resultado  $A_{sw}/s$  se obtiene en  $mm^2/mm$ .

En losas con nervios, la necesidad de armadura mínima de cortante en los nervios depende de si el nervio se considera o no un elemento aislado. Para distinguir esto se pueden utilizar los criterios del [apartado 5.3.1](#).

La separación longitudinal y la transversal máxima de la armadura vertical debe ser:

$$s_{l,\max} = s_{t,\max} = 0,75d \quad (9.7)$$

La separación transversal  $s_{t,\max}$  debe ser menor de 600 mm.

A efectos prácticos, en vigas de edificación, la costumbre razonable es que, ni la separación transversal ni la longitudinal supere 300 mm.

### 9.2.5 Armadura de piel

Puede ser necesario disponer una armadura de piel, bien para el control de la fisuración, o bien para asegurar una resistencia adecuada al desconchamiento del recubrimiento:

- Por durabilidad, cuando el recubrimiento es mayor de 50 mm, hay que disponer armadura de piel según el [apartado 4.1.3](#).
- Por fisuración, cuando el canto es mayor de 1000 mm hay que disponer armadura de piel según el [apartado 7.1.3](#).

### 9.2.6 Apoyos indirectos

En el caso de vigas que apoyan sobre otras vigas, o losas que se apoyan en la parte inferior de vigas, es necesario disponer una armadura de cuelgue en la viga de apoyo (la que recibe la carga), que resista la reacción mutua. Esta armadura se añadirá a la necesaria por otros motivos y se dispondrá en forma de cercos que envuelvan a la armadura principal de la viga de apoyo. La armadura de cuelgue se puede repartir en la viga de apoyo según la [figura 9.2.6.a](#).

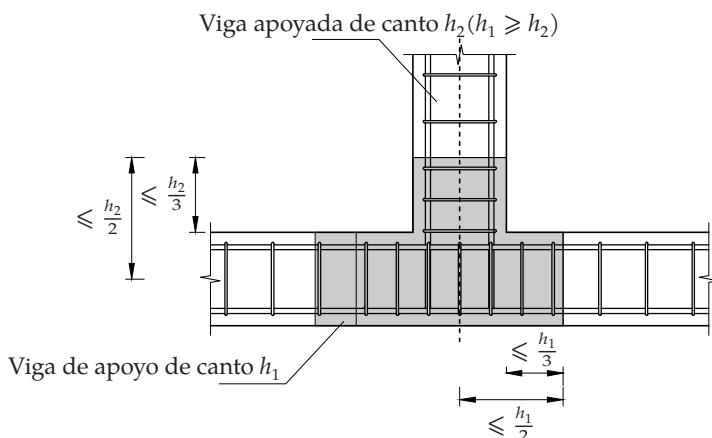


Figura 9.2.6.a: Zona de disposición de la armadura de cuelgue

En dicha zona no es necesario disponer armadura adicional de cortante debida a este efecto. Ahora bien, la armadura de suspensión no debe ser menor que la armadura necesaria de cortante por dicho efecto.

Si es posible, se recomienda disponer la armadura principalmente en la viga que recibe la carga.

### 9.2.7 Zonas especiales de armado

En el Apéndice J del Anejo 19 se describen reglas de armado para ménsulas cortas y esquinas de pórticos.

## 9.3 Losas

Este apartado se refiere a losas unidireccionales y bidireccionales.

El [CodE, A19], heredado del Eurocódigo 2 [UNE-EN 1992-1-1:2013/A1:2015], distingue de forma confusa las losas macizas y las planas. Por losas macizas el Eurocódigo entiende que son las losas apoyadas en apoyos lineales; y las planas considera que son las apoyadas sobre pilares.

### 9.3.1 Armadura de flexión

Se deben respetar las armaduras mínimas definidas en los [apartado 9.1](#) y [apartado 7.1.2](#).

En losas unidireccionales se debe disponer una armadura transversal secundaria no inferior al 20 % de la armadura principal. En las zonas cercanas a los apoyos no será necesario disponer armadura transversal a las barras principales superiores si no existe flexión transversal.

En losas se entiende que la armadura transversal es aquella armadura longitudinal de flexión perpendicular a la principal.

En vigas, la acepción «transversal» se refiere a armadura de cortante. Sin embargo, en losas, la armadura necesaria por efectos tangenciales se denominará de cortante o de punzonamiento.

La separación entre barras no debe superar  $s_{\text{máx,slabs}}$ , cuyos límites se establecen a continuación:

$$s_{\text{máx,slabs}} \leq \begin{cases} 300 \text{ mm} \\ \text{tres veces el espesor bruto de la losa o} \\ \text{del ala que aloje la armadura} \end{cases} \quad (9.8)$$

Se deben respetar estas separaciones máximas en las armaduras comprimidas y traccionadas.

Las reglas para vigas referentes a decalaje y armadura en apoyos (apartados 9.2.1, 9.2.2 y 9.2.3) también serán de aplicación en losas, con las siguientes diferencias:

- En losas simplemente apoyadas, la armadura inferior en apoyos extremos lineales deberá ser igual o mayor a 0,50 veces la armadura inferior necesaria en el vano, y debe estar convenientemente anclada.
- La armadura superior en cualquier apoyo interior lineal de una losa deberá ser igual o mayor a 0,25 veces la armadura inferior necesaria en el vano. Esta armadura deberá extenderse al menos 0,2 veces la longitud del vano adyacente, medida desde la cara del soporte y deberá ser continua en los apoyos intermedios

Esta armadura superior, de forma habitual, es inferior a la necesaria por flexión.

A lo largo de los bordes libres (no apoyados) la losa deberá contener armadura transversal y longitudinal dispuesta como se muestra en la figura 9.3.1.a. La armadura dispuesta en la losa puede actuar como armadura de borde.

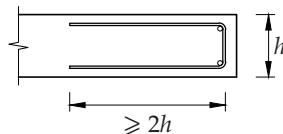


Figura 9.3.1.a: Armadura en los bordes libres no apoyados

En pilares interiores debe disponerse una armadura inferior (al menos 2 barras por dirección) que atraviese el pilar.

En losas con comportamiento bidireccional:

- El Código Estructural, propone que, salvo estudios más rigurosos, en pilares interiores hay que disponer la mitad de la armadura de negativos del pórtico virtual, en la cuarta parte de su ancho.
  - Esto supone una mayor concentración de armadura cerca del pilar de la que habitualmente se dispone si se utiliza el método de los pórticos virtuales, que propone que el 75 % de la armadura se disponga en la mitad del ancho del pórtico (banda de pilares).
  - Se entiende que un cálculo más riguroso puede ser un análisis estructural diferente y menos simplificado que el método de los pórticos virtuales.
- El Código Estructural propone que la armadura perpendicular a un

borde libre necesaria para transmitir los momentos flectores de la losa a los pilares de borde o de esquina, se disponga a lo largo del ancho efectivo  $b_e$  mostrado en la [figura 9.3.1.b](#).

En pilares de borde:

$$b_e = c_2 + y \quad (9.9)$$

En pilares de esquina

$$b_e = z + \frac{y}{2} \quad (9.10)$$

Esta disposición es muy exigente a efectos de densidad de armadura, especialmente en pilares pequeños.

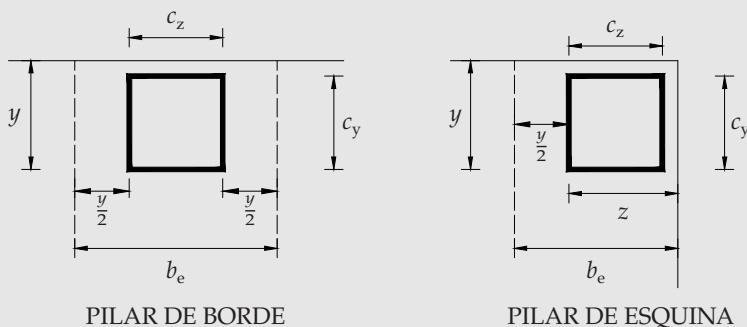


Figura 9.3.1.b: Ancho efectivo  $b_e$

### 9.3.2 Armadura de cortante

Este apartado se refiere a losas con comportamiento unidireccional.

En losas de menos de 200 mm de canto no se puede considerar la armadura de cortante en el cálculo.

Esta condición supone que las losas de poco canto deben dimensionarse para que no sea necesaria armadura de cortante.

En los detalles de armado de las armaduras de cortante, se aplicarán el valor mínimo y la definición de la cuantía de armadura establecidos en el [apartado 9.2.4](#), a menos que se vean modificados por los siguientes apartados.

En losas, a diferencia de vigas, la armadura mínima se aplica solo cuando se necesita armadura de cortante.

La separación transversal de la armadura de cortante no debe exceder

$$s_{t,\text{máx}} = 1,5d \quad (9.11)$$

### 9.3.3 Armadura de punzonamiento

Este apartado se refiere a losas con comportamiento bidireccional.

Al igual que en cortante, se recomienda que las losas de menos de 200 mm de canto se dimensionen para no necesitar armadura de punzonamiento.

En caso de necesitar armadura de punzonamiento deben disponerse, al menos, dos coronas de armadura situadas a una distancia máxima de  $0,75d$ .

Esta condición supone que, para nudos con poca necesidad de armadura transversal, puede armarse tan solo con dos perímetros estando el más exterior a una distancia entre  $1,05d$  y  $1,25d$  de la cara del pilar.

Esto es menos exigente que la actual costumbre de disposición de armadura que consiste en colocar tres perímetros llegando hasta un mínimo de  $2d$  de la cara del pilar. La EHE no aclaraba esta disposición mínima, sin embargo, ha sido práctica habitual.

La distancia del primer perímetro a la cara del pilar debe ser mayor de  $0,3d$ . La separación entre coronas se define en la [figura 9.3.3.a](#).

Lo habitual es disponer la primera corona a  $0,5d$ .

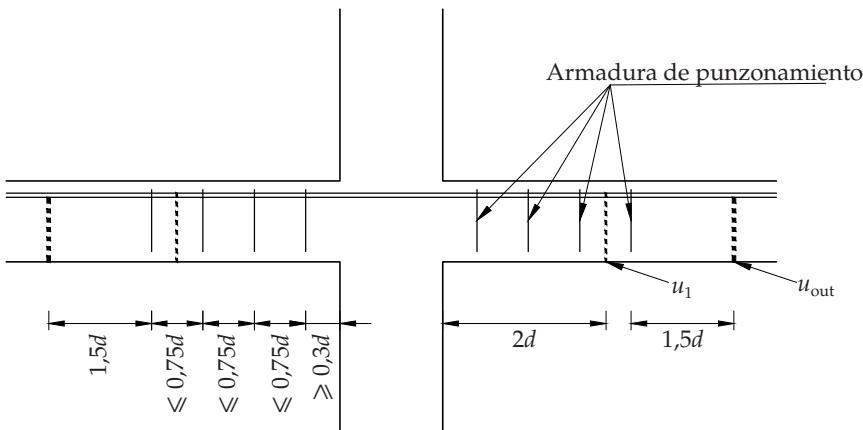


Figura 9.3.3.a: Separación entre coronas de punzonamiento

La separación entre dos ramas de armadura en un mismo perímetro o corona (separación transversal) no debe superar el valor  $1,5d$ .

Si el perímetro es exterior a  $u_1$ , esta separación transversal puede ser hasta  $2d$ . En caso de ser mayor de  $2d$ , afectará a la definición del perímetro  $u_{out}$  ([figura 9.3.3.a](#)).

La armadura mínima a disponer, en el caso de necesitar armadura, es, para armadura perpendicular a la directriz (vertical):

$$\rho_{w,\min} = \frac{A_{sw,\min}}{s_l s_t} \geqslant \frac{0,08}{1,5} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (9.12)$$

siendo:

$A_{sw,\min}$  Área de armadura de una rama

$s_l$  Separación longitudinal (radial) entre dos coronas

$s_t$  Separación transversal (circunferencial) entre dos ramas de una corona

El término  $\frac{A_{sw,\min}}{s_l s_t}$  representa la armadura mínima por metro cuadrado. Se puede llamar densidad, para un mejor entendimiento.

La armadura total mínima a disponer es el producto de la densidad mínima  $\rho_{w,\min}$  por el área dentro del perímetro  $u_1$ .

#### [CodE, Art. 38] 9.3.4 Piezas de entrevigado en forjados

Una pieza de entrevigado es un elemento prefabricado con función aligerante destinada a formar parte del conjunto resistente de un forjado junto con las viguetas o nervios, la losa superior hormigonada en obra y las armaduras de obra.

Las más habituales son las aligerantes de cerámica u hormigón, también conocidas como bovedillas.

Las piezas de entrevigado colaborantes son poco frecuentes en edificación y su uso merece un estudio especial. No confundir con las prelosas que sí pueden tener capacidad resistente aditiva al forjado, entre otras razones, por ser continuas, estar construidas con hormigón estructural y adecuadamente adheridas al hormigón *in situ*.

Debe tenerse en cuenta que la resistencia del forjado a fuego depende de la resistencia a fuego de la bovedilla. Si esta no tiene la resistencia requerida, la viga que abraza se debe considerar expuesta por esa cara ([apartado 4.2](#)).

## 9.4 Pilares

En pilares, la relación entre la dimensión mayor y la menor debe ser menor que 4.

### 9.4.1 Armadura longitudinal

Las barras longitudinales deben tener un diámetro igual o superior a 12 mm.

La cantidad mínima de armadura longitudinal,  $A_{s,\min}$ , es:

$$A_{s,\min} = \frac{0,1N_{Ed}}{f_{yc,d}} \quad (9.13)$$

siendo:

$N_{Ed}$  Esfuerzo axil de cálculo

$f_{yc,d}$  Resistencia de cálculo del acero a compresión, siendo

$$f_{yc,d} = \min(f_{yd}, 400 \text{ N/mm}^2) \quad (9.14)$$

Es habitual y norma de buena práctica disponer la armadura simétrica y, usualmente, en las cuatro caras, de forma simétrica dos a dos. La armadura mínima es la total de las cuatro caras.

Esta cantidad mínima de armadura supone, aproximadamente, que la capacidad mecánica de la armadura del pilar es mayor del 10 % de la capacidad del hormigón.

La cantidad máxima de armadura longitudinal  $A_{s,\max}$  se define como:

$$A_{s,\max} = 0,04A_c \quad (9.15)$$

siendo:

$A_c$  Área de la sección transversal de hormigón.

En las zonas de solapo, el área de armadura máxima se duplica.

Esta cantidad máxima de armadura supone, aproximadamente, que la capacidad mecánica de la armadura del pilar no debe ser mayor que el 100 % de la capacidad del hormigón.

Para pilares con sección poligonal se debe disponer, como mínimo, una barra en cada esquina. El número de barras longitudinales en un pilar circular no debe ser inferior a cuatro.

Se recomienda que el número de barras longitudinales de un pilar circular sea, al menos, seis.

#### 9.4.2 Armadura transversal

El diámetro de la armadura transversal,  $\phi_t$ , (cercos, ganchos en U, o armadura helicoidal) debe cumplir la condición:

$$\phi_t \not< \begin{cases} 6 \text{ mm} \\ \frac{\phi_{\max}}{4} & (\phi_{\max} \text{ es el máximo diámetro de la armadura longitudinal}) \end{cases} \quad (9.16)$$

La armadura transversal debe anclarse adecuadamente, siguiendo los criterios del apartado 8.2.5.

La separación de la armadura transversal,  $s_t$ , a lo largo del pilar debe cumplir que:

$$s_t < \begin{cases} 15\phi_{\min} & \text{siendo } \phi_{\min} \text{ el diámetro mínimo} \\ & \text{de la armadura longitudinal} \\ 300 \text{ mm} & \\ \text{Lado menor del pilar} & \end{cases} \quad (9.17)$$

La separación máxima de la armadura transversal anterior debe multiplicarse por 0,6 en los casos siguientes:

- en las zonas cercanas al forjado, por encima y por debajo, a una distancia menor de la mayor dimensión del pilar
- en las zonas de solapo de las armaduras, en el caso en el que el diámetro de las barras longitudinales sea superior a 12 mm.

En la zona de solapo, en pilares, hay que disponer un mínimo de 3 cercos uniformemente dispuestos.

En el caso de que cambie la dirección de las barras longitudinales, (por ejemplo, en los cambios de las dimensiones de los pilares), la separación de las barras transversales debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos transversales asociados. Estos efectos se pueden ignorar si el cambio de dirección tiene una pendiente inferior o igual a 1/12.

Una barra se considera sujetada si tiene armadura transversal en dos direcciones. Todas las barras de esquina deben estar sujetas. Ninguna barra debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujetada.

## 9.5 Muros

Este apartado hace referencia a muros de hormigón armado con una relación longitud-espesor mayor o igual a 4.

Para muros sometidos principalmente a cargas perpendiculares a su plano, se aplicarán, además, las reglas establecidas para losas (apartado 9.3).

Las cargas perpendiculares al plano, en un muro, suelen tener su origen en el empuje de tierras, por lo que los muros de contención de tierras (muros aislados en ménsula y muros de sótano) deben cumplir las reglas establecidas para losas.

### 9.5.1 Armadura vertical

El área de la armadura vertical debe cumplir:

$$A_{s,\min} = 0,002A_c \quad (9.18)$$

$$A_{s,\text{máx}} = 0,04A_c \quad (9.19)$$

Se debe colocar un 60 % de la armadura mínima en la cara traccionada.

La distancia entre dos barras verticales contiguas no debe ser mayor que 400 mm o 3 veces el espesor del muro.

### 9.5.2 Armadura horizontal

Debe disponerse armadura horizontal en ambas caras del muro. El área de estas armaduras debe cumplir:

$$A_{s,\text{mín}} = \begin{cases} 0,004A_c & \text{para acero de } f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \\ 0,0032A_c & \text{para acero de } f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (9.20)$$

La armadura horizontal deberá repartirse en las dos caras, con las siguientes reglas de colocación:

- en muros vistos por ambas caras, deberá disponerse la mitad de la armadura en cada cara,
- en muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm.

La cuantía mínima horizontal podrá reducirse a

$$A_{s,\text{mín}} = 0,002A_c \quad (9.21)$$

en las siguientes situaciones (figura 9.5.2.a):

- en la mitad superior de muros con altura mayor de 2,5 m
- cuando se disponen juntas verticales, que permiten el movimiento longitudinal, a distancias inferiores a 7,5 m.

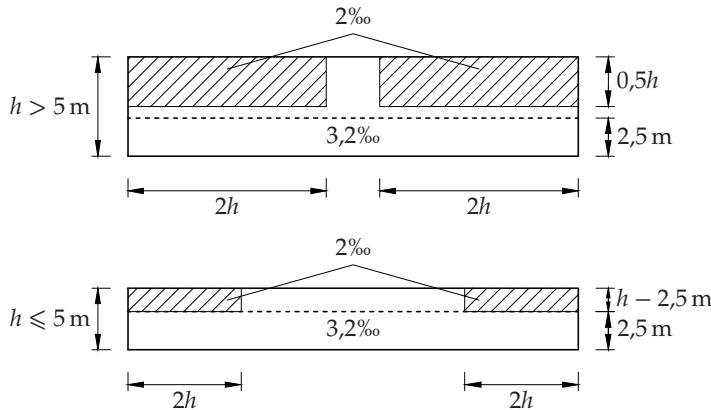


Figura 9.5.2.a: Reducción de la cuantía horizontal en muros

La separación entre dos barras horizontales adyacentes no debe ser mayor de 400 mm.

### 9.5.3 Armadura transversal

La armadura transversal será necesaria en los muros sometidos principalmente a compresión (para garantizar el arriostramiento de la armadura comprimida) y, en elementos sometidos principalmente a flexión, cuando lo necesiten por el cálculo a cortante.

Cuando las armaduras transversales tienen una función de arriostramiento de barras comprimidas:

- Si la armadura vertical, sumando ambas caras, es mayor de  $0,02A_c$ , se deberá disponer armadura transversal (cercos u horquillas), de acuerdo con los requisitos para pilares ([apartado 9.4.2](#)), considerando como dimensión mayor del pilar cuatro veces el espesor del muro.
- Si la armadura resistente está por fuera de su armadura perpendicular, se deben disponer, al menos  $4 \text{ ramas}/\text{m}^2$  de alzado de muro.
- No será necesario disponer armadura transversal donde se utilicen mallas electrosoldadas y barras de diámetro  $\phi \leq 16 \text{ mm}$  con un recubrimiento de hormigón superior a  $2\phi$ .

Cuando las armaduras transversales tienen la función de resistir el esfuerzo cortante ha de calcularse la armadura y su disposición según las especificaciones del [apartado 9.3.2](#).

La armadura transversal ha de abrazar a las armaduras verticales.

## 9.6 Zapatas

En cimientos, el diámetro mínimo de barra que puede emplearse es  $\phi = 12 \text{ mm}$ .

Puede prescindirse de la armadura superior salvo que los efectos de las acciones produzcan tracciones sobre la cara superior de la zapata que requieran armadura.

En la cara de tracción ha de disponerse la armadura mínima del [apartado 9.1](#).

### 9.6.1 Anclaje de barras

La tracción en la armadura a una distancia  $x$  del borde (donde puede haber una posible fisura) se determina a partir de las condiciones de equilibrio de la porción de zapata que hay desde la posible fisura, hasta el extremo.

La fuerza de tracción a una distancia  $x$ ,  $F_s(x)$ , se obtiene a partir del equilibrio ([figura 9.6.1.a](#)):

$$F_s(x)z_i = Rz_e \quad (9.22)$$

Dicha fuerza debe ser capaz de anclarse en la longitud  $x$ .

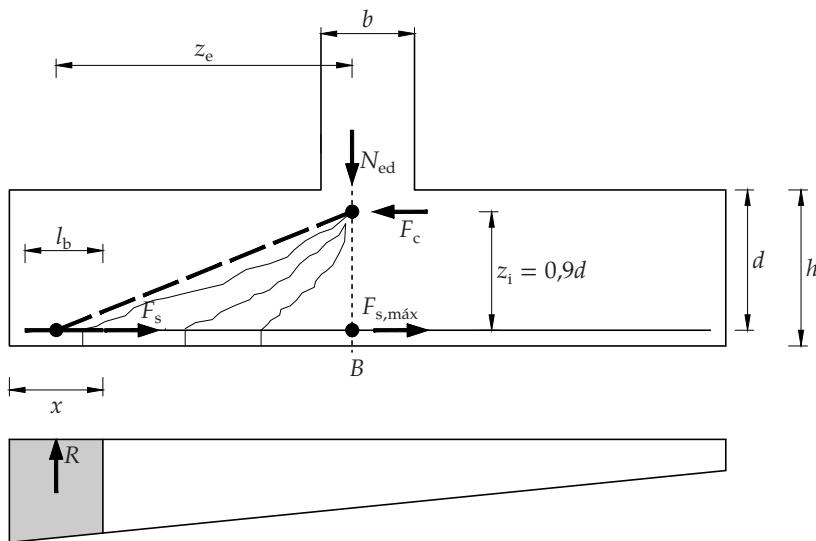


Figura 9.6.1.a: Modelo de fuerza de tracción con respecto a las fisuras inclinadas

Dicho de otro modo, podría ocurrir que a una distancia  $x$  del borde, menor que la longitud de anclaje  $l_b$ , la capacidad reducida de la armadura, sea menor que  $F_s(x)$ .

El brazo interno  $z_i$  puede suponerse igual a  $0,9d$ . El brazo externo  $z_e$ , puede medirse de forma simplificada y segura, al centro de la zapata.

Este posible problema de falta de anclaje se puede dar en zapatas rígidas, pero no en zapatas flexibles porque:

- En zapatas flexibles, la pendiente de la ley de variación de  $F_s$  en el extremo de la zapata es nula, y aumenta conforme se acerca a la sección central.
- En zapatas rígidas, la pendiente en el extremo es máxima, y disminuye hasta ser nula en la sección central.

En cualquier caso, el valor de la fuerza  $F_s$  en el centro de la zapata, que suele servir para dimensionar la armadura, es la misma, sea la zapata rígida o flexible.

Si la armadura de la zapata, dimensionada para su valor máximo, se mantiene en toda la longitud (que es lo más habitual) la condición de anclaje correcta se cumple siempre que:

$$l_{b,\text{neta}} \leq \frac{B}{4} \quad (9.23)$$

Esta expresión hace referencia a  $l_{b,\text{neta}}$ , por lo que es válida para anclajes con patilla o con armadura sobreabundante. Si no se cumple dicha condición, habrá que utilizar patilla.



QR 9.2

Anclaje de la armadura de una  
zapata rígida

## 9.7 Armaduras de atado

Las estructuras que no estén calculadas para resistir situaciones accidentales deberán tener un sistema de atado adecuado, destinado a prevenir un agotamiento progresivo mediante la disposición de trayectorias alternativas para las cargas después de que se produzcan los daños.

Estas armaduras también se denominan armaduras para garantizar la robustez.

Para satisfacer este requisito, se deben disponer las siguientes armaduras de atado ([figura 9.7.a](#)):

- armaduras de atado perimetrales,
- armaduras de atado interiores,
- armaduras de atado horizontales de pilares o muros,
- si es necesario, armaduras de atado verticales, en particular en los edificios construidos con paneles prefabricados.

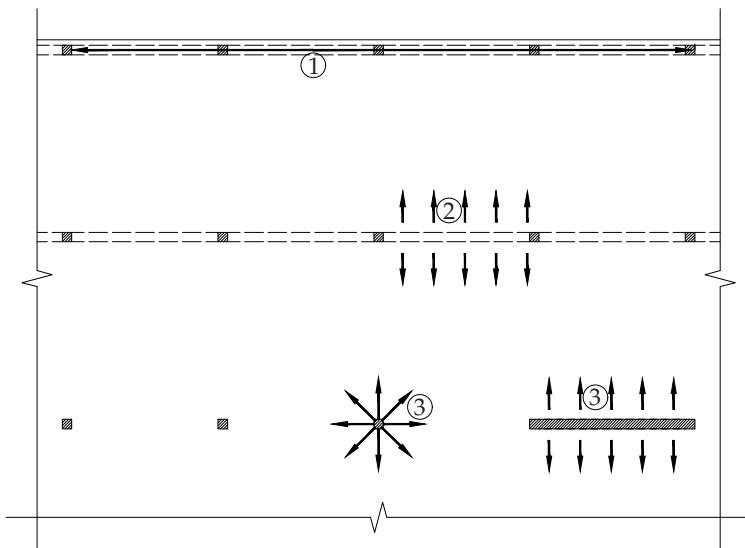
La tensión de proyecto de las armaduras de atado es su resistencia característica.

Las armaduras de atado se dispondrán como una armadura mínima y no como una adicional a la exigida por el cálculo estructural.

La definición de las armaduras de atado se desarrolla en [CodE, A19, art. 9.10].

El objetivo de la armadura de atado es asegurar que, en caso de rotura, se prevenga la caída de la estructura, disponiendo una armadura de tracción que permite que el peso de la estructura que colapsa cuelgue de la estructura que se mantiene.

Por ello, el cálculo, más allá de las fórmulas normativas, puede hacerse evaluando dicho peso y dimensionando las armaduras (preferiblemente inferiores) para que sean capaces de resistir dicha carga por tracción. es decir:  $A_s f_y k = \text{Carga en situación accidental}$ .



- 1: armaduras de atado perimetrales
- 2: armaduras de atado interiores
- 3: armaduras de atado horizontales de pilares y muros

Figura 9.7.a: Armaduras de atado



# 10 Gestión de la calidad

[CodE, Arts. 17 a 22]

Las estructuras de hormigón deberán presentar a su recepción una adecuada calidad.

La responsabilidad de la garantía de la calidad reside en el constructor.

La dirección facultativa deberá velar porque se efectúen las comprobaciones de control suficientes que le permitan asumir la conformidad de la estructura.

La conformidad de la estructura precisa de la realización de los siguientes controles:

- Control de proyecto, apartado 10.1.
- Control de conformidad de productos: hormigón y acero, apartados 10.2 y 10.3.
- Control de ejecución, apartado 10.4.
- Control de la estructura terminada, apartado 10.5.

Históricamente, el control de materiales fue el primer control que se estableció como obligatorio. Este control conllevó una importante mejora en la calidad de la construcción. Dicha mejora llevó a establecer también un control en la ejecución, haciéndose también obligatorio desde hace varias ediciones de las normas españolas.

Aunque el control de proyecto aparece en las últimas versiones normativas, aún no se ha establecido como obligatorio, dejándolo a decisión de la Propiedad. Sin embargo, la clara influencia de los controles en la calidad de lo controlado hace que sea muy recomendable la realización de dicho control.

En esta Guía, que no está específicamente dedicada al control, se van a tratar algunos aspectos de éste que se consideran importantes y muy habituales en las estructuras, con especial atención al control de la resistencia del hormigón.

## 10.1 Control de proyecto

[CodE, Arts. 20 y 55]

El control del proyecto tiene por objeto comprobar su conformidad con el Código Estructural, así como comprobar todos los aspectos que puedan incidir en la calidad de la estructura proyectada (el grado de definición, la calidad,...).

La propiedad podrá decidir la realización del control de proyecto, que como mínimo deberá realizarse por una persona distinta a los inicialmente responsables. Para ello, podrá contar con la asistencia técnica de una entidad de control de calidad [CodE, Art. 17.2.2.2].

Cuando la Propiedad decida realizar el control de proyecto elegirá uno de los siguientes niveles de control:

- control a nivel normal,
- control a nivel intenso.

La entidad de control identificará los aspectos que deben comprobarse y desarrollará según el tipo de obra, una pauta de control como la que, a título orientativo, se recoge en [CodE, A3].

La frecuencia de comprobación, según el nivel de control adoptado, no debe ser menor que el indicado en la [tabla 10.1.a](#).

Tabla 10.1.a: Frecuencia de comprobación

Tipo de elemento	Nivel de control		Observaciones
	Normal	Intenso	
Zapatas	10 %	20 %	Al menos 3 zapatas
Losas de cimentación	10 %	20 %	Al menos 3 recuadros
Encepados	10 %	20 %	Al menos 3 encepados
Muros de contención	10 %	20 %	Al menos 3 secciones diferentes
Muros de sótano	10 %	20 %	Al menos 3 secciones diferentes
Muros portantes	10 %	20 %	Mínimo 3 tramos
Vigas principales	10 %	20 %	Mínimo 3 vigas de, al menos dos vanos
Vigas secundarias, zunchos, brochales	10 %	20 %	Mínimo 3 elementos
Escaleras	10 %	20 %	Al menos 2 tramos
Losas y forjados bidireccionales	15 %	30 %	Al menos 3 recuadros Mínimo uno de borde y uno en voladizo
Forjados unidireccionales	15 %	30 %	Al menos 3 paños
Elementos auxiliares provisionales necesarios durante la ejecución: apeos, etc.	15 %	30 %	Al menos 1 por tipo y supervisión de afección a la estructura definitiva

La documentación a entregar en el informe del control de proyecto se define en [CodE, Art. 55.2].

## 10.2 Control del hormigón

[CodE, Arts. 21 y 57]

Esta Guía solo describe el control del hormigón, [CodE, Art. 57] y no el de sus productos componentes [CodE, Art. 56].

La conformidad de un hormigón se realiza mediante un control de recepción que incluye el control de

- Docilidad
- Resistencia
- Durabilidad

El contenido mínimo de cemento y la relación agua/cemento deben ser adecuadamente aseguradas por el fabricante del hormigón.

### 10.2.1 Ensayos de docilidad

La docilidad se determina mediante el ensayo de asentamiento, UNE-EN 12350-2 (cono de Abrams) salvo que se trate de hormigón autocompactante [CodE, Art. 33.5].

Los ensayos de consistencia del hormigón fresco se realizan en el momento de la fabricación de las probetas para controlar la resistencia.

El ensayo es aceptado cuando la consistencia esté dentro del rango definido en proyecto, [apartado 3.1.3](#), con una tolerancia de  $\pm 10$  mm.

### 10.2.2 Ensayos de durabilidad

El objeto de los ensayos de durabilidad es el de obtener las profundidades de penetración de agua bajo presión media y máxima. [CodE, Art. 57.3.3 y 57.5.7].

### 10.2.3 Ensayos de resistencia

La resistencia del hormigón se comprobará mediante ensayos de resistencia a compresión realizados en probeta cilíndrica 15×30, conforme a la norma UNE-EN 12390-3 efectuados sobre probetas fabricadas y curadas según UNE-EN 12390-2, con probetas de las dimensiones indicadas en la norma UNE-EN 12390-1.

La toma de muestras se realizará en el punto de vertido del hormigón, a la salida de éste del correspondiente elemento de transporte y entre  $\frac{1}{4}$  y  $\frac{3}{4}$  de la descarga.

Se reservarán al menos dos probetas para ensayar, si fuera necesario a edades superiores a 28 días. Transcurridos 60 días sin que nadie autorizado haya dispuesto de las probetas, se desecharán definitivamente.

Durante el periodo de permanencia en obra, las probetas deberán estar protegidas de impactos, vibraciones, soleamiento directo, deshidratación o exposición al viento. Con objeto de evitar la desecación, tras la fabricación de las probetas la superficie expuesta debe cubrirse con una arpillería húmeda o similar, y los moldes deben permanecer en una bolsa sellada.

La temperatura exterior alrededor de las probetas deberá permanecer en el intervalo de  $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  ( $25^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  en tiempo caluroso). En caso de no poder cumplir las condiciones de temperatura durante un periodo superior a 2 horas mientras las probetas se encuentran en la obra, el constructor deberá disponer una habitación o recinto donde depositar las probetas y que sea capaz de mantener las temperaturas de conservación establecidas. La existencia de dicho recinto deberá quedar debidamente documentada en los correspondientes partes de fabricación de probetas.

El periodo de permanencia de las probetas en la obra será de al menos 16 horas, sin superar las 72 horas hasta la entrada en la cámara de curado. Es recomendable que el periodo máximo de permanencia hasta la entrada en la cámara de curado no supere las 48 horas, especialmente en los meses de verano. En los meses de invierno, el periodo mínimo de permanencia de las probetas en la obra será de 24 horas.

#### 10.2.4 Modalidades del control de la resistencia

La modalidad de control que se adopte en el proyecto podrá ser:

- Control estadístico, apartados 10.2.5 y 10.2.6 y [CodE, Art. 57.5.4]
- Control al 100 % [CodE, Art. 57.5.5]
- Control indirecto [CodE, Art. 57.5.6]

Los criterios de aceptación aplicables serán función de:

- la posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- que el hormigón tenga certificada la dispersión dentro del alcance de certificación de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- la modalidad de control que se adopte.

En las obras de hormigón, en general, se adopta la modalidad de control estadístico, que es la modalidad incluida en esta Guía.

#### 10.2.5 Control estadístico. Definición de lotes

Se define como lote cada una de las divisiones que se hace del volumen total de hormigón en una obra para su control.

Se entiende por amasada, el volumen de hormigón amasado a la vez que, usualmente, se corresponde con el volumen del camión hormigonera.

El control estadístico supone los siguientes pasos:

- Definición de los lotes, [tabla 10.2.5.a](#)
- Definición de las amasadas por lote, [tabla 10.2.5.a](#)
- Obtención de los resultados de resistencia de cada amasada (rotura de probetas).
- Definición de la aceptabilidad del lote en función del tratamiento estadístico de los resultados de las amasadas, [apartado 10.2.6](#).

Tabla 10.2.5.a: Tamaño máximo de los lotes del control de la resistencia y amasadas a controlar por lote. [CodE, Tabla 57.5.4.1]

Tipo de elemento	Volumen de hormigón	Tiempo de hormigonado	N.º de elementos o dimensión	N.º de amasadas a controlar en cada lote. Hormigón sin DOR	N.º de amasadas a controlar en cada lote. Hormigón con DOR
Cimentaciones con elementos de volumen superior a $200 \text{ m}^3$	Volumen vertido, $V$ , de forma continua	1 semana	1 elemento	$N \geq V/35$ $N \geq 3$	$N \geq V/105$ $N \geq 1$
Cimentaciones superficiales con elementos de volumen inferior a $200 \text{ m}^3$	$100 \text{ m}^3$	1 semana	—	$N \geq 3$	$N = 1$
Vigas, forjados, solebras y otros elementos trabajando a flexión	$100 \text{ m}^3$	2 semanas	$1000 \text{ m}^2$ de superficie construida 2 plantas (**)	$N \geq 3$	$N = 1$
Pilares y muros portantes de edificación	$100 \text{ m}^3$	2 semanas	$500 \text{ m}^2$ de superficie construida (*) 2 plantas (**)	$N \geq 3$	$N = 1$

(\*) En el caso de que el número de amasadas necesarias para ejecutar los pilares de un lote sea igual o inferior a tres, el límite de  $500 \text{ m}^2$  se podrá elevar a  $1000 \text{ m}^2$ .

(\*\*) En el caso de que un lote esté constituido por elementos de dos plantas, se deberán tener resultados de ambas plantas.

Todas las amasadas de un lote procederán del mismo suministrador, estarán elaboradas con los mismos materiales componentes y tendrán la misma dosificación nominal.

La conformidad del lote en relación con la resistencia se comprobará a partir de los  $N$  valores medios de los resultados obtenidos sobre dos probetas tomadas para cada una de las  $N$  amasadas controladas.

De una amasada se extraen dos probetas que dan lugar a un solo valor medio por amasada.

El valor de la resistencia de una amasada, a partir de la media de dos o tres determinaciones, tendrá validez si el recorrido relativo (diferencia entre el mayor resultado y el menor, dividida por el valor medio), no excede del 13% con dos probetas o del 20% con tres probetas.

Se puede aumentar el tamaño del lote:

- Si el hormigón del lote está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, se aumentará su tamaño multiplicando el tamaño del lote de la tabla anterior por cinco.
- Si el hormigón del lote proviene de una central cuya dispersión esté certificada, se aumentará el tamaño del lote multiplicando los valores de la tabla anterior por dos.
- En estos casos de tamaño ampliado del lote, el número mínimo de lotes será de tres, correspondiendo cada lote a elementos incluidos en filas distintas de la tabla.

En ningún caso un lote podrá estar formado por amasadas suministradas durante más de seis semanas.

Como se puede observar, el uso de hormigones con distintivo permite reducir notablemente el número de ensayos del hormigón porque:

- Puede llegar a disminuirse el número de lotes a una quinta parte.
- Se reduce, aproximadamente a un tercio, el número de amasadas a controlar de cada lote.
- Se suaviza el criterio de aceptación ([apartado 10.2.6](#))  
En un mismo lote no puede haber hormigones de diferente resistencia. Esto puede darse por razones de ambiente, o por necesidades del proceso de ejecución. En ese caso, es preciso dividir el lote de manera que en cada nuevo lote solo haya hormigón de una única resistencia.

## 10.2.6 Control estadístico. Criterios de aceptación

El criterio de aceptación del lote es el siguiente:

- En hormigones con un distintivo de calidad oficialmente reconocido, el criterio se denomina «de identificación».

$$x_i \geq f_{ck} \quad (10.1)$$

La identificación de resistencias se hace en todas las amasadas, siendo  $x_i$  el valor de todas y cada una de ellas.

Lo habitual en este tipo de hormigones es que el lote tenga una sola amasada.

- En hormigones sin distintivo de calidad oficialmente reconocido:
  - Con la dispersión certificada dentro del alcance de certificación de un distintivo de calidad.

$$\bar{x} (1 - 1,66\delta^*) \geq f_{ck} \quad (10.2)$$

- En hormigones suministrados de forma continua por la misma central de hormigón preparado en los que ya se han controlado en obra más de treinta y seis amasadas del mismo tipo de hormigón.

$$(\bar{x} - 1,66s_{35}^*) \geq f_{ck} \quad (10.3)$$

- En hormigones fabricados de forma continua en central de obra o suministrados de forma continua por la misma central de hormigón preparado.

$$x_1 K_n \geq f_{ck} \quad (10.4)$$

siendo:

$\bar{x}$  Valor medio de los resultados obtenidos en las  $N$  amasadas ensayadas por lote de obra.

$x_1$  Valor mínimo de los resultados obtenidos en las últimas  $N$  amasadas controladas del lote de obra.

$f_{ck}$  Resistencia característica especificada en el proyecto.

$\delta^*$  Coeficiente de variación certificado.

$s_{35}^*$  Desviación típica muestral, correspondiente a las últimas 35 amasadas.

$$s_{35}^* = \sqrt{\frac{1}{34} \sum_{i=1}^{35} (x_i - \bar{x}_{35})^2} \quad (10.5)$$

$K_n$  Coeficiente que toma los valores reflejados en la [tabla 10.2.6.a](#).

Tabla 10.2.6.a: Valor del coeficiente  $K_n$

Coeficiente	Número de amasadas controladas ( $N$ )								
	3	4	5	6	7	8	9	10	> 10
$K_n$	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	1

### 10.2.7 Decisiones derivadas del control de resistencia

[CodE, Art 57.7.3.1]

Cuando el lote no supere los criterios de aceptación del [apartado 10.2.6](#), su aceptación se someterá a los criterios de este apartado.

Si el hormigón está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa aceptará el lote cuando los valores individuales

obtenidos en dichos ensayos sean superiores a  $0,90f_{ck}$  y siempre que, tras revisar los resultados de control de producción correspondientes al período más próximo a la fecha de suministro del mismo, se cumpla:

$$\bar{x} - 1,645\sigma \geqslant 0,90f_{ck} \quad (10.6)$$

siendo:

- $\bar{x}$  Valor medio del conjunto de valores que resulta al incorporar el resultado no conforme a los catorce resultados del control de producción que sean temporalmente más próximos al mismo,
- $\sigma$  Valor de la desviación típica correspondiente a la producción del tipo de hormigón suministrado, en N/mm<sup>2</sup>, y certificado en su caso por el distintivo de calidad

Cuando se suministra un hormigón con distintivo de calidad oficialmente reconocido se hacen muchas menos determinaciones de resistencia en obra, por lo que, en el caso de incumplir los criterios de aceptación del [apartado 10.2.6](#), la aceptación apela a los resultados de resistencia del control de producción (en planta).

Si el hormigón no está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido y no se cumplen los criterios de aceptación ([apartado 10.2.6](#)), la dirección facultativa valorará la aceptación, refuerzo o demolición de los elementos construidos con el hormigón del lote.

El antiguo criterio de aceptación ( $0,9f_{ck}$ ) para todos los hormigones, en el Código Estructural solo se aplica a hormigones con distintivo de calidad oficialmente reconocido.

#### [CodE, Art. 10.2.8 Posibles acciones cuando el lote no es conforme 57.7.3.2]

De forma general, la dirección facultativa puede disponer de los siguientes instrumentos de actuación cuando el lote ha resultado no conforme.

- Para hormigones sin distintivo de calidad oficialmente reconocido, se podrá disponer de las dos probetas extra ([apartado 10.2.3](#)) para hacer una nueva estimación de la resistencia. Al ensayar probetas con más de 28 días, se debe valorar el incremento de la resistencia con la edad de la probeta.

Para comparar con la resistencia característica nominal que se determina a 28 días, los valores de estas probetas extra deben disminuirse, multiplicándolas por 0,85 ([apartado 3.1.6](#)).

La utilización de probetas adicionales puede ser también aplicable a hormigones con distintivo de calidad oficialmente reconocido ya que, en caso contrario, se estarían penalizando a los hormigones con este distintivo.

- Además, la dirección facultativa podrá ordenar la realización de ensayos de información complementaria [CodE, Art 57.8], por ejemplo, extracción de probetas testigo, o uso de métodos no destructivos fiables.
- Si los métodos anteriores no han permitido aceptar el hormigón, se podría realizar un estudio específico de seguridad de los elementos afectados por el hormigón del lote sometido a aceptación.
- La dirección facultativa podrá ordenar el ensayo del comportamiento estructural del elemento realmente construido, mediante la realización de pruebas de carga ([apartado 10.5](#)).

## 10.3 Control del acero y de las armaduras

[CodE, Arts. 21, 58 y 59]

### 10.3.1 Control del acero

En el caso de que el acero disponga de marcado CE, el responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado.

En el caso de que el acero no disponga de marcado CE la comprobación de su conformidad comprenderá:

- un control documental, [CodE, Art. 21.1]
- en su caso, un control mediante distintivos de calidad oficialmente reconocidos [CodE, art. 18].
- en su caso, esta comprobación podrá realizarse a través de control experimental, mediante la realización de ensayos [CodE, art. 18]

### 10.3.2 Control de las armaduras

Si la armadura es normalizada (mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía), su control de recepción se detalla en [CodE, Art. 59.1].

En el caso de ferralla, su control de recepción se detalla en [CodE, Art. 59.2].

## 10.4 Control de ejecución

[CodE, Arts 22 y 63 al 73]

El control de ejecución es obligatorio. Se definen dos niveles de control de ejecución: normal o intenso. Es decisión de la propiedad aplicar uno u otro.

El control de ejecución supone los siguientes pasos:

- Definición de los lotes ([tabla 10.4.1.a](#)),
- Definición de los procesos de ejecución de cada lote ([apartado 10.4.2](#)),
- Definición de las unidades de inspección de cada proceso de ejecución

(apartado 10.4.2),

- Definición de la frecuencia de comprobación (apartado 10.4.3).

El control de ejecución se desarrolla con una determinada frecuencia de comprobación en función del nivel de control. La frecuencia de comprobación se realiza sobre las unidades de inspección de cada lote.

Prescribir el nivel de control intenso junto con el uso de materiales con DOR, además de garantizar una mayor calidad del producto permite poder utilizar menores coeficientes parciales de seguridad de los materiales (en el hormigón 1,40 y en el acero 1,10), apartado 1.7.2.

### 10.4.1 Lotes

El programa de control contemplará una división de la obra en lotes de ejecución, coherentes con el desarrollo del plan de obra y deberá seguir los siguientes criterios:

- se corresponderán con partes sucesivas en el proceso de ejecución de la obra,
- no se mezclarán elementos de tipología estructural distinta, que pertenezcan a filas diferentes en la tabla 10.4.1.a
- el tamaño del lote no será superior al indicado, en función del tipo de elementos, en la tabla 10.4.1.a

Tabla 10.4.1.a: Definición de los lotes de ejecución

Tipo de elemento	N.º de elementos o dimensión
Cimentaciones en edificación	Elementos de cimentación correspondientes a 250 m <sup>2</sup> de superficie, sin rebasar 10 elementos
Vigas, forjados y otros elementos trabajando a flexión en edificación.	250 m <sup>2</sup> de superficie construida 2 plantas 50 m de muro de contención
Pilares y muros portantes de edificación	250 m <sup>2</sup> de superficie construida 2 plantas 50 m de muro

### 10.4.2 Unidades de inspección

Se entiende por unidad de inspección el conjunto de actividades asociadas a un proceso de ejecución y su tamaño viene definido en la tabla 10.4.2.a y que puede implicar a varios lotes de ejecución.

En cada inspección a la obra, podrán comprobarse distintas unidades de inspección que pertenezcan a distintos lotes.

Las unidades de inspección se definen en función del proceso de ejecución ([tabla 10.4.2.a](#)) o en función del tipo de elemento, ([tabla 10.4.2.b](#)).

Tabla 10.4.2.a: Unidades de inspección en función del proceso de ejecución o actividad [CodE, Tabla 63.2.a]

Proceso de ejecución	Tamaño máximo de la unidad de inspección
Control de la gestión de acopios	Acopio correspondiente a cada material, forma de suministro, fabricante y partida que se emplean en cada lote de ejecución <sup>(*)</sup>
Replanteos	Replanteos correspondientes a un 20 % de cada planta o nivel a ejecutar en el caso de edificación. Replanteos de cada uno de los elementos (cimentaciones, alzados de pilas, alzados de estribos, tableros, etc.), en el caso de puentes
Cimbrado	3000 m <sup>3</sup> de cimbra
Despiece de planos de armaduras diseñadas según proyecto	Planillas correspondientes a una remesa de armaduras.
Elaboración de las armaduras, mediante atado o soldadura no resistente (incluyendo procesos de enderezado, corte, doblado y armado, en su caso)	Conjunto de armaduras elaboradas en 1/4 de jornada <sup>(**)</sup>
Descimbrado	3000 m <sup>3</sup> de cimbra
Uniones de los prefabricados	Uniones ejecutadas para cada elemento prefabricado

(\*) Un mismo acopio de material, procedente del mismo suministro, fabricante y partida o remesa, puede ser destinado a diferentes elementos estructurales o a diferentes lotes de ejecución, en función de su tamaño y de acuerdo con el plan de obra. Por lo tanto, la gestión de un acopio concreto puede formar parte de diferentes lotes de ejecución y, consecuentemente, de diferentes unidades de inspección. Al programarse el control de ejecución, se evitará considerar la inspección repetida del mismo acopio para la aceptación de distintos lotes de ejecución, procurando en la medida de lo posible que el conjunto de las inspecciones tenga la mayor representatividad posible de la obra.

(\*\*) Se deben inspeccionar 4 unidades de elaboración de armadura en una jornada laboral.

Tabla 10.4.2.b: Unidades de inspección en función del tipo de elemento [CodE, Tabla 63.2.b]

Tipo de elemento	Procesos de ejecución				
	Encofrado	Montaje de armaduras pasivas	Vertido y compactación	Desencofrado	Curado
Elementos de cimentación con volúmenes inferiores a los 350 m <sup>3</sup>	Encofrado de cada elemento de cimentación	Armadura de cada elemento de cimentación	Hormigón de cada elemento de cimentación	Desencofrado de cada elemento de cimentación	Curado del hormigón de cada elemento de cimentación
Elementos de cimentación con volúmenes superiores a los 350 m <sup>3</sup>	Encofrado de cada elemento de cimentación	Armadura montada en media jornada	Hormigón procedente de cinco amasadas	Desencofrado de cada elemento de cimentación	Curado correspondiente a cada una de las juntas de hormigonado o a la superficie final del elemento
Alzados de pilares y muros en edificación	Encofrado de cada pilar. Encofrado de 5 m de muro, en su caso	Armadura de cada pilar. Armadura correspondiente a 5 m de muro, en su caso	Hormigón correspondiente a cada pilar Hormigón correspondiente a 5 m de muro, en su caso	Desencofrado de cada pilar Desencofrado de 5 m de muro, en su caso	Curado de la superficie de cada pilar Curado correspondiente a 5 m de muro, en su caso
Vigas, forjados y otros elementos trabajados a flexión en edificación	Encofrado de cada elemento	Armadura de cada elemento	Hormigón de cada elemento	Desencofrado de cada elemento	Curado de cada superficie

### 10.4.3 Frecuencias de comprobación

[CodE, A15]

La dirección facultativa llevará a cabo el control de la ejecución de las estructuras de hormigón, mediante una de las dos opciones siguientes:

- El control de la ejecución lo realiza la propia dirección facultativa, asistida en su caso por un agente de control independiente que desarrolle su actividad para la dirección facultativa.
- El control de la ejecución lo realiza el constructor, y la dirección facultativa, asistida o no por un agente de control independiente, realiza un control de contraste del control del constructor.

En el Anejo 15 del Código Estructural se muestran, de forma orientativa, las frecuencias de comprobación para diferentes unidades de inspección en función del nivel de control de ejecución.

## 10.5 Control de la estructura terminada. Pruebas de carga

[CodE, Art. 23]

La dirección facultativa puede proponer, en el pliego de prescripciones técnicas particulares, la realización de ensayos de recepción mediante prueba de carga una vez finalizada la estructura.

Estas pruebas tienen por objeto comprobar la adecuada concepción y la buena ejecución de las obras frente a las cargas normales de explotación; y no deben realizarse antes de que el hormigón haya alcanzado la resistencia de proyecto. Pueden contemplar diversos sistemas de carga, tanto estáticos como dinámicos.

La evaluación de estas pruebas de carga requiere la redacción de un proyecto de prueba de carga. De forma general se considerará el resultado satisfactorio cuando:

- En el transcurso del ensayo no se producen fisuras que no se correspondan con lo previsto en el proyecto y que puedan comprometer la durabilidad y seguridad de la estructura.
- Las flechas medidas no exceden los valores establecidos en el proyecto de la prueba de carga en más de un 15 %.
- La flecha residual después de retirada la carga es lo suficientemente pequeña como para estimar que la estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico.

En algunos casos las pruebas de carga pueden utilizarse como medio para evaluar la seguridad de estructuras. Estas pruebas de carga se denominan «Pruebas de carga para evaluar la capacidad resistente». Estas pruebas requieren siempre la redacción de un plan de ensayos que evalúe la viabilidad de la prueba, la realización de la misma por una organización con experiencia en este tipo de trabajos, y ser dirigida por un técnico competente.

El [CodE, Art. 23.2] desarrolla, con más detalle, el alcance y la forma de realizar estas pruebas de carga.

En las pruebas de carga para evaluación de la capacidad resistente, la carga a materializar deberá ser superior a la carga de servicio; por lo tanto, son pruebas que suponen cierto riesgo pues la carga total se acerca a la carga de rotura y, por lo tanto, se desaconsejan cuando se pueden hacer otro tipo de ensayos o determinaciones más seguras.

En todas las pruebas de carga se miden las deformaciones lo que permite sacar conclusiones y tomar decisiones sobre el comportamiento estructural. Por lo tanto, si lo que se quiere determinar es una propiedad rígida como, por ejemplo, la capacidad frente a cortante o punzonamiento, las pruebas de carga son inútiles, y además, peligrosas.









GOBIERNO  
DE ESPAÑA

MINISTERIO  
DE VIVIENDA  
Y AGENDA URBANA

SECRETARÍA GENERAL DE  
AGENDA URBANA, VIVIENDA Y ARQUITECTURA  
DIRECCIÓN GENERAL DE  
AGENDA URBANA Y ARQUITECTURA

MINISTERIO  
DE CIENCIA, INNOVACIÓN  
Y UNIVERSIDADES



**CSIC**  
CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITU  
TO  
EDU  
C  
ROJA