

**PROYECTO EJECUCIÓN:
AMPLIACIÓN DE
LOS SISTEMAS DE
CLIMATIZACIÓN Y
REFRIGERACIÓN
DEL CDP EN EL
CAMPUS DE
BURJASSOT DE LA
UNIVERSITAT DE
VALÈNCIA.**

**ANEXO 11.4 CALCULO DE
ESTRUCTURA**



UNIVERSITAT DE VALÈNCIA

SEPTIEMBRE DE 2.025

**UNIVERSITAT DE
VALENCIA.**

Jose Luis Banacloig
Arquitecto

ÍNDICE

Parte 1: Introducción

1. Objeto	1
2. Descripción de la estructura	1
2.1. Cimentación.....	1
2.2. Estructura principal	1
2.2.1. Tipología.....	1
2.2.2. Soportes.....	1
2.2.3. Forjados de losa maciza.....	1
2.3. Estructura complementaria	1
2.4. Uniones.....	1
2.5. Croquis suplementario.....	2
3. Cálculos con ordenador	2
3.1. Identificación del programa utilizado	2
3.2. Objeto y campo de aplicación	2
4. Bibliografía	2
5. Exigencias básicas.....	4
5.1. Generalidades	4
5.2. Exigencias básicas de seguridad estructural (SE)	4
6. Periodo de servicio	4
7. Marco normativo.....	5
7.1. Documentos Básicos del CTE (Código Técnico de la Edificación)	5
7.2. Otra reglamentación técnica de carácter básico.....	5
8. Bases de proyecto	5
8.1. Criterios de seguridad	5
8.2. Situaciones de dimensionado	6
8.3. Bases de cálculo: El método de los Estados Límite	6
8.4. Bases de cálculo adicionales orientadas a la durabilidad	7
8.4.1. Generalidades.....	7
8.4.2. Definición del tipo de ambiente en elementos estructurales de hormigón	8
8.4.3. Definición del tipo de ambiente en elementos estructurales de acero	11
9. Análisis estructural.....	12
9.1. Generalidades	12
9.2. Idealización de la estructura	12
9.2.1. Modelos para el análisis estructural	12
9.2.2. Datos geométricos.....	14
9.2.3. Modelización de la rigidez de las uniones.....	17
9.2.4. Modelización de la rigidez de las cimentaciones	17
9.3. Análisis global. Método de cálculo	18
9.3.1. Generalidades.....	18
9.3.2. Método de análisis global de la estructura.....	18
9.3.3. Particularidades.....	18

9.4.	Imperfecciones	19
9.5.	Estabilidad lateral de la estructura	19
10.	Combinaciones de acciones	21
10.1.	Combinaciones de acciones	21
10.1.1.	Estados Límite Últimos (capacidad portante)	21
10.1.2.	Estados Límite de Servicio (aptitud al servicio)	22
11.	Acciones adoptadas en el cálculo	23
11.1.	Acciones permanentes (G)	23
11.1.1.	Definiciones	23
11.1.2.	Peso propio	23
11.1.3.	Pretensado	24
11.1.4.	Acciones del terreno	24
11.2.	Acciones variables (Q)	24
11.2.1.	Definiciones	24
11.2.2.	Sobrecarga de uso	24
11.2.3.	Acciones sobre barandillas y elementos divisorios	25
11.2.4.	Viento	25
11.2.5.	Acciones térmicas	27
11.2.6.	Nieve	28
11.3.	Acciones accidentales (A)	29
11.3.1.	Definiciones	29
11.3.2.	Sismo	29
11.3.3.	Incendio	30
11.3.4.	Impacto	30
11.3.5.	Explosión	30
11.3.6.	Otras acciones accidentales	30
11.4.	Resumen de acciones verticales uniformemente distribuidas por planta y uso	30
12.	Clasificación de la construcción y del terreno	31
12.1.	Tipo de construcción	31
12.2.	Grupo de terreno	31
13.	Información geotécnica	31
13.1.	Información básica del suelo	31
13.2.	Características geotécnicas del suelo de cimentación	32
13.3.	Presión admisible	32
13.4.	Coeficiente de terreno según la NCSE-02	32
13.5.	Nivel freático	32
13.6.	Agresividad química	32
13.7.	Tipo de cimentación	32
13.8.	Confirmación de la información geotécnica antes de la ejecución	32
14.	Análisis estructural	32
14.1.	Generalidades	32
14.2.	Rigidez relativa de la estructura	33
14.3.	Rigidez relativa de la cimentación	33
14.4.	Distribución de presiones sobre el terreno	33
14.5.	Modelo de interacción suelo-estructura. Módulo de balasto	33
15.	Estados Límite contemplados en el DB SE-C	34
15.1.	Estados Límite Últimos	34
15.1.1.	Hundimiento	34
15.1.2.	Deslizamiento	34
15.1.3.	Vuelco	34
15.1.4.	Estabilidad global	34

15.1.5.	Capacidad estructural	34
15.1.6.	Rotura hidráulica por subpresión.....	34
15.2.	Estados Límite de Servicio	35
15.3.	Otras comprobaciones	35
16.	Coeficientes de seguridad	35
17.	Control de la ejecución de las estructuras de hormigón	38
18.	Estrategia para la durabilidad de las estructuras de hormigón	38
18.1.	Estrategia para la durabilidad.....	38
18.2.	Selección de formas estructurales	39
18.3.	Selección de cementos	39
18.4.	Requisitos de dosificación y comportamiento del hormigón	40
18.5.	Recubrimientos.....	43
18.6.	Máxima abertura de fisura.....	45
18.7.	Sistemas de protección del hormigón frente a la corrosión de armaduras	46
19.	Estados Límite contemplados en el Código Estructural	47
19.1.	Estados Límite Últimos	47
19.1.1.	Flexión simple o compuesta.....	47
19.1.2.	Esfuerzo cortante.....	47
19.1.3.	Torsión	47
19.1.4.	Punzonamiento.....	48
19.1.5.	Cálculo mediante modelos de bielas y tirantes	48
19.1.6.	Anclajes y solapes.....	48
19.1.7.	Zonas parcialmente cargadas	48
19.1.8.	Fatiga.....	48
19.2.	Estados Límite de Servicio	48
19.2.1.	Generalidades.....	48
19.2.2.	Limitación de tensiones	48
19.2.3.	Control de la fisuración	49
19.2.4.	Control de deformaciones. Flechas.....	49
19.2.5.	Control de deformaciones. Desplomes	49
20.	Elementos estructurales de hormigón	52
20.1.	Generalidades	52
20.2.	Vigas.....	52
20.3.	Losas macizas	53
20.4.	Losas planas.....	54
20.5.	Pilares.....	54
20.6.	Cimentaciones	55
20.6.1.	Zapatas.....	55
20.6.2.	Vigas vigas de atado y/o de centrado (riostros)	57
20.7.	Regiones con discontinuidad en la geometría o en las acciones	58
21.	Características resistentes y de deformación de los materiales.....	58
21.1.	Acero para armaduras pasivas.....	58
21.1.1.	Generalidades.....	58
21.1.2.	Designación	61
21.1.3.	Resistencia de cálculo del acero para armaduras pasivas.....	61
21.1.4.	Diagrama tensión-deformación de cálculo para armaduras pasivas	61
21.1.5.	Módulo de deformación longitudinal del acero para armaduras pasivas	61
21.2.	Armaduras pasivas.....	61
21.2.1.	Generalidades.....	61
21.2.2.	Armaduras normalizadas.....	62
21.3.	Hormigones estructurales.....	65
21.3.1.	Generalidades.....	65

21.3.2.	Tipificación del hormigón estructural.....	67
21.3.3.	Resistencia de cálculo del hormigón.....	68
21.3.4.	Diagrama tensión-deformación de cálculo del hormigón	69
21.3.5.	Módulo de deformación longitudinal del hormigón.....	69
21.3.6.	Coeficiente de Poisson	70
21.3.7.	Coeficiente de dilatación térmica	70
21.3.8.	Tabla de características de resistencia y deformación del hormigón.....	70
21.4.	Hormigones de uso no estructural.....	71
21.4.1.	Generalidades.....	71
21.4.2.	Hormigón de Limpieza (HL)	71
21.4.3.	Hormigón No Estructural (HNE)	71
22.	Coeficientes de seguridad.....	71
22.1.	Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) para las acciones según DB SE.....	71
22.1.1.	Capacidad portante (Estados Límite Últimos)	71
22.1.2.	Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio)	72
22.2.	Coeficientes parciales de seguridad para los materiales según Código Estructural.....	73
22.2.1.	Coeficiente parcial de seguridad del acero	73
22.2.1.	Coeficiente parcial de seguridad del hormigón.....	74
23.	Control de la conformidad de los productos	74
23.1.	Control del hormigón.....	74
23.2.	Control del acero para armaduras pasivas.....	76
23.3.	Control de las armaduras pasivas.....	76
24.	Colocación de las armaduras pasivas	76
24.1.	Disposición de separadores.....	76
24.2.	Anclaje y solapo de las armaduras pasivas.....	78
24.2.1.	Generalidades.....	78
24.2.2.	Anclaje de barras corrugadas.....	78
24.2.3.	Anclaje de mallas electrosoldadas.....	79
24.2.4.	Empalmes por solapo de barras corrugadas.....	79
24.2.5.	Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas.....	80
25.	Cuadro según apartado 2.1.2 del DB SE para hormigón.....	81
26.	Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón	82
26.1.	Generalidades	82
26.2.	Datos generales	82
26.3.	Comprobaciones.....	83
27.	Clases de ejecución de las estructuras de acero	85
28.	Estrategia de durabilidad de las estructuras de acero.....	86
28.1.	Estrategia de durabilidad	86
28.2.	Selección de la forma estructural	86
28.3.	Selección de materiales.....	87
28.4.	Medidas específicas frente a la corrosión	87
28.4.1.	Sistemas de protección superficial.....	88
28.4.2.	Sobreespesores de la sección de acero	88
28.4.3.	Sistemas de protección catódica.....	88
28.5.	Detalles constructivos.....	88
28.6.	Medidas de mantenimiento durante la fase de uso	90
29.	Estados Límite Últimos	90

29.1.	Resistencia de las secciones.....	90
29.1.1.	Tracción.....	90
29.1.2.	Compresión.....	90
29.1.3.	Momento flector	90
29.1.4.	Cortante.....	91
29.1.5.	Torsión	91
29.1.6.	Flexión y cortante	91
29.1.7.	Flexión y axil	91
29.1.8.	Flexión, cortante y axil	91
29.2.	Resistencia a pandeo de los elementos	91
29.2.1.	Elementos de sección constante a compresión	91
29.2.2.	Elementos de canto constante a flexión.....	91
29.2.3.	Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión.....	91
29.2.4.	Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales.....	91
29.2.5.	Pandeo lateral de los elementos con rótulas plásticas en edificación	91
29.3.	Elementos compuestos comprimidos	91
29.3.1.	Elementos compuesto comprimidos.....	91
29.3.2.	Elementos triangulados comprimidos	91
29.3.3.	Elementos empresillados comprimidos	91
29.3.4.	Elementos compuestos próximos	92
30.	Estados Límite de Servicio	92
30.1.	Generalidades	92
30.2.	Flechas verticales.....	92
30.3.	Flechas horizontales.....	92
30.3.1.	Desplome total	92
30.3.2.	Desplome local.....	92
30.3.3.	Resumen de desplomes locales y totales de pilares.....	93
30.4.	Efectos dinámicos.....	93
31.	Elementos estructurales de acero	93
31.1.	Generalidades	93
31.2.	Vigas.....	93
31.3.	Soportes	93
32.	Características resistentes y de deformación de los materiales.....	94
32.1.	Aceros en chapas y perfiles.....	94
32.1.1.	Designación del acero	94
32.1.2.	Características del acero.....	94
32.1.3.	Resistencia de cálculo del acero.....	94
32.1.4.	Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero	95
32.1.5.	Tenacidad de fractura	95
32.1.6.	Otros datos para el proyecto	95
32.2.	Materiales de aportación	95
33.	Coeficientes de seguridad.....	96
33.1.	Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) para las acciones según DB SE.....	96
33.1.1.	Capacidad portante (Estados Límite Últimos)	96
33.1.2.	Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio)	97
33.2.	Coeficientes parciales de seguridad (γ_M) para el acero según DB SE-A.....	97
34.	Cuadro según apartado 2.1.2 del DB SE para acero	98

Parte 1: INTRODUCCIÓN

1. OBJETO

El objeto del presente proyecto de estructura es el cálculo y dimensionamiento de la estructura de un local para equipos e instalaciones en el Servicio de Informática de la Universidad de Valencia en Burjasot (Valencia).

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1. Cimentación

La cimentación se ha resuelto con zapatas aisladas arriostradas de hormigón armado de dimensiones varias.

Cabe señalar la existencia de una zanja de instalaciones enterradas que hay que mantener, por lo que la cimentación se adapta a dicha zanja.

2.2. Estructura principal

2.2.1. Tipología

Construcción de un piso con soportes y forjado de losa maciza de hormigón armado, con estructura metálica superior complementaria para soporte de equipos de frío y arriostramiento de la fachada.

2.2.2. Soportes

Soportes de hormigón armado de sección cuadrada de 30 cm de lado.

2.2.3. Forjados de losa maciza

Forjado inclinado (pendiente del 5%) de losa maciza de hormigón armado de 20 cm de espesor.

En uno de los bordes de la losa se dispone una viga descolgada, entre los pilares P10 y P12, de 30x70 cm y 9.10 metros de luz, para salvar la zanja de instalaciones enterradas existente.

2.3. Estructura complementaria

Sobre la cubierta se dispone una estructura metálica complementaria para el soporte de equipos de frío, en un primer nivel, y para el arriostramiento de las placas prefabricadas de hormigón de la fachada, en un segundo nivel.

La estructura soporte de equipos del primer nivel consiste en una plataforma resuelta con un emparrillado de vigas de acero de sección llena laminadas en caliente del tipo IPE. El arriostramiento de la fachada en el segundo nivel se ha resuelto con un anillo perimetral de vigas de acero de sección hueca del tipo RHS (sección rectangular).

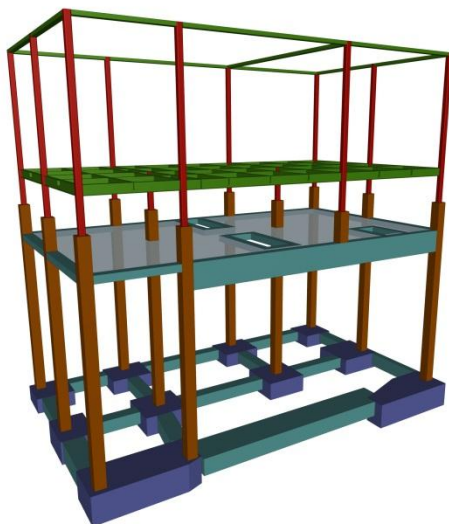
2.4. Uniones

Todas las uniones son soldadas.

En el caso de los perfiles de acero de sección hueca, de acuerdo con el punto (2) del apartado 7.3.1 del Anejo 26 del Código Estructural, se realiza una soldadura continua en todo el

perímetro de la sección hueca con una soldadura a tope, en ángulo, o una combinación de ambas.

2.5. Croquis suplementario



3. CÁLCULOS CON ORDENADOR

3.1. Identificación del programa utilizado

CYPECAD versión 2026 de CYPE Ingenieros, S.A.

3.2. Objeto y campo de aplicación

CYPECAD es un software para el proyecto de edificios de hormigón armado y metálicos que permite el análisis espacial, el dimensionado de todos los elementos estructurales, la edición de las armaduras y secciones y la obtención de los planos de construcción de la estructura.

Realiza el cálculo de estructuras tridimensionales formadas por soportes y forjados, incluida la cimentación, y el dimensionado automático de los elementos de hormigón armado y metálicos.

4. BIBLIOGRAFÍA

Se relacionan a continuación las referencias bibliográficas y documentos que han servido de base para la realización del presente proyecto:

Relativa a acciones (DB SE-AE del CTE)

- SEGUNDO PROYECTO DE CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. Ministerio de Fomento. Noviembre de 2003.

Relativa a cimientos (DB SE-C del CTE)

- MECÁNICA DEL SUELO Y CIMENTACIONES (2 volúmenes). Fernando Muzás Labad. Fundación Escuela de la Edificación.

- GUÍA DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS. Conselleria d'Infraestructures i Transports. Generalitat Valenciana

Relativa a hormigón (Código Estructural)

- GUÍA DE APLICACIÓN DE LA INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL: EDIFICACIÓN. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Fomento.
- HORMIGÓN ARMADO. Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré. Editorial Gustavo Gili.
- CÁLCULO PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS. Comisión Asesora ARCER. Monografía ARCER nº 3. Calidad Siderúrgica.
- CONFINAMIENTO Y DUCTILIDAD DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. Alex H. Barbat, Juan Carlos Vielma y Sergio Oller. Monografía ARCER nº 5. Calidad Siderúrgica.
- CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN. J. Calavera. Editorial Intemac.
- CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN Y PATOLOGÍA DE FORJADOS DE EDIFICACIÓN. J. Calavera. Editorial Intemac.
- PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. Hugo Corres Peiretti - Alejandro Pérez Caldentey - José Luis Martínez Martínez - Juan Carlos López Agüí. IECA

Relativa a acero (DB SE-A del CTE y Código Estructural)

- ESTRUCTURAS METÁLICAS PARA EDIFICACIÓN adaptado al CTE. José Monfort Lleontart. Editorial Universidad Politécnica de Valencia.
- NAVES INDUSTRIALES CON ACERO. Alfredo Arnedo Pena. Publicaciones APTA.
- GUÍA DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS EN CELOSÍA RESUELTAS CON PERFILES TUBULARES DE ACERO. Instituto para la Construcción Tubular.
- PRONTUARIO INFORMÁTICO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS. Alejandro Pérez Caldentey - Ismael Fernandez-Espartero Rodríguez-Barbero. FHECOR Ingenieros Consultores.

Parte 2: SEGURIDAD ESTRUCTURAL (CTE - DB SE)

5. EXIGENCIAS BÁSICAS

5.1. Generalidades

El requisito básico de seguridad que la LOE establece en el apartado 1 b) del artículo 3 como objetivo de calidad de la edificación, se desarrolla en el CTE mediante las exigencias básicas correspondientes.

Los Documentos Básicos del CTE incluyen procedimientos cuya aplicación implica el cumplimiento de las exigencias básicas.

5.2. Exigencias básicas de seguridad estructural (SE)

De acuerdo con el artículo 10 de la Parte I del CTE, el objetivo del requisito básico 'Seguridad estructural' consiste en asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto.

Para satisfacer este objetivo, los edificios se proyectarán, fabricarán, construirán y mantendrán de forma que cumplan con una fiabilidad adecuada las exigencias básicas siguientes:

Exigencia básica SE 1: Resistencia y estabilidad

La resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de los edificios, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto.

Exigencia básica SE 2: Aptitud al servicio

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles.

Los Documentos Básicos "DB SE Seguridad Estructural", "DB SE-AE Acciones en la Edificación", "DB SE-C Cimientos", "DB SE-A Acero", "DB SE-F Fábrica" y "DB SE-M Madera", especifican parámetros objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad estructural.

En el caso de las estructuras de hormigón, el cumplimiento de la Código Estructural es suficiente para garantizar la satisfacción del requisito básico de seguridad estructural.

En el caso de las estructuras de acero, el cumplimiento indistinto del Código Estructural o del Documento Básico SE-A del CTE, en lo que no contradiga al Código Estructural, es suficiente para garantizar la satisfacción del requisito básico de seguridad estructural.

6. PERIODO DE SERVICIO

Se entiende por periodo de servicio o vida útil del edificio, el período de tiempo, a partir de la fecha en que finaliza su ejecución, durante el cual debe mantenerse el cumplimiento de las

exigencias básicas de seguridad estructural SE 1 de resistencia y estabilidad y SE 2 de aptitud al servicio.

En el caso de las estructuras de hormigón y/o acero, también debe mantenerse el cumplimiento de la exigencia básica de seguridad en caso de incendio (DB SI del CTE).

Para el caso de estructuras de edificación y otras estructuras comunes, **el periodo de servicio o vida útil es de 50 años**, de acuerdo con el CTE y la tabla 2.1 del Anejo 18 del Código Estructural (categoría de vida útil 4).

Tabla 2.1 Vida útil nominal		
Categoría de vida útil	Vida útil nominal (años)	Ejemplos
1	10	Estructuras temporales ⁽¹⁾
2	10 a 25	Partes reemplazables de la estructura, por ejemplo vigas carril, aparatos de apoyo
3	15 a 30	Estructuras agrícolas y similares
4	50	Estructuras de edificación y otras estructuras comunes
5	100	Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil
(1) Las estructuras o partes de estructuras que pueden desmontarse con vistas a ser reutilizadas no deben considerarse como temporales.		

El término 'vida útil' en el Código Estructural se emplea de forma equivalente a como lo hace el CTE cuando hace referencia al 'periodo de servicio'.

7. MARCO NORMATIVO

7.1. Documentos Básicos del CTE (Código Técnico de la Edificación)

- DB SE: Seguridad Estructural
- DB SE - AE: Acciones en la edificación
- DB SE - C: Cimientos
- DB SE - A: Acero
- DB SE - F: Fábrica
- DB SE - M: Madera
- DB SI: Seguridad en caso de incendio
- DB HS: Salubridad

7.2. Otra reglamentación técnica de carácter básico

- CE: Código Estructural.
- NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación.
- RC-16: Instrucción para la recepción de cementos

8. BASES DE PROYECTO

8.1. Criterios de seguridad

Las exigencias del requisito básico de seguridad estructural pueden ser expresadas en términos de probabilidad global de fallo, que está ligada al índice de fiabilidad.

La fiabilidad requerida se asegura adoptando el método de los Estados Límite. Este método permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de sollicitación, de resistencia y dimensionales que intervienen en el cálculo. El valor de cálculo de una variable

se obtiene a partir de su principal valor representativo, ponderándolo mediante su correspondiente coeficiente parcial de seguridad.

Para garantizar la seguridad de la estructura, la comprobación y el dimensionamiento estructural se realizan mediante cálculo.

8.2. Situaciones de dimensionado

Las situaciones de proyecto o de dimensionado deben englobar todas las condiciones y circunstancias previsibles durante la ejecución y la utilización de la obra, teniendo en cuenta la diferente probabilidad de cada una. Para cada situación de dimensionado, se determinarán las combinaciones de acciones que deban considerarse.

Las situaciones de dimensionado se clasifican en:

- persistentes, que se refieren a las condiciones normales de uso;
- transitorias, que se refieren a unas condiciones aplicables durante un tiempo limitado (no se incluyen las acciones accidentales);
- extraordinarias, que se refieren a unas condiciones excepcionales en las que se puede encontrar, o a las que puede estar expuesto el edificio (acciones accidentales).

8.3. Bases de cálculo: El método de los Estados Límite

Se definen como Estados Límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

En el marco del método de los estados límite, el cumplimiento de las exigencias estructurales se comprobará utilizando el formato de los coeficientes parciales.

En la verificación de los estados límite mediante coeficientes parciales, para la determinación del efecto de las acciones, así como de la respuesta estructural, se utilizan los valores de cálculo de las variables, obtenidos a partir de sus valores característicos, u otros valores representativos, multiplicándolos o dividiéndolos por los correspondientes coeficientes parciales para las acciones y la resistencia, respectivamente.

Los Estados Límite se clasifican en:

- Estados Límite Últimos
- Estados Límite de Servicio
- Estado Límite de Durabilidad

Los **Estados Límite Últimos** son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo.

En relación con la estructura, como estados límite últimos deben considerarse los debidos a:

- a) pérdida del equilibrio del edificio, o de una parte estructuralmente independiente, considerado como un cuerpo rígido;
- b) fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura o de parte de ella en un mecanismo, rotura de sus elementos estructurales (incluidos los apoyos y la cimentación) o de sus uniones, o inestabilidad de elementos estructurales incluyendo los originados por efectos dependientes del tiempo (corrosión, fatiga).

En relación con la cimentación, como estados límite últimos deben considerarse los debidos a:

- a) pérdida de la capacidad portante del terreno de apoyo de la cimentación por hundimiento, deslizamiento o vuelco, u otros indicados en los capítulos correspondientes;
- b) pérdida de la estabilidad global del terreno en el entorno próximo a la cimentación;
- c) pérdida de la capacidad resistente de la cimentación por fallo estructural;
- d) fallos originados por efectos que dependen del tiempo (durabilidad del material de la cimentación, fatiga del terreno sometido a cargas variables repetidas).

Los **Estados Límite de Servicio** son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.

Los estados límite de servicio pueden ser reversibles e irreversibles. La reversibilidad se refiere a las consecuencias que excedan los límites especificados como admisibles, una vez desaparecidas las acciones que las han producido.

En relación con la estructura, como estados límite de servicio deben considerarse los relativos a:

- e) las deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones;
- f) las vibraciones que causen una falta de confort de las personas, o que afecten a la funcionalidad de la obra;
- g) los daños o el deterioro que pueden afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

En relación con la cimentación, como estados límite de servicio deben considerarse los relativos a:

- a) los movimientos excesivos de la cimentación que puedan inducir esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura que se apoya en ellos, y que aunque no lleguen a romperla afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones;
- b) las vibraciones que al transmitirse a la estructura pueden producir falta de confort en las personas o reducir su eficacia funcional;
- c) los daños o el deterioro que pueden afectar negativamente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

Se entiende por **Estado Límite de Durabilidad** el producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características de los materiales que componen la estructura hasta límites inaceptables.

8.4. Bases de cálculo adicionales orientadas a la durabilidad

8.4.1. Generalidades

Debe asegurarse que la influencia de acciones químicas, físicas o biológicas a las que está sometido el edificio no compromete su capacidad portante. Para ello, se tienen en cuenta las acciones de este tipo que pueden actuar simultáneamente con las acciones de tipo mecánico mediante un **método implícito**.

En el método implícito los riesgos inherentes a las acciones químicas, físicas o biológicas se tienen en cuenta mediante medidas preventivas, distintas al análisis estructural, relacionadas con las características de los materiales, los detalles constructivos, los sistemas de protección o los efectos de las acciones en condiciones de servicio. Estas medidas dependen de las características e importancia del edificio, de sus condiciones de exposición y de los materiales de construcción empleados.

En estructuras normales de edificación, la aplicación del método implícito resulta suficiente para satisfacer el Estado Límite de Durabilidad.

En los documentos básicos de seguridad estructural de los diferentes materiales y en el Código Estructural se establecen, en función del tipo de ambiente, las estrategias y medidas específicas correspondientes para conseguir una durabilidad adecuada.

De acuerdo con el Artículo 43 del Código Estructural, las especificaciones relativas a la durabilidad deberán cumplirse en su totalidad durante la fase de ejecución.

A continuación se identifica el tipo de ambiente que define la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural.

8.4.2. Definición del tipo de ambiente en elementos estructurales de hormigón

Clases de exposición

La clase de exposición de los elementos de hormigón se determinará de acuerdo con el apartado 27.1 del Código Estructural.

Cuando una estructura contenga elementos con diferentes tipos de ambiente, el autor del proyecto deberá definir algunos grupos con los elementos estructurales que presenten características similares de exposición ambiental. Para ello, siempre que sea posible, se agruparán elementos del mismo tipo (por ejemplo, pilares, vigas de cubierta, cimentación, etc.), cuidando además que los criterios seguidos sean congruentes con los aspectos propios de la fase de ejecución. Para cada grupo, se identificará la clase o, en su caso, la combinación de clases, que definen la agresividad del ambiente al que se encuentran sometidos sus elementos.

Se definen como clases de exposición relativas al hormigón estructural las recogidas en la tabla 27.1.a del Código Estructural.

Tabla 27.1.a Clases de exposición relativas al hormigón estructural (continúa)

Designación de la 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).

Tabla 27.1.a Clases de exposición relativas al hormigón estructural (continuación)

Designación de la 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, expuestas 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 o pretensado 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 o pretensado permanentemente sumergidos en agua marina.
XS3	Zonas de carrera de mareas afectadas por el oleaje o salpicaduras.	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado situados en zona de carrera de mareas, afectados por el oleaje o salpicaduras.
5. Ataque hielo/deshielo		
XF1	Saturación moderada, sin sales fundentes.	Elementos con superficies verticales expuestas a lluvia y helada (tales como fachadas y pilares) (1). Elementos con superficies horizontales no saturados, pero expuestos a lluvia y helada (1).
XF2	Saturación moderada, con sales fundentes.	Mismo tipo de elementos que en la clase XF1, pero expuestos a sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras y/o escorrentía (por ejemplo dinteles, pilas, cargaderos, etc.) (1).
XF3	Saturación alta, sin sales fundentes.	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada (1).
XF4	Saturación alta con sales fundentes o agua del mar.	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada y sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras (1).
6. Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).
7. Erosión		
XM1	Elementos sometidos a erosión/abrasión moderada.	Losas sometidas al tráfico de vehículos.
XM2	Elementos sometidos a erosión/abrasión intensa.	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con neumáticos.
XM3	Elementos sometidos a erosión/abrasión extrema.	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con ruedas de acero o cadenas.

(1) El autor del proyecto considerará que un elemento está expuesto a la helada cuando está ubicado en zonas con una humedad ambiental en invierno superior al 75 % de humedad relativa y tenga una probabilidad anual superior al 50 % de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5 °C. Asimismo, considerará que es probable el uso de sales

fundentes cuando el elemento esté ubicado en zonas con más de 5 nevadas anuales o con un valor medio de la temperatura media en invierno inferior a 0 °C.

Tabla 27.1.b Clasificación de la agresividad química

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		XA1	XA2	XA3
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
AGUA.	VALOR DEL pH, según UNE 83952.	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ / l), según UNE-EN 13577.	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ / l), según UNE 83954.	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ / l), según UNE 83955.	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / l), según UNE 83956.	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg / l), según UNE 83957.	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO.	GRADO DE ACIDEZ. BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE-EN 16502.	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / kg de suelo seco), según UNE 83963.	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica.

Clase de exposición en FORJADOS Y VIGAS

Clase: XC3
 Proceso: Tipo 2 - Corrosión inducida por carbonatación
 Entorno: Humedad moderada
 Descripción: 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.

El hormigón de estos elementos estructurales (forjados y vigas de cubierta) está sometido a una **clase de exposición de tipo XC3**.

Clase de exposición en PILARES

Clase: XC3
 Proceso: Tipo 2 - Corrosión inducida por carbonatación
 Entorno: Humedad moderada
 Descripción: 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.

El hormigón de estos elementos estructurales (pilares) está sometido a una **clase de exposición de tipo XC3**.

Clase de exposición en CIMENTACIÓN

Clase: XC2
 Proceso: Tipo 2 - Corrosión inducida por carbonatación
 Entorno: Húmedo, raramente seco
 Descripción: Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones)

El hormigón de estos elementos estructurales (cimentación) está sometido a una **clase de exposición de tipo XC2**.

8.4.3. Definición del tipo de ambiente en elementos estructurales de acero

Clases de exposición - Generalidades

La clase de exposición de los elementos de acero se determinará de acuerdo con el apartado 80.1 del Código Estructural.

La clase de exposición de los elementos mixtos se determinará de acuerdo con el apartado 110 del Código Estructural.

Se distingue entre estructuras o elementos estructurales expuestos a la corrosión atmosférica (tabla 80.1.a) y estructuras o elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en el suelo (tabla 80.1.b). En el caso de que existan procesos mecánicos (erosión eólica por arena, abrasión por la acción de las olas o de los sólidos transportados por el agua), biológicos (acción de organismos vivos), térmicos (temperaturas superiores a 60°C), o agentes químicos particularmente agresivos (caso de ciertas instalaciones industriales especiales, como industrias papeleras, factorías de tintes y refinerías de petróleo), cuyo efecto agrava fuertemente la posible corrosión, deberá tenerse en cuenta este hecho, al objeto de reforzar la protección de la estructura.

Debe tenerse en cuenta el peligro de formación de condensaciones, que puede producirse en las áreas más frías de estructuras en el interior de edificios, en espacios cerrados y elementos huecos cuya hermeticidad no haya sido garantizada (caso de emplear soldaduras discontinuas o uniones no herméticas con pernos), o en instalaciones especiales (como las estaciones de bombeo o los circuitos de refrigeración por agua). La formación de condensaciones supone siempre un agravamiento de la corrosión.

Cuando una estructura contenga elementos con diferentes tipos de ambiente, el autor del proyecto deberá definir algunos grupos con los elementos estructurales que presenten características similares de exposición ambiental. Para ello, siempre que sea posible, se agruparán elementos del mismo tipo (por ejemplo, pilares, vigas de cubierta, cimentación, etc.), cuidando además que los criterios seguidos sean congruentes con los aspectos propios de la fase de ejecución. Para cada grupo, se identificará la clase o, en su caso, la combinación de clases, que definen la agresividad del ambiente al que se encuentran sometidos sus elementos.

Tabla 80.1.a Clases de exposición relativas a la corrosividad atmosférica del acero estructural

Designación	Clase de exposición (corrosividad)	Pérdida de masa por unidad de superficie/pérdida de espesor (tras el primer año de exposición)				Ejemplos de ambientes típicos en un clima templado	
		Acero de bajo contenido en carbono		Cinc		Exterior	Interior
		Pérdida de masa g/m ²	Pérdida de espesor µm	Pérdida de masa g/m ²	Pérdida de espesor µm		
C1	muy baja	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	–	Edificios con calefacción y con atmósferas limpias, por ejemplo: oficinas, tiendas, colegios, hoteles.
C2	baja	> 10 y hasta 200	> 1,3 y hasta 25	> 0,7 y hasta 5	> 0,1 y hasta 0,7	Atmósferas con bajos niveles de contaminación. Áreas rurales en su mayor parte.	Edificios sin calefacción donde pueden ocurrir condensaciones, por ejemplo: almacenes, polideportivos.
C3	media	> 200 y hasta 400	> 25 y hasta 50	> 5 y hasta 15	> 0,7 y hasta 2,1	Atmósferas urbanas e industriales, con moderada contaminación de dióxido de azufre. Áreas costeras con baja salinidad.	Naves de fabricación con elevada humedad y con algo de contaminación del aire, por ejemplo: plantas de procesamiento de alimentos, lavanderías, plantas cerveceras, plantas lácteas. Interior de puentes-cajón.
C4	alta	> 400 y hasta 650	> 50 y hasta 80	> 15 y hasta 30	> 2,1 y hasta 4,2	Áreas industriales y áreas costeras con moderada salinidad.	Plantas químicas, piscinas, barcos costeros y astilleros.

C5	muy alta	> 650 y hasta 1.500	> 80 y hasta 200	> 30 y hasta 60	> 4,2 y hasta 8,4	Áreas industriales con elevada humedad y con atmósfera agresiva y áreas costeras con elevada salinidad.	Edificios o áreas con condensaciones casi permanentes, y con contaminación elevada.
CX	extrema	> 1.500 y hasta 5.500	> 200 y hasta 700	> 60 y hasta 180	> 8,4 y hasta 25	Áreas de ultramar con elevada salinidad y áreas industriales con humedad extrema y atmósfera agresiva y atmósferas subtropical y tropical.	Áreas industriales con humedad extrema y atmósfera agresiva.

Tabla 80.1.b Clases de exposición relativas al agua y suelo

Designación	Clase de exposición	Ejemplos
Im1	Agua dulce.	Instalaciones ribereñas, plantas hidroeléctricas.
Im2	Agua de mar o salobre.	Estructuras en contacto con el agua de mar sin protección catódica (por ejemplo áreas portuarias con estructuras como diques, compuertas o embarcaderos).
Im3	Suelo.	Tanques enterrados, pilotes de acero, tuberías de acero.
Im4	Agua de mar o salobre.	Estructuras en contacto con agua de mar con protección catódica (por ejemplo estructuras off-shore).

Clase de exposición relativa a la CORROSIÓN ATMOSFÉRICA

Clase de exposición: Corrosividad baja.

Descripción: Atmósferas con bajos niveles de contaminación (áreas rurales en su mayor parte)

Designación: C2

El acero de chapas y perfiles de estructuras o elementos estructurales expuestos a la corrosión atmosférica está sometido a una **clase de exposición de tipo C2**.

Clase de exposición relativa al AGUA

No procede (no existen estructuras ni elementos estructurales de acero sumergidos en agua).

Clase de exposición relativa al SUELO

No procede (no existen estructuras ni elementos estructurales de acero enterrados en el suelo).

9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

9.1. Generalidades

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con objeto de efectuar comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio.

9.2. Idealización de la estructura

9.2.1. Modelos para el análisis estructural

Para realizar el análisis se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado que, asimismo, refleja las condiciones de rigidez de las secciones transversales, de los elementos, de sus uniones y de los apoyos en el terreno.

Modelos estructurales de hormigón para análisis global

De acuerdo con el apartado 5.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural, los elementos de una estructura se clasifican, considerando su naturaleza y función, como vigas, pilares, losas, muros, placas, arcos, láminas, etc. Las reglas para el análisis de los elementos más comunes, así como de las combinaciones de los mismos, se indican a continuación:

- Una **viga** es un elemento cuya luz es mayor que 3 veces el canto total de la sección. De lo contrario, dicho elemento 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 **losa 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. El espesor mínimo del ala, de 50 mm, puede reducirse a 40 mm si se disponen bloques permanentes entre los nervios
 - La separación entre nervios transversales no exceda 10 veces el canto total de la losa.
- Un **pilar** es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho, y su altura es al menos 3 veces el canto de la sección. Si no cumple estos requisitos, se considerará un **muro**.

Modelización de los elementos

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos, y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

En estructuras de acero la mayoría de los elementos pueden considerarse unidimensionales (vigas, soportes, arcos, vigas balcón, rigidizadores, elementos de estructuras triangulares, etc.) o bidimensionales (paneles, diafragmas, placas, láminas, basas, cartelas, etc). A su vez, para el estudio de cierto tipo de efectos (abolladura por ejemplo), los distintos paneles de chapa de elementos unidimensionales deben modelizarse como bidimensionales, sometidos a acciones en su plano.

Para que un elemento metálico pueda considerarse unidimensional su longitud debe ser, como mínimo, el doble del canto total.

Los distintos elementos que conforman la estructura se han modelizado de la siguiente manera:

- **Losas macizas:** Los paños de losa maciza se discretizan en mallas de elementos tipo barra de tamaño máximo 25 cm.
- **Vigas:** Las vigas se discretizan como elementos unidimensionales tipo barra.
- **Pilares:** Los pilares o soportes se discretizan como elementos unidimensionales tipo barra.
- **Zapatas rígidas:** Las zapatas rígidas ($v \leq 2h$) se discretizan como estructuras planas de barras articuladas isostáticas, en las que las barras comprimidas se definen como bielas y representan la compresión del hormigón, y las barras traccionadas se denominan tirantes y representan las fuerzas de tracción de las armaduras (modelo de bielas y tirantes).

En resumen, la idealización de la estructura ha consistido en considerar los distintos elementos estructurales conectados entre sí en puntos de enlace o nudos. De este modo, el modelo estructural adoptado responde a un sistema tridimensional de barras y nudos.

Condiciones de apoyo

El modelo estructural adoptado se considera empotrado en cimentación, de manera que los desplazamientos y los giros están impedidos. Estas condiciones de sustentación suponen desplazamientos verticales nulos, es decir, que no se producen asientos diferenciales entre apoyos.

Compatibilidad de deformaciones

Se ha establecido la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando seis grados de libertad por nudo (tres desplazamientos y tres giros posibles según las tres direcciones del espacio).

Se ha supuesto la indeformabilidad del plano de cada planta, considerando tres grados de libertad por planta (dos traslaciones y una rotación), suponiendo en ésta los movimientos del sólido rígido en su plano.

9.2.2. Datos geométricos

Ancho eficaz del ala en piezas lineales de hormigón

De acuerdo con las disposiciones del apartado 5.3.2.1 del Anejo 19 del Código Estructural.

Luces de cálculo

De acuerdo con las disposiciones del apartado 5.3.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural.

Secciones transversales

El análisis global de la estructura se realiza utilizando las secciones brutas de los elementos, a partir de las dimensiones nominales de los mismos.

En elementos unidimensionales, las constantes estáticas a considerar son el área, los momentos de inercia respecto de ejes principales y el módulo de torsión uniforme.

El área de cortante y los efectos de la distorsión de la sección y de la torsión de alabeo sólo necesitan tenerse en cuenta en algunos casos especiales.

Características mecánicas de las secciones transversales

Secciones de hormigón

Las características mecánicas correspondientes a las secciones bruta, homogeneizada y fisurada se determinan en función de las dimensiones reales de las secciones transversales de las piezas y de la posición y cuantía de las armaduras.

Perfiles y chapas de acero de sección llena laminados en caliente

Perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente, de acuerdo con el apartado 84.1 del Código Estructural, son los productos obtenidos mediante laminación en caliente, de espesor mayor o igual que 3 mm, de sección transversal llena y constante, empleados en la construcción de estructuras o en la fabricación de elementos de acero estructural.

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la siguiente tabla (Tabla 84.1 del Código Estructural):

Tabla 84.1 Series de perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Perfil IPN	UNE 36521	UNE-EN 10024
Perfil IPE	UNE 36526	UNE-EN 10034
Perfil HEB (base)	UNE 36524	UNE-EN 10034
Perfil HEA (ligero)	UNE 36524	UNE-EN 10034
Perfil HEM (pesado)	UNE 36524	UNE-EN 10034
Perfil U Normal (UPN)	UNE 36522	UNE-EN 10279
Perfil UPE	UNE 36523	UNE-EN 10279
Perfil U Comercial (U)	UNE 36525	UNE-EN 10279
Angular de lados iguales (L)	UNE-EN 10056-1	UNE-EN 10056-2
Angular de lados desiguales (L)	UNE-EN 10056-1	UNE-EN 10056-2
Perfil T	UNE-EN 10055	UNE-EN 10055
Redondo	UNE-EN 10060	UNE-EN 10060
Cuadrado	UNE-EN 10059	UNE-EN 10059
Rectangular	UNE-EN 10058	UNE-EN 10058
Hexagonal	UNE-EN 10061	UNE-EN 10061
Chapa (*)	UNE-EN 10029	UNE-EN 10029

(*) La chapa es el producto laminado plano de anchura mayor que 600 mm, utilizado principalmente como material de partida para la fabricación de elementos planos. Según su espesor t , se clasifica en chapa media ($3 \text{ mm} \leq t \leq 4,75 \text{ mm}$) y chapa gruesa ($t > 4,75 \text{ mm}$).

Perfiles de acero de sección hueca acabados en caliente

Perfiles de sección hueca acabados en caliente, de acuerdo con el apartado 84.2 del Código Estructural, son los perfiles huecos estructurales de sección transversal constante, de espesor igual o mayor que 2 mm, conformados en caliente, con o sin tratamiento térmico posterior, o conformados en frío con tratamiento térmico posterior, empleados en la construcción de estructuras (perfiles CHSH, RHSH y SHSH).

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la siguiente tabla (Tabla 84.2 del Código Estructural):

Tabla 84.2 Series de perfiles de sección hueca acabados en caliente

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Sección circular	UNE-EN 10210-2	UNE-EN 10210-2
Sección cuadrada		
Sección rectangular		
Sección elíptica		

Perfiles de acero de sección hueca conformados en frío

Perfiles de sección hueca conformados en frío, de acuerdo con el apartado 84.3 del Código Estructural, son los perfiles huecos estructurales soldados conformados en frío sin tratamiento térmico posterior, de espesor mayor o igual que 2 mm, de sección transversal constante, empleados en la construcción de estructuras (perfiles CHSC, RHSC y SHSC).

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la siguiente tabla (Tabla 84.3 del Código Estructural):

Tabla 84.3 Series de perfiles de sección hueca conformados en frío

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Sección circular	UNE-EN 10219-2	UNE-EN 10219-2
Sección cuadrada		
Sección rectangular		

Consideración de los efectos del arrastre por cortante en la rigidez de los elementos de acero

Arrastre por cortante (definición según el apartado 1.5.7 del Anejo 22 del Código Estructural): Distribución no uniforme del esfuerzo cortante en las alas anchas debido a la deformación por cortante, que se tendrá en cuenta en los cálculos usando un ancho eficaz reducido de las alas para las comprobaciones de seguridad.

De acuerdo con el párrafo (5) del apartado 5.2.1 del Anejo 22 del Código Estructural, se deben tener en cuenta los efectos del arrastre por cortante y del pandeo local sobre la rigidez si influyen de forma significativa en el análisis global (véase el Anejo 25 del Código Estructural).

De acuerdo con el mismo párrafo (5) del apartado 5.2.1 del Anejo 22 del Código Estructural, la consideración del efecto del arrastre por cortante no afecta al caso de perfiles laminados o de secciones armadas con alas de dimensión reducida.

Consideración de los efectos de la abolladura de paneles comprimidos en la rigidez de los elementos de acero

Según el apartado 6.2 del Anejo 22 del Código Estructural.

Datos geométricos de grupos y plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
4	Arriostramiento fachada	4	Arriostramiento fachada	3.50	10.60
3	Plataforma equipos	3	Plataforma equipos	1.10	7.10
2	(arranques plataforma)	2	(arranques plataforma)	0.90	6.00
1	Cubierta	1	Cubierta	5.30	5.10
0	Cimentación				-0.20

Datos geométricos de pilares

GI: grupo inicial - GF: grupo final - Ang: ángulo del pilar en grados sexagesimales

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
------------	---------------	--------	----------------------	------	------------	----------------

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
P01	(0.00, 6.53)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.50
P02	(2.93, 6.53)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.50
P03	(7.43, 6.53)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.50
P04	(11.55, 6.53)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.50
P05	(0.00, 3.27)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.70
P06	(2.93, 3.27)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
P07	(7.43, 3.27)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
P08	(11.55, 3.27)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
P09	(0.00, 0.00)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.80
P10	(2.45, 0.00)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.80
P11	(7.43, 0.00)	1-4	Sin vinculación exterior	0.0	Centro	
P12	(11.55, 0.00)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.80

Dimensiones, coeficientes de empotramiento y pandeo en cada planta

P01, P02, P03, P04, P05, P08, P09, P10, P12						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
4	SHS 150x8.0	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	SHS 150x8.0	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

P06, P07						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
3	SHS 150x8.0	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

P11						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
4	SHS 150x8.0	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	SHS 150x8.0	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

9.2.3. Modelización de la rigidez de las uniones

Se consideran uniones articuladas y/o rígidas entre elementos estructurales, según detalles de uniones de planos de estructura.

9.2.4. Modelización de la rigidez de las cimentaciones

Ver la parte relativa a CIMIENTOS (SE-C) de este documento.

9.3. Análisis global. Método de cálculo

9.3.1. Generalidades

El análisis estructural debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad, teniendo en cuenta el comportamiento tenso-deformacional de los materiales. En los casos en los que la verificación de la compatibilidad no se exija directamente, hay que satisfacer el conjunto de condiciones de ductilidad apropiadas y asegurar un adecuado comportamiento de la estructura en situación de servicio.

Las condiciones de equilibrio se formulan para la geometría original de la estructura sin deformar. Para estructuras esbeltas, el equilibrio se comprueba para la configuración deformada (teoría de 2º orden).

Por ello se realiza el cálculo de esfuerzos utilizando como método de cálculo el método matricial de la rigidez para los elementos tipo barra. El método matricial de la rigidez consiste en considerar las barras como elementos transmisores de los esfuerzos de la estructura en función de sus rigideces y plantear el equilibrio de fuerzas en todos los nudos de la estructura, obteniendo un sistema de ecuaciones lineales.

En el método matricial, se calculan los desplazamientos y giros de todos los nudos de la estructura (cada nudo tiene seis grados de libertad: los desplazamientos y giros sobre tres ejes generales del espacio, a menos que se opte por la opción de indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano o la consideración del tamaño del pilar en forjados reticulares y losas), y en función de ellos se obtienen los esfuerzos (axiles, cortantes, momento torsor y flectores) de cada sección.

9.3.2. Método de análisis global de la estructura

El análisis global de la estructura se realiza de acuerdo con un análisis lineal.

El análisis lineal es el que está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar (análisis en primer orden). En este caso se utiliza la sección bruta para el cálculo de las sollicitaciones.

El análisis lineal elástico es adecuado para obtener esfuerzos tanto en Estados Límite de Servicio como en Estados Límite Últimos cuando los efectos de segundo orden son despreciables.

La utilización del análisis lineal para la obtención de esfuerzos en Estado Límite Último implica aceptar que las secciones críticas tienen una cierta ductilidad que permite la distribución de esfuerzos supuesta sin que se produzca la rotura local.

Los métodos de cálculo lineales suponen que la respuesta de la estructura es lineal y que se aceptan la reversibilidad de las deformaciones y la superposición de los efectos originados por las diversas acciones.

9.3.3. Particularidades

Estructuras de acero

Los esfuerzos en la estructura de acero se obtienen mediante un análisis lineal, aunque el posterior control resistente de las secciones se basa en su respuesta elastoplástica o plástica.

La aplicación del análisis global elástico para el control de los Estados Límites de Servicio y de Fatiga de estructuras metálicas obliga a considerar los efectos de:

1. Los diferentes esquemas resistentes y de aplicación de las cargas en el caso de montajes evolutivos.
2. Las acciones térmicas (dilatación y gradiente).

3. Las acciones inducidas por descensos de apoyos o cualesquiera deformaciones impuestas aplicables a la estructura.

Se permite no considerar dichos efectos en el control de los Estados Límites Últimos de la estructura si todas las secciones críticas, o potencialmente críticas, son de Clase 1.

El análisis global elástico puede aplicarse para la obtención de los esfuerzos, incluso cuando el control de la resistencia de las secciones en Estados Límites Últimos esté limitado por la abolladura local de sus chapas (secciones de Clase 4), o tome en consideración sus reservas plásticas (secciones de Clase 1 ó 2).

En general, el análisis global elástico resulta siempre de aplicación, con independencia de la clase de las secciones transversales metálicas de los diferentes elementos de la estructura, sin más restricciones que el posterior control resistente de dichas secciones, acorde con la clase de las mismas.

Placas macizas, nervadas, aligeradas y alveolares de hormigón

En placas o elementos bidireccionales de hormigón, los esfuerzos se determinan mediante un análisis lineal.

Regiones D de hormigón

En regiones D (regiones de discontinuidad) de las estructuras de hormigón se aplica el método de las bielas y tirantes.

9.4. Imperfecciones

De acuerdo con el apartado 5.2 del Anejo 19 del Código Estructural para la estructura de hormigón y con el apartado 5.3 del Anejo 22 del Código Estructural para la estructura de acero (las imperfecciones iniciales se han sustituido por fuerzas equivalentes horizontales introducidas como acciones de viento).

9.5. Estabilidad lateral de la estructura

Traslacionalidad de la estructura

De acuerdo con los apartados 5.8 del Anejo 19 y 5.2 del Anejo 22 del Código Estructural, la estructura se considera traslacional.

Efectos de segundo orden

Al ser la estructura **traslacional**, se incorporan los efectos de segundo orden considerando el efecto p-delta fruto del desplazamiento relativo entre plantas.

El análisis elástico de primer orden con amplificación de los momentos debidos a la deformación lateral en su plano se realiza tomando las longitudes de pandeo en el plano de la estructura correspondiente al estado intraslacional.

Análisis de la estabilidad global

Para la consideración de estos efectos $P\Delta$ en segundo orden, en el análisis de la estabilidad global se ha considerado que los desplazamientos reales de la estructura son los considerados en el cálculo multiplicados por:

Viento +X exc.+	2.00
Viento +X exc.-	2.00
Viento -X exc.+	2.00
Viento -X exc.-	2.00
Viento +Y exc.+	2.00
Viento +Y exc.-	2.00

Viento -Y exc.+	2.00
Viento -Y exc.-	2.00

Para este supuesto (Código Modelo CEB-FIP) se puede considerar:

- que si el factor de estabilidad global F_v es mayor que 1,50, se debe rigidizar más la estructura en esa dirección (la estructura es muy deformable y poco estable en esa dirección)
- que si el factor de estabilidad global F_v es menor que 1,35, su efecto será pequeño y prácticamente despreciable

Se establece como límite para el factor de estabilidad global el valor 1,35.

El momento de vuelco producido por las acciones horizontales en las distintas hipótesis es:

	kN·m
Viento +X exc.+	371.033
Viento +X exc.-	371.033
Viento -X exc.+	371.033
Viento -X exc.-	371.033
Viento +Y exc.+	679.258
Viento +Y exc.-	679.258
Viento -Y exc.+	679.258
Viento -Y exc.-	679.258

El momento por efecto P-delta producido por las distintas hipótesis de carga gravitatoria bajo la actuación simultánea de las hipótesis de acciones horizontales es:

	Peso propio kN·m	Cargas muertas kN·m	Sobrecarga (Uso E) kN·m	Sobrecarga (Uso G1) kN·m	Qa (2) (Uso E) kN·m	Qa (3) (Uso E) kN·m	Qa (4) (Uso E) kN·m	Qa (5) (Uso E) kN·m	Qa (6) (Uso E) kN·m	Nieve kN·m
Viento +X exc.+	3.210	1.284	0.402	0.921	0.400	0.592	0.434	0.434	0.434	0.224
Viento +X exc.-	3.209	1.280	0.411	0.918	0.410	0.610	0.422	0.421	0.422	0.223
Viento -X exc.+	3.210	1.284	0.402	0.921	0.400	0.592	0.434	0.434	0.434	0.224
Viento -X exc.-	3.209	1.280	0.411	0.918	0.410	0.610	0.422	0.421	0.422	0.223
Viento +Y exc.+	6.418	2.560	0.827	1.842	0.811	1.319	0.824	0.811	0.878	0.448
Viento +Y exc.-	6.384	2.545	0.861	1.834	0.809	1.250	0.859	0.809	0.836	0.446
Viento -Y exc.+	6.418	2.560	0.827	1.842	0.811	1.319	0.824	0.811	0.878	0.448
Viento -Y exc.-	6.384	2.545	0.861	1.834	0.809	1.250	0.859	0.809	0.836	0.446

Las acciones horizontales se ven incrementadas por la actuación simultánea de las acciones gravitatorias según los siguientes factores de amplificación (FA):

	Peso propio	Cargas muertas	Sobrecarga (Uso E)	Sobrecarga (Uso G1)	Qa (2) (Uso E)	Qa (3) (Uso E)	Qa (4) (Uso E)	Qa (5) (Uso E)	Qa (6) (Uso E)	Nieve
Viento +X exc.+	0.009	0.003	0.001	0.002	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
Viento +X exc.-	0.009	0.003	0.001	0.002	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
Viento -X exc.+	0.009	0.003	0.001	0.002	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
Viento -X exc.-	0.009	0.003	0.001	0.002	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
Viento +Y exc.+	0.009	0.004	0.001	0.003	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
Viento +Y exc.-	0.009	0.004	0.001	0.003	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
Viento -Y exc.+	0.009	0.004	0.001	0.003	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
Viento -Y exc.-	0.009	0.004	0.001	0.003	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001

Cuando en una combinación actúe una acción horizontal con un coeficiente de mayoración F_v y varias acciones gravitatorias con coeficientes de mayoración $F_{g1}...F_{gn}$, el coeficiente de mayoración de la acción horizontal se tomará como:

1

$$F_v (\text{estabilidad global}) = F_v \cdot \frac{1}{1 - (F_{g1} \cdot FA_1 + \dots + F_{gn} \cdot FA_n)}$$

Las relaciones máximas entre los coeficientes de mayoración amplificados y los coeficientes de mayoración sin amplificar para las distintas hipótesis de acción horizontal son:

Viento +X exc.+	1.028 < 1.35
Viento +X exc.-	1.028 < 1.35
Viento -X exc.+	1.028 < 1.35
Viento -X exc.-	1.028 < 1.35
Viento +Y exc.+	1.031 < 1.35
Viento +Y exc.-	1.031 < 1.35
Viento -Y exc.+	1.031 < 1.35
Viento -Y exc.-	1.031 < 1.35

Luego se verifica la condición de estabilidad global de la estructura.

10. COMBINACIONES DE ACCIONES

10.1. Combinaciones de acciones

Se adoptan en el cálculo las combinaciones de acciones del apartado 4.2.2 del DB-SE.

10.1.1. Estados Límite Últimos (capacidad portante)

Se denomina capacidad portante a la aptitud de un edificio para asegurar, con la fiabilidad requerida, la estabilidad del conjunto y la resistencia necesaria, durante el periodo de servicio.

Para las verificaciones de la capacidad portante del edificio (*Estados Límite Últimos*) se consideran, para las distintas situaciones de dimensionado, las siguientes combinaciones de acciones:

Situaciones de dimensionado persistentes o transitorias

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

considerando la actuación simultánea de:

1. todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$)
2. una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), adoptando como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis
3. el resto de las acciones variables, en valor de combinación de cálculo ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$)

Situaciones de dimensionado extraordinarias

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

considerando la actuación simultánea de:

1. todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$)
2. una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo (A_d), analizándose sucesivamente con cada una de ellas
3. una acción variable cualquiera, en valor frecuente de cálculo ($\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$), adoptando como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada
4. el resto de las acciones variables, en valor casi permanente de cálculo ($\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$)

Situaciones de dimensionado sísmicas

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

en los casos en que la acción accidental sea la acción sísmica, considerando la actuación simultánea de:

1. todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k), incluido el pretensado (P)
2. la acción sísmica, en valor de cálculo (A_d)
3. las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$)

10.1.2. Estados Límite de Servicio (aptitud al servicio)

Se denomina aptitud al servicio a la aptitud de un edificio de asegurar el funcionamiento de la obra y el confort de los usuarios y de mantener el aspecto visual, durante el periodo de servicio.

Para las verificaciones de la aptitud al servicio del edificio (*Estados Límite de Servicio*) se consideran, para cada situación de dimensionado y criterio considerado, las siguientes combinaciones de acciones:

Combinación de acciones característica (efectos de las acciones de corta duración irreversibles)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

considerando la actuación simultánea de:

1. todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k), incluido el pretensado (P)
2. una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), adoptando como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis
3. el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$)

Combinación de acciones frecuente (efectos de las acciones de corta duración reversibles)

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

considerando la actuación simultánea de:

1. todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k), incluido el pretensado (P)
2. una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 \cdot Q_k$), adoptando como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis
3. el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$)

Combinación de acciones casi permanente (efectos de las acciones de larga duración)

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

considerando la actuación simultánea de:

1. todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k), incluido el pretensado (P)
2. las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$)

Parte 3: ACCIONES (CTE - DB SE-AE)

11. ACCIONES ADOPTADAS EN EL CÁLCULO

Los valores adoptados para las acciones en el cálculo de cada uno de los elementos estructurales y de la cimentación se ajustan a lo prescrito en el Documento Básico SE-AE.

11.1. Acciones permanentes (G)

11.1.1. Definiciones

Las acciones permanentes (G) son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante. Su magnitud puede ser constante (como el peso propio de los elementos constructivos o las acciones y empujes del terreno) o no (como las acciones reológicas o el pretensado), pero con variación despreciable o tendiendo monótonamente hasta un valor límite.

11.1.2. Peso propio

Materiales de construcción (Tabla C.1 del Anejo C del DB-SE AE):

El valor característico del peso propio de los elementos constructivos se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios.

Peso específico de hormigones:

- Hormigón armado 25,00 kN/m³

Peso específico de metales:

- Acero 78,50 kN/m³

Forjados:

- Losa maciza de hormigón armado de 20 cm de espesor 5,00 kN/m²

Cubiertas:

- Cubierta plana 2,60 kN/m²

Revestimientos:

Revestimiento de techos:

- Techo continuo suspendido de placas de yeso laminado 0,15 kN/m²
- Guarnecido/enlucido de yeso 0,15 kN/m²

Revestimiento de paramentos:

- Enfoscado/revoco de cemento 0,15 kN/m²
- Guarnecido/enlucido de yeso 0,15 kN/m²
- Trasdosado de placas de yeso laminado 0,15 kN/m²

Revestimiento de suelos:

- Trámex 0,25 kN/m²

Fachadas:

- Carga superficial cerramiento de fachada de PLACA PREFABRICADA DE HORMIGÓN:

Placa prefabricada de hormigón de 15 cm de espesor 3,75 kN/m²

Trasdosado de placas de yeso laminado 0,15 kN/m²

Total carga superficial cerramiento de placa prefabricada de hormigón . 3,90 kN/m²

- Carga lineal cerramiento de fachada de PLACA PREFABRICADA DE HORMIGÓN:

H = 10,60 m en Planta Baja 41,34 kN/m

Peso propio de equipos e instalaciones fijas (Apartado 2.1.6 del DB-SE AE):

- Enfriadora (2 unidades) 34,00 kN/ud
- Climatizador (1 unidad) 7,00 kN/ud
- Depósito inercia 40,00 kN/ud

11.1.3. Pretensado

No se consideran.

11.1.4. Acciones del terreno

Las acciones debidas a los desplazamientos y deformaciones del terreno se evalúan y tratan según establece el DB-SE C.

11.2. Acciones variables (Q)

11.2.1. Definiciones

Las acciones variables (Q) son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas.

11.2.2. Sobrecarga de uso

Valores de la sobrecarga de uso

Sobrecarga de uso uniformemente distribuida (Tabla 3.1 del DB-SE AE):

En Cubiertas accesibles únicamente para conservación (categoría de uso G):

- G1. Cubiertas con inclinación inferior a 20° 1,00 kN/m²

NOTA: Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

En Zonas de equipos e instalaciones fijas:

En Zonas de equipos e instalaciones fijas situadas sobre elementos portantes o sobre terrenos que desarrollan empujes sobre otros elementos estructurales, se considera una sobrecarga de uso de 1 kN/m².

Sobrecarga de uso lineal (Párrafo 4 del apartado 3.1.1 del DB-SE AE):

No procede por no existir balcones volados.

Sobrecarga de uso concentrada (Tabla 3.1 del DB-SE AE):

De acuerdo con el párrafo 2 del apartado 3.1.1 del DE-SE AE, estas cargas concentradas se consideran aplicadas de forma independiente y no simultánea con la sobrecarga de uso uniformemente distribuida y sobre el pavimento acabado, en una superficie cuadrada de 50 mm de lado.

En Cubiertas accesibles únicamente para conservación (categoría de uso G):

- G1. Cubiertas con inclinación inferior a 20° 2,00 kN

NOTA: Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

En Zonas de equipos e instalaciones fijas:

En Zonas de equipos e instalaciones fijas situadas sobre elementos portantes o sobre terrenos que desarrollan empujes sobre otros elementos estructurales, se considera una carga concentrada de 2 kN.

Alternancia de las sobrecargas de uso

Los valores de las sobrecargas de uso indicadas incluyen, de acuerdo con el párrafo 7 del apartado 3.1.1 del DB-SE AE, el efecto de la alternancia de las sobrecargas.

Reducción de las sobrecargas de uso

No se realiza la reducción de las sobrecargas de uso.

11.2.3. Acciones sobre barandillas y elementos divisorios

No es objeto del presente proyecto de estructura.

11.2.4. Viento

Presión dinámica (q_b)

El mapa de la figura D.1 del Anejo D del DB-SE AE proporciona, para el término municipal de BURJASOT, la presión dinámica del viento:

Emplazamiento geográfico de la obra	A
Velocidad básica del viento (v_b) en [m/s]	26
Presión dinámica del viento (q_b) en [kN/m ²]	0,42

Coefficiente de exposición (c_e)

El Anejo D del DB-SE AE proporciona, en función del grado de aspereza del entorno y de la altura media (z) del elemento considerado, medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento, los valores del coeficiente de exposición exterior ($c_{e,ext}$) para la dirección de viento analizada según la siguiente expresión (expresión D.2 de dicho anejo):

$$c_{e,ext} = F \cdot (F + 7 \cdot k)$$

siendo:

$$F = k \cdot \ln \frac{\max(z; Z)}{L}$$

donde k , Z y L son parámetros característicos dependientes del grado de aspereza del entorno, proporcionados por la tabla D.2 del Anejo D del DB-SE AE:

Descripción del entorno	Zona urbana, industrial o forestal
Grado de aspereza del entorno	IV
Parámetro k	0,22
Parámetro L en [m]	0,30
Parámetro Z en [m]	5,00

El valor del coeficiente de exposición también se puede tomar de la tabla 3.4 del DB-SE AE, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno		Altura del punto considerado (m)							
		3	6	9	12	15	18	24	30
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Coeficiente de presión (c_p)

La tabla 3.5 del DB-SE AE proporciona, en función de la esbeltez del edificio en el plano paralelo a la dirección del viento analizada, los valores del coeficiente eólico (c_p) de presión a barlovento y de succión a sotavento.

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

	Viento en dirección X			Viento en dirección Y		
	esbeltez	c_p (presión)	c_p (succión)	esbeltez	c_p (presión)	c_p (succión)
0,42	0,87	0,80	-0,45	1,49	0,80	-0,61

De acuerdo con el párrafo 2 del apartado 3.3.4 del DB SE-AE, en edificios con cubierta plana, la acción del viento sobre la misma, generalmente de succión, opera habitualmente del lado de la seguridad y se puede despreciar.

Acción del viento

La acción de viento (q_e) se define como el producto:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Resumen de la acción del viento

Altura del punto considerado [m]	Emplazamiento geográfico de la obra	Presión dinámica del viento q_b [kN/m ²]	Grado de aspereza del entorno	Coeficiente de exposición c_e	Viento en dirección X			Viento en dirección Y		
					Esbeltez del edificio	Coeficiente de presión c_p	Acción de viento q_e [kN/m ²]	Esbeltez del edificio	Coeficiente de presión c_p	Acción de viento q_e [kN/m ²]
12	A	0,42	IV	1,9	0,87	1,25	0,998	1,49	1,41	1,125
9				1,7			0,893			1,007
6				1,4			0,735			0,829
3				1,3			0,683			0,770

Para alturas intermedias se interpola linealmente.

Al proceder con un coeficiente eólico global, la acción de viento se considera aplicada con una excentricidad en planta del 5% de la dimensión máxima del edificio en el plano perpendicular a la dirección de viento considerada y del lado desfavorable.

No se consideran en el cálculo las fuerzas tangenciales paralelas a la superficie generadas por la acción de viento.

Presión estática			
Planta	Ce (Coef. exposición)	Viento X (kN/m ²)	Viento Y (kN/m ²)
Arriostramiento fachada	1.82	0.956	1.077
Plataforma equipos	1.56	0.817	0.919
(arranques plataforma)	1.45	0.760	0.856
Cubierta	1.35	0.707	0.796

Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	7.13	12.15

Cargas de viento				
Coeficientes de Cargas: +X: 1.09 -X:1.09 +Y: 1.04 -Y:1.04				
Planta	Viento +X (kN)	Viento -X (kN)	Viento +Y (kN)	Viento -Y (kN)
Arriostramiento fachada	13.005	-13.005	23.808	-23.808
Plataforma equipos	14.595	-14.595	26.719	-26.719
(arranques plataforma)	5.909	-5.909	10.817	-10.817
Cubierta	16.491	-16.491	30.191	-30.191

11.2.5. Acciones térmicas

De acuerdo con el párrafo 3 del apartado 3.4.1 del DB SE-AE, no se considera en cálculo el efecto de las acciones térmicas sobre la estructura al no existir elementos estructurales continuos de más de 40 metros de longitud.

11.2.6. Nieve

Valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal (s_k)

La tabla E.2 del Anejo E del DB-SE AE proporciona, para el término municipal de BURJASOT, el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal:

Zona de clima invernal (según figura E.2) 5
 Altitud del emplazamiento de la construcción en [m] 60
 Carga de nieve (s_k) en [kN/m²] 0,23



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Coefficiente de forma (μ) en cubiertas planas

El coeficiente de forma (μ) de la cubierta, de acuerdo con el párrafo 2 del apartado 3.5.3 del DB SE-AE, adopta el valor 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30°.

Carga de nieve (q_n)

Como valor de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal (q_n) se toma:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \cdot 0,23 = 0,23 \text{ kN/m}^2$$

11.3. Acciones accidentales (A)

11.3.1. Definiciones

Las acciones accidentales (A) son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia, como sismo, incendio, impacto o explosión.

11.3.2. Sismo

Las acciones sísmicas se evalúan y tratan según establece la NCSE-02.

Clasificación de la construcción

A los efectos de la NCSE-02, la construcción es de importancia normal.

Criterio de aplicación de la norma

De acuerdo con el apartado 1.2.3 de la NCSE-02, la norma no es de aplicación obligatoria al proyecto puesto que se trata de una construcción:

1. de importancia normal;
2. con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones (la norma considera la losa superior armada del forjado como elemento de arriostramiento);
3. y con aceleración sísmica básica (a_b) inferior a $0,08 \cdot g$.

Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica

El mapa de peligrosidad sísmica de la figura 2.1 de la NCSE-02 suministra, para el término municipal de BURJASOT, una aceleración sísmica básica (a_b) de valor $0,06 \cdot g$ y un coeficiente de contribución (K) de valor 1,0.



11.3.3. Incendio

No procede (no existen zonas de tráfico para vehículos destinados a los servicios de protección contra incendios).

11.3.4. Impacto

No procede (no existen zonas de tráfico para vehículos ligeros en el interior del edificio).

11.3.5. Explosión

No se consideran.

11.3.6. Otras acciones accidentales

No se consideran.

11.4. Resumen de acciones verticales uniformemente distribuidas por planta y uso

Forjado	<i>Categoría y subcategoría de uso</i>	<i>acciones permanentes (G)</i>		<i>acciones variables (Q)</i>	
		<i>peso propio</i>	<i>resto</i>	<i>uso</i>	<i>nieve</i>
Cubierta	G. Cubiertas accesibles únicamente para conservación G1. Cubiertas con inclinación inferior a 20°	5,00	0,15+2,60=2,75	1,00	0,23

Parte 4: CIMIENTOS (CTE - DB SE-C)

12. CLASIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL TERRENO

12.1. Tipo de construcción

De acuerdo con la tabla 3.1 del DB SE-C, **la construcción es de tipo C-0**, al tratarse de una construcción de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m².

12.2. Grupo de terreno

De acuerdo con la tabla 3.2 del DB SE-C y la Guía de Estudios Geotécnicos de la Generalitat Valenciana, **el terreno pertenece al grupo T-1**, al tratarse de un terreno favorable, es decir, terreno con poca variabilidad y en el que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.

13. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación se realiza, a falta de estudio geotécnico en el momento de redacción del proyecto, una estimación a efectos orientativos de las características geotécnicas del terreno de cimentación en función de la litología del emplazamiento de la obra, consultando para ello la Guía de Estudios Geotécnicos de la Generalitat Valenciana.

13.1. Información básica del suelo

La Guía de Estudios Geotécnicos proporciona la siguiente información básica del suelo:

Información básica del suelo	
UTM X	721970
UTM Y	4376290
Municipio	BURJASSOT
Comarca	L'HORTA NORD
Provincia	VALÈNCIA / VALENCIA
Número de hoja/hombre	1514 / Valencia
Tipo de suelo	Arcillas duras
Geomorfología	Cuaternario
Litología	Coluvión
Riesgos geotécnicos	No se indican
Aceleración sísmica	0.06
Coeficiente de contribución	1.0
Tensión característica inicial	200
Espesor conocido de suelo blando	0

Trasladar datos a los impresos

Cerrar

13.2. Características geotécnicas del suelo de cimentación

Las características del suelo de cimentación a considerar para el cálculo de la cimentación son, de acuerdo con la información básica del suelo, las siguientes:

Descripción del terreno	arcillas duras
Peso específico seco, en kN/m ³	21
Peso específico aparente, en kN/m ³	22
Peso específico sumergido, en kN/m ³	12
Ángulo de rozamiento interno (ϕ') en °	28
Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento (μ), igual a $\text{tg } \phi^* = \text{tg } \frac{3}{4} \cdot \phi'$	0,38
Cohesión (C) en kN/m ²	100

13.3. Presión admisible

En función de estos datos, y a falta de estudio geotécnico, se considera suficientemente seguro adoptar una **presión admisible en el terreno de cimentación de 200 kN/m²**.

13.4. Coeficiente de terreno según la NCSE-02

No procede (la norma no es de aplicación obligatoria al proyecto).

13.5. Nivel freático

Se considera que el nivel freático no afectará a la cimentación.

13.6. Agresividad química

Se considera que el suelo no es agresivo para el hormigón.

13.7. Tipo de cimentación

En función de los apartados anteriores, se considera factible una cimentación directa o superficial resuelta con zapatas.

13.8. Confirmación de la información geotécnica antes de la ejecución

Una vez iniciada la obra e iniciadas las excavaciones, a la vista del terreno excavado y para la situación precisa de los elementos de la cimentación, el Director de Obra apreciará la validez y suficiencia de los datos aportados por la información geotécnica, adoptando en casos de discrepancia las medidas oportunas para la adecuación de la cimentación y del resto de la estructura a las características geotécnicas del terreno.

14. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

14.1. Generalidades

La transmisión de las cargas del edificio al terreno plantea un complejo problema de interacción entre los tres elementos implicados: estructura, cimentación y terreno.

Los factores a considerar en dicho problema de interacción son:

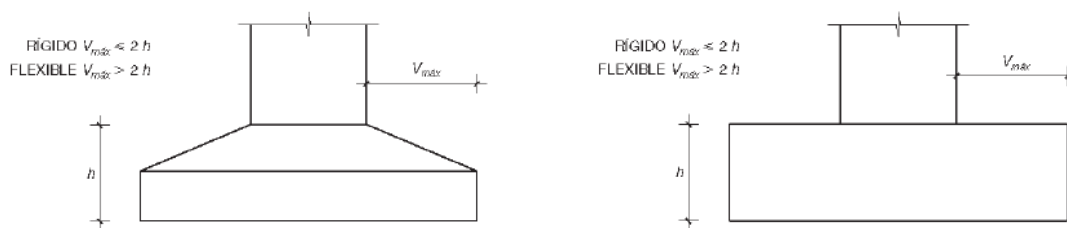
1. el tipo y características del terreno;
2. la forma y dimensiones de la cimentación;
3. la rigidez relativa terreno-estructura y terreno-cimentación.

14.2. Rigidez relativa de la estructura

La estructura se considera **flexible en relación con el terreno** ($K_r < 0,5$ de acuerdo con el párrafo 3 del apartado E.2 del DB SE-C).

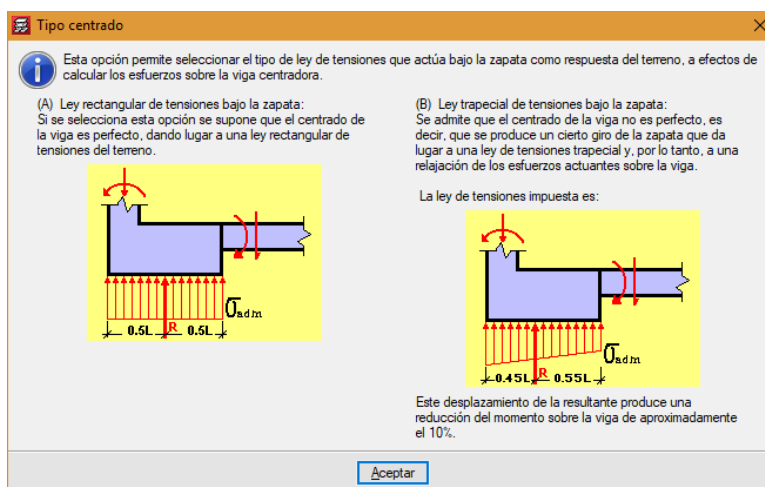
14.3. Rigidez relativa de la cimentación

De acuerdo con el párrafo (5) del apartado E.3 del Anejo E del DB SE-C del CTE, salvo en el caso de zapatas aisladas sobre suelos muy rígidos o sobre roca, el cumplimiento de la rigidez estructural ($v \leq 2 \cdot h$) definida en el párrafo (4) del apartado 4.1.1 del DB SE-C del CTE, suele ser más restrictivo que la condición de rigidez relativa con respecto al terreno. Es por ello por lo que **la cimentación por zapatas aisladas se considera rígida en relación con el terreno**, puesto que se dimensionan las zapatas de modo que su vuelo (v) en la dirección principal de mayor vuelo sea menor que dos veces su canto (h).



14.4. Distribución de presiones sobre el terreno

Dado que se cumplen las condiciones de rigidez para la cimentación (cimentación por zapatas aisladas rígidas), a efectos de cálculo de esfuerzos **se considera una distribución lineal de presiones sobre el terreno**, suponiendo una ley trapecial de tensiones bajo la zapata.



14.5. Modelo de interacción suelo-estructura. Módulo de balasto

No procede considerar modelos de cálculo que tengan en cuenta la interacción suelo-estructura puesto que la distribución de presiones sobre el terreno es lineal.

15. ESTADOS LÍMITE CONTEMPLADOS EN EL DB SE-C

15.1. Estados Límite Últimos

15.1.1. Hundimiento

De acuerdo con el apartado 4.2.2.1.1 del DB SE-C para cimentaciones directas.

15.1.2. Deslizamiento

De acuerdo con el apartado 4.2.2.1.2 del DB SE-C para cimentaciones directas.

Este modo de rotura se puede producir en elementos que soportan cargas horizontales, cuando las tensiones de corte en el contacto de la cimentación con el terreno superen la resistencia de ese contacto.

Este estado límite se comprueba sólo en los casos en los que la máxima componente de la carga horizontal sea mayor que el 10% de la carga vertical.

Según el párrafo 4 del apartado 4.2.3.1 del DB SE-C, para la verificación del estado límite último de deslizamiento a lo largo de superficies de contacto terreno-cimiento será necesario establecer la resistencia al corte de dicho contacto. El modelo empleado para el terreno es un modelo de rotura del tipo Mohr-Coulomb ($\tau = a' + \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta'$). Para cimentaciones convencionales de hormigón armado ejecutadas sobre suelo se adoptan para la adherencia (a') el valor 0 y para el ángulo de rozamiento terreno-cimiento (δ') el valor $\frac{3}{4} \cdot \phi'$, siendo (ϕ') el ángulo de rozamiento interno del terreno.

No se tiene en cuenta el efecto estabilizador del empuje pasivo.

Al estar las zapatas estructuralmente ligadas entre sí mediante vigas de atado y/o solera de hormigón apoyada en la cara superior de las zapatas, en la comprobación al deslizamiento se considera la redistribución de las acciones horizontales entre ellas.

15.1.3. Vuelco

De acuerdo con el apartado 4.2.2.1.3 del DB SE-C para cimentaciones directas.

Este modo de rotura se puede producir en elementos que soportan cargas horizontales y momentos importantes, cuando el movimiento predominante es el giro del elemento.

No se considera el vuelco de las zapatas que disponen de vigas centradoras destinadas a centrar la resultante de las acciones en su base.

No se tiene en cuenta el efecto estabilizador del empuje pasivo.

15.1.4. Estabilidad global

De acuerdo con el apartado 4.2.2.1.4 del DB SE-C para cimentaciones directas.

15.1.5. Capacidad estructural

De acuerdo con el apartado 4.2.2.1.5 del DB SE-C para cimentaciones directas.

15.1.6. Rotura hidráulica por subpresión

No procede (la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra por encima del nivel freático).

15.2. Estados Límite de Servicio

De acuerdo con el apartado 4.2.2.2 del DB SE-C para cimentaciones directas.

Valores límite de servicio de los movimientos de la cimentación

Se adopta como valores límite de servicio de los movimientos de la cimentación del edificio los indicados en las tablas 2.2 y 2.3 del párrafo 9 del apartado 2.4.3 del DB SE-C.

Valores límite basados en la *distorsión angular*:

- Estructuras isostáticas y muros de contención 1/300
- Estructuras reticuladas con tabiquería de separación 1/500
- Estructuras de paneles prefabricados 1/700
- Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba 1/1000
- Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo 1/2000

Valores límite basados en la *distorsión horizontal*:

- Muros de carga 1/2000

Control de los movimientos del terreno

No procede (edificio de tipo C-0).

15.3. Otras comprobaciones

De acuerdo con el apartado 4.2.2.3 del DB SE-C.

16. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los coeficientes parciales de seguridad para el efecto de las acciones (γ_E), para las acciones (γ_F), para las propiedades de los materiales (γ_M) y para la resistencia del terreno (γ_R) se definen en la tabla 2.1 del DB SE-C para cimentaciones de tipo superficial y muros, la cual se reproduce a continuación.

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0
	Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0
Extraordinaria	Hundimiento	2,0 ⁽⁸⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,1 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,2	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,2	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,0	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	2,3	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	2,3	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	-	-	-	-
	Modelo de Winkler	1,0	1,0	0,8	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,2	1,0	1,0

(1) En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hincas con control electrónico de la hincas y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

(2) De aplicación en cimentaciones directas y muros.

- (3) En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se considerará el empuje pasivo.
- (4) Los correspondientes de los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la instrucción EHE.
- (5) Aplicable a elementos de hormigón estructural cuyo nivel de ejecución es intenso o normal, según la Instrucción EHE. En los casos en los que el nivel de control de ejecución sea reducido, el coeficiente γ_E debe tomarse, para situaciones persistentes o transitorias, igual a 1,8.
- (6) El coeficiente γ_M será igual a 2,0 si no existen edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la pantalla.
- (7) Afecta al empuje pasivo
- (8) En pilotes, se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas; para métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hincas con control electrónico de la hincas y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 1,5

Parte 5: HORMIGÓN (Código Estructural)

17. CONTROL DE LA EJECUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

De acuerdo con el apartado 14.3 del Código Estructural, el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto incluirá la identificación del nivel de control de ejecución de las estructuras de hormigón.

De acuerdo con los índices de fiabilidad adoptados en el apartado 5.2.1 del Código Estructural, debe cumplirse una clase de fiabilidad RC2. Por ello, el nivel de inspección durante la ejecución según el apartado B5 del Anejo 18 del Código Estructural debe ser, al menos, el IL2, lo que conlleva a un control de ejecución intenso o normal (según el apartado 22.4 del Código Estructural).

De acuerdo con el apartado 22.4 del Código Estructural, se establece un **nivel de control de la ejecución de las estructuras de hormigón a nivel NORMAL**, conforme al Artículo 14 de dicho Código.

La conformidad de la estructura precisará de la realización de los controles durante su ejecución que se señalan en la tabla 17.1 del Código Estructural.

Tabla 17.1 Definición de tipos de conformidad

Tipo de conformidad	Artículos y capítulos del Código Estructural de aplicación a:		
	Estructuras de hormigón	Estructuras de acero	Estructuras mixtas hormigón-acero
Control del proyecto.	Artículo 20 + capítulo 12.	Artículo 20 + capítulo 22.	Artículo 20 + capítulo 32.
Control de la conformidad de los productos.	Artículo 21 + capítulo 13.	Artículo 21 + capítulo 23.	Artículo 21 + capítulo 33.
Control de la ejecución de la estructura.	Artículo 22 + capítulo 14.	Artículo 22 + capítulo 24.	Artículo 22 + capítulo 34.
Control de la estructura terminada.	Artículo 23.	Artículo 23.	Artículo 23.

18. ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

18.1. Estrategia para la durabilidad

Además de lo indicado en el Artículo 11 del Código Estructural, el proyecto de los elementos de hormigón debe incluir las medidas necesarias para que se alcance la vida útil establecida por la propiedad, en función de las condiciones de agresividad ambiental a las que puedan estar sometidos. Para ello, el proyecto deberá incluir una estrategia de durabilidad de los elementos de hormigón según los criterios establecidos en el capítulo 9 del Código Estructural.

La agresividad a la que está sometida cada elemento de hormigón se identificará por el tipo de ambiente, de acuerdo con el apartado 27.1 del Código Estructural. En la memoria, se justificará la selección de las clases de exposición consideradas para la estructura. Asimismo, en los planos se reflejará el tipo de ambiente para el que se ha proyectado cada elemento.

Las especificaciones relativas a la durabilidad deberán cumplirse en su totalidad durante la fase de ejecución. No se permite compensar los efectos derivados por el incumplimiento de alguna

de ellas, salvo que se adopten las medidas adecuadas para corregirlo, a propuesta del constructor y previa autorización de la dirección facultativa.

De acuerdo con el Artículo 43 del Código Estructural, la estrategia de durabilidad en el proyecto de las estructuras de hormigón se desarrollará de acuerdo con las siguientes fases:

- identificación de la clase de exposición, según el apartado 27.1 del Código Estructural,
- selección de la forma estructural, según el apartado 43.1,
- prescripciones respecto a la calidad del hormigón, según el apartado 43.2,
- medidas específicas frente a la agresividad, según el apartado 43.3,
- medidas durante la fase de ejecución, según el apartado 43.4, y
- medidas durante la fase de uso, según el apartado 43.5.

18.2. Selección de formas estructurales

De acuerdo con el apartado 43.1 del Código Estructural, se ha reducido al mínimo el contacto directo entre las superficies de hormigón de elementos estructurales exteriores (balcones volados) y el agua, mediante la disposición de goterones.

18.3. Selección de cementos

Cementos utilizables

Los cementos seleccionados para la consecución de una calidad adecuada del hormigón se ajustan tanto al Código Estructural (Artículos 28 y 43) como a la Instrucción RC-16.

De acuerdo con el Artículo 28 del Código Estructural, 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 28, y
- pertenezcan a la clase resistente 32,5 o superior.

Tabla 28. Tipos de cemento utilizables

Tipo de hormigón	Tipo de cemento
Hormigón en masa.	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 y CEM III/C. Cementos para usos especiales ESP VI-1.
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.
Hormigón pretensado.	Cementos comunes de los tipos CEM I y CEM II/A-D, CEM II/A-V, CEM II/A-P y CEM II/A-M (V, P).

En la tabla 28 del Código Estructural, 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.

Se tendrá en cuenta lo expuesto en el apartado 33.1 del Código Estructural en relación con el contenido total de ion cloruro para el caso de cualquier tipo de cemento, así como con el contenido de finos en el hormigón, para el caso de cementos con adición de filler calizo.

A los efectos del Código Estructural, se consideran cementos de endurecimiento lento los de clase resistente 32,5N, de endurecimiento normal los de clases 32,5R y 42,5N y de endurecimiento rápido los de clases 42,5R, 52,5N y 52,5R.

Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos

No procede.

Resistencia del hormigón frente al ataque por agua de mar

No procede.

Cementos para elementos estructurales en clase de exposición XC3 (forjados, vigas y pilares):

Aplicación:	Hormigón armado
Circunstancias de hormigonado:	Normales
Cementos utilizables:	Cementos comunes de los tipos CEM I, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-D, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM II/A-L, CEM II/B-L, CEM II/A-LL, CEM II/B-LL, CEM II/A-M, CEM II/B-M, CEM III/A y CEM IV/A
Características adicionales:	-
Clase de resistencia:	32,5 R o 42,5 N de endurecimiento normal

Cementos para elementos estructurales en clase de exposición XC2 (cimentación):

Aplicación:	Hormigón armado
Circunstancias de hormigonado:	Normales
Cementos utilizables:	Cementos comunes de los tipos CEM I, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-D, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM II/A-L, CEM II/B-L, CEM II/A-LL, CEM II/B-LL, CEM II/A-M, CEM II/B-M, CEM III/A y CEM IV/A
Características adicionales:	-
Clase de resistencia:	32,5 R o 42,5 N de endurecimiento normal

18.4. Requisitos de dosificación y comportamiento del hormigón

Requisitos de dosificación

En función de la clase de exposición a la que vaya a estar sometido el elemento estructural, la dosificación del hormigón deberá cumplir los requisitos indicados en la tabla 43.2.1.a del Código Estructural.

Tabla 43.2.1.a Contenido mínimo de cemento y máxima relación agua/cemento

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	X32	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Máxima relación agua/cemento.	Masa	0,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,55	0,50	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50
	Armado	0,60	0,60	0,60	0,55	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,55	0,50	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50
	Pretensado	0,60	0,60	0,60	0,55	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,45	0,50	0,50	0,50

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	X32	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Contenido mínimo de cemento (kg/ m³).	Masa	200	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	275	300	275	300	275	300	325	300	300	300
	Armado	250	275	275	300	300	300	325	350	325	325	325	300	325	300	325	325	350	350	325	325	325
	Pretensado	275	300	300	300	300	300	325	350	325	325	325	300	325	300	325	325	350	350	325	325	325

Tabla 43.2.1.b Resistencia característica mínima esperada para el hormigón (*)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Resistencia característica (N/mm²).	Masa	20	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30

(*) Resistencia característica mínima alcanzable para un hormigón fabricado con cemento de categoría resistente 32,5 R con un contenido mínimo de cemento y máxima relación agua/cemento, conformes a lo indicado en la tabla 43.2.1a del Código Estructural.

Cuando el elemento estructural esté expuesto a más de una clase de exposición, a los efectos de aplicar la tabla 43.2.1.a, se procederá fijando para cada parámetro el criterio más exigente de entre los establecidos para cada clase.

Cuando la resistencia especificada en la tipificación del hormigón sea inferior a la resistencia mínima esperada (tabla 43.2.1.b del Código Estructural) asociada a la clase de exposición considerada, prevalecerá esta última en la prescripción del hormigón por ser los condicionantes de durabilidad más restrictivos que los de resistencia.

En el caso particular de que se utilicen adiciones en la fabricación del hormigón, se podrá tener en cuenta su empleo a los efectos del cálculo del contenido de cemento y de la relación agua/cemento. A tales efectos, en la tabla 43.2.1.a del Código Estructural se sustituirá el contenido de cemento C (kg/m³) por C+KF, así como la relación A/C por A/(C+KF) siendo F (kg/m³) el contenido de adición y K el coeficiente de eficacia de la misma.

Cuando se usen cenizas volantes o humo de sílice como adición al hormigón, los contenidos de cemento no podrán ser inferiores a 200, 250 o 275 kg/m³, según se trate de hormigón en masa, armado o pretensado, respectivamente.

En el caso de las cenizas volantes, se tomará un valor de K no superior a 0,20 si se emplea un cemento CEM I 32,5, ni superior a 0,40 en el caso de cementos CEM I con otras categorías resistentes superiores. Para el humo de sílice, se tomará un valor de K no superior a 2, excepto en el caso de hormigones con relación agua/cemento mayor que 0,45 que vayan a estar sometidos a cualesquiera de las clases de exposición XF en cuyo caso para K se tomará un valor igual a 1. La dirección facultativa podrá admitir, bajo su responsabilidad, valores superiores del coeficiente de eficacia, pero no mayores de 0,65 para el caso de las cenizas volantes siempre que ello se deduzca como una estimación centrada en la mediana del valor característico real, definido como el cuantil del 5 % de la distribución de valores de K. La estimación referida procederá de un estudio experimental que no solo tenga en cuenta la resistencia sino también el mecanismo de daño asociado al ambiente en el que va a estar ubicada la estructura.

Se debe tener en cuenta que los requisitos de máxima relación agua/cemento y contenido mínimo de cemento, recogidos en la tabla 43.2.1.a, condicionan unas características mecánicas mínimas en el hormigón. En este sentido, en la tabla 43.2.1.b se muestra, para cada clase de exposición, la resistencia característica mínima esperable de un hormigón fabricado con un cemento CEM I o CEM II de categoría resistente 32,5 R y áridos de una calidad normal.

Impermeabilidad del hormigón

No procede.

Prevención de la reactividad álcali-árido

De acuerdo con el apartado 43.3.4.3 del Código Estructural, las reacciones álcali-árido se pueden producir cuando concurren simultáneamente la existencia de un ambiente húmedo, la presencia de un alto contenido de alcalinos en el hormigón y la utilización de áridos que contengan componentes susceptibles de ser atacados por los álcalis presentes en la mezcla del hormigón.

A los efectos de este artículo del Código Estructural, se considera que el ambiente siempre puede ser húmedo, salvo en el caso de elementos estructurales situados en las clases de exposición X0, XC1 o XM, cuando éstas están asociadas a un entorno permanentemente seco.

Para prevenir las reacciones álcali-árido, en la fabricación de elementos de hormigón que en sus condiciones de servicio puedan estar expuestos a un ambiente húmedo, se emplearán preferentemente áridos no reactivos, según el apartado 30.7.5 del Código Estructural.

En el caso de que no fuera viable la utilización de áridos no reactivos, la dirección facultativa, en el uso de sus atribuciones, podrá permitir la utilización de áridos potencialmente reactivos siempre y cuando se emplee uno o varios de los siguientes métodos para controlar sus efectos sobre el hormigón:

- Emplear cementos según la Instrucción para la Recepción de Cementos vigente, que contengan adiciones del tipo: escorias granuladas de horno alto, cenizas volantes silíceas, puzolanas naturales o humo de sílice.
- Incorporar adiciones de humo de sílice o cenizas volantes silíceas al hormigón en la proporción adecuada que permita mitigar el comportamiento expansivo ocasionado por las reacciones álcali-árido.
- Emplear cementos con un contenido de alcalinos, expresados como óxido de sodio equivalente ($0,658 K_2O + Na_2O$), inferior al 0,60 % del peso de cemento.

El empleo de cualquiera de las soluciones anteriormente mencionadas deberá estar respaldado por un estudio experimental que garantice un comportamiento satisfactorio para prevenir el desarrollo de las reacciones álcali-árido, que el fabricante del hormigón pondrá a disposición de la dirección facultativa.

Dosificación para elementos estructurales en clase de exposición XC3 (forjados, vigas y pilares):

Requisitos generales:

- Máxima relación agua cemento 0,55
- Mínimo contenido de cemento en $[kg/m^3]$ 300
- Resistencia mínima compatible en $[N/mm^2]$ 30

Requisitos adicionales:

- Empleo de áridos no reactivos o empleo de cementos con un contenido de alcalinos inferior al 0,60% del peso de cemento (apartado 43.3.4.3 del Código Estructural).

Dosificación para elementos estructurales en clase de exposición XC2 (cimentación):

Requisitos generales:

- Máxima relación agua cemento 0,60
- Mínimo contenido de cemento en $[kg/m^3]$ 275
- Resistencia mínima compatible en $[N/mm^2]$ 25

Requisitos adicionales:

- Empleo de áridos no reactivos o empleo de cementos con un contenido de alcalinos inferior al 0,60% del peso de cemento (apartado 43.3.4.3 del Código Estructural).

18.5. Recubrimientos

Recubrimiento nominal

De acuerdo con el apartado 43.4.1 del Código Estructural, el recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana. A los efectos del Código Estructural, se define como recubrimiento mínimo de una armadura aquel que debe cumplirse en cualquier punto de la misma. Para garantizar estos valores mínimos, los planos de proyecto reflejarán los recubrimientos nominales de las armaduras, obtenidos de acuerdo con la siguiente expresión:

$$c_{\text{non}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

donde:

c_{non} : recubrimiento nominal, en mm.

c_{min} : recubrimiento mínimo, en mm, según los apartados 44.2.1, 44.3, 44.4 o 44.5 del Código Estructural.

Δc_{dev} : margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución, y cuyo valor será conforme a la tabla 43.4.1 del Código Estructural.

Tabla 43.4.1 Margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución

Tipo de elemento	Δc_{dev} [mm]
Elementos prefabricados con nivel intenso de control en la instalación de prefabricación (en obra o ajena a la obra).	0
Elementos ejecutados <i>in situ</i> con nivel intenso de control de ejecución.	5
Otros casos.	10

El recubrimiento nominal determina el tamaño de los separadores a disponer en la armadura pasiva durante la fase de ejecución. Por su parte, los recubrimientos mínimos deben cumplirse en cualquier punto del elemento estructural y constituyen una referencia a comprobar durante el control de ejecución, de acuerdo con lo indicado en el artículo 66 del Código Estructural.

En algunos casos y en función del riesgo de incendio u otros criterios adicionales (ver apartado 44.5 del Código Estructural), puede ser necesario incrementar los valores considerados para el recubrimiento mínimo.

Tabla 44.2.1.1.a Recubrimientos mínimos (mm), c_{min} , para la clase de exposición X0, relacionada con la corrosión por carbonatación

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (tL), (años)	
			50	100
X0	Cualquiera.	$f_{\text{ck}} \geq 25$	15	25

Tabla 44.2.1.1.a Recubrimientos mínimos (mm), c_{min} , para la clase de exposición XC, relacionada con la corrosión por carbonatación

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm^2]	Vida útil de proyecto (t_L), (años)	
			50	100
XC1, XC2 o XC3	CEM I.	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón.	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
XC4	CEM I.	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón.	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 44.2.1.1.b Recubrimiento mínimo (mm), c_{min} , para las clases de exposición XS y XD, relacionadas con la corrosión por cloruros

Tipo de elemento	Cemento	Vida útil de proyecto (tg) (años)	Clase de exposición			
			XS1,	XS2	XS3	XD1, XD2, XD3
Hormigón armado.	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV,, CEM II/B-V, CEM II/A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%.	50	25	30	45	35
		100	30	35	50	40
	CEM II/B-S, B-P.	50	30	35	65	40
		100	35	40	70	45
	Resto de cementos utilizables, según el artículo 28.	50	40	45	*	*
		100	65	*	*	*

(*) Estas situaciones obligan a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda realizar un estudio específico para establecer el espesor de recubrimiento necesario en función de las condiciones de agresividad y la vida útil requerida.

Se entiende que los anteriores valores de recubrimiento mínimo por motivos de durabilidad, están asociados al cumplimiento simultáneo de las especificaciones mínimas de dosificación del hormigón contempladas en el apartado 43.2.1 del Código Estructural para cada clase de exposición.

Además, el recubrimiento de las armaduras pasivas y de armaduras activas pretesas, deberá cumplir las siguientes condiciones:

- Cuando se trata de armaduras principales, el recubrimiento deberá ser igual o superior al diámetro de dicha barra (o diámetro equivalente si se trata de un grupo de barras) y a 0,80 veces el tamaño máximo del árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los

paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo del árido, definido según el apartado 30.3 del Código Estructural.

- b) El recubrimiento de las barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medido en dirección perpendicular al plano de la curva.
- c) En el caso de 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, al objeto de cumplir los requisitos del punto c) anterior. En estos casos, el recubrimiento real de hormigón no podrá ser nunca inferior a 15 mm.
- d) Cuando se trate de superficies límites de hormigonado que en situación definitiva queden embebidas en la masa del hormigón, el recubrimiento no será menor que el diámetro de la barra o diámetro equivalente cuando se trate de grupo de barras, ni que 0,8 veces el tamaño máximo del árido.

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, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior.

Recubrimientos nominales según elemento estructural y clase de exposición

El recubrimiento nominal (c_{non}) es el que se refleja en los planos y el que sirve para definir los separadores.

Elemento estructural	Clase de exposición	Vida útil	c _{min} [mm]	Δc _{dev} [mm]	c _{non} [mm]
Forjados y vigas	XC3	50 años	20	10	30
Pilares	XC3	50 años	20	10	30
Cimentación ⁽¹⁾	XC2	50 años	20	10	30
			70		80
⁽¹⁾ En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será de 70 mm.					

18.6. Máxima abertura de fisura

Influencia de la fisuración en la durabilidad

De acuerdo con el apartado 43.3.6 del Código Estructural, la durabilidad es, junto a consideraciones funcionales y de aspecto, uno de los criterios en los que se basa la necesidad de limitar la abertura de fisura. Los valores máximos a considerar, en función de la clase de exposición ambiental, serán los indicados en la tabla 27.2 del Código Estructural.

Abertura máxima de la fisura según clase de exposición

De acuerdo con el apartado 27.2 del Código Estructural, además de las exigencias generales indicadas en el Artículo 5 del Código Estructural, las aberturas características de fisura no serán superiores a las aberturas máximas de fisura, w_{max} que figuran en la tabla 27.2 del Código Estructural.

Tabla 27.2 Abertura máxima de la fisura

Clase de exposición	w_{\max}	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
X0 ⁽²⁾ , XC1 ⁽²⁾ .	0,4	0,2
XC2, XC3, XF1, XF3, XC4.	0,3	0,2 ⁽¹⁾
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF2, XF4, XA1 ⁽³⁾ .	0,2	Descompresión
XS3, XA2 ⁽³⁾ , XA3 ⁽³⁾ .	0,1	

- (1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasi-permanente de acciones.
- (2) Para las clases de exposición X0 y XC1, la abertura de fisura no influye normalmente en la durabilidad. Los valores recogidos en la tabla para estos casos se establecen para garantizar un aspecto aceptable.
- (3) La limitación relativa a las clases XA1, XA2 y XA3 solo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura.

Abertura máxima de la fisura según elemento estructural y clase de exposición

Abertura máxima de la fisura según elemento estructural y clase de exposición:

Elemento estructural	Clase de exposición	w_{\max} [mm]
Forjados y vigas	XC3	0,3
Pilares	XC3	0,3
Cimentación	XC2	0,3

18.7. Sistemas de protección del hormigón frente a la corrosión de armaduras

Criterios generales

De acuerdo con el apartado 43.3.1.1 del Código Estructural, en el caso de elementos estructurales sometidos a cualquiera de las clases XC, XS o XD, el autor del proyecto deberá incluir medidas específicas frente a la corrosión de las armaduras que consistirán en:

- la adopción de los valores límites de dosificación del hormigón, de acuerdo con los criterios generales establecidos en el apartado 43.2.1 del Código Estructural,
- los valores de recubrimientos, obtenidos de acuerdo con lo indicado en el artículo 44,
- la adopción, en su caso, de medidas adicionales en el caso de armaduras activas, según, el apartado 43.3.1.2,
- el uso, en su caso, de sistemas de protección superficial, según el apartado 43.3.1.3,
- el uso, en su caso, de productos inhibidores de la corrosión, según el apartado 43.3.1.4,
- el uso, en su caso, de armaduras con comportamiento mejorado frente a la corrosión, según los apartados 43.3.1.5 y 43.3.1.6,
- el uso, en su caso, de sistemas de protección catódica, según el apartado 43.3.1.7.

Criterios adicionales de protección de las armaduras activas

No procede.

Sistemas de protección superficial del hormigón

No se consideran.

Productos inhibidores de la corrosión

No se consideran.

Armaduras pasivas de acero inoxidable

No se consideran.

Armaduras galvanizadas en caliente

No se consideran.

Sistemas de protección catódica

No se consideran.

19. ESTADOS LÍMITE CONTEMPLADOS EN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL

19.1. Estados Límite Últimos

19.1.1. Flexión simple o compuesta

De acuerdo con el apartado 6.1 del Anejo 19 del Código Estructural.

Según el párrafo (4) de dicho apartado, en el caso de secciones sometidas a compresión, es necesario suponer una excentricidad mínima $e_0 = h/30$ no inferior a 20 mm, siendo h el canto de la sección.

19.1.2. Esfuerzo cortante

De acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19 del Código Estructural.

Según el párrafo (4) del apartado 6.2.1 de dicho Anejo 19, se debe disponer una armadura mínima de cortante, conforme al apartado 9.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural, aunque por cálculo no sea necesaria. Este armado mínimo puede suprimirse en elementos como losas (macizas, nervadas o alveolares), en las que es posible la redistribución transversal de las cargas. También puede suprimirse el armado mínimo en los elementos de importancia menor (por ejemplo, dinteles con una luz inferior a dos metros), que no contribuyan de forma significativa a la resistencia y estabilidad global de la estructura.

19.1.3. Torsión

De acuerdo con el apartado 6.3 del Anejo 19 del Código Estructural.

Según el párrafo (1) del apartado 6.3.1 de dicho Anejo 19, en los casos en los que el equilibrio estático de la estructura dependa de la resistencia a torsión de alguno de sus elementos, deberá realizarse un cálculo a torsión completo que contemple los Estados Límite Últimos y los Estados Límite de Servicio.

Según el párrafo (2) del mismo apartado 6.3.1 del Anejo 19, no será necesario considerar la torsión en Estado Límite Último en estructuras hiperestáticas en las que la torsión se derive únicamente de las condiciones de compatibilidad y la estabilidad de la estructura no dependa de su resistencia torsional. En estos casos, debe disponerse una armadura mínima (establecida en los apartados 7.3 y 9.2 del Anejo 19 del Código Estructural), mediante cercos y barras longitudinales, para evitar una fisuración excesiva.

Según el párrafo (1) del apartado 6.3.3 del Anejo 19 del Código Estructural, el alabeo producido por la torsión puede, en general, ignorarse en secciones cerradas de pared delgada y en secciones macizas.

Según el párrafo (2) del apartado 6.3.3 del Anejo 19 del Código Estructural, en elementos abiertos de pared delgada puede ser necesario considerar la torsión por alabeo.

19.1.4. Punzonamiento

De acuerdo con el apartado 6.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

19.1.5. Cálculo mediante modelos de bielas y tirantes

De acuerdo con el apartado 6.5 del Anejo 19 del Código Estructural.

Según el párrafo (1) del apartado 6.5.1 del Anejo 19, los modelos de bielas y tirantes (véase también el apartado 5.6.4 del Anejo 19 del Código Estructural) pueden utilizarse en las zonas donde exista una distribución no lineal de deformaciones (por ejemplo en apoyos, junto a zonas de concentración de cargas o tensiones planas).

19.1.6. Anclajes y solapes

De acuerdo con el apartado 6.6 del Anejo 19 del Código Estructural.

Según el párrafo (3) de dicho apartado 6.6, las reglas de aplicación relativas al dimensionamiento de los anclajes y los solapes, así como la definición de los detalles de proyecto correspondientes, se establecen en los apartados comprendidos entre el 8.4 y el 8.8 del Anejo 19 del Código Estructural, ambos inclusive.

19.1.7. Zonas parcialmente cargadas

De acuerdo con el apartado 6.7 del Anejo 19 del Código Estructural.

19.1.8. Fatiga

De acuerdo con el apartado 6.8 del Anejo 19 del Código Estructural.

Según el párrafo (2) del apartado 6.8.1 de dicho Anejo 19, la comprobación de fatiga debe realizarse en estructuras y elementos estructurales que vayan a estar sometidos a ciclos de carga de forma regular (por ejemplo, vigas carril para grúas o puentes expuestos a cargas elevadas de tráfico).

19.2. Estados Límite de Servicio

19.2.1. Generalidades

De acuerdo con el apartado 7.1 del Anejo 19 del Código Estructural, este apartado se centra en los Estados Límites de Servicio más comunes:

- Limitación de tensiones (véase el apartado 7.2 del Anejo 19 del Código Estructural).
- Control de la fisuración (véase el apartado 7.3).
- Control de las deformaciones (véase el apartado 7.4).

Otros estados límite (como el de vibración) pueden ser importantes en determinadas estructuras, pero no se tratan en el Anejo 19 del Código Estructural.

19.2.2. Limitación de tensiones

De acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 19 del Código Estructural.

19.2.3. Control de la fisuración

De acuerdo con el apartado 7.3 del Anejo 19 del Código Estructural.

19.2.4. Control de deformaciones. Flechas

De acuerdo con el apartado 7.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

Comprobación

De acuerdo con el párrafo (6) del apartado 7.4.1 de dicho Anejo 19, el estado límite de deformaciones puede comprobarse:

- limitando la relación luz-canto, de acuerdo con el apartado 7.4.2 del Anejo 19 del Código Estructural, o
- comparando una deformación calculada, de acuerdo con el apartado 7.4.3 de dicho Anejo 19, con un valor límite.

En el presente proyecto de estructura se comprobará el estado límite de deformaciones comparando una deformación, calculada de acuerdo con el apartado 7.4.3 del Anejo 19 del Código Estructural, con un valor límite.

Valores límite de las flechas

Flecha a plazo infinito (combinación de acciones cuasipermanente)

De acuerdo con el párrafo (4) del apartado 7.4.1 del Anejo 19, la apariencia y funcionalidad general de la estructura pueden verse afectadas en el caso de que la flecha de una viga, losa o voladizo, bajo una combinación cuasi-permanente de cargas, supere el valor $L/250$, siendo L la longitud del vano. La flecha será evaluada en relación a los apoyos.

Se puede utilizar una contra-flecha para compensar una parte o la totalidad de la deformación, pero su valor no podrá exceder de $L/250$.

Flecha activa a largo plazo (combinación de acciones cuasipermanente)

De acuerdo con el párrafo (5) del apartado 7.4.1 del mismo Anejo 19, se deben limitar las deformaciones que pudieran dañar las partes adyacentes de la estructura. Las deformaciones diferidas para la combinación cuasi-permanente de cargas no debe superar, en general, el valor de $L/500$, siendo L la longitud del vano.

Pueden considerarse otros límites, dependiendo de la sensibilidad de los elementos adyacentes.

19.2.5. Control de deformaciones. Desplomes

De acuerdo con el apartado 7.1 del DB-SE A.

Valores máximos admisibles del desplome total

Se ha establecido como valor límite para el **desplome total**, considerando la integridad de los elementos constructivos, el valor $1/500$ de la altura total del edificio, de acuerdo con el apartado 4.3.3.2 del DB SE del CTE.

Valores máximos admisibles del desplome local

Se ha establecido como valor límite para el **desplome local**, considerando la integridad de los elementos constructivos, el valor $1/250$ de la altura de cualquier planta del edificio, de acuerdo con el apartado 4.3.3.2 del DB SE del CTE.

Se ha establecido como valor límite para el **desplome local**, considerando la apariencia de la obra, el valor 1/250 de la altura de cualquier planta del edificio, de acuerdo con el apartado 4.3.3.2 del DB SE del CTE.

Resumen de desplomes locales y totales de pilares

h: Altura del nivel respecto al inmediato inferior

Distorsión Absoluta: Diferencia entre los desplazamientos de un nivel y los del inmediatamente inferior

Distorsión Relativa: Relación entre la altura y la distorsión absoluta

Origen: G: Sólo gravitatorias
GV: Gravitatorias + viento

Nota: Las diferentes normas suelen limitar el valor de la distorsión relativa entre plantas y de la distorsión total (desplome) del edificio. El valor absoluto se utilizará para definir las juntas sísmicas. El valor relativo suele limitarse en función de la altura de la planta 'h'. Se comprueba el valor 'Total' tomando en ese caso como valor de 'h' la altura total.

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P01	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0051	h / 700	GV	0.0090	h / 397	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0006	h / 1634	GV	0.0009	h / 1089	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0004	h / 2500	GV	0.0007	h / 1429	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0030	h / 1734	GV	0.0057	h / 913	GV
	Cimentación	-0.20							
	Total		10.75	0.0089	h / 1208	GV	0.0161	h / 668	GV
P02	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0052	h / 687	GV	0.0103	h / 347	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0007	h / 1400	GV	0.0007	h / 1400	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0004	h / 2500	GV	0.0006	h / 1667	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0030	h / 1734	GV	0.0057	h / 913	GV
	Cimentación	-0.20							
	Total		10.75	0.0089	h / 1208	GV	0.0173	h / 622	GV
P03	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0051	h / 700	GV	0.0083	h / 431	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0008	h / 1225	GV	0.0010	h / 980	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0005	h / 2000	GV	0.0008	h / 1250	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0030	h / 1734	GV	0.0060	h / 867	GV
	Cimentación	-0.20							
	Total		10.75	0.0089	h / 1208	GV	0.0159	h / 677	GV
P04	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0050	h / 714	GV	0.0078	h / 458	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0007	h / 1400	GV	0.0009	h / 1089	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0005	h / 2000	GV	0.0008	h / 1250	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0030	h / 1734	GV	0.0064	h / 813	GV
	Cimentación	-0.20							
	Total		10.75	0.0089	h / 1208	GV	0.0158	h / 681	GV
P05	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0043	h / 831	GV	0.0090	h / 397	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0005	h / 1960	GV	0.0009	h / 1089	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0004	h / 2500	GV	0.0006	h / 1667	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0029	h / 1794	GV	0.0057	h / 913	GV

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Cimentación	-0.20							
	Total		10.75	0.0077	h / 1397	GV	0.0160	h / 672	GV
P06	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0005	h / 1960	GV	0.0007	h / 1400	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0004	h / 2500	GV	0.0005	h / 2000	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0029	h / 1794	GV	0.0057	h / 913	GV
	Cimentación	-0.20							
	Total		7.18	0.0035	h / 2052	GV	0.0070	h / 1026	GV
P07	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0007	h / 1400	GV	0.0010	h / 980	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0005	h / 2000	GV	0.0008	h / 1250	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0029	h / 1794	GV	0.0060	h / 867	GV
	Cimentación	-0.20							
	Total		7.18	0.0037	h / 1941	GV	0.0077	h / 933	GV
P08	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0052	h / 687	GV	0.0078	h / 458	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0007	h / 1400	GV	0.0009	h / 1089	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0005	h / 2000	GV	0.0007	h / 1429	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0029	h / 1794	GV	0.0064	h / 813	GV
	Cimentación	-0.20							
P09	Total		10.75	0.0089	h / 1208	GV	0.0157	h / 685	GV
	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0051	h / 700	GV	0.0090	h / 397	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0004	h / 2450	GV	0.0009	h / 1089	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.00	0.0004	h / 2500	GV	0.0007	h / 1429	GV
	Cubierta	5.00	5.20	0.0030	h / 1734	GV	0.0057	h / 913	GV
P10	Cimentación	-0.20							
	Total		10.75	0.0087	h / 1236	GV	0.0161	h / 668	GV
	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0051	h / 700	GV	0.0103	h / 347	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0007	h / 1400	GV	0.0013	h / 754	GV
	(arranques plataforma)	6.00	1.25	0.0004	h / 3125	GV	0.0008	h / 1563	GV
P11	Cubierta	4.75	4.95	0.0030	h / 1650	GV	0.0057	h / 869	GV
	Cimentación	-0.20							
	Total		10.75	0.0087	h / 1236	GV	0.0176	h / 611	GV
	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0050	h / 714	GV	0.0083	h / 431	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0007	h / 1400	GV	0.0011	h / 891	GV
P12	(arranques plataforma)	6.00	0.90	0.0003	h / 3000	GV	0.0008	h / 1125	GV
	Cubierta	5.10							
	Total		5.45	0.0058	h / 940	GV	0.0099	h / 551	GV
	Arriostramiento fachada	10.55	3.57	0.0048	h / 744	GV	0.0078	h / 458	GV
	Plataforma equipos	6.98	0.98	0.0006	h / 1634	GV	0.0009	h / 1089	GV
P12	(arranques plataforma)	6.00	1.25	0.0006	h / 2084	GV	0.0008	h / 1563	GV
	Cubierta	4.75	4.95	0.0030	h / 1650	GV	0.0064	h / 774	GV
	Cimentación	-0.20							
	Total		10.75	0.0088	h / 1222	GV	0.0157	h / 685	GV

Los valores indicados tienen en cuenta los factores de desplazamientos definidos para los efectos multiplicadores de segundo orden.

Valores máximos

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)		
Planta	Situaciones persistentes o transitorias	
	Dirección X	Dirección Y
Arriostramiento fachada	1 / 687 (P02, P08)	1 / 347 (P02, P10)
Plataforma equipos	1 / 1225 (P03)	1 / 754 (P10)
(arranques plataforma)	1 / 2000 (P03, ...)	1 / 1125 (P11)
Cubierta	1 / 1650 (P10, P12)	1 / 774 (P12)

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)	
Situaciones persistentes o transitorias	
Dirección X	Dirección Y
1 / 940 (P11)	1 / 551 (P11)

Los valores indicados tienen en cuenta los factores de desplazamientos definidos para los efectos multiplicadores de segundo orden.

20. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN

20.1. Generalidades

De acuerdo con el párrafo (1) del apartado 9.1 del Anejo 19 del Código Estructural, los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad de los distintos elementos estructurales se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas particulares contenidas en el capítulo 9 de dicho Anejo 19 y las reglas generales indicadas en otros apartados del Código Estructural.

De acuerdo con el párrafo (2) del mismo apartado 9.1, la definición de los detalles de armado de los elementos debe ser coherente con los modelos de cálculo adoptados.

Igualmente, según el párrafo (3) de dicho apartado 9.1, las cuantías mínimas de armadura se establecen para evitar la rotura frágil, las fisuras de gran tamaño y también para resistir las fuerzas procedentes de acciones coaccionadas.

20.2. Vigas

Generalidades

Los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad de vigas se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas particulares contenidas en el apartado 9.2 del Anejo 19 del Código Estructural y las reglas generales indicadas en otros apartados del mismo Código Estructural.

Armaduras de atado

Según apartado 9.10 del Anejo 19 del Código Estructural.

Comprobaciones E.L.U. y E.L.S. en vigas

Comprobaciones E.L.U. en vigas

1. Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)
2. Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)
3. Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

4. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)
5. Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2 (4))
6. Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2 (2))
7. Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2 (3))
8. Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)
9. Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2 (4))
10. Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2 (4))
11. Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2 (2))
12. Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))
13. Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3 (4))
14. Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3 (3))

Comprobaciones E.L.S. en vigas

1. Cálculo del ancho de fisura (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)
2. Área mínima de armadura (Criterio de CYPE, basado en: Código Estructural, Artículo A19.7.3.2)
3. Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante (Código Estructural, Artículo 7.3.3 (5))
4. Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones
5. Flecha total instantánea para la combinación "Cuasipermanente" de acciones
6. Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones
7. Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"
8. Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Cuasipermanente"

Vigas de gran longitud

Cuando la luz de un elemento sobrepase los seis metros, se recomienda disponer los encofrados o moldes de manera que, una vez retirados y cargada la pieza, ésta presente una ligera contraflecha (del orden del milésimo de la luz) para conseguir un aspecto agradable.

20.3. Losas macizas

Generalidades

Los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad de losas macizas se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas particulares contenidas en el apartado 9.3 del Anejo 19

del Código Estructural y las reglas generales indicadas en otros apartados del mismo Código Estructural.

Este apartado 9.3 del Anejo 19 del Código Estructural, se centra en losas unidireccionales y bidireccionales para las que los valores de b y l_{eff} no son inferiores a $5h$ (véase el apartado 5.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural).

Control de la fisuración

De acuerdo con el párrafo (1) del apartado 7.3.3 del Anejo 19 del Código Estructural, en el caso de losas de hormigón armado y pretensado en edificación sometidas a flexión sin esfuerzos axiales 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 de dicho Código Estructural.

Armaduras de atado

Según apartado 9.10 del Anejo 19 del Código Estructural.

20.4. Losas planas

Generalidades

Los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad de losas planas se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas particulares contenidas en el apartado 9.4 del Anejo 19 del Código Estructural y las reglas generales indicadas en otros apartados del mismo Código Estructural.

20.5. Pilares

Generalidades

Los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad de pilares se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas particulares contenidas en el apartado 9.5 del Anejo 19 del Código Estructural y las reglas generales indicadas en otros apartados del mismo Código Estructural.

Un pilar es un elemento cuyo canto h es inferior a 4 veces su ancho b (Artículos A19.5.3.1 (7) y A19.9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

donde:

- h Dimensión mayor de la sección del soporte
- b Dimensión menor de la sección del soporte

Armaduras de atado

Según apartado 9.10 del Anejo 19 del Código Estructural.

Comprobaciones E.L.U. en pilares

1. Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5).
En relación con la armadura transversal, se adoptan las siguientes disposiciones constructivas:

Opciones para armado de estribos

☒ Colocar estribos en encuentro con forjado
☒ Colocar en cabeza con menor separación
☒ Colocar en pie con menor separación
 (muy recomendable con acciones horizontales importantes o en zonas sísmicas)

S2 cm
 L2 cm
 S1 cm
 L1 cm

☐ Grabar como opciones por defecto

Aceptar Valores de instalación Cancelar

2. Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)
3. Estado límite de agotamiento frente a cortante (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)
4. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

20.6. Cimentaciones

20.6.1. Zapatas

Generalidades

Los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad de zapatas de pilares y muros se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas particulares contenidas en el apartado 9.8 del Anejo 19 del Código Estructural y las reglas generales indicadas en otros apartados del mismo Código Estructural.

Armadura principal

De acuerdo con el párrafo (1) del apartado 9.8.2.1 del Anejo 19 del Código Estructural, la armadura principal debe anclarse de acuerdo con los requisitos establecidos en los apartados 8.4 y 8.5 del Anejo 19 del mismo Código Estructural. Se debe disponer un diámetro mínimo de barra $\phi_{min} = 12$ mm. En zapatas, se puede emplear el modelo de cálculo que se indica en el apartado 9.8.2.2 de dicho Anejo 19.

Según el párrafo (3) del mismo apartado 9.8.2.1 del Anejo 19 del Código Estructural, si los efectos de las acciones producen tracciones sobre la superficie superior de la zapata, deberán comprobarse las tensiones de tracción resultantes y armarse en consecuencia.

Anclaje de barras

De acuerdo con el párrafo (1) del apartado 9.8.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural, el esfuerzo de tracción en la armadura se determina a partir de las condiciones de equilibrio,

teniendo en cuenta el efecto de las fisuras inclinadas (véase la figura A19.9.13). La fuerza de tracción, F_s , en un punto x , debe anclarse en el hormigón a lo largo de la misma distancia x desde el borde de la zapata.

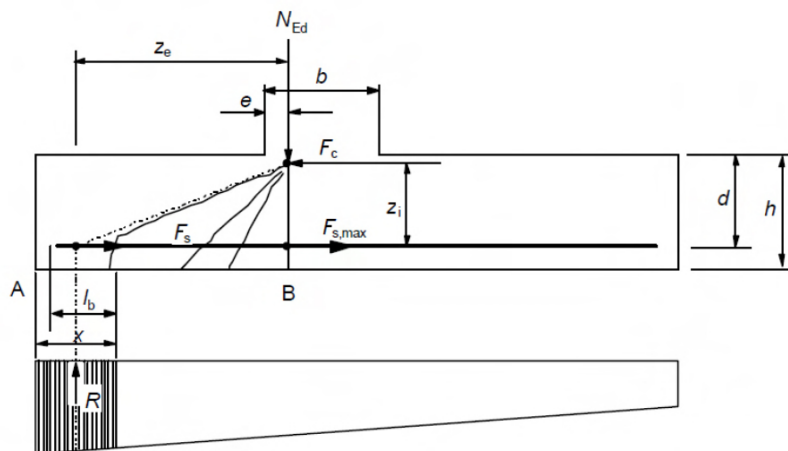


Figura A19.9.13 Modelo de fuerza de tracción con respecto a las fisuras inclinadas

Según el párrafo (2) de dicho apartado 9.8.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural, la fuerza de tracción a anclar viene dada por la expresión (9.13):

$$F_s = R \cdot z_e / z_i$$

donde:

- R es la resultante de la presión del terreno dentro de la distancia x
- z_e es el brazo mecánico externo, es decir, la distancia entre y el esfuerzo vertical N_{Ed}
- N_{Ed} es el esfuerzo vertical correspondiente a la presión total del suelo entre las secciones A y B
- z_i es el brazo mecánico interno, es decir, la distancia entre la armadura y la fuerza horizontal F_c
- F_c es la fuerza de compresión correspondiente al máximo esfuerzo de tracción $F_{s,max}$

Según el párrafo (3) de dicho apartado 9.8.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural, los brazos mecánicos z_e y z_i se pueden determinar en relación con las zonas de compresión necesarias para N_{Ed} y F_c respectivamente. Como simplificación, z_e puede determinarse suponiendo $e = 0,15b$ (véase la figura A19.9.3) y z_i se puede tomar igual a $0,9d$.

Según el párrafo (4) del mismo apartado 9.8.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural, la longitud de anclaje disponible para las barras rectas viene indicada como l_b en la figura A19.9.13. Si esta longitud no es suficiente para anclar F_s , las barras podrán doblarse para incrementar la longitud disponible, o podrán disponerse dispositivos de anclaje en sus extremos.

De acuerdo con el párrafo (5) del mismo apartado 9.8.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural, para las barras rectas sin anclaje en los extremos, el valor mínimo de x es el más crítico. Como simplificación, se puede adoptar $x_{min} = h/2$. Para otros tipos de anclaje, valores mayores de x pueden ser aún más críticos.

Comprobaciones E.L.U. y E.L.S. en zapatas

1. Tensiones sobre el terreno
2. Vuelco de la zapata
3. Deslizamiento de la zapata

4. Flexión en la zapata
5. Cortante en la zapata
6. Compresión oblicua en la zapata
7. Canto mínimo
8. Espacio para anclar arranques en cimentación
9. Cuantía geométrica mínima (Artículo A19.9.2.1.1 del Código Estructural)
10. Diámetro mínimo de las barras (Artículo A19.9.8.2.1 del Código Estructural)
11. Separación máxima entre barras
12. Separación mínima entre barras
13. Longitud de anclaje
14. Longitud mínima de las patillas
15. Abertura de fisuras
16. Información adicional:
 - Tipo de zapata: rígida o flexible
 - Deslizamiento de la zapata: Resistencia frente al deslizamiento, fuerza que produce deslizamiento y axil concomitante
 - Relación rotura pésima
 - Cortante de agotamiento

20.6.2. Vigas vigas de atado y/o de centrado (riostros)

Generalidades

Los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad de vigas de atado y/o de centrado (riostros) se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas particulares contenidas en el apartado 9.8 del Anejo 19 del Código Estructural y las reglas generales indicadas en otros apartados del mismo Código Estructural.

Armadura principal

De acuerdo con el párrafo (1) del apartado 9.8.3 del Anejo 19 del Código Estructural, las vigas de atado pueden utilizarse para suprimir la excentricidad de la carga en las cimentaciones. Las vigas deben proyectarse para resistir los momentos flectores y los esfuerzos cortantes resultantes. Se deberá disponer un diámetro mínimo de barra, $\phi_{min} = 12$ mm, para la armadura que resiste los momentos flectores.

Según el párrafo (2) del mismo apartado 9.8.3 del Anejo 19 del Código Estructural, en el caso de que la actuación de la maquinaria de compactación pudiera dar lugar a efectos sobre las vigas de atado, éstas deben calcularse para una carga mínima descendiente de valor $q_1 = 10$ kN/m.

Comprobaciones E.L.U. y E.L.S. en vigas riostras

1. Diámetro mínimo estribos
2. Separación mínima entre estribos (Artículo A19.8.2 (2) del Código Estructural)
3. Separación mínima armadura longitudinal (Artículo A19.8.2 (2) del Código Estructural)
4. Separación máxima estribos (Artículo A19.9.2.2 (6) del Código Estructural)
5. Separación máxima armadura longitudinal
6. Cuantía mínima para los estribos (Artículo A19.9.2.2 (5) del Código Estructural)

7. Cuantía geométrica mínima armadura traccionada (Artículo A19.9.2.1.1 del Código Estructural)
8. Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta (Artículo A19.9.2.1.1 del Código Estructural)
9. Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta
10. Longitud de anclaje barras superiores origen
11. Longitud de anclaje barras inferiores origen
12. Longitud de anclaje barras superiores extremo
13. Longitud de anclaje barras inferiores extremo
14. Abertura de fisuras
15. Comprobación de cortante
16. Información adicional:
 - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Artículo A19.9.8.3 del Código Estructural)

20.7. Regiones con discontinuidad en la geometría o en las acciones

De acuerdo con el párrafo (1) del apartado 9.9 del Anejo 19 del Código Estructural, las regiones tipo D deben calcularse mediante modelos de bielas y tirantes de acuerdo con el apartado 6.5 del mismo Anejo 19 del Código Estructural y disponer los detalles de armado indicados en el apartado 8 de dicho Anejo 19 (Para más información, se deberá consultar el Apéndice J del Código Estructural).

De acuerdo con el párrafo (2) del mismo apartado 9.9 del Anejo 19 del Código Estructural, la armadura correspondiente a los tirantes debe estar completamente anclada mediante un anclaje de longitud l_{bd} , de acuerdo con el apartado 8.4 de dicho Anejo 19 del Código Estructural.

21. CARACTERÍSTICAS RESISTENTES Y DE DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

21.1. Acero para armaduras pasivas

21.1.1. Generalidades

Generalidades

De acuerdo con el apartado 34.1 del Código Estructural, los productos de acero que pueden emplearse para la elaboración de las armaduras pasivas son:

1. **barras rectas y/o rollos de acero corrugado o grafilado**, para la fabricación de armaduras elaboradas o de ferrallas armadas, de mallas electrosoldadas y/o de cordones longitudinales de armaduras básicas electrosoldadas en celosía,
2. **alambres de acero corrugado o grafilado**, para la fabricación de mallas electrosoldadas y/o de armaduras básicas electrosoldadas en celosía, y

entendiéndose por **armadura pasiva**, según el apartado 35.1 del Código Estructural, el resultado de montar, en el correspondiente molde o encofrado, el conjunto de armaduras normalizadas (mallas electrosoldadas y/o armaduras básicas electrosoldadas en celosía), ferrallas elaboradas o ferrallas armadas que, convenientemente solapadas y con los recubrimientos adecuados, tienen una función estructural.

Las secciones nominales y las masas nominales por metro serán las establecidas en la tabla 6 de la norma UNE-EN 10080. La sección equivalente no será inferior al 95,5 por 100 de la sección nominal.

Barras y rollos de acero soldable

Solo podrán emplearse barras o rollos de acero soldable que sean conformes con UNE-EN 10080.

Los posibles diámetros nominales de las barras corrugadas serán los definidos en la serie siguiente, de acuerdo con la tabla 6 de la norma UNE-EN 10080:

6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 20 – 25 – 32 y 40 mm

De acuerdo con el apartado 34.2 del Código Estructural, salvo en el caso de mallas electrosoldadas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía, 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.

En la tabla 34.2.a del Código Estructural se definen los tipos de acero soldable, según UNE 36065 y UNE 36068:

Tabla 34.2.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 ²) ⁽¹⁾	≥ 400	≥ 500	≥ 400	≥ 500
Carga unitaria de rotura, f_s (N/mm ²) ⁽¹⁾	≥ 440	≥ 550	≥ 480	≥ 575
Alargamiento de rotura, $\epsilon_{u,5}$ (%)	≥ 14	≥ 12	≥ 20	≥ 16
Alargamiento total bajo carga máxima, $\epsilon_{máx}$ (%)	acero suministrado en barra	≥ 5,0	≥ 5,0	≥ 7,5
	acero suministrado en rollo ⁽³⁾	≥ 7,5	≥ 7,5	≥ 10,0
Relación f_s/f_y ⁽²⁾	≥ 1,08	≥ 1,08	$1,20 \leq f_s/f_y \leq 1,35$	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$ ⁽⁴⁾
Relación $f_{y\text{ real}}/f_{y\text{ nominal}}$	--	--	≤ 1,20	≤ 1,25

(1) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

(2) Relación admisible entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenidos en cada ensayo.

(3) En el caso de aceros procedentes de suministros en rollo, los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 11 del Código Estructural. Considerando la incertidumbre que puede conllevar dicho procedimiento, pueden aceptarse aceros que presenten valores característicos de $\epsilon_{máx}$ que sean inferiores en un 0,5 % a los que recoge la tabla para estos casos.

(4) En el caso de la utilización de aceros soldables inoxidables dúplex o austeníticos como medida especial de durabilidad, debido a su relación constitutiva de tensión-deformación específica, la relación se calcula utilizando el valor de f_y 7 % en lugar de f_s .

Alambres de acero soldable

De acuerdo con el apartado 34.3 del Código Estructural, se entiende por alambres corrugados o grafilados de acero aquéllos que cumplen los requisitos establecidos para la fabricación de mallas electrosoldadas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía, de acuerdo con lo establecido en UNE-EN 10080.

De acuerdo con el mismo apartado 34.3 del Código Estructural, se entiende por alambres lisos aquéllos que cumplen los requisitos establecidos para la fabricación de elementos de conexión en armaduras básicas electrosoldadas en celosía, de acuerdo con lo establecido en UNE-EN 10080.

Los diámetros nominales de los alambres serán los definidos en la tabla 6 de la UNE-EN 10080 y, por lo tanto, se ajustarán a la serie siguiente:

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

Los diámetros 4 y 4,5 mm 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 esta se tiene en cuenta a efectos de comprobación de los Estados Límite Últimos.

En la tabla 34.3 del Código Estructural, se define el tipo de acero para alambres, tanto corrugados como lisos:

Tabla 34.3 Tipo de acero para alambres

Designación	Ensayo de tracción ⁽¹⁾				Ensayo de doblado simple según UNE-EN ISO 15630-1 $\alpha = 180^\circ$ ⁽⁵⁾ Diámetro de mandril D'
	Límite elástico f_{yi} (N/mm ²) ⁽²⁾	Carga unitaria de rotura f_{si} (N/mm ²) ⁽²⁾	Alargamiento de rotura sobre base de 5 diámetros A (%)	Relación f_s/f_y	
B 500 T	500	550	8 ⁽³⁾	1,03 ⁽⁴⁾	3d ⁽⁶⁾

(1) Valores característicos inferiores garantizados.

(2) Para la determinación del límite elástico y la carga unitaria se utilizará como divisor de las cargas el valor nominal del área de la sección transversal.

(3) Además, deberá cumplirse:

$$A\% \geq 20 - 0,02 f_{yi}$$

donde:

A Alargamiento de rotura.

f_{yi} Límite elástico medido en cada ensayo.

(4) Además, deberá cumplirse:

$$\frac{f_{si}}{f_{yi}} \geq 1,05 - 0,1 \left(\frac{f_{yi}}{f_{yk}} - 1 \right)$$

donde:

f_{yi} Límite elástico medido en cada ensayo.

f_{si} Carga unitaria obtenida en cada ensayo.

f_{yk} Límite elástico garantizado.

(5) α Ángulo de doblado.

(6) d Diámetro nominal del alambre.

Barras, rollos y alambres de acero soldable inoxidable

El Código Estructural, en su apartado 34.4, contempla la utilización de aceros soldables inoxidables como medida especial de durabilidad, en forma de barras, rollos y alambres, todos ellos corrugados o grafilados. Los tipos de acero contemplados son los ferríticos, austeníticos y austenoferríticos indicados en la tabla 34.4 del Código Estructural, y su composición química deberá cumplir los límites establecidos en dicha tabla.

Tabla 34.4 Tipos de acero y composición química sobre producto (porcentajes máximos, en masa y rangos mínimo/máximo)

Tipo	C	S	P	N	Si	Mn	Cr	Ni	Mo	Cu
1.4003.	0,03	0,015	0,040	0,03	1,00	1,5	10,5/12,5	0,3/1,0	—	—
1.4301.	0,07	0,015	0,045	0,10	1,00	2,00	17,5/19,5	8,0/10,5	—	—
1.4482.	0,03	0,030	0,035	0,05/0,20	1,00	4,0/6,0	19,5/21,5	1,5/3,5	0,10/0,6	1,0
1.4362.	0,03	0,015	0,035	0,05/0,20	1,00	2,00	22,0/24,5	3,5/5,5	0,10/0,60	0,10/0,60
1.4462.	0,03	0,015	0,035	0,10/0,22	1,00	2,00	21,0/23,0	4,5/6,5	2,5/3,5	—

Los productos de acero inoxidable deberán cumplir con todos los requisitos especificados en los apartados 34.2 para barras y rollos y 34.3 para alambres del Código Estructural, excepto en lo relativo a su composición química.

21.1.2. Designación

De acuerdo con el apartado 34.2 del Código Estructural, el acero de las barras rectas y/o rollos será del tipo **B500SD** (acero corrugado soldable con características especiales de ductilidad), siendo el límite elástico característico (f_{yk}) mayor o igual que 500 N/mm².

De acuerdo con el apartado 34.3 del Código Estructural, el acero de los alambres será del tipo B 500 T (acero corrugado o grafilado soldable y acero liso soldable, de baja ductilidad), siendo el límite elástico característico (f_{yk}) igual a 500 N/mm².

De acuerdo con el apartado 34.1 del Código Estructural, se considerará como límite elástico del acero para armaduras pasivas, f_y , el valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100.

21.1.3. Resistencia de cálculo del acero para armaduras pasivas

Se adopta como resistencia de cálculo del acero (f_{yd}) para armaduras pasivas el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

siendo (f_{yk}) el límite elástico característico y (γ_s) el coeficiente parcial de seguridad de acuerdo con el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

21.1.4. Diagrama tensión-deformación de cálculo para armaduras pasivas

Se adopta como diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para armaduras pasivas el *diagrama de cálculo bilineal con rama horizontal* a partir de f_{yd} , tomando como módulo de deformación longitudinal del acero $E_s = 200.000$ N/mm².

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por 1.000 y la de compresión al valor 3,5 por 1.000.

21.1.5. Módulo de deformación longitudinal del acero para armaduras pasivas

Como módulo de deformación longitudinal del acero (E_s) se adopta un valor igual a 200.000 N/mm².

21.2. Armaduras pasivas

21.2.1. Generalidades

Se entiende por armadura pasiva, de acuerdo con el apartado 35.1 del Código Estructural, 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.

Las características mecánicas, químicas y de adherencia de las armaduras pasivas serán las de las armaduras normalizadas o, en su caso, las de la ferralla armada que las componen.

En el Código Estructural se definen los tipos de armaduras de acuerdo con las especificaciones incluidas en la tabla 35.1 de dicho Código.

Tabla 35.1 Tipos de aceros y armaduras normalizadas a emplear para las armaduras pasivas

Tipo de armadura	Armadura con acero de baja ductilidad	Armadura con acero soldable de ductilidad normal		Armadura con acero soldable y características especiales de ductilidad	
Designación.	AP 500 T	AP 400 S	AP 500 S	AP 400 SD	AP 500 SD
Alargamiento total bajo carga máxima, ϵ_{\max} (%)(**).	–	$\geq 5,0$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 7,5$
Tipo de acero.	–	B 400 S B 400 SD (*)	B 500 S B 500 SD (*)	B 400 SD	B 500 SD
Tipo de malla electrosoldada, en su caso, según 35.2.1.	ME 500 T	ME 400 S ME 400 SD	ME 500 S ME 400 SD	ME 400 SD	ME 500 SD
Tipo de armadura básicas electrosoldada en celosía, en su caso, según 35.2.2.	AB 500 T	AB 400 S AB 400 SD	AB 500 S AB 500 SD	AB 400 SD	AB 500 SD

(*) En el caso de ferralla armada AP 400 SD o AP 500 SD elaborada a partir de acero soldable con características especiales de ductilidad, el margen de transformación del acero producido en la instalación de ferralla, conforme al apartado 49.3.2, se referirá a las especificaciones establecidas para dicho acero en la Tabla 34.2.a del Código Estructural.

(**) Considerando lo expuesto en 34.2 del Código Estructural para aceros suministrados en rollo, pueden aceptarse valores de ϵ_{\max} que sean inferiores en un 0,5 %.

En el caso de estructuras sometidas a acciones sísmicas, de acuerdo con lo establecido en la reglamentación sismorresistente en vigor, se deberán emplear armaduras pasivas fabricadas a partir de acero corrugado soldable con características especiales de ductilidad (SD), según UNE 36065 y UNE 36060.

21.2.2. Armaduras normalizadas

De acuerdo con el apartado 35.2 del Código Estructural, se entiende por armaduras normalizadas las mallas electrosoldadas o las armaduras básicas electrosoldadas en celosía, conformes con la UNE-EN 10080 y que cumplen las especificaciones de los apartados 35.2.1 y 35.2.2, respectivamente, del Código Estructural.

Mallas electrosoldadas

De acuerdo con el apartado 35.2.1 del Código Estructural, se entiende por malla electrosoldada la armadura formada por la disposición de barras o alambres de acero, longitudinales y transversales, de diámetro nominal igual o diferente, que se cruzan entre sí perpendicularmente y cuyos puntos de contacto están unidos mediante soldadura eléctrica, realizada en un proceso de producción en serie en instalación industrial ajena a la obra, que sea conforme con lo establecido en UNE-EN 10080.

Se entiende por MALLAS ESTÁNDAR las mallas electrosoldadas fabricadas conforme a las geometrías definidas en las normas UNE 36060, UNE 36061 y UNE 36092, y recogidas en las tablas 35.2.1.b, 35.2.1.c y 35.2.1.d del Código Estructural. Se entiende por MALLAS ESPECIALES las mallas electrosoldadas, distintas a las incluidas en las anteriores tablas, fabricadas conforme a los requisitos especificados por el usuario.

Las mallas electrosoldadas serán fabricadas, exclusivamente, a partir de barras o alambres de acero (ambos corrugados o grafilados), que no se mezclarán entre sí y deberán cumplir las exigencias establecidas para los mismos en el artículo 34 del Código Estructural.

A los efectos del Código Estructural, se definen los tipos de mallas electrosoldadas incluidos en la tabla 35.2.1.a de dicho Código, en función del acero con el que están fabricadas.

Tabla 35.2.1.a Tipos de mallas electrosoldadas

Tipos de mallas electrosoldadas	ME 500 SD	ME 400 SD	ME 500 S	ME 400 S	ME 500 T
Tipo de acero	B 500 SD, según 34.2	B 400 SD, según 34.2	B 500 S, según 34.2	B 400 S, según 34.2	B 500 T, según 34.2

Tabla 35.2.1.b Mallas estándar ME400SD Y ME500SD

Separación entre barras (mm)		Diámetro (mm)		*Secciones (cm²/m)		N.º barras		u ₁ (mm)	u ₂ (mm)	u ₃ (mm)	u ₄ (mm)	Masa nominal del panel	
P _L	P _C	d _L	d _C	A _L	A _C	N _L	N _C					Kg/panel	Kg/m²
150	150	6,0	6,0	1,89	1,89	12	38	300	150	400	150	34,54	2,617
200	200	6,0	6,0	1,42	1,42	9	28	400	200	400	200	25,66	1,944
150	150	8,0	8,0	3,35	3,35	12	37	450	150	400	150	60,59	4,590
200	200	8,0	8,0	2,52	2,52	9	28	400	200	400	200	45,66	3,459
150	150	10,0	10,0	5,23	5,23	11	36	600	150	550	150	89,59	6,787
200	200	10,0	10,0	3,93	3,93	8	27	600	200	600	200	66,27	5,020
150	150	12,0	12,0	7,53	7,53	10	36	600	150	700	150	123,61	9,364
200	200	12,0	12,0	5,65	5,65	8	27	600	200	600	200	95,37	7,225
200	200	16,0	16,0	10,05	10,05	7	26	800	200	800	200	156,74	11,874

* Secciones teóricas por metro lineal correspondientes a la separación nominal entre barras (P_L; P_C).

Nota: Medidas estándar de los paneles 6000 mm × 2200 mm.

Tabla 35.2.1.c Mallas estándar ME400S Y ME500S

Separación entre barras (mm)		Diámetro (mm)		*Secciones (cm²/m)		N.º barras		u ₁ (mm)	u ₂ (mm)	u ₃ (mm)	u ₄ (mm)	P _A (mm)	Masa nominal del panel	
P _L	P _C	d _L	d _C	A _L	A _C	N _L	N _C						Kg/panel	Kg/m²
150	150	6,0	6,0	1,89	1,89	12	40	75	75	125	125	300	35,52	2,691
200	200	6,0	6,0	1,42	1,42	9	30	100	100	100	100	400	26,64	2,018
150	150	8,0	8,0	3,35	3,35	11	40	75	75	200	200	300	60,83	4,608
200	200	8,0	8,0	2,52	2,52	8	30	100	100	200	200	400	45,03	3,411
150	150	10,0	10,0	5,23	5,23	11	40	75	75	200	200	300	95,02	7,198
200	200	10,0	10,0	3,93	3,93	8	30	100	100	200	200	400	70,34	5,329
150	150	12,0	12,0	7,53	7,53	9	40	75	75	350	350	300	126,10	9,553
200	200	12,0	12,0	5,65	5,65	7	30	100	100	300	300	400	95,90	7,265
200	200	16,0	16,0	10,05	10,05	7	30	100	100	300	300	400	170,64	12,927

* Secciones teóricas por metro lineal correspondientes a la separación nominal entre barras (P_L; P_C).

Nota: Medidas estándar de los paneles 6000 mm × 2200 mm.

Tabla 35.2.1.d Mallas estándar ME500T (continúa)

Separación entre barras (mm)		Diámetro (mm)		*Secciones (cm²/m)		N.º barras		u ₁ (mm)	u ₂ (mm)	u ₃ (mm)	u ₄ (mm)	P _A (mm)	Masa nominal del panel	
P _L	P _C	d _L	d _C	A _L	A _C	N _L	N _C						Kg/panel	Kg/m²
150	150	5,0	5,0	1,31	1,31	12	40	75	75	125	125	300	24,64	1,867
200	200	5,0	5,0	0,98	0,98	9	30	100	100	100	100	400	18,48	1,400
150	150	6,0	6,0	1,89	1,89	12	40	75	75	125	125	300	35,52	2,691
200	200	6,0	6,0	1,42	1,42	9	30	100	100	100	100	400	26,64	2,018
150	150	8,0	8,0	3,35	3,35	11	40	75	75	200	200	300	60,83	4,608
200	200	8,0	8,0	2,52	2,52	8	30	100	100	200	200	400	45,03	3,411

Tabla 35.2.1.d Mallas estándar ME500T (continuación)

Separación entre barras (mm)		Diámetro (mm)		*Secciones (cm ² /m)		N.º barras		u ₁ (mm)	u ₂ (mm)	u ₃ (mm)	u ₄ (mm)	P _A (mm)	Masa nominal del panel	
P _L	P _C	d _L	d _C	A _L	A _C	N _L	N _C						Kg/panel	Kg/m ²
150	150	10,0	10,0	5,23	5,23	11	40	75	75	200	200	300	95,02	7,198
200	200	10,0	10,0	3,93	3,93	8	30	100	100	200	200	400	70,34	5,329
150	150	12,0	12,0	7,53	7,53	9	40	75	75	350	350	300	126,10	9,553
200	200	12,0	12,0	5,65	5,65	7	30	100	100	300	300	400	95,90	7,265
200	200	16,0	16,0	10,05	10,05	7	30	100	100	300	300	400	170,64	12,927
200	300	5,0	5,0	0,98	0,65	9	20	150	150	100	100	400	15,09	1,143
150	300	5,0	5,0	1,31	0,65	12	20	150	150	125	125	300	17,86	1,353
150	300	6,0	6,0	1,89	0,94	12	20	150	150	125	125	300	25,75	1,951
150	300	8,0	8,0	3,35	1,68	11	20	150	150	200	200	300	43,45	3,292

* Secciones teóricas por metro lineal correspondientes a la separación nominal entre barras (P_L; P_C).

Nota: Medidas estándar de los paneles 6000 mm × 2200 mm.

La nomenclatura empleada en las tablas anteriores es la siguiente:

- A_L Sección de acero longitudinal por metro lineal.
- A_C Sección de acero transversal por metro lineal.
- d_C Diámetro de los elementos transversales.
- d_L Diámetro de los elementos longitudinales.
- N_C Número de elementos transversales.
- N_L Número de elementos longitudinales.
- P_C Separación entre elementos transversales.
- P_L Separación entre elementos longitudinales.
- P_A Zona de ahorro, consiste en la ausencia del elemento longitudinal adyacente al de borde en ambos bordes longitudinales del panel.
- u₁, u₂ Sobrelargo de los elementos longitudinales.
- u₃, u₄ Sobrelargo de los elementos transversales.

Armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

De acuerdo con el apartado 35.2.2 del Código Estructural, se entiende por armadura básica electrosoldada en celosía a la estructura espacial formada por un cordón superior y uno o varios cordones inferiores, todos ellos de acero corrugado o grafilado, y una serie de elementos transversales, lisos o corrugados o grafilados, continuos o discontinuos y unidos a los cordones longitudinales mediante soldadura eléctrica, producida en serie en instalación industrial ajena a la obra, que sean conforme con lo establecido en UNE-EN 10080.

Los cordones longitudinales serán fabricados a partir de barras, conformes con el apartado 34.2 del Código Estructural, o alambres, de acuerdo con el apartado 34.3 de dicho Código Estructural, mientras que los elementos transversales de conexión se elaborarán a partir de alambres, conformes con el apartado 34.3 del mismo Código Estructural.

La designación de las armaduras básicas electrosoldadas en celosía será conforme con lo indicado en el apartado 5.3 de la norma UNE-EN 10080.

A los efectos del Código Estructural, se definen los tipos de armaduras básicas electrosoldadas en celosía incluidas en la tabla 35.2.2 de dicho Código Estructural.

Tabla 35.2.2 Tipos de armaduras básicas electrosoldadas en celosía

Tipos de armaduras básicas electrosoldadas en celosía	AB 500 SD	AB 400 SD	AB 500 S	AB 400 S	AB 500 T
Tipo de acero de los cordones longitudinales	B500SD, según 34.2	B400SD, según 34.2	B500S, según 34.2	B400S, según 34.2	B500T, según 34.3

Ferralla

De acuerdo con el apartado 35.3 del Código Estructural, se define como:

- ferralla elaborada, cada una de las formas o disposiciones de elementos que resultan de aplicar, en su caso, los procesos de enderezado, de corte y de doblado a partir de acero conforme con el apartado 34.2 del Código Estructural o, en su caso, a partir de mallas electrosoldadas conformes con el apartado 35.2.1 del Código Estructural.
- ferralla armada, el resultado de aplicar a las ferrallas elaboradas los correspondientes procesos de armado, bien mediante atado por alambre o mediante soldadura no resistente.

Las especificaciones relativas a los procesos de elaboración, armado y montaje de las armaduras pasivas se recogen en el artículo 49 del Código Estructural.

21.3. Hormigones estructurales

21.3.1. Generalidades

Resistencia del hormigón a compresión

De acuerdo con el apartado 33.3 del Código Estructural, la resistencia del hormigón a compresión se refiere a los resultados obtenidos en 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 dicho Código Estructural. En el caso de que el control de calidad se efectúe mediante probetas cúbicas, se seguirá el procedimiento establecido en el apartado 57.3.2 del Código Estructural.

Las fórmulas contenidas en dicho Código Estructural corresponden a experimentación realizada con probeta cilíndrica, y del mismo modo, los requisitos y prescripciones que figuran en el Código se refieren, salvo que expresamente se indique otra cosa, a probeta cilíndrica.

A los efectos del Código Estructural, se entiende como:

- **Resistencia característica de proyecto, f_{ck}** , es 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, $f_{c\text{ real}}$** , es el valor que corresponde al cuantil del 5 por 100 en la distribución de resistencia a compresión del hormigón suministrado a la obra.
- **Resistencia característica estimada, $f_{c\text{ est}}$** , es 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.

Las resistencias características, f_{ck} , y las correspondientes características mecánicas para el cálculo, se indican en la tabla A19.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural, en función de la clase resistente del hormigón.

Resistencia característica a tracción (f_{ctk})

De acuerdo con la tabla A19.3.1 del Código Estructural, la resistencia característica a tracción se refiere siempre, salvo que se indique lo contrario, a la resistencia característica inferior a tracción (f_{ctk}) dada por la fórmula:

$$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} \text{ cuantil 5\%}$$

donde (f_{ctm}) es la resistencia media a tracción, definida por la siguiente expresión, dada para $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Resistencia media a flexotracción ($f_{ctm,fl}$)

De acuerdo con el apartado 3.1.8 del Anejo 19 del Código Estructural, la resistencia media a flexotracción ($f_{ctm,fl}$) de los elementos de hormigón armado depende de la resistencia media a tracción y del canto de la sección.

Se utiliza la expresión (3.23) del Anejo 19 del Código Estructural para su determinación:

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\}$$

donde:

h es el canto del elemento, en milímetros

f_{ctm} es la resistencia media a tracción de acuerdo con la tabla A19.3.1 del Anejo 19 del Código Estructural

Lo establecido en la expresión (3.23) también se aplica para los valores de la resistencia característica a tracción.

NOTA: La resistencia a flexotracción se suele utilizar para determinar el momento de fisuración de una sección, que interviene en la verificación del Estado Límite de Fisuración y del Estado Límite de Deformación. El momento de fisuración (M_{fis}) de una sección sería, por tanto, $M_{fis} = \frac{2 \cdot I}{h} \cdot f_{ct,m,fl}$, siendo (I) el momento de inercia de la sección bruta.

Hormigones de alta resistencia

De acuerdo con el apartado 33.3 del Código Estructural, se denominan hormigones de alta resistencia a los hormigones con resistencia característica de proyecto f_{ck} superior a 50 N/mm^2 .

Hormigones de endurecimiento rápido

A efectos del apartado 33.3 del Código Estructural, se consideran hormigones de endurecimiento rápido:

- los fabricados con cemento de clase resistente 42,5R, 52,5 o 52,5R siempre que su relación agua/cemento sea menor o igual que 0,60,
- los fabricados con cemento de clase resistente 32,5R o 42,5 siempre que su relación agua/cemento sea menor o igual que 0,50 o bien
- aquellos en los que se utilice acelerante de fraguado.

El resto de los casos se consideran hormigones de endurecimiento normal.

Valor mínimo de la resistencia

De acuerdo con el apartado 33.4 del Código Estructural, en los hormigones estructurales, la resistencia de proyecto f_{ck} no será inferior a:

- 20 N/mm² en hormigones en masa
- 25 N/mm² en hormigones armados o pretensados.

Cuando el proyecto establezca, de acuerdo con el apartado 57.5.6 del Código Estructural, un control indirecto de la resistencia en estructuras de hormigón en masa o armado deberá adoptarse un valor de la resistencia de cálculo a compresión f_{cd} no superior a 15 N/mm². En estos casos de nivel de control indirecto de la resistencia del hormigón, la cantidad mínima de cemento en la dosificación del hormigón también deberá cumplir los requisitos de la tabla 43.2.1.a del Código Estructural.

Docilidad del hormigón

De acuerdo con el apartado 33.5 del Código Estructural, la docilidad del hormigón será la necesaria para que, con los métodos previstos de puesta en obra y compactación, el hormigón rodee las armaduras sin solución de continuidad con los recubrimientos exigibles y rellene completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras.

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

Cuando se determine la docilidad de acuerdo con el ensayo de asentamiento, las distintas clases de consistencia serán las siguientes:

Tabla 33.5.a Clases de consistencia

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

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.

En obras de edificación, para pilares, forjados y vigas se utilizará un hormigón de consistencia fluida (F) salvo justificación en contra. Esta prescripción se podría aplicar también a elementos de ingeniería civil, en especial los que pudiesen estar densamente armados, como por ejemplo tableros de puentes o estribos.

En todo caso, la consistencia del hormigón que se utilice será la especificada en el pliego de prescripciones técnicas particulares, definiendo aquella por su tipo o por el valor numérico de su asentamiento en mm.

21.3.2. Tipificación del hormigón estructural

Formato

Según el apartado 33.6 del Código Estructural, los hormigones se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo que deberá reflejarse en los planos de proyecto y en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto):

T - R / C / TM / A

donde:

- T Indicativo 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/mm².
- C Letra inicial del tipo de consistencia, tal y como se define en el apartado 33.5 del Código Estructural.
- TM Tamaño máximo del árido en milímetros, definido en el apartado 30.3 del Código Estructural.
- A Designación del ambiente, de acuerdo con 27.1.a del Código Estructural.

La sigla T indicativa del tipo de hormigón será HRM o HRA para el caso de hormigones en masa o armados, respectivamente, fabricados con árido reciclado.

En cuanto a la resistencia característica especificada (f_{ck}), se recomienda utilizar la siguiente serie:

20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 70, 80, 90, 100

en la cual las cifras indican la resistencia característica especificada del hormigón a compresión a 28 días, sobre probeta cilíndrica, expresada en N/mm².

La resistencia de 20 N/mm² se limita en su utilización a hormigones en masa. En el caso de hormigones reciclados, la resistencia característica no será superior a 40 N/mm².

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, reseñados en la tabla 43.2.1.a del Código Estructural.

Tipificación de los hormigones

Tipificación del hormigón estructural en forjados, vigas y pilares

El hormigón estructural de forjados, vigas y pilares será del tipo **HA-30/F/20/XC3** (de acuerdo con el formato del apartado 33.6 del Código Estructural).

Tipificación del hormigón estructural en muros y cimentación

El hormigón estructural de muros y cimentación será del tipo **HA-25/B/20/XC2** (de acuerdo con el formato del apartado 33.6 del Código Estructural).

21.3.3. Resistencia de cálculo del hormigón

Resistencia de cálculo del hormigón en compresión (f_{cd})

De acuerdo con el párrafo (1) del apartado 3.1.6 del Anejo 19 del Código Estructural, se adopta como valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón (f_{cd}) el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

siendo (γ_c) el coeficiente parcial de seguridad de acuerdo con el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 del Código Estructural, y (α_{cc}) el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a compresión del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la manera en la que se aplica la carga.

Con carácter general, el valor de α_{cc} será igual a 1, si bien para elementos estructurales en los que la carga permanente constituya una parte muy importante de la carga total (superior al 80%), el autor del proyecto podrá adoptar un valor inferior, comprendido entre 0,85 y 1.

Resistencia de cálculo del hormigón a tracción ($f_{ct,d}$)

De acuerdo con el párrafo (2) del apartado 3.1.6 del Anejo 19 del Código Estructural, se adopta como valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón ($f_{ct,d}$) el valor:

$$f_{ct,d} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$$

siendo (γ_c) el coeficiente parcial de seguridad de acuerdo con el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 del Código Estructural, y (α_{ct}) el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a tracción del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la forma en que la carga es aplicada.

El valor de α_{ct} será igual a 1.

21.3.4. Diagrama tensión-deformación de cálculo del hormigón

De acuerdo con el apartado 3.1.7 del Anejo 19 del Código Estructural, para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, en los Estados Límite Últimos y para $f_{ck} \leq 50$ N/mm², se adopta el *diagrama parábola rectángulo* (figura A19.3.3 del Anejo 19 del Código Estructural), formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a (f_{cd}), siendo (f_{cd}) la resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

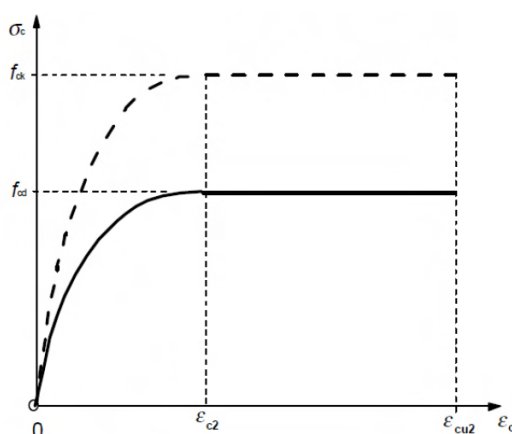


Figura A19.3.3 Diagrama parábola-rectángulo

21.3.5. Módulo de deformación longitudinal del hormigón

De acuerdo con el párrafo (2) del apartado 3.1.3 del Anejo 19 del Código Estructural, el módulo de elasticidad de un hormigón depende de los módulos de elasticidad de sus componentes. En la tabla A19.3.1 se indican unos los valores aproximados del módulo de elasticidad secante E_{cm} , de hormigones con áridos cuarcíticos para valores comprendidos entre $\sigma_c = 0$ y $0,4 f_{cm}$.

Estos valores se reducirán en un 10% cuando se utilicen áridos calizos, en un 30% cuando se utilice arenisca y se incrementaran en un 20% cuando se utilicen áridos basálticos.

21.3.6. Coeficiente de Poisson

De acuerdo con el párrafo (4) del apartado 3.1.3 del Anejo 19 del Código Estructural, el coeficiente de Poisson puede tomarse igual a 0,2 para hormigón sin fisurar e igual a 0 para hormigón fisurado.

21.3.7. Coeficiente de dilatación térmica

De acuerdo con el párrafo (5) del apartado 3.1.3 del Anejo 19 del Código Estructural, si no se dispone de información más precisa, el coeficiente de dilatación térmica puede tomarse igual a $10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$.

21.3.8. Tabla de características de resistencia y deformación del hormigón

Tabla A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón

	Clases resistentes del hormigón								Relación analítica / Explicación
	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$	20	24	28	32	36	40	45	50	
$f_{cm} (\text{N/mm}^2)$	20	24	28	32	36	40	45	50	$f_{cm}(t) = f_{ck}(t) + 8 (\text{N/mm}^2)$
$f_{ctm} (\text{N/mm}^2)$	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$
$f_{ctk,0.05} (\text{N/mm}^2)$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk,0.95} (\text{N/mm}^2)$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ cuantil 95%
$E_{cm} (10^3 \cdot \text{N/mm}^2)$	27	29	30	31	33	34	35	36	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3} (f_{cm} \text{ en N/mm}^2)$
$\epsilon_{ct} (\%)$	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	véase la figura A19.3.2 $\epsilon_{ct} (\%) = 0,7 f_{cm}^{0.31} \leq 2,8$
$\epsilon_{cu1} (\%)$	3,5								véase la figura A19.3.2 para $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu1} (\%) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^{0.53}$
$\epsilon_{cu2} (\%)$	2,0								véase la figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu2} (\%) = 2,0 + 0,85[(f_{ck} - 50)]^{0.53}$
$\epsilon_{cu2} (\%)$	3,5								véase la figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu2} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0								para $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{cu3} (\%)$	1,75								véase la figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu3} (\%) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
$\epsilon_{cu3} (\%)$	3,5								véase la figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu3} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

21.4. Hormigones de uso no estructural

21.4.1. Generalidades

Se definen como hormigones de uso no estructural aquellos hormigones que no aportan responsabilidad estructural a la construcción pero que colaboran en mejorar las condiciones durables del hormigón estructural o que aportan el volumen necesario de un material resistente para conformar la geometría requerida para un fin determinado

21.4.2. Hormigón de Limpieza (HL)

Uso del Hormigón de Limpieza

De acuerdo con el Anejo 10 del Código Estructural, el Hormigón de Limpieza es un hormigón que tiene como fin evitar la desecación del hormigón estructural durante su vertido así como una posible contaminación de éste durante las primeras horas de su hormigonado.

Tipificación del Hormigón de Limpieza

El Hormigón de Limpieza será del tipo **HL-150/B/20**, donde 150 es la dosificación mínima de cemento en [kg/m³].

21.4.3. Hormigón No Estructural (HNE)

Uso del Hormigón No Estructural

De acuerdo con el Anejo 18 de la Instrucción EHE-08, el Hormigón No Estructural tiene como fin conformar volúmenes de material resistente para, por ejemplo, aceras, bordillos y rellenos.

Tipificación del Hormigón No Estructural

El Hormigón No Estructural será del tipo **HNE-15/B/20**, donde 15 es la resistencia característica mínima en [N/mm²].

22. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

22.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) para las acciones según DB SE

22.1.1. Capacidad portante (Estados Límite Últimos)

Situación persistente o transitoria			
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)
	Favorable	Desfavorable	Valor de combinación (ψ_0)
Permanente (G)	1,00	1,35	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,50	0,7
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,50	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,50	0,6
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,50	0,5
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables			
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros			

Situación extraordinaria				
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Valor frecuente (ψ_1)	Valor casi permanente (ψ_2)
Permanente (G)	0,00	1,00	-	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,7	0,6
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,5	0,0
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,2	0,0
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables				
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros				

Situación sísmica			
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)
	Favorable	Desfavorable	Valor casi permanente (ψ_2)
Permanente (G)	0,00	1,00	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,6
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,0
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables			
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros			

22.1.2. Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio)

Situación persistente o transitoria – Combinación de acciones característica			
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)
	Favorable	Desfavorable	Valor de combinación (ψ_0)
Permanente (G)	1,00	1,00	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,7
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,6
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,5
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables			
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros			

Situación persistente o transitoria – Combinación de acciones frecuente				
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Valor frecuente (ψ_1)	Valor casi permanente (ψ_2)
Permanente (G)	1,00	1,00	-	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,7	0,6
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,5	0,0
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,2	0,0
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables				
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros				

Situación persistente o transitoria – Combinación de acciones casi permanente			
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)
	Favorable	Desfavorable	Valor casi permanente (ψ_2)
Permanente (G)	1,00	1,00	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,6
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,0
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables			
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros			

22.2. Coeficientes parciales de seguridad para los materiales según Código Estructural

22.2.1. Coeficiente parcial de seguridad del acero

Se considera que no se cumplen las condiciones del apartado 2.4.2.6 del Anejo 19 del Código Estructural para poder reducir el coeficiente parcial de seguridad del acero (γ_s) para el estudio de los Estados Límite Últimos en situaciones persistentes o transitorias, por lo que dicho coeficiente adopta el valor **1,15** dado en la Tabla A19.2.1 del apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

Tabla A19.2.1 Coeficientes parciales de seguridad para el acero para Estados Límite Últimos

Situación de cálculo	γ_c hormigón	γ_s armaduras pasivas	γ_s armaduras activas
Permanente o Transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,3	1,0	1,0

22.2.1. Coeficiente parcial de seguridad del hormigón

Se considera que no se cumplen las condiciones del apartado 2.4.2.7 del Anejo 19 del Código Estructural para poder reducir el coeficiente parcial de seguridad del hormigón (γ_c) para el estudio de los Estados Límite Últimos en situaciones persistentes o transitorias, por lo que dicho coeficiente adopta el valor **1,50** dado en la Tabla A19.2.1 del apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

Tabla A19. 2.1 Coeficientes parciales de seguridad para el hormigón para Estados Límite Últimos

Situación de cálculo	γ_c hormigón	γ_s armaduras pasivas	γ_s armaduras activas
Permanente o Transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,3	1,0	1,0

23. CONTROL DE LA CONFORMIDAD DE LOS PRODUCTOS

23.1. Control del hormigón

Generalidades

La conformidad del hormigón se comprobará según el Artículo 57 del Código Estructural.

La conformidad del hormigón, de acuerdo con el apartado 57.1 del Código Estructural, se comprobará durante su recepción en la obra, e incluirá su comportamiento en relación con la docilidad, la resistencia y la durabilidad.

El control de recepción del hormigón se aplicará tanto al hormigón perparado como al fabricado en central de obra, e incluirá una serie de comprobaciones de carácter documental y experimental, según lo indicado en el Artículo 57 del Código Estructural.

Con objeto de garantizar la durabilidad, conforme se recoge en el apartado 43.2.1 del Código Estructural, el hormigón se fabricará en plantas automatizadas de tal manera que se asegure que la dosificación (contenido mínimo de cemento y relación a/c) cumple con los requisitos de durabilidad del Código Estructural. Con este fin el fabricante deberá disponer de un dispositivo asociado a la báscula que registre la pesada o estará en posesión de un Certificado del Fabricante de Software de dosificación y carga, así como un Certificado del Fabricante de Hormigón en el que se garantice la trazabilidad de los datos aportados.

Control documental durante el suministro

Cada partida de hormigón empleada en la obra deberá ir acompañada de una hoja de suministro, cuyo contenido mínimo se establece en el Anejo 4 del Código Estructural.

El constructor, o la persona designada en obra que le represente técnicamente, comprobará, bajo la supervisión de la dirección facultativa, que los valores reflejados en la hoja de suministro son conformes con las especificaciones del Código Estructural, y se corresponden con las de la dosificación declarada por el suministrador.

Comprobación de la conformidad de la docilidad del hormigón durante el suministro

La comprobación de la conformidad de la docilidad del hormigón durante el suministro se realizará de acuerdo con el apartado 57.5.2 del Código Estructural.

Los ensayos de consistencia del hormigón fresco se realizarán, de acuerdo con lo indicado en el apartado 57.3.1, cuando se produzca alguna de las siguientes circunstancias:

- a) cuando se fabriquen probetas para controlar la resistencia,
- b) en todas las amasadas que se coloquen en obra con un control indirecto de la resistencia, según lo establecido en el apartado 57.5.6 del Código Estructural, y
- c) siempre que lo indique la dirección facultativa o lo establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares.

En el caso de hormigones autocompactantes, la dirección facultativa, en función de la aplicación a la que esté destinado el hormigón, decidirá las características de autocompactabilidad a controlar de las definidas en el apartado 33.5 del Código Estructural y la frecuencia de control de las mismas. Como mínimo, deberían controlarse:

- la fluidez, mediante la determinación del escurrimiento conforme a la norma UNE-EN 12350-8, con las mismas frecuencias establecidas anteriormente para la consistencia de los hormigones convencionales;
- la capacidad de paso, mediante el ensayo del anillo japonés conforme a la norma UNE-EN 12350-12, realizando una determinación cada cuatro ensayos de escurrimiento.

Modalidad de control de la conformidad de la resistencia del hormigón durante el suministro

De acuerdo con el apartado 57.5.3 del Código Estructural, el control de la resistencia del hormigón tiene la finalidad de comprobar que la resistencia del hormigón realmente suministrado a la obra es conforme a la resistencia característica especificada en el proyecto, de acuerdo con los criterios de seguridad y garantía para el usuario definidos por el Código Estructural.

La modalidad de control de la conformidad de la resistencia del hormigón adoptada en proyecto es la correspondiente a la modalidad 1, control estadístico, según el apartado 57.5.4 del Código Estructural.

La modalidad 1 del apartado 57.5.4 del Código Estructural, de **control estadístico** de la resistencia del hormigón durante el suministro, es de aplicación general a todas las obras de hormigón estructural.

Los ensayos de resistencia a compresión se realizarán de acuerdo con el apartado 57.3.2 del Código Estructural. Su frecuencia y 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 caso de centrales de hormigón en las que sus productos posean distintivos de calidad oficialmente reconocidos, aquellos hormigones de condiciones de fabricación especial (principalmente aquellos de muy baja producción o producidos esporádicamente) podrán tener certificada la dispersión. Será imprescindible, entre otros requisitos, que la certificación de la dispersión se incluya en el alcance de la certificación del distintivo de calidad.

Comprobación de la conformidad de la durabilidad del hormigón durante el suministro

La comprobación de la conformidad de la durabilidad del hormigón durante el suministro se realizará de acuerdo con el apartado 57.5.7 del Código Estructural.

Ensayo de penetración de agua

No procede (hormigones sometidos a una clase de exposición X0, XC1, XC2, XC3 o XC4).

Ensayo de contenido de aire

No procede (hormigones no sometidos a una clase de exposición XF2 o XF4).

23.2. Control del acero para armaduras pasivas

La conformidad del acero para armaduras pasivas se comprobará según el artículo 58 del Código Estructural.

23.3. Control de las armaduras pasivas

La conformidad de las armaduras (mallas electrosoldadas, armaduras básicas electrosoldadas en celosía, armaduras elaboradas y/o ferralla armada) se comprobará según el artículo 59 del Código Estructural.

La conformidad de las armaduras incluirá su comportamiento en relación con las características mecánicas, las de adherencia, las relativas a su forma y dimensiones y cualquier otra característica que establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares o decida la dirección facultativa.

24. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS PASIVAS

24.1. Disposición de separadores

Separadores

De acuerdo con el apartado 43.4.2 del Código Estructural, los recubrimientos deberán garantizarse mediante la disposición de los correspondientes elementos separadores colocados en obra con las dimensiones de los recubrimientos nominales.

Estos calzos o separadores deberán disponerse de acuerdo con el apartado 49.8.2 del Código Estructural. Deberán estar constituidos por materiales resistentes a la alcalinidad del hormigón y no inducir corrosión de las armaduras. Deben ser al menos tan impermeables al agua como el hormigón y ser resistentes a los ataques químicos a que se puede ver sometido este.

Independientemente de que sean provisionales o definitivos, deberán ser de hormigón, mortero, plástico rígido o material similar y haber sido específicamente diseñados para este fin.

Si los separadores son de hormigón, este deberá ser, en cuanto a resistencia, permeabilidad, higroscopicidad, dilatación térmica, etc., de una calidad comparable a la del utilizado en la construcción de la pieza. Análogamente, si son de mortero, su calidad deberá ser semejante a la del mortero contenido en el hormigón de la obra.

Cuando se utilicen separadores constituidos con material que no contenga cemento, aquellos deberán, para asegurar su buen enlace con el hormigón de la pieza, presentar orificios cuya sección total sea al menos equivalente al 25 % de la superficie total del separador.

Se prohíbe el empleo de madera así como el 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.

Localización		Calibre separadores
Forjados y vigas		30 mm
Pilares		30 mm
Zapatas	cara superior	30 mm
	cara inferior	30 mm
	cara lateral	30 mm ⁽¹⁾
Vigas riostras	cara superior	30 mm
	cara inferior	30 mm
	cara lateral	30 mm ⁽²⁾

Disposición de separadores

De acuerdo con el apartado 49.8.2 del Código Estructural, la posición especificada para las armaduras pasivas y, en especial, los recubrimientos nominales indicados en el apartado 43.4.1 del Código Estructural, deberán garantizarse mediante la disposición de los correspondientes elementos (separadores o calzos) colocados en obra.

Estos elementos cumplirán lo dispuesto en el apartado 43.4.2 del Código Estructural, debiéndose disponer de acuerdo con las prescripciones de la tabla 49.8.2 de dicho Código Estructural.

Tabla 49.8.2 Disposición de separadores

Elemento		Distancia máxima
Elementos superficiales horizontales (losas, forjados, zapatas y losas de cimentación, etc.)	Emparrillado inferior	$50 \varnothing \leq 100 \text{ cm}$
	Emparrillado superior	$50 \varnothing \leq 50 \text{ cm}$
Muros	Cada emparrillado	$50 \varnothing \text{ o } 50 \text{ cm}$
	Separación entre emparrillados	100 cm
Vigas ¹⁾		100 cm
Soportes ¹⁾		$100 \varnothing \leq 200 \text{ cm}$

1) 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.

Ø Diámetro de la armadura a la que se acople el separador.

¹ 80 mm en piezas hormigonadas contra el terreno

² 80 mm en piezas hormigonadas contra el terreno

24.2. Anclaje y solapo de las armaduras pasivas

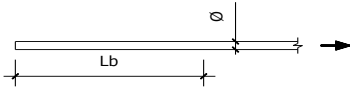
24.2.1. Generalidades

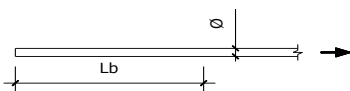
De acuerdo con el apartado 49.5.1.1 del Código Estructural, se distingue entre:

1. **Posición I, de adherencia buena**, para las armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° o que, en el caso de formar un ángulo menor que 45° , están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor que 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.
2. **Posición II, de adherencia deficiente**, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en el caso anterior.

24.2.2. Anclaje de barras corrugadas

Las longitudes de anclaje se obtienen de acuerdo con los requisitos y la formulación simplificada del apartado 49.5.1.2 del Código Estructural para barras en posición I y II ancladas en prolongación recta y para un tipo de hormigón $f_{ck} = 25$ y 30 N/mm^2 y un tipo de acero $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

Hormigón HA-25 – Acero B 500 S o SD (sin efectos dinámicos)			
Diámetro	Longitud de anclaje L_b [mm]		Tipo de anclaje
	Posición I	Posición II	
Ø6	150	220	 Anclaje en prolongación recta
Ø8	200	290	
Ø10	250	360	
Ø12	300	430	
Ø16	400	580	
Ø20	600	840	
Ø25	940	1320	
Ø32	1540	2150	

Hormigón HA-30 – Acero B 500 S o SD (sin efectos dinámicos)			
Diámetro	Longitud de anclaje L_b [mm]		Tipo de anclaje
	Posición I	Posición II	
Ø6	150	220	 Anclaje en prolongación recta
Ø8	200	290	
Ø10	250	360	
Ø12	300	430	
Ø16	400	580	
Ø20	520	730	
Ø25	820	1140	
Ø32	1340	1870	

No se considera la reducción de la longitud de anclaje por exceso de armadura realmente dispuesta respecto a la estrictamente necesaria, es decir, la relación $\frac{A_s}{A_{s,real}}$ se supone igual a la unidad.

En el caso de grupos de barras, la longitud de anclaje de las barras será $1,3 \cdot L_b$ para grupos de 2 barras y/o $1,4 \cdot L_b$ para grupos de 3 barras, siendo L_b la longitud de anclaje correspondiente a la barra aislada.

24.2.3. Anclaje de mallas electrosoldadas

Como longitudes de anclaje de mallas electrosoldadas se adoptan las mismas que para las barras corrugadas, de acuerdo con el apartado 49.5.1.4 del Código Estructural.

24.2.4. Empalmes por solapo de barras corrugadas

Las longitudes de solapo se obtienen de acuerdo con el apartado 49.5.2.2 del Código Estructural para un tipo de hormigón $f_{ck} = 25$ y 30 N/mm² y un tipo de acero $f_{yk} = 500$ N/mm².

Longitudes de solapo (L_s) de barras trabajando a compresión

Hormigón HA-25 – Acero B 500 S o SD (sin efectos dinámicos)		
Diámetro	Longitud de solapo L_s en compresión [mm]	
	Posición I	Posición II
Ø6	150	220
Ø8	200	290
Ø10	250	360
Ø12	300	430
Ø16	400	580
Ø20	600	840
Ø25	940	1320
Ø32	1540	2150

Hormigón HA-30 – Acero B 500 S o SD (sin efectos dinámicos)		
Diámetro	Longitud de solapo L_s en compresión [mm]	
	Posición I	Posición II
Ø6	150	220
Ø8	200	290
Ø10	250	360
Ø12	300	430
Ø16	400	580
Ø20	520	730
Ø25	820	1140
Ø32	1340	1870

Longitudes de solapo (L_s) de barras trabajando a tracción

Hormigón HA-25 – Acero B 500 S o SD (sin efectos dinámicos)				
Diámetro	Longitud de solapo L_s en tracción [mm]			
	Distancia entre empalmes $> 10 \cdot \phi$		Distancia entre empalmes $\leq 10 \cdot \phi$	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
Ø6	360	520	450	650
Ø8	480	690	600	860
Ø10	600	860	750	1080
Ø12	720	1030	900	1290
Ø16	960	1380	1200	1720
Ø20	1440	2020	1800	2520
Ø25	2250	3150	2820	3940
Ø32	3690	5170	4610	6460

Hormigón HA-30 – Acero B 500 S o SD (sin efectos dinámicos)				
Diámetro	Longitud de solapo L_s en tracción [mm]			
	Distancia entre empalmes $> 10 \cdot \phi$		Distancia entre empalmes $\leq 10 \cdot \phi$	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
Ø6	360	520	450	650
Ø8	480	690	600	860
Ø10	600	860	750	1080
Ø12	720	1030	900	1290
Ø16	960	1380	1200	1720
Ø20	1250	1750	1560	2190
Ø25	1950	2730	2440	3420
Ø32	3200	4480	4000	5600

Se ha supuesto un porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero, mayor que el 50%.

De acuerdo con el apartado 49.5.2.1 del Código Estructural, para asegurar que los centros de los empalmes de las distintas barras en tracción de una pieza quedan distanciados unos de otros, en la dirección de las armaduras, una longitud mayor que la longitud de anclaje, las longitudes de solapo se han incrementado en una vez la longitud de anclaje.

24.2.5. Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas

Como longitudes de solapo de mallas electrosoldadas acopladas (alambres longitudinales en el mismo plano) se adoptan las mismas que para las barras corrugadas, de acuerdo con el apartado 49.5.2.4 del Código Estructural.

25. CUADRO SEGÚN APARTADO 2.1.2 DEL DB SE PARA HORMIGÓN

A continuación se presenta, de acuerdo con el párrafo 2 del apartado 2.1.2 del DB SE, un cuadro con la tipificación de los hormigones, las propiedades específicas para los mismos, y las características resistentes de los aceros empleados en los distintos elementos estructurales. También se incluyen las modalidades de control previstas y los coeficientes de seguridad adoptados para el cálculo de la estructura.

HORMIGÓN ESTRUCTURAL según CÓDIGO ESTRUCTURAL							
Elemento estructural	Tipificación	Control	Coeficientes de seguridad				
			E. L. U.		E. L. S.		
			Persistente	Accidental			
Forjados y vigas	HA-30/F/20/XC3	Según artículo 57º (modalidad 1)	1,50	1,30	1,00		
Pilares	HA-30/F/20/XC3	Según artículo 57º (modalidad 1)	1,50	1,30	1,00		
Muros (fuste)	-	-	-	-	-		
Zapatas y vigas riostras	HA-25/B/20/XC2	Según artículo 57º (modalidad 1)	1,50	1,30	1,00		
Sistemas de protección del hormigón:							
En forjados y vigas de CUBIERTA: Protección frente a la humedad según especificaciones del Documento Básico HS Sección 1.							
Cementos utilizables:							
Cementos comunes de los tipos CEM I, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-D, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM II/A-L, CEM II/B-L, CEM II/A-LL, CEM II/B-LL, CEM II/A-M, CEM II/B-M, CEM III/A y CEM IV/A de clase de resistencia 32,5 R o 42,5 N de endurecimiento normal.							
Requisitos adicionales:							
Empleo de áridos no reactivos o de cementos con un contenido de alcalinos inferior al 0,60% del peso de cemento (apdo. 43.3.4.3 del Código Estructural).							
Hormigones de uso no estructural:							
Hormigón de Limpieza HL-150/B/20, donde 150 es la dosificación mínima de cemento en kg/m³ (Anejo 10 del Código Estructural).							
Hormigón No Estructural HNE-15/B/20, donde 15 es la resistencia característica mínima en N/mm² (Anejo 18 de la Instrucción EHE-08).							
ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS según CÓDIGO ESTRUCTURAL							
Elemento estructural	Designación	Control	Coeficientes de seguridad				
			E. L. U.		E. L. S.		
			Persistente	Accidental			
Forjados y vigas	B 500 SD	Según artículos 58º y 59º	1,15	1,00	1,00		
Pilares	B 500 SD	Según artículos 58º y 59º	1,15	1,00	1,00		
Muros (fuste)	-	-	-	-	-		
Zapatas y vigas riostras	B 500 SD	Según artículos 58º y 59º	1,15	1,00	1,00		
Mallas electrosoldadas: ME 250x350 ø5-5 6000x2200 B 500 SD EN 10080 en forjados (capa de compresión de 5 cm)							
EJECUCIÓN		COEF. DE SEGURIDAD PARA LAS ACCIONES PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL según DB SE					
Control según CÓDIGO ESTRUCTURAL	Tipo de acción	Coeficientes de seguridad					
		E. L. U.				E. L. S.	
		Persistente		Accidental			
		favorable	desfavorable	favorable	desfavorable	favorable	desfavorable
Normal	Permanente (G)	1,00	1,35 (*)	1,00	1,00	1,00	1,00
	Variable (Q)	0,00	1,50 (*)	0,00	1,00	0,00	1,00
	Accidental (A)	-	-	1,00	1,00	-	-
(*) 1,60 para la verificación de la capacidad estructural de la cimentación							

26. RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

26.1. Generalidades

El estudio de la resistencia al fuego de la estructura se ajusta a lo prescrito en el Anejo 20 del Código Estructural.

Se reproduce a continuación el listado de comprobaciones realizadas por el programa de cálculo de la estructura.

26.2. Datos generales

Código Estructural, A20.5.3

Referencias:

- R. req.: resistencia requerida, periodo de tiempo durante el cual un elemento estructural debe mantener su capacidad portante, expresado en minutos.
- F. Comp.: indica si el forjado tiene función de compartimentación.
- a_m : distancia equivalente al eje de las armaduras (Código Estructural, Anejo 20 - Fórmula 5.5).
- $a_{mín}$: distancia mínima equivalente al eje exigida por la norma para cada tipo de elemento estructural.
- b: menor dimensión de la sección transversal.
- $b_{mín}$: valor mínimo de la menor dimensión exigido por la norma.
- h: espesor de losa o capa de compresión.
- $h_{mín}$: espesor mínimo para losa o capa de compresión exigido por la norma.
- Rev. mín. nec.: espesor de revestimiento mínimo necesario.
- Solado mín. nec.: espesor de solado incombustible mínimo necesario.
- Aprov.: aprovechamiento máximo del perfil metálico bajo las combinaciones de fuego.

Comprobaciones Generales:

- Distancia equivalente al eje: $a_m \geq a_{mín}$ (se indica el espesor de revestimiento necesario para cumplir esta condición cuando resulte necesario).
- Dimensión mínima: $b \geq b_{mín}$.
- Compartimentación: $h \geq h_{mín}$ (se indica el espesor de solado incombustible necesario para cumplir esta condición cuando resulte necesario).

Comprobaciones Particulares:

- Se han realizado las comprobaciones particulares para aquellos elementos estructurales en los que la norma así lo exige.

Revestimiento ignífugo de protección de elementos de hormigón:

- Tipo de revestimiento: Mortero de yeso
- ep / eh (*): 1,80

(*) Relación entre el espesor del revestimiento de protección (ep) y el espesor de hormigón (eh)

- Tipo de revestimiento: Mortero ignífugo de perlita-vermiculita

- $ep / eh (*)$: 2,50

(*) Relación entre el espesor del revestimiento de protección (ep) y el espesor de hormigón (eh)

- Tipo de revestimiento: Panel rígido de lana de roca volcánica
- $ep / eh (*)$: 2,50

(*) Relación entre el espesor del revestimiento de protección (ep) y el espesor de hormigón (eh)

Revestimiento ignífugo de protección de elementos metálicos:

- Tipo de revestimiento: Pintura intumescente
- Densidad: 0.00 kg/m³
- Conductividad: 0.01 W/(m·K)
- Calor específico: 0.00 J/(kg·K)

Datos por planta:

Datos por planta						
Planta	R. req.	F. Comp.	Revestimiento de elementos de hormigón		Revestimiento de elementos metálicos	
			Inferior (forjados y vigas)	Pilares y muros	Vigas	Pilares
Arriostramiento fachada	-	-	-	-	-	-
Plataforma equipos	-	-	-	-	-	-
(arranques plataforma)	-	-	-	-	-	-
Cubierta	R 90	X	Sin revestimiento ignífugo	Sin revestimiento ignífugo	Sin revestimiento ignífugo	Sin revestimiento ignífugo

26.3. Comprobaciones

Cubierta - Pilares		
R. req. ⁽¹⁾ : R 90		
Rev. Inc. ⁽²⁾ : Sin revestimiento		
Refs.	Sección	Estado
P01	30x30	Cumple
P02	30x30	Cumple
P03	30x30	Cumple
P04	30x30	Cumple
P05	30x30	Cumple
P06	30x30	Cumple
P07	30x30	Cumple
P08	30x30	Cumple
P09	30x30	Cumple
P10	30x30	Cumple
P12	30x30	Cumple
Notas: ⁽¹⁾ Resistencia requerida (periodo de tiempo, expresado en minutos, durante el cual un elemento estructural debe mantener su capacidad portante). ⁽²⁾ Revestimiento de protección		

Cubierta - Vigas - R 90						
Pórtico	Tramo	Dimensiones (mm)	b_{min} (mm)	a_m (mm)	a_{min} (mm)	Estado
1	P09-P10	300x200	N.P.	64	30	Cumple
2	B3-B0	250x200	N.P.	63	30	Cumple
3	B10-B9	250x200	N.P.	63	30	Cumple

Cubierta - Vigas - R 90						
Pórtico	Tramo	Dimensiones (mm)	b _{mín} (mm)	a _m (mm)	a _{mín} (mm)	Estado
4	B2-B1	250x200	N.P.	63	30	Cumple
5	B7-B4	250x200	N.P.	63	30	Cumple
6	P01-P02	300x200	N.P.	63	30	Cumple
	P02-P03	300x200	N.P.	63	30	Cumple
	P03-P04	300x200	N.P.	63	30	Cumple
7	P09-P05	300x200	N.P.	63	30	Cumple
	P05-P01	300x200	N.P.	63	30	Cumple
8	B3-B2	250x200	N.P.	63	30	Cumple
9	B7-B6	250x200	N.P.	63	30	Cumple
10	B0-B1	250x200	N.P.	63	30	Cumple
11	B4-B5	250x200	N.P.	63	30	Cumple
12	B11-B10	250x200	N.P.	63	30	Cumple
13	B8-B9	250x200	N.P.	63	30	Cumple
14	P12-P08	300x200	N.P.	63	30	Cumple
	P08-P04	300x200	N.P.	63	30	Cumple
15	P10-P12	300x700	150	47	25	Cumple
Notas: N.P.: No procede.						

Cubierta - Losas macizas - REI 90						
Paño	Canto (mm)	h _{mín} (mm)	a _m (mm)	a _{mín} (mm)	Solado mín. nec. (mm)	Estado
L1	200	200	45	25	--	Cumple
L2	200	100	45	30	--	Cumple
Notas: En el paño L1 es necesario, por estar sobre apoyos puntuales, que la armadura en el tramo sea al menos el 20% de la armadura sobre pilares, por lo que puede resultar conveniente disponer un armado base que cubra ese 20% (Artículo C.2.3.3-3 CTE DB SI).						

Parte 6: ACERO (Código Estructural)

27. CLASES DE EJECUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

De acuerdo con el apartado 14.3 del Código Estructural, el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto incluirá la identificación de las clases de ejecución que serán aplicables a cada elemento de las estructuras de acero, necesarias para garantizar el nivel adecuado de seguridad.

Una estructura de acero puede incluir elementos de distinta clase. En dicho caso, debe procederse a agrupar los elementos por clases al objeto de simplificar la especificación de los criterios requeridos, la gestión de su comprobación y la valoración de su ejecución y control.

De acuerdo con los índices de fiabilidad adoptados en el apartado 5.2.1 del Código Estructural, debe cumplirse una clase de fiabilidad RC2. Por ello, el nivel de inspección durante la ejecución según el apartado B5 del Anejo 18 de dicho Código Estructural debe ser, al menos, el IL2, lo que conlleva a un control de ejecución intenso o normal, en función de la clase de ejecución, que deberá ser 2, 3 o 4 (según el apartado 91.2 del Código Estructural) (tabla 14.3.1 del Código Estructural).

De acuerdo con el apartado 22.4 del Código Estructural, se establece un **nivel de control de la ejecución de las estructuras de acero a nivel NORMAL, correspondiente a una clase de ejecución 2**, conforme al Artículo 14 de dicho Código.

Tabla 14.3.1 Relación entre niveles de control y clases de ejecución

Nivel de control de ejecución, según este Código	Clase de ejecución para los elementos de acero (conforme al apartado 91.2)
Intenso	Clase 3 o 4
Normal	Clase 2

La conformidad de la estructura precisará de la realización de los controles durante su ejecución que se señalan en la tabla 17.1 del Código Estructural.

Tabla 17.1 Definición de tipos de conformidad

Tipo de conformidad	Artículos y capítulos del Código Estructural de aplicación a:		
	Estructuras de hormigón	Estructuras de acero	Estructuras mixtas hormigón-acero
Control del proyecto.	Artículo 20 + capítulo 12.	Artículo 20 + capítulo 22.	Artículo 20 + capítulo 32.
Control de la conformidad de los productos.	Artículo 21 + capítulo 13.	Artículo 21 + capítulo 23.	Artículo 21 + capítulo 33.
Control de la ejecución de la estructura.	Artículo 22 + capítulo 14.	Artículo 22 + capítulo 24.	Artículo 22 + capítulo 34.
Control de la estructura terminada.	Artículo 23.	Artículo 23.	Artículo 23.

28. ESTRATEGIA DE DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

28.1. Estrategia de durabilidad

De acuerdo con lo indicado en el apartado 11.3 del Código Estructural, el proyecto de la estructura debe incluir una estrategia de durabilidad para los elementos de acero que defina las medidas necesarias para que se pueda alcanzar la vida útil establecida por la propiedad, en función de las condiciones de agresividad ambiental a la que van a estar sometidos.

La agresividad a la que está sometido cada elemento de acero se identificará por el tipo de ambiente, definido en el apartado 80.1 del Código Estructural.

En el caso de los elementos de acero, las uniones pueden suponer un punto de debilidad frente a la agresividad del ambiente, si no están correctamente ejecutadas de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 21 del Código Estructural.

De acuerdo con el Artículo 87 del Código Estructural, la estrategia de durabilidad en el proyecto de las estructuras de acero se desarrollará de acuerdo con las siguientes fases:

- identificación de la clase de exposición, según el apartado 80.1 del Código Estructural,
- selección de la forma estructural, según el apartado 87.1,
- selección de materiales, según el apartado 87.2,
- medidas específicas frente a la corrosión, según el apartado 87.3,
- detalles constructivos, según el apartado 87.4, y
- medidas de mantenimiento durante la fase de uso, según el apartado 87.5.

28.2. Selección de la forma estructural

Generalidades

En el proyecto se definirán los esquemas estructurales, las formas geométricas y los detalles que sean compatibles con la consecución de una adecuada durabilidad de la estructura. El proyecto debe facilitar la preparación de las superficies, el pintado, las inspecciones y el mantenimiento.

Se procurará evitar el empleo de diseños estructurales que conduzcan a una susceptibilidad elevada a la corrosión. Para ello, se recomienda que las formas de los elementos estructurales sean sencillas, evitando una complejidad excesiva, y que los métodos de ejecución de la estructura sean tales que no se reduzca la eficacia de los sistemas de protección empleados (por daños en el transporte y manipulación de los elementos).

Aislamiento respecto al agua

Se ha reducido al mínimo el contacto directo entre las superficies de acero y el agua, evitando la formación de depósitos de agua, facilitando la rápida evacuación de ésta e impidiendo el paso de agua sobre las zonas de juntas, adoptando las siguientes precauciones:

1. evitando la disposición de superficies horizontales que promuevan la acumulación de agua o suciedad,
2. eliminando secciones abiertas en la parte superior que faciliten dicha acumulación,
3. suprimiendo cavidades y huecos en los que puede quedar retenida el agua, y
4. disponiendo sistemas adecuados y de sección generosa para la conducción y el drenaje del agua.

Cuando la estructura presente áreas cerradas (interior accesible) o elementos huecos (interior inaccesible), debe cuidarse que estén protegidos de manera efectiva contra la corrosión. Para ello, debe evitarse que quede agua atrapada en su interior durante el montaje de la estructura, deben disponerse las medidas necesarias para la ventilación y drenaje (interiores accesibles), y

deben sellarse de manera efectiva frente a la entrada de aire y humedad, mediante soldaduras continuas, los interiores inaccesibles.

Corrosión

Debe evitarse la corrosión potencial en orificios estrechos, hendiduras ciegas y uniones solapadas, mediante un sellado eficaz, que en general estará constituido por soldaduras continuas.

Debe prestarse una atención especial a la protección contra la corrosión de las uniones, tanto atornilladas (de manera que los tornillos, tuercas y arandelas tengan la misma durabilidad que el resto de la estructura) como soldadas (cuidando que la superficie de la soldadura esté libre de imperfecciones, como fisuras, cráteres y proyecciones, que son difíciles de cubrir eficazmente por la pintura posterior), así como tener en cuenta, en el caso de disposición de refuerzos o de ejecución de entallas (en almas, refuerzos, etc.), la necesidad de permitir una adecuada preparación de la superficie y aplicación de la pintura (soldando de manera continua la intersección entre el refuerzo y el elemento reforzado, disponiendo un radio mínimo de 50 mm en las entallas y evitando cualquier retención de agua).

Debe evitarse la aparición de pares galvánicos, que se producen cuando existe continuidad eléctrica entre dos metales de diferente potencial electroquímico (tales como acero inoxidable y acero al carbono), aislando eléctricamente mediante pintado u otros procedimientos, las superficies de ambos metales.

28.3. Selección de materiales

En el caso de ambientes especialmente agresivos, el proyecto podrá considerar el uso de acero con comportamiento mejorado frente a la corrosión como, por ejemplo:

- aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, según el apartado 83.2.3 del Código Estructural,
- aceros inoxidables, según el apartado 83.2.6 del Código Estructural, o
- aceros con tratamiento de galvanizado en caliente, según el apartado 86.4 del Código Estructural.

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica de acuerdo con lo indicado en el apartado 83.2.3 del Código Estructural, podrán utilizarse sin pintura de protección en las superficies exteriores en ambientes no expuestos a iones cloruro, incrementando el espesor nominal, obtenido en el cálculo, en 1 mm para la superficie expuesta al ambiente exterior.

En la superficie interior de secciones cerradas inaccesibles se aplicarán las disposiciones establecidas en el apartado 87.3 del Código Estructural (sistema de protección adecuado a la vida útil prevista y sobreespesor de acero).

El empleo de estos aceros en los casos en que se prevé que su superficie va a estar en contacto con el terreno o el agua durante largos períodos, permanentemente húmeda, o sometida a ambiente marino con salinidad moderada o elevada, ambiente industrial con alto contenido en SO₃, o presencia de sales de deshielo, precisa un estudio detallado de su conveniencia, debiendo en tales casos protegerse superficialmente el acero.

El proyecto considerará, en su caso, el uso de sistemas de protección, como por ejemplo, los indicados en el apartado 87.3.1 del Código Estructural.

28.4. Medidas específicas frente a la corrosión

Como criterio general, el autor del proyecto adoptará uno de los siguientes procedimientos:

- sistemas de protección superficial, conformes con el apartado 87.3.1 del Código Estructural, o
- disposición de sobreespesores, conforme con el apartado 87.3.2 del Código Estructural.

En cualquier caso, se deberá cumplir también el resto de las consideraciones derivadas de la estrategia de durabilidad adoptada y, en particular, las relativas a detalles constructivos indicados en el apartado 87.4 del Código Estructural.

28.4.1. Sistemas de protección superficial

Como criterio general de protección de la estructura de acero frente a la corrosión, se utilizarán sistemas de protección superficial, conformes con lo indicado en los apartados 86.2 y 86.3 del Código Estructural.

En función de la agresividad a la que está sometida el elemento, el autor del proyecto seleccionará un sistema de protección que considere adecuado, definiéndolo por:

- grado de preparación de la superficie,
- tipo, ligante, espesor total y número de capas de la imprimación,
- ligante, espesor total y número de capas de acabado,
- durabilidad del sistema de protección y frecuencia de reposición durante la vida de servicio.

28.4.2. Sobreespesores de la sección de acero

No se consideran.

28.4.3. Sistemas de protección catódica

No se consideran.

28.5. Detalles constructivos

Se recomienda evitar los detalles constructivos indicados como inadecuados en las figuras 87.4a a 87.4.f del Código Estructural, empleando los considerados adecuados en las mismas.

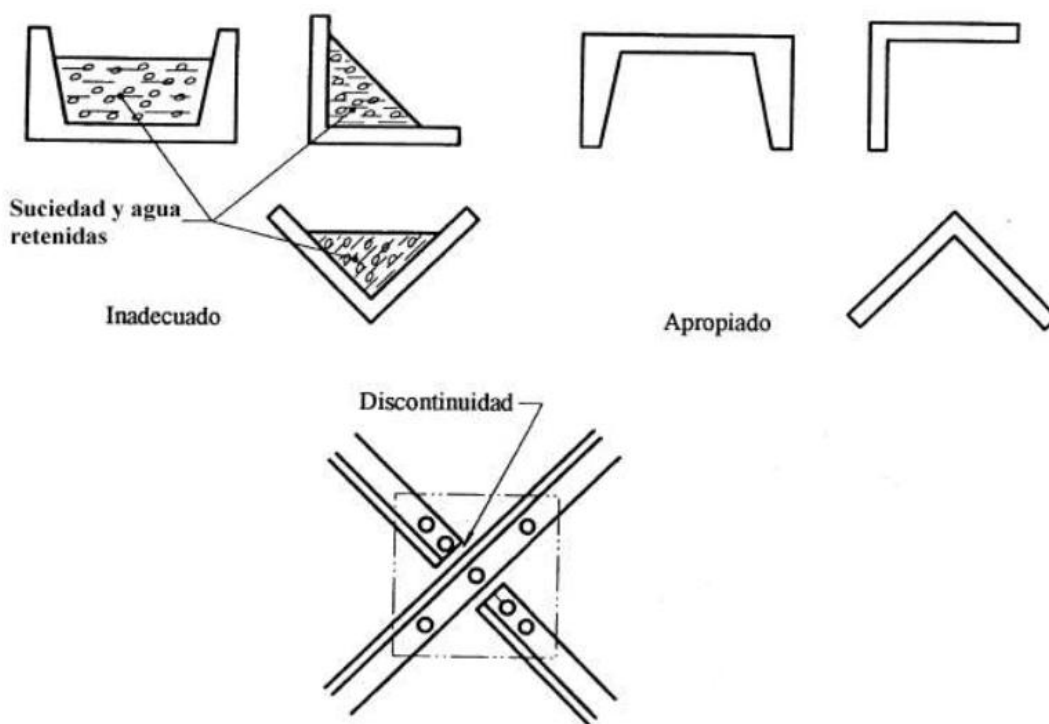


Figura 87.4.a Prevención de la acumulación de agua y suciedad

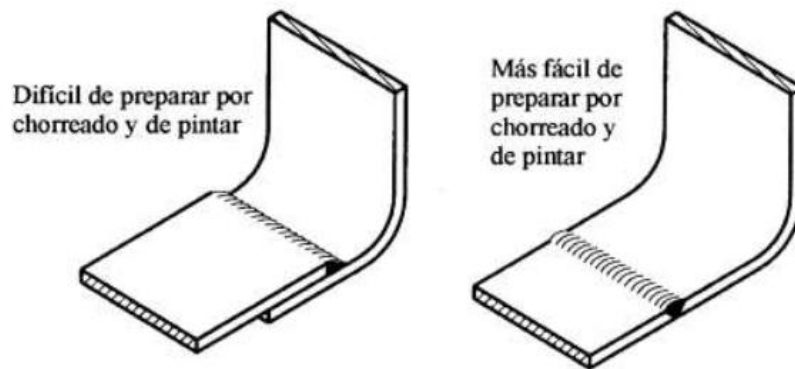


Figura 87.4.b Realización de soldaduras

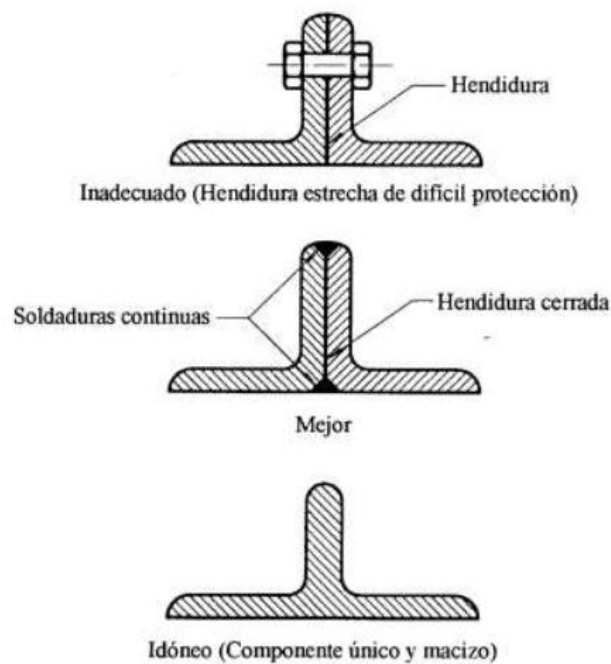


Figura 87.4.c Tratamiento de huecos

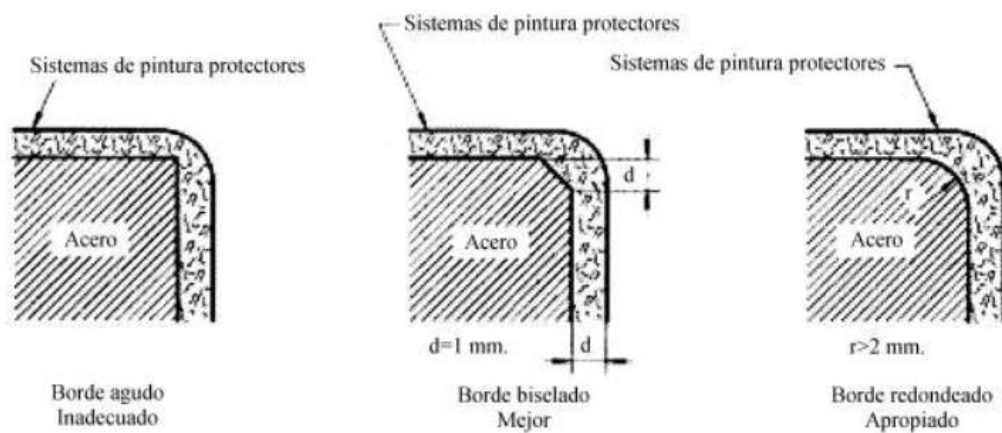


Figura 87.4.d Eliminación de bordes agudos

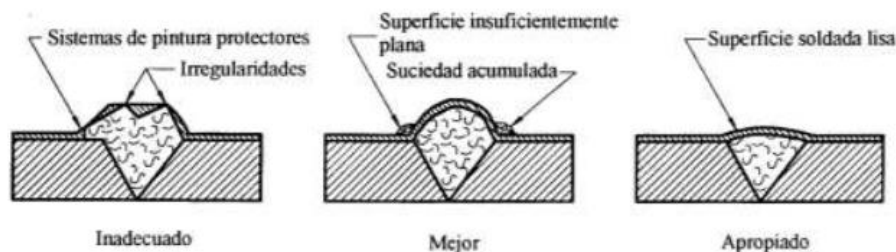


Figura 87.4.e Eliminación de imperfecciones en la superficie de las soldaduras

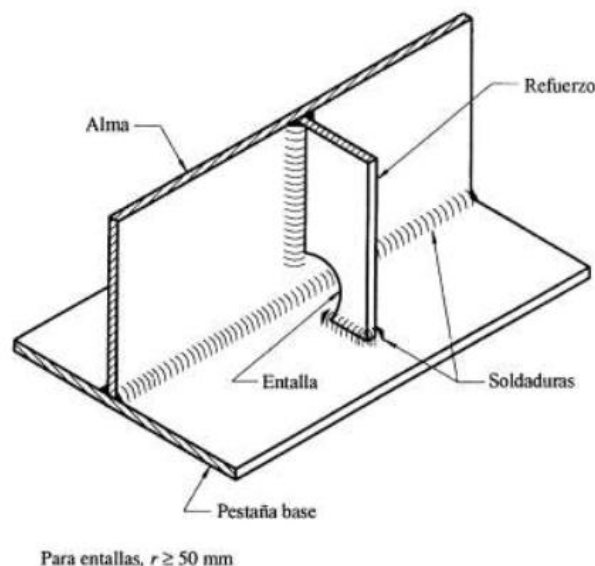


Figura 87.4.f Diseño recomendado de refuerzos para la protección frente a la corrosión

28.6. Medidas de mantenimiento durante la fase de uso

En el caso de que la estrategia de durabilidad para garantizar la vida útil se base en sistemas de protección superficial, hay que tener en cuenta que dichos sistemas tienen vidas útiles inferiores a las de la estructura, por lo que requieren ser repuestas sistemáticamente, como parte del plan de mantenimiento.

29. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

29.1. Resistencia de las secciones

29.1.1. Tracción

De acuerdo con el apartado 6.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.1.2. Compresión

De acuerdo con el apartado 6.2.4 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.1.3. Momento flector

De acuerdo con el apartado 6.2.5 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.1.4. Cortante

De acuerdo con el apartado 6.2.6 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.1.5. Torsión

De acuerdo con el apartado 6.2.7 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.1.6. Flexión y cortante

De acuerdo con el apartado 6.2.8 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.1.7. Flexión y axil

De acuerdo con el apartado 6.2.9.1 del Anejo 22 del Código Estructural para secciones Clases 1 y 2. De acuerdo con el apartado 6.2.9.2 del Anejo 22 del Código Estructural para secciones Clase 3. De acuerdo con el apartado 6.2.9.3 del Anejo 22 del Código Estructural para secciones Clase 4.

29.1.8. Flexión, cortante y axil

De acuerdo con el apartado 6.2.10 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.2. Resistencia a pandeo de los elementos

29.2.1. Elementos de sección constante a compresión

De acuerdo con el apartado 6.3.1 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.2.2. Elementos de canto constante a flexión

De acuerdo con el apartado 6.3.2 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.2.3. Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión

De acuerdo con el apartado 6.3.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.2.4. Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales

De acuerdo con el apartado 6.3.4 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.2.5. Pandeo lateral de los elementos con rótulas plásticas en edificación

De acuerdo con el apartado 6.3.5 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.3. Elementos compuestos comprimidos

29.3.1. Elementos compuesto comprimidos

De acuerdo con el apartado 6.4.1 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.3.2. Elementos triangulados comprimidos

De acuerdo con el apartado 6.4.2 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.3.3. Elementos empresillados comprimidos

De acuerdo con el apartado 6.4.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

29.3.4. Elementos compuestos próximos

De acuerdo con el apartado 6.4.4 del Anejo 22 del Código Estructural.

30. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

30.1. Generalidades

De acuerdo con el párrafo (2) del apartado 7.1 del Anejo 22 del Código Estructural, los requisitos básicos de los estados límite de servicio se establecen en el apartado 3.4 del Anejo 18 del Código Estructural.

30.2. Flechas verticales

De acuerdo con el apartado 7.2.1 del Anejo 22 del Código Estructural y el párrafo 1 del apartado 4.3.3.1 del DB-SE del CTE, se admite que la estructura horizontal de la cubierta es suficientemente rígida si, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando la **integridad de los elementos constructivos (flecha activa)** y sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que $1/500$ para cualquiera de sus piezas (caso de pisos con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas).

De acuerdo con el apartado 7.2.1 del Anejo 22 del Código Estructural y el párrafo 2 del apartado 4.3.3.1 del DB-SE del CTE, se admite que la estructura horizontal de la cubierta es suficientemente rígida si, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando el **confort de los usuarios (flecha instantánea)** y sólo las acciones de corta duración, la flecha relativa es menor que $1/350$ para cualquiera de sus piezas.

Igualmente, de acuerdo con el apartado 7.2.1 del Anejo 22 del Código Estructural y el párrafo 3 del apartado 4.3.3.1 del DB-SE del CTE, se admite que la estructura horizontal de la cubierta es suficientemente rígida si, ante cualquier combinación de acciones casi permanente y considerando la **apariencia de la obra (flecha total)**, la flecha relativa es menor que $1/300$ para cualquiera de sus piezas.

Se toma como longitud del elemento la luz del vano y, en el caso de voladizo, 2 veces el vuelo.

30.3. Flechas horizontales

30.3.1. Desplome total

De acuerdo con el apartado 7.2.2 del Anejo 22 del Código Estructural y el párrafo 1.a del apartado 4.3.3.2 del DB-SE del CTE, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral si, ante cualquier **combinación de acciones característica**, considerando la integridad de los elementos constructivos, el desplome total es menor que $1/500$ de la altura total del edificio.

30.3.2. Desplome local

De acuerdo con apartado 7.2.2 del Anejo 22 del Código Estructural y el párrafo 1.b del apartado 4.3.3.2 del DB-SE del CTE, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral si, ante cualquier **combinación de acciones característica**, considerando la integridad de los elementos constructivos, el desplome local es menor que $1/250$ de la altura de cualquier planta del edificio.

Igualmente, de acuerdo con apartado 7.2.2 del Anejo 22 del Código Estructural y el párrafo 2 del apartado 4.3.3.2 del DB-SE del CTE, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral si, ante cualquier **combinación de acciones casi permanente** y considerando la apariencia de la obra, el desplome relativo es menor que $1/250$.

30.3.3. Resumen de desplomes locales y totales de pilares

Ver la parte relativa a HORMIGÓN (Código Estructural) de este documento.

30.4. Efectos dinámicos

No procede puesto que no se producen vibraciones ni de carácter continuo (las inducidas por el funcionamiento de máquinas con piezas en movimiento o por los movimientos rítmicos de personas al practicar deporte, bailar, etc) ni de carácter transitorio (las inducidas por la circulación normal de las personas).

31. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO

31.1. Generalidades

Se relacionan a continuación las comprobaciones a realizar para el cálculo de los distintos tipos de elementos que forman parte de la estructura.

31.2. Vigas

En las vigas de acero laminado se realizan las siguientes comprobaciones:

1. Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Código estructural, Artículo A25.8)
2. Resistencia a tracción (Código Estructural, Artículo A22.6.2.3)
3. Resistencia a compresión (Código Estructural, Artículo A22.6.2.4)
4. Resistencia a flexión eje Y (Código Estructural, Artículo A22.6.2.5)
5. Resistencia a flexión eje Z (Código Estructural, Artículo A22.6.2.5)
6. Resistencia a corte Z (Código Estructural, Artículo A22.6.2.6)
7. Resistencia a corte Y (Código Estructural, Artículo A22.6.2.6)
8. Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.8)
9. Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.8)
10. Resistencia a flexión y axil combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.9)
11. Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.10)
12. Resistencia a torsión (Código Estructural, Artículo A22.6.2.7)
13. Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.7)
14. Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.7)

31.3. Soportes

En los soportes de acero laminado se realizan las siguientes comprobaciones:

1. Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Código estructural, Artículo A25.8)
2. Resistencia a tracción (Código Estructural, Artículo A22.6.2.3)
3. Resistencia a compresión (Código Estructural, Artículo A22.6.2.4)
4. Resistencia a flexión eje Y (Código Estructural, Artículo A22.6.2.5)
5. Resistencia a flexión eje Z (Código Estructural, Artículo A22.6.2.5)

6. Resistencia a corte Z (Código Estructural, Artículo A22.6.2.6)
7. Resistencia a corte Y (Código Estructural, Artículo A22.6.2.6)
8. Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.8)
9. Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.8)
10. Resistencia a flexión y axil combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.9)
11. Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.10)
12. Resistencia a torsión (Código Estructural, Artículo A22.6.2.7)
13. Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.7)
14. Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (Código Estructural, Artículo A22.6.2.7)

32. CARACTERÍSTICAS RESISTENTES Y DE DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

32.1. Aceros en chapas y perfiles

32.1.1. Designación del acero

El acero empleado **en perfiles laminados** será del tipo S 275 JR. El acero empleado **en perfiles huecos** será del tipo S 275 J0H, si el espesor de la pieza es menor que 8 mm, y del tipo S 355 J2H si el espesor de la pieza es mayor o igual que 8 mm. El acero empleado **en chapas** será del tipo S 355 J2.

32.1.2. Características del acero

Los aceros no aleados laminados en caliente utilizables a los efectos del Código Estructural son los que corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 83.1.a del Código Estructural, la cual se reproduce a continuación:

Tipo Grado	S 235	S 275	S 355	S 450
JR	S 235 JR	S 275 JR	S 355 JR	-
J0	S 235 J0	S 275 J0	S 355 J0	S 450 J0
J2	S 235 J2	S 275 J2	S 355 J2	-
K2	-	-	S 355 K2	-

32.1.3. Resistencia de cálculo del acero

La resistencia de cálculo del acero viene dada por la expresión:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

donde (f_y) es el límite elástico característico del acero y (γ_M) es el coeficiente parcial de seguridad correspondiente al modo de rotura considerado.

Esta expresión es válida tanto para tracción como para compresión.

Para el límite elástico característico (f_y) se tomará el valor nominal del límite elástico establecido para el tipo y grado de acero y espesor nominal de producto de que se trate.

La resistencia de cálculo del acero en las comprobaciones de resistencia última del material o la sección viene dada por la expresión:

$$f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

donde (f_u) es la tensión de rotura del acero y (γ_{M2}) es el coeficiente parcial de seguridad para determinar la resistencia última.

32.1.4. Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero

Se adopta como diagrama tensión-deformación de cálculo del acero el *diagrama de cálculo bilineal con rama horizontal* a partir de f_{yd} , tomando como módulo de deformación longitudinal del acero $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

En compresión se adopta el mismo diagrama que en tracción.

32.1.5. Tenacidad de fractura

Dado que la estructura no está sometida a cargas de impacto y los espesores empleados no sobrepasan los indicados en la tabla 4.2 del apartado 4.2 del DB-SE A, se comprueba que la resistencia a rotura frágil es, en todos los casos, superior a la resistencia a rotura dúctil.

32.1.6. Otros datos para el proyecto

De acuerdo con el apartado 3.2.6 del Anejo 22 del Código Estructural, los valores de cálculo de los coeficientes de los materiales para los aceros estructurales deben tomarse como se indica a continuación:

- Módulo de elasticidad (E) en $[\text{N/mm}^2]$ 210.000
- Módulo de elasticidad transversal o de rigidez (G) en $[\text{N/mm}^2]$ 81.000
- Coeficiente de Poisson (ν) 0,30
- Coeficiente de dilatación térmica (α) en $[\text{°C}^{-1}]$ $1,2 \cdot 10^{-5}$
- Densidad (ρ) en $[\text{kN/m}^3]$ 78,50

32.2. Materiales de aportación

De acuerdo con el apartado 4.2 del Anejo 26 del Código Estructural, todos los materiales de aportación deberán cumplir lo establecido en el apartado 85.5 del Código Estructural, y deberán estar de acuerdo con las normas correspondientes especificadas en el Capítulo 18 del Código Estructural.

De acuerdo con el apartado 85.5 del Código Estructural, el material de aportación utilizable para la realización de soldaduras (alambres, hilos y electrodos) deberá ser apropiado para el proceso de soldeo, teniendo en cuenta el material a soldar y el procedimiento de soldeo; además deberá tener unas características mecánicas, en términos de límite elástico, resistencia a tracción, deformación bajo carga máxima y resiliencia, no inferiores a las correspondientes del material de base que constituye los perfiles o chapas que se pretende soldar.

De acuerdo con el mismo apartado 85.5 del Código Estructural, en el caso de soldar acero con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, el material de aportación deberá tener una resistencia a la corrosión equivalente a la del metal base, salvo que permita otra cosa el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto.

33. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

33.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) para las acciones según DB SE

33.1.1. Capacidad portante (Estados Límite Últimos)

Situación persistente o transitoria			
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)
	Favorable	Desfavorable	Valor de combinación (ψ_0)
Permanente (G)	0,80	1,35	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,50	0,7
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,50	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,50	0,6
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,50	0,5
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables			
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros			

Situación extraordinaria				
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Valor frecuente (ψ_1)	Valor casi permanente (ψ_2)
Permanente (G)	0,00	1,00	-	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,7	0,6
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,5	0,0
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,2	0,0
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables				
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros				

Situación sísmica			
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)
	Favorable	Desfavorable	Valor casi permanente (ψ_2)
Permanente (G)	0,00	1,00	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,6
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,0
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables			
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros			

33.1.2. Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio)

Situación persistente o transitoria – Combinación de acciones característica			
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)
	Favorable	Desfavorable	Valor de combinación (ψ_0)
Permanente (G)	1,00	1,00	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,7
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,6
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,5
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables			
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros			

Situación persistente o transitoria – Combinación de acciones frecuente				
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Valor frecuente (ψ_1)	Valor casi permanente (ψ_2)
Permanente (G)	1,00	1,00	-	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,7	0,6
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,5	0,0
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,2	0,0
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables				
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros				

Situación persistente o transitoria – Combinación de acciones casi permanente			
Tipo de acción	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)
	Favorable	Desfavorable	Valor casi permanente (ψ_2)
Permanente (G)	1,00	1,00	-
Variable (Q) – Uso E	0,00	1,00	0,6
Variable (Q) – Uso G ⁽¹⁾	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Viento	0,00	1,00	0,0
Variable (Q) – Nieve ⁽²⁾	0,00	1,00	0,0
⁽¹⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables			
⁽²⁾ Para altitud igual o menor que 1000 metros			

33.2. Coeficientes parciales de seguridad (γ_M) para el acero según DB SE-A

Como coeficientes parciales de seguridad del acero para el estudio de los estados límite últimos se adoptan los valores siguientes:

$\gamma_{M0} = 1,05$ como coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material (resistencia de las secciones)

$\gamma_{M1} = 1,05$ como coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad (resistencia de elementos frente a la inestabilidad)

$\gamma_{M2} = 1,25$ como coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección y a la resistencia de los medios de unión (resistencia a rotura de las secciones en tracción)

34. CUADRO SEGÚN APARTADO 2.1.2 DEL DB SE PARA ACERO

A continuación se presenta, de acuerdo con el párrafo 2 del apartado 2.1.2 del DB SE, un cuadro de características de los materiales con la definición de los tipos de acero y las propiedades específicas para los mismos. También se incluyen las modalidades de control previstas y los coeficientes de seguridad adoptados para el cálculo de la estructura.

ACERO ESTRUCTURAL según CÓDIGO ESTRUCTURAL									
Elemento estructural	Designación	Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)			Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	Coeficientes de seguridad			Clase de exposición
		$t \leq 16$ (mm)	$16 < t \leq 40$ (mm)	$40 < t \leq 63$ (mm)	$3 \leq t \leq 100$ (mm)	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	
Chapas	S 355 J2	355	345	335	470	1,05	1,05	1,25	C2
Perfiles laminados	S 275 JR	275	265	255	410	1,05	1,05	1,25	C2
Perfiles conformados	S 235 JR	235	225	215	360	1,05	1,05	1,25	C2
Perfiles huecos t<8 mm	S 275 J0H	275	265	255	410	1,05	1,05	1,25	C2
Perfiles huecos t≥8 mm	S 355 J2H	355	345	335	470	1,05	1,05	1,25	C2
Sistemas de protección del acero:									
Aplicación de sistemas de pintura protectores para la clase de exposición especificada, de acuerdo con la Norma UNE-EN ISO 12944-5:2018.									
COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA LAS ACCIONES PARA ACERO ESTRUCTURAL según DB SE									
Tipo de acción	Coeficientes de seguridad						Clase de ejecución		
	E. L. U.				E. L. S.				
	Persistente		Accidental						
	favorable	desfavorable	favorable	desfavorable	favorable	desfavorable			
Permanente (G)	0,80	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	2		
Variable (Q)	0,00	1,50	0,00	1,00	0,00	1,00			
Accidental (A)	-	-	1,00	1,00	-	-			