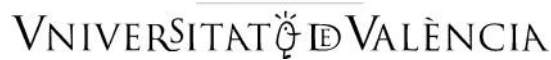


EL COLEGIO
T Y FORMACIÓN 24/06/16
SERVICIO DE
S DE BURIASSOT

Documentación sometida a visado conforme al Art.5 de la Ley 25/2009 y al RD 1000/2010 sobre visado colegial



ANEJO CALCULO DE ESTRUCTURA.

ÍNDICE

Parte 1: Introducción

1. Descripción de la estructura	1
1.1. Elementos de cimentación	1
1.2. Solera.....	1
1.2.1. Solera.....	1
1.2.2. Explanada	1
1.3. Estructura principal	1
1.3.1. Tipología.....	1
1.3.2. Soportes	1
1.3.3. Forjados de losa maciza	1
1.3.4. Forjado sanitario	1
1.4. Estructura complementaria	2
1.5. Croquis suplementario	2
2. Cálculos con ordenador	2
2.1. Identificación del programa utilizado	2
2.2. Objeto y campo de aplicación	2

3. Bibliografía	2
------------------------------	----------

Parte 2: Seguridad estructural (SE)

4. Exigencias básicas.....	4
4.1. Generalidades	4
4.2. Exigencias básicas de seguridad estructural (SE)	4
5. Periodo de servicio	4
6. Marco normativo.....	5
6.1. Documentos Básicos del CTE (Código Técnico de la Edificación)	5
6.2. Otra reglamentación técnica de carácter básico	5
7. Bases de proyecto	5
7.1. Criterios de seguridad	5
7.2. Situaciones de dimensionado	5
7.3. Bases de cálculo: El método de los Estados Límite.....	6
7.4. Bases de cálculo adicionales orientadas a la durabilidad.....	7
7.4.1. Generalidades.....	7
7.4.2. Definición del tipo de ambiente en elementos estructurales de hormigón	7
7.4.3. Definición del tipo de ambiente en elementos estructurales de acero	8
7.4.4. Definición del tipo de ambiente en elementos estructurales de fábrica	9
8. Análisis estructural.....	10
8.1. Generalidades	10
8.2. Idealización de la estructura	10
8.2.1. Modelos para el análisis estructural.....	10
8.2.2. Datos geométricos.....	11

8.2.3.	Modelización de la rigidez de las uniones	13
8.2.4.	Modelización de la rigidez de las cimentaciones	13
8.3.	Análisis global. Método de cálculo	13
8.3.1.	Generalidades	13
8.3.2.	Método de análisis global de la estructura	14
8.3.3.	Particularidades	14
8.4.	Imperfecciones	15
8.4.1.	Imperfecciones en las estructuras de hormigón	15
8.4.2.	Imperfecciones en las estructuras de acero	15
8.5.	Estabilidad lateral de la estructura	15
9.	Combinaciones de acciones	17
9.1.	Combinaciones de acciones	17
9.1.1.	Estados Límite Últimos (capacidad portante)	17
9.1.2.	Estados Límite de Servicio (aptitud al servicio)	18

Parte 3: Acciones (SE-AE)

10.	Acciones adoptadas en el cálculo	20
10.1.	Acciones permanentes (G)	20
10.1.1.	Definiciones	20
10.1.2.	Peso propio	20
10.1.3.	Pretensado	21
10.1.4.	Acciones del terreno	21
10.2.	Acciones variables (Q)	21
10.2.1.	Definiciones	21
10.2.2.	Sobrecarga de uso	21
10.2.3.	Acciones sobre barandillas y elementos divisorios	22
10.2.4.	Viento	22
10.2.5.	Acciones térmicas	23
10.2.6.	Nieve	24
10.3.	Acciones accidentales (A)	24
10.3.1.	Definiciones	24
10.3.2.	Sismo	24
10.3.3.	Incendio	25
10.3.4.	Impacto	25
10.3.5.	Explosión	25
10.3.6.	Otras acciones accidentales	25
10.4.	Resumen de acciones verticales uniformemente distribuidas por planta y uso	25

Parte 4: Cimientos (SE-C)

11.	Clasificación de la construcción y del terreno	26
11.1.	Tipo de construcción	26
11.2.	Grupo de terreno	26
12.	Información geotécnica	26
12.1.	Información básica del suelo	26
12.2.	Características geotécnicas del suelo de cimentación	27
12.3.	Presión admisible	27
12.4.	Coefficiente de terreno según la NCSE-02	27
12.5.	Nivel freático	28
12.6.	Agresividad química	28
12.7.	Tipo de cimentación	28

12.8.	Confirmación de la información geotécnica antes de la ejecución.....	28
13.	Análisis estructural.....	28
13.1.	Generalidades.....	28
13.2.	Rigidez relativa de la estructura.....	28
13.3.	Rigidez relativa de la cimentación.....	28
13.4.	Distribución de presiones sobre el terreno.....	28
13.5.	Modelo de interacción suelo-estructura. Módulo de balasto.....	29
14.	Estados Límite contemplados en el DB SE-C.....	29
14.1.	Estados Límite Últimos.....	29
14.1.1.	Hundimiento.....	29
14.1.2.	Deslizamiento.....	29
14.1.3.	Vuelco.....	29
14.1.4.	Estabilidad global.....	29
14.1.5.	Capacidad estructural.....	29
14.1.6.	Rotura hidráulica por subpresión.....	29
14.2.	Estados Límite de Servicio.....	29
14.3.	Otras comprobaciones.....	30
15.	Coefficientes de seguridad.....	30

Parte 5: Hormigón (EHE-08)

16.	Control de la ejecución de las estructuras de hormigón.....	31
17.	Estrategia para la durabilidad de las estructuras de hormigón.....	31
17.1.	Selección de formas estructurales.....	31
17.2.	Selección de cementos.....	31
17.3.	Requisitos de dosificación y comportamiento del hormigón.....	31
17.4.	Recubrimientos.....	32
17.5.	Máxima abertura de fisura.....	33
17.6.	Sistemas de protección del hormigón frente a la corrosión de armaduras.....	33
18.	Estados Límite contemplados en la Instrucción EHE-08.....	33
18.1.	Estados Límite Últimos.....	33
18.1.1.	Estado Límite de Equilibrio.....	33
18.1.2.	Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales.....	33
18.1.3.	Estado Límite de Inestabilidad.....	33
18.1.4.	Estado Límite de Agotamiento frente a cortante.....	33
18.1.5.	Estado Límite de Agotamiento por torsión.....	34
18.1.6.	Estado Límite de Agotamiento frente a punzonamiento.....	34
18.1.7.	Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones.....	34
18.1.8.	Estado Límite de Fatiga.....	34
18.2.	Estados Límite de Servicio.....	34
18.2.1.	Estado Límite de Fisuración.....	34
18.2.2.	Estado Límite de Deformación. Flechas.....	35
18.2.3.	Estado Límite de Deformación. Desplazamientos horizontales.....	37
18.2.4.	Estado Límite de Vibraciones.....	40
19.	Elementos estructurales de hormigón.....	40
19.1.	Generalidades.....	40
19.2.	Placas, losas y forjados bidireccionales.....	40
19.3.	Forjados unidireccionales.....	40
19.4.	Soportes.....	41

19.5.	Elementos de cimentación	42
19.5.1.	Zapatas	42
19.5.2.	Vigas de atado y/o de centrado	42
19.6.	Soleras	43
20.	Características resistentes y de deformación de los materiales	43
20.1.	Acero para armaduras pasivas.....	43
20.1.1.	Generalidades.....	43
20.1.2.	Designación	44
20.1.3.	Resistencia de cálculo del acero para armaduras pasivas	44
20.1.3.1.	Diagrama tensión-deformación de cálculo para armaduras pasivas.....	44
20.1.4.	Módulo de deformación longitudinal del acero para armaduras pasivas	44
20.2.	Hormigones estructurales	44
20.2.1.	Generalidades.....	44
20.2.2.	Tipificación del hormigón estructural	45
20.2.3.	Resistencia de cálculo del hormigón.....	45
20.2.4.	Diagrama tensión-deformación de cálculo del hormigón.....	46
20.2.5.	Módulo de deformación longitudinal del hormigón.....	46
20.2.6.	Coefficiente de Poisson	46
20.2.7.	Coefficiente de dilatación térmica	46
20.3.	Hormigones de uso no estructural	47
20.3.1.	Generalidades.....	47
20.3.2.	Hormigón de Limpieza (HL)	47
20.3.3.	Hormigón No Estructural (HNE)	47
21.	Coefficientes de seguridad	47
21.1.	Coefficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) para las acciones según DB SE	47
21.1.1.	Capacidad portante (Estados Límite Últimos).....	47
21.1.2.	Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio).....	48
21.2.	Coefficientes parciales de seguridad para los materiales en estructuras y elementos de hormigón según EHE-08.....	49
21.2.1.	Modificación del coeficiente parcial de seguridad del acero	49
21.2.2.	Modificación del coeficiente parcial de seguridad del hormigón	49
21.2.3.	Resumen de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales	50
22.	Control de la conformidad de los productos	50
22.1.	Control del hormigón	50
22.2.	Control del acero.....	50
22.3.	Control de las armaduras.....	50
23.	Colocación de las armaduras pasivas	51
23.1.	Disposición de separadores	51
23.2.	Anclaje y solapo de las armaduras pasivas.....	51
23.2.1.	Generalidades.....	51
23.2.2.	Anclaje de barras corrugadas	52
23.2.3.	Anclaje de mallas electrosoldadas	52
23.2.4.	Empalmes por solapo de barras corrugadas	52
23.2.5.	Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas.....	53
24.	Cuadro según apartado 2.1.2 del DB SE para hormigón	53
<h2>Parte 6: Acero (SE-A)</h2>		
25.	Estrategia para la durabilidad de las estructuras de acero	55

25.1.	Selección de formas estructurales (detalles constructivos)	55
25.2.	Protección anticorrosiva	55
26.	Estados Límite contemplados en el DB SE-A	56
26.1.	Estados Límite Últimos	56
26.1.1.	Resistencia de las secciones	56
26.1.2.	Resistencia de las barras	56
26.1.3.	Resistencia de las uniones	56
26.2.	Estados Límite de Servicio	56
26.2.1.	Deformaciones	56
26.2.2.	Vibraciones	57
26.2.3.	Deslizamiento de uniones	58
26.3.	Fatiga	58
27.	Elementos estructurales de acero	58
27.1.	Generalidades	58
27.2.	Vigas de alma llena	58
27.3.	Soportes	59
28.	Características resistentes y de deformación de los materiales	61
28.1.	Aceros en chapas y perfiles	61
28.1.1.	Designación del acero	61
28.1.2.	Características del acero	61
28.1.3.	Resistencia de cálculo del acero	61
28.1.4.	Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero	62
28.1.5.	Tenacidad de fractura	62
28.1.6.	Otros datos para el proyecto	62
28.2.	Tornillos, tuercas y arandelas	62
28.3.	Materiales de aportación	62
29.	Coeficientes de seguridad	63
29.1.	Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) para las acciones según DB SE	63
29.1.1.	Capacidad portante (Estados Límite Últimos)	63
29.1.2.	Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio)	64
29.2.	Coeficientes parciales de seguridad (γ_M) para el acero según DB SE-A	65
30.	Cuadro según apartado 2.1.2 del DB SE para acero	65
<h2>Parte 7: Fábrica (SE-F)</h2>		
31.	Categoría de fabricación de las piezas	66
32.	Categoría de ejecución de la fábrica	66
33.	Estrategia para la durabilidad de las estructuras de fábrica	66
33.1.	Adecuación de los materiales	66
33.1.1.	Piezas	66
33.1.2.	Morteros	66
33.1.3.	Elementos de enlace	66
33.2.	Armaduras	66
34.	Comportamiento estructural	67
34.1.	Muros sometidos a compresión	67

34.2.	Muros sometidos a cortante	67
34.3.	Muros sometidos a flexión.....	67

35. Características resistentes y de deformación de los materiales67

35.1.	Piezas.....	67
35.1.1.	Clasificación de las piezas	67
35.1.2.	Resistencia normalizada a compresión de las piezas (f_b)	67
35.2.	Morteros	67
35.2.1.	Tipo de mortero	67
35.2.2.	Resistencia a compresión del mortero (f_m)	67
35.3.	Hormigones	67
35.4.	Armaduras	67
35.5.	Componentes auxiliares	68
35.6.	Fábricas.....	68
35.6.1.	Resistencia característica a compresión (f_k)	68
35.6.2.	Resistencia característica a cortante (f_{vk}).....	68
35.6.3.	Resistencia característica a flexión (f_{xk})	68
35.6.4.	Deformabilidad de la fábrica.....	69
35.6.5.	Sección de cálculo de la fábrica	69
35.6.6.	Resistencia de cálculo.....	69

36. Coeficientes de seguridad69

36.1.	Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) para las acciones según DB SE	69
36.2.	Coeficientes parciales de seguridad (γ_M) para la fábrica según DB SE-F.....	70

Parte 1: INTRODUCCIÓN

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

1.1. Elementos de cimentación

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

1.2. Solera

1.2.1. Solera

La solera está constituido por un pavimento continuo de hormigón armado de 25 cm de espesor y una base granular de 25 cm de espesor.

1.2.2. Explanada

La explanada (superficie de apoyo de la solera) será del tipo E2 (E_{v2} 120 MPa) y estará compuesta por una capa de suelo seleccionado (art. 330 del PG-3 y CBR 10) de 55 cm de espesor sobre un suelo de explanación adecuado (art. 330 del PG-3 y CBR 5).

1.3. Estructura principal

1.3.1. Tipología

Edificio de pisos con soportes de hormigón y forjado de losa maciza, con forjado sanitario en planta baja.

1.3.2. Soportes

Soportes de hormigón armado de sección cuadrada de 30x30 cm.

1.3.3. Forjados de losa maciza

Forjado de losa maciza de hormigón armado, de 20 cm de espesor.

1.3.4. Forjado sanitario

El forjado sanitario es de tipo unidireccional de hormigón armado, constituido por doble vigueta prefabricada de hormigón, piezas de entrevigado aligeradas, armaduras de obra (longitudinales y de reparto), y hormigón vertido en obra para la formación de la losa superior del forjado, de 30+5 cm de canto total y 83 cm de intereje.

El forjado apoya sobre muros de carga de fábrica armada de bloque de hormigón de 19 y 29 cm de espesor.

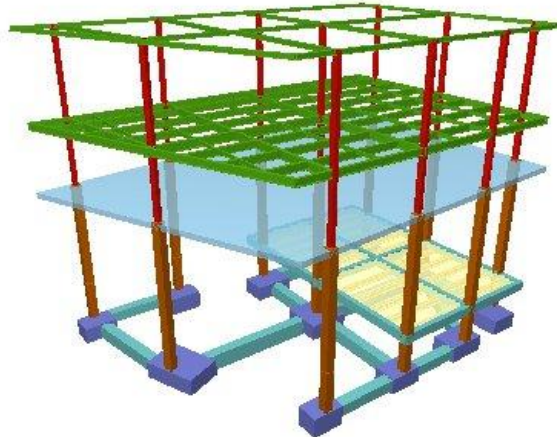
El sistema constructivo para el forjado de viguetas prefabricadas estará en posesión de distintivo de calidad oficialmente reconocido con nivel de garantía conforme con el apartado 5 del Anejo 19 de la Instrucción EHE-08.

1.4. Estructura complementaria

Sobre cubierta se dispone una estructura complementaria para el soporte de las máquinas enfriadoras y climatizadoras, en un primer nivel, y para el anclaje de las placas prefabricadas de hormigón de la fachada, en un segundo nivel.

Esta estructura se ha resuelto con un entramado de perfiles de acero de sección llena laminados en caliente del tipo IPE en el primer nivel y HE en el segundo nivel.

1.5. Croquis suplementario



2. CÁLCULOS CON ORDENADOR

2.1. Identificación del programa utilizado

CYPECAD versión 2013.p de CYPE Ingenieros, S.A.

2.2. 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.

3. BIBLIOGRAFÍA

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

Relativa a acciones (SE-AE)

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

Relativa a cimientos (SE-C)

- 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 (EHE-08)

- 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.

Relativa a acero (SE-A)

- ESTRUCTURAS METÁLICAS PARA EDIFICACIÓN adaptado al CTE. José Monfort Lleonart. Editorial Universidad Politécnica de Valencia.
- PRONTUARIO INFORMÁTICO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS. Alejandro Pérez Caldentey - Ismael Fernandez-Espartero Rodríguez-Barbero. FHECOR Ingenieros Consultores.

Relativa a fábrica (SE-F)

- MANUAL TÉCNICO NORMABLOC. Asociación Nacional de Fabricantes de Bloques y Mampostería de Hormigón.
- CÓDIGO DE BUENA PRÁCTICA NORMABLOC. Asociación Nacional de Fabricantes de Bloques y Mampostería de Hormigón.

Parte 2: SEGURIDAD ESTRUCTURAL (SE)

4. EXIGENCIAS BÁSICAS

4.1. 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.

4.2. 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 Instrucción EHE-08 es suficiente para garantizar la satisfacción del requisito básico de seguridad estructural.

En el caso de las estructuras de acero, el cumplimiento indistinto del DB SE-A del CTE y de la Instrucción EAE es suficiente para garantizar la satisfacción del requisito básico de seguridad estructural.

5. 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.

El periodo de servicio o vida útil se fija en 50 años, de acuerdo a lo establecido en la Instrucción EHE-08 y la Tabla 5.1 de la Instrucción EAE.

El término 'vida útil' en la Instrucción EHE-08 y en la Instrucción EAE se emplea de forma equivalente a como lo hace el CTE cuando hace referencia al 'periodo de servicio'.

6. MARCO NORMATIVO

6.1. 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

6.2. Otra reglamentación técnica de carácter básico

- Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales.
- EAE: Instrucción de acero estructural.
- EHE-08: Instrucción de hormigón estructural.
- NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación.
- RC-08: Instrucción para la recepción de cementos

7. BASES DE PROYECTO

7.1. 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.

7.2. 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).

7.3. 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.

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).

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.

Como estados límite de servicio deben considerarse los relativos a:

- a) 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;
- b) las vibraciones que causen una falta de confort de las personas, o que afecten a la funcionalidad de la obra;
- c) los daños o el deterioro que pueden afectar desfavorablemente 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.

7.4. Bases de cálculo adicionales orientadas a la durabilidad

7.4.1. 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, en la Instrucción de Acero Estructural EAE y en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 se establecen, en función del tipo de ambiente, las estrategias y medidas específicas correspondientes para conseguir una durabilidad adecuada.

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

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

El tipo de ambiente al que están sometidos los distintos elementos estructurales de hormigón viene definido por la combinación de:

- una de las clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras, de acuerdo con el apartado 8.2.2 de la Instrucción EHE-08;
- las clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión, según el apartado 8.2.3 de dicha instrucción.

Tipo de ambiente en forjados y vigas

Clase general de exposición relativa a la corrosión de las armaduras:

Clase:	No agresiva
Subclase:	-
Designación:	I
Tipo de proceso:	Ninguno
Descripción:	Elementos interiores de edificios no sometidos a condensaciones.

Clase específica de exposición relativa a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión:

Clase:	No hay
Subclase:	-
Designación:	-
Tipo de proceso:	-
Descripción:	-

Tipo de ambiente:

El hormigón de estos elementos estructurales (forjados y vigas de cubierta) está sometido a un ambiente de tipo I.

Tipo de ambiente en pilares

Clase general de exposición relativa a la corrosión de las armaduras:

Clase: No agresiva
Subclase: -
Designación: I
Tipo de proceso: Ninguno
Descripción: Elementos interiores de edificios no sometidos a condensaciones

Clase específica de exposición relativa a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión:

Clase: No hay
Subclase: -
Designación: -
Tipo de proceso: -
Descripción: -

Tipo de ambiente:

El hormigón de estos elementos estructurales (pilares) está sometido a un ambiente de tipo I.

Tipo de ambiente en muros

No procede.

Tipo de ambiente en cimentación

Clase general de exposición relativa a la corrosión de las armaduras:

Clase: Normal
Subclase: Humedad alta
Designación: IIa
Tipo de proceso: Corrosión de origen diferente de los cloruros (carbonatación)
Descripción: Elementos enterrados o sumergidos

Clase específica de exposición relativa a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión:

Clase: No hay
Subclase: -
Designación: -
Tipo de proceso: -
Descripción: -

Tipo de ambiente:

El hormigón de estos elementos estructurales (cimentación) está sometido a un ambiente de tipo IIa.

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

El tipo de ambiente al que están sometidos los distintos elementos estructurales de acero viene definido por una de las clases de exposición frente a la corrosión del acero dadas en el apartado 8.2.2 de la Instrucción EAE (las clasificaciones de las tablas 8.2.2.a y b de la Instrucción EAE coinciden con las de la norma UNE-EN ISO 12944-2: 1998).

Se distingue entre:

- a) clases de exposición relativas a la corrosión atmosférica en estructuras o elementos estructurales expuestos a la corrosión atmosférica, de acuerdo con la Tabla 8.2.2.a de la Instrucción EAE;
- b) clases de exposición relativas al agua y suelo en estructuras o elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en el suelo, de acuerdo con la Tabla 8.2.2.b de la Instrucción EAE.

Tipo de ambiente en elementos estructurales exteriores

Clase de exposición relativa a la corrosión atmosférica:

Clase de exposición: Corrosividad baja.
Descripción: Elementos exteriores de estructuras situadas en atmósferas con bajos niveles de contaminación.
Designación: C2

Tipo de ambiente en elementos estructurales exteriores:

El acero de chapas y perfiles de elementos estructurales exteriores está sometido a una clase de exposición de tipo C2.

Tipo de ambiente en elementos estructurales interiores

No procede (no existen estructuras ni elementos estructurales interiores de acero expuestos a la corrosión atmosférica).

Tipo de ambiente en elementos estructurales sumergidos en agua

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

Tipo de ambiente en elementos estructurales enterrados en el suelo

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

7.4.4. Definición del tipo de ambiente en elementos estructurales de fábrica

El tipo de ambiente al que están sometidos los distintos elementos estructurales de fábrica viene definido por la combinación de:

- a) la clase general de exposición, de acuerdo con la tabla 3.1 del Documento Básico SE-F;
- b) las clases específicas de exposición, según la tabla 3.2 del Documento Básico SE-F.

Clase general de exposición

Clase: Exterior
Subclase: Humedad alta
Designación: IIb
Tipo de proceso: Carbonatación rápida del conglomerante; Expansión de los núcleos de cal
Descripción: Elementos interiores sometidos a humedades relativas medias-altas (>65%) o a condensaciones

Tipo de ambiente

Los distintos elementos estructurales de fábrica están sometidos a un ambiente de tipo IIb.

8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

8.1. 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.

8.2. Idealización de la estructura

8.2.1. 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.

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.
- Forjados unidireccionales: Las viguetas o nervios se discretizan como elementos unidimensionales tipo barra.
- 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 (con vinculación exterior), 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 de 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.

8.2.2. Datos geométricos

Luces de cálculo

Se considera como luz de cálculo de un elemento unidimensional la distancia entre ejes de apoyo o entre puntos de intersección de su directriz con las de los elementos adyacentes.

Cuando la dimensión del apoyo es grande, de forma simplificada se toma como luz de cálculo la luz libre entre bordes de apoyos extremos más el canto del elemento.

En estructuras de hormigón, cuando las reacciones están localizadas de forma muy excéntrica respecto de los ejes de soportes, la luz de cálculo se determina teniendo en cuenta la posición real de la resultante en los soportes.

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 la Instrucción EAE, 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 28.1 de la Instrucción EAE):

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Perfil IPN	UNE 36522	UNE-EN 10034
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 36559	UNE 36559

(*) 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 ($t > 4,75 \text{ mm}$).

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

De acuerdo con el apartado 21.1 de la Instrucción EAE, 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

El efecto de la abolladura de paneles comprimidos en la rigidez de los elementos se tiene en cuenta mediante secciones reducidas equivalentes para el caso de secciones transversales esbeltas (de clase 4) según se trata en el apartado 20.7 de la Instrucción EAE.

En general, pueden ignorarse los efectos de la abolladura de paneles comprimidos, en las condiciones de rigidez del análisis estructural global, cuando afecten a paneles de alma o cuando el área de la sección reducida de los paneles comprimidos de ala sea superior al 50% del área de su sección transversal bruta.

Datos geométricos de grupos y plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
4	Arriostramiento	4	Arriostramiento	3.00	10.15
3	Instalaciones	3	Instalaciones	1.75	7.15
2	Cubierta	2	Cubierta	4.52	5.40
1	Planta baja	1	Planta baja	1.48	0.88
0	Cimentación				-0.60

Forjados unidireccionales constituidos por elementos prefabricados de hormigón y hormigón vertido 'in situ'

Los forjados unidireccionales de viguetas se calculan como viguetas.

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.

8.4. Imperfecciones

8.4.1. Imperfecciones en las estructuras de hormigón

No se consideran.

8.4.2. Imperfecciones en las estructuras de acero

No se consideran.

8.5. Estabilidad lateral de la estructura

Traslacionalidad de la estructura

La estructura se considera traslacional.

Efectos de segundo orden

Al ser la estructura traslacional, se incorporan los efectos de segundo orden considerando la longitud de pandeo calculada para estructuras traslacionales y el efecto p-delta fruto del desplazamiento relativo entre plantas.

Efectos de segundo orden

Para 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 1.50

Número de hipótesis gravitatorias: 5

Número de hipótesis de acción horizontal: 8

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

	kN·m
Viento +X exc.+	850.352
Viento +X exc.-	848.733
Viento -X exc.+	850.352
Viento -X exc.-	848.733
Viento +Y exc.+	401.794
Viento +Y exc.-	401.538
Viento -Y exc.+	401.794
Viento -Y exc.-	401.538

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 B) kN·m	Sobrecarga (Uso G1) kN·m	Nieve kN·m
Viento +X exc.+	9.213	8.163	0.000	3.750	0.943
Viento +X exc.-	9.571	8.435	0.000	3.829	0.962
Viento -X exc.+	9.213	8.163	0.000	3.750	0.943
Viento -X exc.-	9.571	8.435	0.000	3.829	0.962
Viento +Y exc.+	4.384	3.914	0.000	1.869	0.474
Viento +Y exc.-	4.488	4.009	0.000	1.911	0.483
Viento -Y exc.+	4.384	3.914	0.000	1.869	0.474
Viento -Y exc.-	4.488	4.009	0.000	1.911	0.483

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 B)	Sobrecarga (Uso G1)	Nieve
Viento +X exc.+	0.011	0.010	0.000	0.004	0.001
Viento +X exc.-	0.011	0.010	0.000	0.005	0.001
Viento -X exc.+	0.011	0.010	0.000	0.004	0.001
Viento -X exc.-	0.011	0.010	0.000	0.005	0.001
Viento +Y exc.+	0.011	0.010	0.000	0.005	0.001
Viento +Y exc.-	0.011	0.010	0.000	0.005	0.001
Viento -Y exc.+	0.011	0.010	0.000	0.005	0.001
Viento -Y exc.-	0.011	0.010	0.000	0.005	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:

$$1$$

$$F_v (\text{estabilidad global}) = F_v \cdot \text{-----}$$

$$1-(Fg1 \cdot FA1 + \dots + Fgn \cdot FAn)$$

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

Viento +X exc.+	1.030	< 1.50
Viento +X exc.-	1.031	< 1.50
Viento -X exc.+	1.030	< 1.50
Viento -X exc.-	1.031	< 1.50
Viento +Y exc.+	1.031	< 1.50
Viento +Y exc.-	1.031	< 1.50
Viento -Y exc.+	1.031	< 1.50
Viento -Y exc.-	1.031	< 1.50

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

9. COMBINACIONES DE ACCIONES

9.1. Combinaciones de acciones

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

9.1.1. 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

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

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

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

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

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

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 ($\psi_2 \cdot Q_k$)

9.1.2. 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)

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

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)

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

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)

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

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 (SE-AE)

10. 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.

10.1. Acciones permanentes (G)

10.1.1. 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.

10.1.2. Peso propio

Peso específico aparente de 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

Peso propio de forjados (Tabla C.5 del Anejo C del DB-SE AE):

Peso propio de forjados unidireccionales:

- Forjado unidireccional (30+5)x83 doble vigueta bovedilla hormigón ... 4,80 kN/m²

Peso propio de forjados de losa maciza:

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

Peso propio de cubiertas (Tabla C.5 del Anejo C del DB-SE AE):

Peso propio de cubiertas con inclinación inferior a 20°:

- Cubierta accesible únicamente para conservación (uso G1) 2,50 kN/m²

Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación (Tabla C.3 del Anejo C del DB-SE AE):

En cubierta:

- Tramex 0,25 kN/m²

En planta baja:

- Falso suelo..... 5,00 kN/m²

Peso por unidad de superficie de tabiques y revestimientos (Tabla C.4 del Anejo C del DB-SE AE):

Peso de revestimientos:

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

Peso propio de fachadas (Tabla C.5 del Anejo C del DB-SE AE y CATÁLOGO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DEL CTE):

- Cerramiento con placa prefabricada de hormigón de 15 cm de espesor (3,75 kN/m²)
h= 10,60 m en planta baja 39,75 kN/m

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

En cubierta:

- Enfriadora 20,00 kN/ud
- Climatizador SAI 10,00 kN/ud
- Climatizador AP 6,50 kN/ud

En planta baja:

- Equipos computación..... 25,00 kN/m²

10.1.3. Pretensado

No se consideran.

10.1.4. Acciones del terreno

No procede.

10.2. Acciones variables (Q)

10.2.1. Definiciones

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

10.2.2. Sobrecarga de uso

Valores de la sobrecarga de uso

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

En Zonas administrativas (categoría de uso B):

- B. Zonas administrativas..... 2,00 kN/m²

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 accesibles únicamente para conservación:

- 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.

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 Zonas administrativas (categoría de uso B):

- B. Zonas administrativas 2,00 kN

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 accesibles únicamente para conservación:

- 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.

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.

10.2.3. Acciones sobre barandillas y elementos divisorios

Según apartado 3.2 del DB-SE AE.

10.2.4. 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 BURJASSOT, 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:

grado de aspereza del entorno	IV
parámetro k	0,22
parámetro L en [m]	0,30
parámetro Z en [m]	5,00

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.

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

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
Arriostramiento	25.914	12.241
Instalaciones	35.718	16.872
Cubierta	41.788	19.739
Planta baja	38.621	18.243

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.

10.2.5. 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.

10.2.6. Nieve

Valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal (s_k) en [kN/m²]

La tabla E.2 del Anejo E del DB-SE AE proporciona, para el término municipal de BURJASSOT (zona de clima invernal 5 según figura E.2 y altitud del emplazamiento de la construcción de 60 metros), el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal:

carga de nieve sobre un terreno horizontal (s_k) en [kN/m²] 0,23

Coeficiente de forma (μ)

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:

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

Acumulación de nieve

No existen faldones limitados inferiormente por limatesas, luego no procede considerar acumulaciones de nieve por descarga de la misma aguas abajo del faldón.

10.3. Acciones accidentales (A)

10.3.1. Definiciones

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

10.3.2. 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·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 BURJASSOT, una aceleración sísmica básica (a_b) de valor 0,06·g y un coeficiente de contribución (K) de valor 1.

10.3.3. Incendio

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

10.3.4. Impacto

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

10.3.5. Explosión

No se consideran.

10.3.6. Otras acciones accidentales

No se consideran.

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

Forjado	Categoría y subcategoría de uso	acciones permanentes (G)		acciones variables (Q)	
		peso propio	resto	uso	nieve
Cubierta	G. Cubiertas accesibles únicamente para conservación G1. Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado)	5,00	2,65	1,00	0,23
Planta Baja	B. Zonas administrativas	4,80	30,00	2,00	-

Parte 4: CIMIENTOS (SE-C)

11. CLASIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL TERRENO

11.1. 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.

11.2. 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.

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-2, al tratarse de un terreno intermedio, es decir, terreno que presenta variabilidad o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación o que se puede suponer que tiene rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3 metros.

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-3, al tratarse de un terreno desfavorable.

12. 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.

12.1. 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/nombre	1514 / Valencia
Tipo de suelo	Arcillas duras
Geomorfología	Cuaternario
Litología	Coluvión
Riesgos geotécnicos	No se indican
Aceleración sísmica	0.06
Coefficiente de contribución	1.0
Tensión característica inicial	200
Espesor conocido de suelo blando	0

Trasladar datos a los impresos
Cerrar

12.2. 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
Coefficiente 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

12.3. 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.

12.4. Coeficiente de terreno según la NCSE-02

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

12.5. Nivel freático

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

12.6. Agresividad química

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

12.7. Tipo de cimentación

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

12.8. 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.

13. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

13.1. 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.

13.2. 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).

13.3. Rigidez relativa de la cimentación

Salvo en el caso de zapatas aisladas sobre suelos muy rígidos o sobre roca, el cumplimiento de la rigidez estructural definida en la Instrucción EHE-08 ($v \leq 2 \cdot h$) 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).

13.4. 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.

- 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).

14.3. Otras comprobaciones

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

15. 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.

Situación de dimensionado	Estado Límite		Materiales		Acciones	
			γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento		3,0	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento		1,5	1,0	1,0	1,0
	Vuelco	acciones estabilizadores	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
Extraordinaria	Hundimiento		2,0	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento		1,1	1,0	1,0	1,0
	Vuelco	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

(3) En cimentaciones directas no se considera el empuje pasivo.

(4) Los correspondientes de los DB relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la Instrucción EHE-08.

(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.

Parte 5: HORMIGÓN (EHE-08)

16. CONTROL DE LA EJECUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

De acuerdo con el apartado 92.3 de la Instrucción EHE-08, se establece un control de la ejecución a nivel normal.

17. ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

17.1. Selección de formas estructurales

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.

17.2. Selección de cementos

Los cementos seleccionados para la consecución de una calidad adecuada del hormigón se ajustan tanto a la Instrucción EHE-08 (artículos 26º y 37º) como a la Instrucción RC-08.

Cementos para elementos estructurales en ambiente tipo I:

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, CEM III/B, CEM IV/A, CEM IV/B y CEM V/A
Características adicionales:	-
Clase de resistencia:	32,5 R o 42,5 N de endurecimiento normal

Cementos para elementos estructurales en ambiente tipo IIa (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

17.3. Requisitos de dosificación y comportamiento del hormigón

Dosificación para elementos estructurales en ambiente tipo I:

Requisitos generales:

- Máxima relación agua cemento..... 0,65
- Mínimo contenido de cemento en [kg/m³] 250
- Resistencia mínima compatible en [N/mm²] 25

Requisitos adicionales:

- Ninguno.

Dosificación para elementos estructurales en ambiente tipo IIa (cimentación):

Requisitos generales:

- Máxima relación agua cemento..... 0,60
- Mínimo contenido de cemento en [kg/m³] 275
- Resistencia mínima compatible en [N/mm²] 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 37.3.8 de la Instrucción EHE-08).

17.4. Recubrimientos

De acuerdo con el apartado 37.2.4 de la Instrucción EHE-08, 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.

El recubrimiento mínimo (r_{\min}) de una armadura pasiva es aquel que debe cumplirse en cualquier punto de la misma. Para garantizar este valor mínimo, se prescribe en proyecto el recubrimiento nominal (r_{nom}), definido como:

$$r_{\text{nom}} = r_{\min} + \Delta r$$

donde:

r_{nom} es el recubrimiento nominal,

r_{\min} es el recubrimiento mínimo según las tablas 37.2.4.1.a, 37.2.4.1.b y 37.2.4.1.c de la Instrucción EHE-08, y

Δr es el margen de recubrimiento, que para un control de la ejecución normal es 10 mm.

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

Elemento estructural	Tipo de ambiente	Vida útil	r_{\min} [mm]	U_r [mm]	r_{nom} [mm]
Forjados y vigas	I	50 años	15	10	25
Pilares	I	50 años	15	10	25
Cimentación ⁽¹⁾	IIa	50 años	20 70	10	30 80
⁽¹⁾ En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será de 70 mm.					

17.5. Máxima abertura de fisura

De acuerdo con la Instrucción EHE-08, las aberturas características de fisura no serán superiores a las máximas aberturas de fisura (w_{max}) que figuran en la tabla 5.1.1.2 de dicha instrucción para la combinación de acciones casi permanente.

Elemento estructural	Tipo de ambiente	w_{max} [mm]
Forjados y vigas	I	0,4
Pilares	I	0,4
Cimentación	Ila	0,3

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

No se consideran.

18. ESTADOS LÍMITE CONTEMPLADOS EN LA INSTRUCCIÓN EHE-08

18.1. Estados Límite Últimos

18.1.1. Estado Límite de Equilibrio

Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural.

De acuerdo con el artículo 41° de la Instrucción EHE-08.

En la comprobación de este estado límite, la parte favorable y desfavorable de la acción permanente se consideran como acciones individuales adoptando, en las situaciones persistentes, un coeficiente $\gamma_G = 0,9$ para la parte favorable y un coeficiente $\gamma_G = 1,1$ para la parte desfavorable y, en las situaciones transitorias, un coeficiente $\gamma_G = 0,95$ para la parte favorable y un coeficiente $\gamma_G = 1,05$ para la parte desfavorable.

18.1.2. Estado Límite de Agotamiento frente a sollicitaciones normales

Se estudia a nivel de sección.

De acuerdo con el artículo 42° de la Instrucción EHE-08.

18.1.3. Estado Límite de Inestabilidad

Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural.

De acuerdo con el artículo 43° y 19° de la Instrucción EHE-08.

La comprobación de un soporte considerado aisladamente con esbeltez mecánica comprendida entre λ_{inf} y 100 se realiza aplicando el método aproximado del apartado 43.5.1 (caso de soporte sometido a flexión compuesta recta) o 43.5.2 (caso de soporte sometido a flexión compuesta esviada) de la Instrucción EHE-08.

18.1.4. Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

Se estudia a nivel de sección.

De acuerdo con el artículo 44° de la Instrucción EHE-08.

18.1.5. Estado Límite de Agotamiento por torsión

Se estudia a nivel de sección.

De acuerdo con el artículo 45° de la Instrucción EHE-08.

18.1.6. Estado Límite de Agotamiento frente a punzonamiento

Se estudia a nivel de sección.

De acuerdo con el artículo 46° de la Instrucción EHE-08.

18.1.7. Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones

Se estudia a nivel de sección.

De acuerdo con el artículo 47° de la Instrucción EHE-08.

18.1.8. Estado Límite de Fatiga

Se estudia a nivel de sección.

De acuerdo con el artículo 48° de la Instrucción EHE-08.

En estructuras normales, como es el caso, no es necesaria la comprobación de este estado límite.

18.2. Estados Límite de Servicio

18.2.1. Estado Límite de Fisuración

De acuerdo con el artículo 49° de la Instrucción EHE-08.

Limitación de la fisuración por solicitaciones normales

El control de la fisuración por solicitaciones normales se realiza de acuerdo con el apartado 49.2 de la Instrucción EHE-08.

De acuerdo con el apartado 49.2.4 de la Instrucción EHE-08, en el caso de piezas hormigonadas contra el terreno podrá adoptarse, para el cálculo del ancho de fisura (w_k), el recubrimiento nominal (r_{nom}) correspondiente a la clase de exposición.

Limitación de la fisuración por esfuerzo cortante

De acuerdo con el apartado 49.3 de la Instrucción EHE-08, el control de la fisuración en servicio está asegurado, sin tener que realizar comprobaciones adicionales, al cumplirse las indicaciones del artículo 44° relativas a la separación de las armaduras transversales.

Limitación de la fisuración por torsión

De acuerdo con el apartado 49.4 de la Instrucción EHE-08, el control de la fisuración en servicio está asegurado, sin tener que realizar comprobaciones adicionales, al cumplirse las indicaciones del artículo 45° relativas a la separación de las armaduras transversales.

18.2.2. Estado Límite de Deformación. Flechas

De acuerdo con el artículo 50° de la Instrucción EHE.

Tipos de flechas

Se distinguen tres tipos de flechas:

1. Flecha instantánea
2. Flecha total a plazo infinito, debida a la totalidad de las cargas actuantes. Está formada por la flecha instantánea producida por todas las cargas más la flecha diferida debida a las cargas permanentes y casi permanentes a partir de su actuación.
3. Flecha activa respecto a un elemento dañable, producida a partir del instante en que se construye dicho elemento. Su valor es igual, por tanto, a la flecha total menos la que ya se ha producido hasta el instante en que se construye el elemento.

La flecha activa se compone de flecha instantánea, debida al peso propio del solado, al peso propio de la tabiquería y a la sobrecarga de uso, y de flecha diferida, debida al peso propio de la viga o forjado (producida desde el instante en que se construye la tabiquería), al peso propio de la tabiquería, al peso propio del solado y a la sobrecarga de uso (en valor casi permanente).

Fracción de las cargas permanentes consideradas en el cálculo de flechas

Los pesos propios de la viga o forjado, de la tabiquería y del solado se definen como una fracción de la carga permanente (G).

Fracción de las sobrecargas consideradas en el cálculo de flechas

El valor casi permanente de la carga de nieve para altitud igual o menor que 1000 metros, de acuerdo con la Tabla 4.2 del DB SE, es $\Psi_2 = 0$.

El valor casi permanente de la sobrecarga para la categoría de uso G. Cubiertas accesibles únicamente para conservación, de acuerdo con la Tabla 4.2 del DB SE, es $\Psi_2 = 0$.

El valor casi permanente de la sobrecarga para la categoría de uso B. Zonas administrativas, de acuerdo con la Tabla 4.2 del DB SE, es $\Psi_2 = 0,3$.

Cálculo de flechas en forjados de losa maciza

La estimación de las flechas en los forjados de losa maciza se realiza de acuerdo con lo indicado en la sección FAQ de la página web de CYPE Ingenieros.

Según esta página web, la estimación de las flechas instantáneas, totales y activas en los forjados de losa maciza se realiza multiplicando los desplazamientos elásticos instantáneos (δ) proporcionados por el programa de cálculo por los factores amplificadores (β) que se indican a continuación:

Flecha instantánea (confort de los usuarios) = $\beta_i \cdot \delta$, siendo (β_i) igual a 1,50

Flecha máxima a largo plazo o total (apariencia de la obra) = $\beta_m \cdot \delta$, siendo (β_m) igual a 3,00

Flecha activa (integridad de los elementos constructivos) = $\beta_a \cdot \delta$, siendo (β_a) igual a 2,00

Cálculo de flechas en forjados unidireccionales

El cálculo de flechas en elementos solicitados a flexión consiste en un análisis estructural paso a paso en el tiempo en el que, para cada instante, las deformaciones se obtienen mediante doble integración de curvaturas a lo largo de la pieza.

El cálculo de la flecha instantánea se realiza con el momento de inercia equivalente de la sección definido en el apartado 50.2.2.2 de la Instrucción EHE-08.

La flecha diferida, resultante de las deformaciones por fluencia y retracción, se calcula multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

siendo:

- ρ' la cuantía geométrica de la armadura de compresión, valor que se desprecia en el cálculo, resultando por tanto $\lambda = \xi$
- ξ un coeficiente que depende de la duración de la carga, que adopta los valores siguientes:

ξ 5 años o más	2,00
ξ 1 año	1,40
ξ 6 meses	1,20
ξ 3 meses	1,00
ξ 1 mes	0,70
ξ 2 semanas	0,50

Para edad (j) de carga y (t) de cálculo de la flecha, el valor de ξ a tomar en cuenta para el cálculo de λ es:

$$\xi = \xi(t) - \xi(j)$$

Al aplicar la carga por fracciones P_1, P_2, \dots, P_n , se adopta como valor de ξ el dado por:

$$\xi = \frac{\xi_1 P_1 + \xi_2 P_2 + \dots + \xi_n P_n}{P_1 + P_2 + \dots + P_n}$$

Edad (j) del hormigón al aplicar las cargas

Edad del hormigón al descimbrar (peso propio del elemento estructural)..... j = 28 días
 Edad del hormigón al construir la tabiquería (peso propio de la tabiquería) j = 60 días
 Edad del hormigón al colocar el solado (peso propio del solado) j = 120 días
 Edad del hormigón al poner en servicio la estructura (sobrecarga de uso) j = 1 año

Coeficientes ξ adoptados

Peso propio del elemento estructural $\xi = \xi$ 5 años o más - ξ 28 días = 2,00 - 0,66 = 1,34
 Peso propio de la tabiquería..... $\xi = \xi$ 5 años o más - ξ 60 días = 2,00 - 0,88 = 1,12
 Peso propio del solado $\xi = \xi$ 5 años o más - ξ 120 días = 2,00 - 1,08 = 0,92
 Sobrecarga de uso..... $\xi = \xi$ 5 años o más - ξ 1 año = 2,00 - 1,40 = 0,60

Se realiza el cálculo de la flecha para un instante (t) correspondiente a 5 años o más.

Valores máximos admisibles de las flechas en losas macizas

Longitud L del elemento

De acuerdo con la GUÍA DE APLICACIÓN DE LA INSTRUCCIÓN EHE: EDIFICACIÓN de la Comisión Permanente del Hormigón, en el caso de un elemento superficial (bidireccional) sobre

apoyos aislados, si se obtiene la flecha en el centro del recuadro, L puede tomarse igual a la diagonal del recuadro considerado.

En el caso de voladizo, L es igual a 1,6 veces el vuelo.

Flecha instantánea

Se ha establecido como valor límite para la flecha instantánea, en términos relativos a la longitud L del elemento que se comprueba, el valor L/350, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE.

Flecha total

Se ha establecido como valor límite para la flecha total, en términos relativos a la longitud L del elemento que se comprueba, al menor de los valores L/300 y L/500+1 cm, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE y la Instrucción EHE-08 (comentarios del apartado 50.1), respectivamente.

Flecha activa

Se ha establecido como valor límite para la flecha activa, en términos relativos a la longitud L del elemento que se comprueba, el valor L/500, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE.

Valores máximos admisibles de las flechas en forjados unidireccionales

Longitud L del elemento

L es la luz del vano y, en el caso de voladizo, es 1,6 veces el vuelo.

Flecha instantánea

Se ha establecido como valor límite para la flecha instantánea, en términos relativos a la longitud L del elemento que se comprueba, el valor L/350, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE.

Flecha total

Se ha establecido como valor límite para la flecha total, en términos relativos a la longitud L del elemento que se comprueba, al menor de los valores L/300 y L/500+1 cm, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE y la Instrucción EHE-08 (comentarios del apartado 50.1), respectivamente.

Flecha activa

Se ha establecido como valor límite para la flecha activa, en términos relativos a la longitud L del elemento que se comprueba, al menor de los valores L/500 y L/1000+0'5 cm, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE y la Instrucción EHE-08 (comentarios del apartado 50.1).

18.2.3. Estado Límite de Deformación. Desplazamientos horizontales

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

Relativa: Relación entre la altura y la distorsión absoluta

Origen:

G: Sólo gravitatorias

GV: Gravitatorias + viento

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P1	Arriostramiento	10.09	3.07	0.0033	h / 931	GV	0.0024	h / 1280	GV
	Instalaciones	7.01	2.01	0.0022	h / 913	GV	0.0015	h / 1339	GV
	Cubierta	5.01	4.30	0.0064	h / 673	GV	0.0036	h / 1196	GV
	Planta baja	0.71	1.31	0.0002	h / 6525	GV	0.0003	h / 4350	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0122	h / 876	GV	0.0076	h / 1407	GV
P2	Arriostramiento	10.09	3.07	0.0051	h / 603	GV	0.0026	h / 1182	GV
	Instalaciones	7.01	2.18	0.0028	h / 779	GV	0.0016	h / 1363	GV
	Cubierta	4.83	3.95	0.0068	h / 582	GV	0.0033	h / 1199	GV
	Planta baja	0.88	1.48	0.0016	h / 925	GV	0.0006	h / 2467	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0157	h / 681	GV	0.0081	h / 1320	GV
P3	Arriostramiento	10.09	3.07	0.0067	h / 459	GV	0.0027	h / 1138	GV
	Instalaciones	7.01	2.36	0.0033	h / 715	GV	0.0016	h / 1475	GV
	Cubierta	4.66	3.78	0.0083	h / 455	GV	0.0032	h / 1181	GV
	Planta baja	0.88	1.48	0.0018	h / 823	GV	0.0008	h / 1850	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0201	h / 532	GV	0.0081	h / 1320	GV
P4	Arriostramiento	10.09	3.06	0.0026	h / 1176	GV	0.0026	h / 1176	GV
	Instalaciones	7.03	1.73	0.0015	h / 1152	GV	0.0015	h / 1152	GV
	Cubierta	5.30	4.60	0.0047	h / 979	GV	0.0036	h / 1278	GV
	Planta baja	0.71	1.31	0.0001	----	GV	0.0003	h / 4350	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0089	h / 1201	GV	0.0078	h / 1370	GV
P5	Arriostramiento	10.09	3.09	0.0033	h / 936	GV	0.0025	h / 1235	GV
	Instalaciones	7.00	1.99	0.0022	h / 906	GV	0.0013	h / 1533	GV
	Cubierta	5.01	4.30	0.0064	h / 673	GV	0.0031	h / 1388	GV
	Planta baja	0.71	1.31	0.0002	h / 6525	GV	0.0002	h / 6525	GV

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0122	h / 876	GV	0.0069	h / 1549	GV
P6	Arriostramiento	10.09	3.09	0.0026	h / 1187	GV	0.0025	h / 1235	GV
	Instalaciones	7.00	1.70	0.0015	h / 1132	GV	0.0013	h / 1306	GV
	Cubierta	5.30	4.60	0.0047	h / 979	GV	0.0031	h / 1484	GV
	Planta baja	0.71	1.31	0.0001	----	GV	0.0002	h / 6525	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0089	h / 1201	GV	0.0069	h / 1549	GV
P7	Arriostramiento	10.09	3.09	0.0067	h / 461	GV	0.0026	h / 1187	GV
	Instalaciones	7.00	2.30	0.0032	h / 719	GV	0.0013	h / 1770	GV
	Cubierta	4.70	3.82	0.0081	h / 472	GV	0.0025	h / 1528	GV
	Planta baja	0.88	1.48	0.0017	h / 871	GV	0.0009	h / 1645	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0195	h / 548	GV	0.0069	h / 1549	GV
P8	Arriostramiento	10.09	3.06	0.0042	h / 728	GV	0.0016	h / 1910	GV
	Instalaciones	7.03	1.87	0.0018	h / 1039	GV	0.0011	h / 1700	GV
	Cubierta	5.16	4.46	0.0055	h / 811	GV	0.0027	h / 1651	GV
	Planta baja	0.71	1.31	0.0001	----	GV	0.0001	----	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0113	h / 946	GV	0.0055	h / 1943	GV
P9	Arriostramiento	10.09	3.07	0.0034	h / 904	GV	0.0016	h / 1920	GV
	Instalaciones	7.01	2.01	0.0022	h / 913	GV	0.0011	h / 1825	GV
	Cubierta	5.01	4.30	0.0064	h / 673	GV	0.0027	h / 1594	GV
	Planta baja	0.71	1.31	0.0002	h / 6525	GV	0.0001	----	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0122	h / 876	GV	0.0055	h / 1943	GV
P10	Arriostramiento	10.09	3.06	0.0026	h / 1176	GV	0.0020	h / 1528	GV
	Instalaciones	7.03	1.73	0.0015	h / 1152	GV	0.0012	h / 1440	GV
	Cubierta	5.30	4.60	0.0047	h / 979	GV	0.0028	h / 1643	GV
	Planta baja	0.71	1.31	0.0001	----	GV	0.0001	----	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0089	h / 1201	GV	0.0061	h / 1752	GV
P11	Arriostramiento	10.09	3.07	0.0051	h / 603	GV	0.0016	h / 1920	GV
	Instalaciones	7.01	2.17	0.0027	h / 805	GV	0.0011	h / 1976	GV
	Cubierta	4.84	3.96	0.0072	h / 551	GV	0.0023	h / 1723	GV
	Planta baja	0.88	1.48	0.0015	h / 987	GV	0.0005	h / 2960	GV
	Cimentación	-0.60							
	Total		10.69	0.0161	h / 664	GV	0.0056	h / 1909	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 (u / h)		
Planta	Situaciones persistentes o transitorias	
	Dirección X	Dirección Y
Arriostramiento	1 / 459	1 / 1138
Instalaciones	1 / 715	1 / 1152
Cubierta	1 / 455	1 / 1181

Desplome local máximo de los pilares (u / h)		
Planta	Situaciones persistentes o transitorias	
	Dirección X	Dirección Y
Planta baja	1 / 823	1 / 1645

Desplome total máximo de los pilares (U / H)	
Situaciones persistentes o transitorias	
Dirección X	Dirección Y
1 / 532	1 / 1320

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

18.2.4. Estado Límite de Vibraciones

De acuerdo con el artículo 51° de la Instrucción EHE.

Este estado límite no se considera en el cálculo al no ser la estructura susceptible de sufrir vibraciones inducidas por movimientos rítmicos de personas (uso previsto distinto al de gimnasios y polideportivos, salas de fiesta y locales de concierto sin asientos fijos o locales de concierto con asientos fijos).

19. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN

19.1. Generalidades

Se relacionan a continuación los artículos de la Instrucción EHE-08 más íntimamente relacionados con los distintos tipos de elementos que forman parte de la estructura.

19.2. Placas, losas y forjados bidireccionales

Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 42.3.5 de la Instrucción EHE-08 se indican las cuantías geométricas mínimas (en tanto por mil y referidas a la sección total de hormigón) que deben disponerse en losas, en función del acero utilizado.

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Losas ⁽¹⁾	2,0	1,8
⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal, repartida en las dos caras.		

19.3. Forjados unidireccionales

Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 42.3.5 de la Instrucción EHE-08 se indican las cuantías geométricas mínimas (en tanto por mil y referidas a la sección total de hormigón) que deben disponerse en forjados unidireccionales, en función del acero utilizado.

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero
------------------------------	---------------

		$f_{yk} = 400$ N/mm ²	$f_{yk} = 500$ N/mm ²
		E: 16-02665-700	D: 16-0005828-007-04828
		4,0	3,0
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽¹⁾		
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽²⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽²⁾	0,7	0,6
<p>⁽¹⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto h del forjado. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas.</p> <p>Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.</p> <p>⁽²⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada in situ.</p>			

19.4. Soportes

Dimensionamiento y comprobación

Los soportes se calculan frente a solicitaciones normales de acuerdo con el artículo 42º de la Instrucción EHE-08. Cuando la esbeltez del soporte es apreciable, se comprueba el Estado Límite de Inestabilidad de acuerdo con el artículo 43º. Si existe esfuerzo cortante la pieza se calcula frente a dicho esfuerzo con arreglo al artículo 44º.

Se considera una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal exterior de compresión, igual al mayor de los valores $h/20$ y 2 cm.

En el dimensionamiento y comprobación de las secciones de los soportes no se ha considerado el efecto de confinamiento del hormigón que, dependiendo de la cuantía de armadura transversal dispuesta, puede mejorar las condiciones de resistencia y ductilidad del hormigón, lo que proporciona una reserva de seguridad adicional a los niveles mínimos establecidos en la instrucción.

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima de los soportes es mayor o igual que 25 cm.

Disposiciones relativas a las armaduras

La armadura pasiva longitudinal comprimida irá sujeta por cercos o estribos cuya separación (s_t) y diámetro (ϕ_t) será:

$$s_t \quad 15 \cdot \phi_{\min} \quad \text{siendo } \phi_{\min} \text{ el diámetro de la barra comprimida más delgada}$$

$$\phi_t \quad \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \quad \text{siendo } \phi_{\max} \text{ el diámetro de la barra comprimida más gruesa}$$

En cualquier caso, s_t será menor que la dimensión mínima del soporte y no mayor que 30 cm.

Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 42.3.5 de la Instrucción EHE-08 se indican las cuantías geométricas mínimas (en tanto por mil y referidas a la sección total de hormigón) que deben disponerse en soportes, en función del acero utilizado.

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	$f_{yk} = 400$ N/mm ²	$f_{yk} = 500$ N/mm ²

Pilares	4,0	4,0
---------	-----	-----

19.5. Elementos de cimentación

19.5.1. Zapatas

Clasificación de las zapatas

Las zapatas son rígidas, puesto que se trata de zapatas cuyo vuelo (v) en la dirección principal de mayor vuelo es menor que 2h, siendo (h) el canto de la zapata.

NOTA: El concepto de rigidez es relativo a la estructura, y no presupone comportamiento específico alguno sobre la distribución de tensiones en el terreno.

Dimensionamiento y comprobación

En las zapatas rígidas no es aplicable la teoría general de flexión y es necesario definir un modelo de bielas y tirantes, de acuerdo con los criterios indicados en el artículo 24º de la Instrucción EHE-08, y dimensionar la armadura y comprobar las condiciones en el hormigón de acuerdo con los requisitos establecidos en el artículo 40º.

La armadura se dispone sin reducción de sección en toda la longitud de la zapata y se ancla según los criterios establecidos en el artículo 69º de la instrucción.

Dimensiones mínimas

El canto total mínimo en el borde de los zapatas de hormigón armado no será inferior a 25 cm.

Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 42.3.5 de la Instrucción EHE-08 se indican las cuantías geométricas mínimas (en tanto por mil y referidas a la sección total de hormigón) que deben disponerse en zapatas, en función del acero utilizado.

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Losas ⁽¹⁾	2,0	1,8
⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal, repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.		

19.5.2. Vigas de atado y/o de centrado

Dimensionamiento y comprobación

Las vigas centradoras se utilizan para el centrado de zapatas sometidas momentos. Las vigas de atado sirven para arriostrar las zapatas.

Además, las vigas de atado y/o de centrado se dimensionan para una carga uniforme de 10 kN/m, correspondiente a la compactación de las tierras y solera superior, o para la carga correspondiente al peso propio del cerramiento de fachada, la que sea mayor.

Dimensiones mínimas

El lado menor de la sección de la viga de atado y/o de centrado, por condiciones de esbeltez, no será inferior a $\frac{l}{20}$, siendo (l) la luz libre entre caras de zapatas.

El ancho mínimo de la sección de la viga de atado y/o de centrado, al tratarse de piezas hormigonadas contra el terreno, no será inferior a 40 cm, estando condicionado por las posibilidades físicas de excavación con medios mecánicos.

Disposiciones constructivas

Se prolonga la colocación de estribos en el interior de la zapata hasta la cara del soporte.

Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 42.3.5 de la Instrucción EHE-08 se indican las cuantías geométricas mínimas (en tanto por mil y referidas a la sección total de hormigón) que deben disponerse en vigas de atado y de centrado, en función del acero utilizado.

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Vigas ⁽¹⁾	3,3	2,8
⁽¹⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.		

19.6. Soleras

Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 42.3.5 de la Instrucción EHE-08 se indican las cuantías geométricas mínimas (en tanto por mil y referidas a la sección total de hormigón) que deben disponerse en losas, en función del acero utilizado.

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Losas ⁽¹⁾	2,0	1,8
⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal, repartida en las dos caras.		

20. CARACTERÍSTICAS RESISTENTES Y DE DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

20.1. Acero para armaduras pasivas

20.1.1. Generalidades

De acuerdo con el apartado 32.1 de la Instrucción EHE-08, los productos de acero que pueden emplearse para la elaboración de las armaduras pasivas son:

1. barras rectas y/o rollos de acero corrugado soldable (S o SD), 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 soldable (T), para la fabricación de mallas electrosoldadas y/o de armaduras básicas electrosoldadas en celosía, y
3. alambres lisos de acero soldable (T), para la fabricación de elementos de conexión transversales en armaduras básicas electrosoldadas en celosía,

entendiéndose por armadura pasiva, según el artículo 33º de la Instrucción EHE-08, el resultado de montar, en el correspondiente molde o encofrado, el conjunto de armaduras normalizadas (mallas electrosoldadas y/o armaduras básicas electrosoldadas en celosía), armaduras elaboradas o ferrallas armadas que, convenientemente solapadas y con los recubrimientos adecuados, tienen una función estructural.

20.1.2. Designación

De acuerdo con el apartado 32.2 de la Instrucción EHE-08, el acero de las barras rectas y/o rollos será del tipo B 500 SD (acero corrugado soldable con características especiales de ductilidad), siendo el límite elástico característico (f_{yk}) mayor o igual que 500 N/mm².

Las mallas electrosoldadas son del tipo ME 200x200 ø8-8 6000x2200 B 500 SD EN 10080 en soleras y del tipo ME 200x200 ø5-5 6000x2200 B 500 SD EN 10080 en forjados.

20.1.3. 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 artículo 15º de la Instrucción EHE-08.

20.1.3.1. 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.

20.1.4. Módulo de deformación longitudinal del acero para armaduras pasivas

Como módulo de deformación longitudinal del acero se adopta el valor (E_s):

$$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$$

20.2. Hormigones estructurales

20.2.1. Generalidades

Resistencia característica de proyecto (f_{ck})

De acuerdo con el apartado 39.1 de la Instrucción EHE-08, la resistencia característica de proyecto (f_{ck}) es el valor que se adopta en el proyecto, como base de los cálculos, para la resistencia a compresión.

Se denomina también resistencia característica especificada o resistencia de proyecto.

Resistencia característica a tracción ($f_{ct,k}$)

De acuerdo con el apartado 39.1 de la Instrucción EHE, la resistencia característica a tracción se refiere siempre, salvo que se indique lo contrario, a la resistencia a tracción ($f_{ct,k}$) dada por la fórmula:

$$f_{ct,k} = 0,70 \cdot f_{ct,m}$$

donde ($f_{ct,m}$) es la resistencia media a tracción, definida por la siguiente expresión, dada para f_{ck} 50 N/mm²:

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

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

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.

La resistencia media a flexotracción ($f_{ct,m,fl}$) viene dada por la siguiente expresión, que es función del canto total del elemento (h) en milímetros:

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

NOTA: 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.

20.2.2. Tipificación del hormigón estructural

La tipificación del hormigón es (de acuerdo con el formato del apartado 39.2 de la Instrucción EHE-08):

- En forjados y vigas HA-25/B/20/I ($f_{ck} = 25$ N/mm²)
- En pilares HA-25/B/20/I ($f_{ck} = 25$ N/mm²)
- En muros -----
- En cimentación HA-25/B/20/IIa ($f_{ck} = 25$ N/mm²)

siendo (f_{ck}) la resistencia característica de proyecto, también llamada resistencia característica especificada o resistencia de proyecto.

20.2.3. Resistencia de cálculo del hormigón

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

Se adopta como resistencia de cálculo del hormigón en compresión (f_{cd}) el valor:

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

siendo (r_{cc}) un factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración, (f_{ck}) la resistencia característica de proyecto y (γ_c) el coeficiente parcial de seguridad de acuerdo con el artículo 15º de la Instrucción EHE-08.

En proyecto se adopta $r_{cc} = 1$.

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

Se adopta como resistencia de cálculo del hormigón a tracción ($f_{ct,d}$)

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

siendo (r_{ct}) un factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de tracción debido a cargas de larga duración, ($f_{ct,k}$) la resistencia característica a tracción y (γ_c) el coeficiente parcial de seguridad de acuerdo con el artículo 15º de la Instrucción EHE-08.

En proyecto se adopta $r_{ct} = 1$.

20.2.4. Diagrama tensión-deformación de cálculo del hormigón

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, en los Estados Límite Últimos y para $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, se adopta el diagrama parábola rectángulo, 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.

20.2.5. Módulo de deformación longitudinal del hormigón

Módulo de deformación longitudinal secante (E_{cm}) a 28 días

Como módulo de deformación longitudinal secante (E_{cm}) a 28 días (pendiente de la secante de la curva real σ - ϵ del hormigón) se adopta:

$$E_{cm} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

siendo (f_{cm}) la resistencia media a compresión del hormigón a 28 días de edad, que puede obtenerse mediante la expresión:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Módulo de deformación longitudinal inicial (E_c) a 28 días

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial (E_c) a 28 días (pendiente de la tangente en el origen) se estima como:

$$E_c = \beta_E \cdot E_{cm}$$

siendo

$$\beta_E = 1,30 - \frac{f_{ck}}{400} \quad 1,175$$

20.2.6. Coeficiente de Poisson

Para el coeficiente de Poisson relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio igual a 0,20.

20.2.7. Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón se tomará igual a 0,00001.

20.3. Hormigones de uso no estructural

20.3.1. 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

20.3.2. Hormigón de Limpieza (HL)

Uso del Hormigón de Limpieza

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].

20.3.3. Hormigón No Estructural (HNE)

Uso del Hormigón No Estructural

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].

21. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

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

21.1.1. 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 B	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 B	0,00	1,00	0,5	0,3
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 B	0,00	1,00	0,3
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			

21.1.2. 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 B	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 frecuentes				
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 B	0,00	1,00	0,5	0,3
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 B	0,00	1,00	0,3
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			

21.2. Coeficientes parciales de seguridad para los materiales en estructuras y elementos de hormigón según EHE-08

21.2.1. Modificación del coeficiente parcial de seguridad del acero

Se considera que no se cumplen las condiciones del apartado 15.3.1 de la Instrucción EHE-08 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 15.3 de dicha instrucción.

21.2.2. Modificación del coeficiente parcial de seguridad del hormigón

Se considera que no se cumplen las condiciones del apartado 15.3.2 de la Instrucción EHE-08 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 15.3 de dicha instrucción.

21.2.3. Resumen de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Como coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los Estados Límite Últimos se adoptan los valores siguientes, de acuerdo con el apartado 15.3 de la Instrucción EHE-08, correspondientes a las desviaciones geométricas máximas definidas en el punto 5.1 y en el 5.3.d del Anejo 11 de dicha instrucción y a un control estadístico del hormigón según el apartado 86.5.4 de la misma instrucción:

Situación de proyecto	Hormigón	Acero pasivo
Persistente o transitoria	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
Accidental	$\gamma_c = 1,30$	$\gamma_s = 1,00$

Como coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los Estados Límite de Servicio se adoptan los valores siguientes, de acuerdo con el apartado 15.3 de la Instrucción EHE-08:

Situación de proyecto	Hormigón	Acero pasivo
Persistente o transitoria	$\gamma_c = 1,00$	$\gamma_s = 1,00$

22. CONTROL DE LA CONFORMIDAD DE LOS PRODUCTOS

22.1. Control del hormigón

La conformidad del hormigón se comprobará según el artículo 86° de la Instrucción EHE-08.

La conformidad del hormigón, de acuerdo con el apartado 86.1 de la Instrucción EHE-08, 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 incluirá comprobaciones de carácter documental y experimental.

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 86.5.4 de la Instrucción EHE-08.

22.2. Control del acero

La conformidad del acero se comprobará según el artículo 87° de la Instrucción EHE-08.

22.3. Control de las armaduras

La conformidad de las armaduras (mallas electrosoldadas, armaduras básicas electrosoldadas en celosía, armaduras elaboradas y/o ferralla armada) se comprobará según el artículo 88° de la Instrucción EHE-08.

La conformidad de las armaduras, de acuerdo con el apartado 88.1 de la Instrucción EHE-08, incluirá su comportamiento en relación con las características mecánicas, las de adherencia y las relativas a su geometría.

23. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS PASIVAS

23.1. Disposición de separadores

De acuerdo con el apartado 69.8.2 de la Instrucción EHE-08, los recubrimientos nominales se garantizarán mediante la colocación en obra de los correspondientes elementos separadores o calzos.

Estos elementos separadores o calzos se dispondrán de acuerdo con las siguientes prescripciones:

Localización	Calibre separadores
Forjados y vigas	30 mm
Pilares	30 mm
Cimentación	30 mm ⁽¹⁾ ⁽²⁾

Elemento	Distancia máxima entre separadores	
Placas o losas	Emparrillado inferior	50 cm
	Emparrillado superior	50 cm
Vigas	100 cm, disponiendo como mínimo tres planos de separadores por vano acoplados a los estribos	
Soportes	90 cm, disponiendo como mínimo tres planos de separadores por tramo acoplados a los estribos	
Zapatas	Emparrillado cara inferior	50 cm
	Emparrillado cara superior	50 cm
Vigas de centrado y de atado	100 cm, disponiendo como mínimo tres planos de separadores por vano acoplados a los estribos	

23.2. Anclaje y solapo de las armaduras pasivas

23.2.1. Generalidades

De acuerdo con el apartado 69.5.1.1 de la Instrucción EHE-08, se distingue entre:

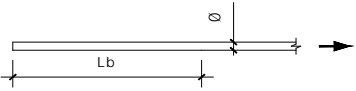
1. Posición I, de adherencia buena, para las armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° o que, en el caso de formar un ángulo menor que 45°, están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor que 30 cm de la cara 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.

¹ Se adopta un recubrimiento mayor que el exigido por durabilidad

² 80 mm en piezas hormigonadas contra el terreno

23.2.2. Anclaje de barras corrugadas

Las longitudes de anclaje se obtienen de acuerdo con los requisitos y la formulación simplificada del apartado 69.5.1.2 de la Instrucción EHE-08 para barras en posición I y II ancladas en prolongación recta y para un tipo de hormigón $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ 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]		 Anclaje en prolongación recta
		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	

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.

23.2.3. 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 69.5.1.4 de la Instrucción EHE-08.

23.2.4. Empalmes por solapo de barras corrugadas

Las longitudes de solapo se obtienen de acuerdo con el apartado 69.5.2.2 de la Instrucción EHE-08 para un tipo de hormigón $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ y un tipo de acero $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

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

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 $> 10 \cdot \varnothing$		Distancia entre empalmes $10 \cdot \varnothing$	
		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

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 69.5.2.1 de la Instrucción EHE-08, 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.

23.2.5. 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 69.5.2.4 de la Instrucción EHE-08.

24. 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 EHE-08							
Elemento estructural	Tipificación	Control	Coeficientes de seguridad				
			E. L. U.		E. L. S.		
			Persistente	Accidental			
Forjados y vigas	HA-25/B/20/I	Según artículo 86º (modalidad 1)	1,50	1,30	1,00		
Pilares	HA-25/B/20/I	Según artículo 86º (modalidad 1)	1,50	1,30	1,00		
Muros	-	-	-	-	-		
Cimentación	HA-25/P/20/IIa	Según artículo 86º (modalidad 1)	1,50	1,30	1,00		
Escaleras	-	-	-	-	-		
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. 37.3.8 de EHE-08).							
Hormigones de uso no estructural:							
Hormigón de Limpieza HL-150/B/20, donde 150 es la dosificación mínima de cemento en kg/m³.							
Hormigón No Estructural HNE-15/B/20, donde 15 es la resistencia característica mínima en N/mm².							
ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS según EHE-08							
Elemento estructural	Designación	Control	Coeficientes de seguridad				
			E. L. U.		E. L. S.		
			Persistente	Accidental			
Forjados y vigas	B 500 SD	Según artículos 87º y 88º	1,15	1,00	1,00		
Pilares	B 500 SD	Según artículos 87º y 88º	1,15	1,00	1,00		
Muros	-	-	-	-	-		
Cimentación	B 500 SD	Según artículos 87º y 88º	1,15	1,00	1,00		
Escaleras	-	-	-	-	-		
Mallas electrosoldadas: ME 200x200 S ø5-5 6000x2200 B 500 SD EN 10080 en forjado unidireccional ME 200x200 S ø8-8 6000x2200 B 500 SD EN 10080 en solera							
EJECUCIÓN		COEF. DE SEGURIDAD PARA LAS ACCIONES PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL según EHE-08					
Control según EHE-08	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							

Parte 6: ACERO (SE-A)

25. ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

De acuerdo con el apartado 3 del DB SE-A.

25.1. Selección de formas estructurales (detalles constructivos)

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 y facilitando la rápida evacuación de ésta, 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.

Sobreespesores en superficies inaccesibles

No existen superficies de estructura de acero sometidas a riesgo de corrosión que sean inaccesibles a la inspección y mantenimiento o que no estén adecuadamente selladas.

No se precisa sobreespesor en clase de exposición C1 (corrosividad muy baja).

Utilización de aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica

No se emplean aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.

Contacto con otros elementos

Se ha evitado el contacto directo con otros metales (el aluminio de las carpinterías de cerramiento, muros cortina, etc.).

Se ha evitado el contacto directo con yesos.

Formación de rincones

Se ha evitado la formación de rincones, en nudos y en uniones a elementos no estructurales, que favorezcan el depósito de residuos o suciedad.

25.2. Protección anticorrosiva

Debido al riesgo de corrosión baja de la estructura de acero, se aplicarán sistemas de pintura protectores para categorías de corrosividad C2, de acuerdo con la Norma UNE-EN ISO 12944:1998.

26. ESTADOS LÍMITE CONTEMPLADOS EN EL DB SE-A

26.1. Estados Límite Últimos

26.1.1. Resistencia de las secciones

De acuerdo con el apartado 6.2 del DB-SE A.

26.1.2. Resistencia de las barras

De acuerdo con el apartado 6.3 del DB-SE A.

Esbeltez reducida - Compresión

La esbeltez reducida (λ) de las barras en compresión de la estructura se limita, de acuerdo con la tabla 6.3 del DB SE-A, a:

- $\lambda = 2,0$ para los elementos principales de la estructura
- $\lambda = 2,5$ para los elementos de arriostramiento

Esbeltez reducida - Tracción

La esbeltez reducida (λ) de las barras en tracción de la estructura se limita, de acuerdo con el párrafo 2 del apartado 6.3.1 del DB SE-A, a:

- $\lambda = 3,0$ para los elementos principales de la estructura
- $\lambda = 4,0$ para los elementos de arriostramiento

26.1.3. Resistencia de las uniones

De acuerdo con el apartado 8 del DB-SE A.

En el caso de las uniones atornilladas, se consideran uniones atornilladas sin pretensar.

26.2. Estados Límite de Servicio

26.2.1. Deformaciones

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

Valores máximos admisibles de las flechas

Longitud L del elemento

L es la luz del vano y, en el caso de voladizo, 2 veces el vuelo.

Flecha instantánea

Se ha establecido como valor límite para la flecha instantánea, en términos relativos a la longitud l del elemento que se comprueba, el valor $l/350$, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE.

Flecha total

Se ha establecido como valor límite para la flecha total, en términos relativos a la longitud l del elemento que se comprueba, el valor $l/300$, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE.

Flecha activa

Se ha establecido como valor límite para la flecha activa, en términos relativos a la longitud l del elemento que se comprueba, los valores que se indican a continuación, en función del tipo de elemento, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE y la Instrucción EAE:

Tipo de elemento	Valor límite para la flecha activa
Cubiertas accesibles únicamente para conservación	$l/250$
Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente	$l/300$
Vigas y viguetas de forjado en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro	$l/300$
Vigas y viguetas de forjado soportando tabiques ordinarios o solados rígidos con juntas	$l/400$
Vigas y viguetas de forjado soportando elementos frágiles: tabiques, cerramientos o solados rígidos	$l/500$
Vigas soportando pilares	$l/500$
Vigas soportando muros de fábrica	$l/1000$

Valores máximos admisibles del desplome total

Se ha establecido como valor límite para el desplome total, los valores relativos a la altura total del edificio que se indican a continuación, de acuerdo con el Documento Básico DB-SE y la Instrucción EAE:

Condiciones	Valores límite para el desplome total
Pórticos de cubiertas en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro	$1/150$
Edificios de una planta en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro	$1/300$
Edificios de varias plantas	$1/500$
Edificios esbeltos de gran altura	$1/600$

Valores máximos admisibles del desplome local

Se ha establecido como valor límite para el desplome local, el valor $1/500$ de la altura de cualquier planta en edificios de varias plantas con tabiques, cerramientos o solados frágiles, de acuerdo con la Instrucción EAE.

Se ha establecido como valor límite para el desplome local, el valor $1/300$ de la altura de cualquier planta en edificios de varias plantas en ausencia de elementos frágiles, de acuerdo con la Instrucción EAE.

26.2.2. Vibraciones

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).

26.2.3. Deslizamiento de uniones

No procede (no existen tornillos pretensados).

26.3. Fatiga

De acuerdo con el párrafo 3 del apartado 2.2.2 del DB SE-A del CTE, no es necesario comprobar la seguridad frente a fatiga en estructuras normales de edificación que no estén sometidas a cargas variables repetidas de carácter dinámico.

27. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO

27.1. Generalidades

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

27.2. Vigas de alma llena

Se consideran como vigas de alma llena aquellas vigas, laminadas o soldadas, de alma opaca, de sección transversal constante o variable longitudinalmente, siendo piezas prismáticas sometidas a esfuerzos axiales, de flexión o de torsión, o a cualquier combinación de ellos, que cumplen la relación $L/h > 5$.

Dimensionamiento y comprobación

En las vigas de alma llena se realizan las siguientes comprobaciones:

1. Comprobación del estado límite de servicio de deformaciones (flechas), según los apartados 7.1 del DB SE-A y 4.3 del DB SE.
2. Comprobación de la resistencia de la sección frente a esfuerzos de:
 - tracción, según el apartado 6.2.3 del DB SE-A,
 - cortante, según el apartado 6.2.4 del DB SE-A,
 - compresión, según el apartado 6.2.5 del DB SE-A,
 - flexión, según el apartado 6.2.6 del DB SE-A, y
 - torsión, según el apartado 6.2.7 del DB SE-A.
3. Comprobación de la resistencia de la sección frente a la interacción de esfuerzos (flexión compuesta con o sin cortante), según el apartado 6.2.8 del DB SE-A.
4. Comprobación de la resistencia de la barra recta de sección constante y axil constante frente a pandeo por flexión, en compresión centrada, según los apartados 6.3.2 y 6.3.2.1 del DB SE-A.
5. Comprobación de la resistencia de la barra frente a pandeo lateral por flexión, según los apartados 6.3.3.1 y 6.3.3.2 del DB SE-A.

No será necesaria la comprobación a pandeo lateral cuando el ala comprimida se arriostra de forma continua o bien de forma puntual a distancias menores de 40 veces el radio de giro mínimo.
6. Comprobación de la resistencia de la barra frente a la abolladura del alma por cortante, según el apartado 6.3.3.4 del DB SE-A.
7. Comprobación de la resistencia del alma de la barra frente a la aplicación de una carga concentrada o una reacción en el apoyo, según el apartado 6.3.3.5 del DB SE-A.

8. Comprobación de la resistencia de la barra frente a la interacción de esfuerzos, según el apartado 6.3.4 del DB SE-A.

27.3. Soportes

Dimensionamiento y comprobación

En los soportes se realizan las siguientes comprobaciones:

1. Comprobación del estado límite de servicio de deformaciones (desplomes), según los apartados 7.1 del DB SE-A y 4.3 del DB SE.
2. Comprobación de la resistencia de la sección frente a esfuerzos de:
 - tracción, según el apartado 6.2.3 del DB SE-A,
 - cortante, según el apartado 6.2.4 del DB SE-A,
 - compresión, según el apartado 6.2.5 del DB SE-A,
 - flexión, según el apartado 6.2.6 del DB SE-A, y
 - torsión, según el apartado 6.2.7 del DB SE-A.
3. Comprobación de la resistencia de la sección frente a la interacción de esfuerzos (flexión compuesta con o sin cortante), según el apartado 6.2.8 del DB SE-A.
4. Comprobación de la resistencia de la barra recta de sección constante y axil constante frente a pandeo por flexión, en compresión centrada, según los apartados 6.3.2 y 6.3.2.1 del DB SE-A.
5. Comprobación de la resistencia de la barra frente a pandeo lateral por flexión, según los apartados 6.3.3.1 y 6.3.3.2 del DB SE-A.
6. Comprobación de la resistencia de la barra frente a la abolladura del alma por cortante, según el apartado 6.3.3.4 del DB SE-A.
7. Comprobación de la resistencia del alma de la barra frente a la aplicación de una carga concentrada o una reacción en el apoyo, según el apartado 6.3.3.5 del DB SE-A.
8. Comprobación de la resistencia de la barra frente a la interacción de esfuerzos, según el apartado 6.3.4 del DB SE-A.

Longitudes de pandeo de los soportes

La longitud de pandeo de un elemento comprimido es la longitud de otro elemento similar con los 'extremos articulados' (extremos que no pueden desplazarse lateralmente, pero que están libres para girar en el plano de pandeo) que tenga la misma resistencia al pandeo.

La longitud de un soporte de un pórtico intraslacional (modo de nudos fijos) se obtiene de la figura A5.2.a de la Instrucción EAE.

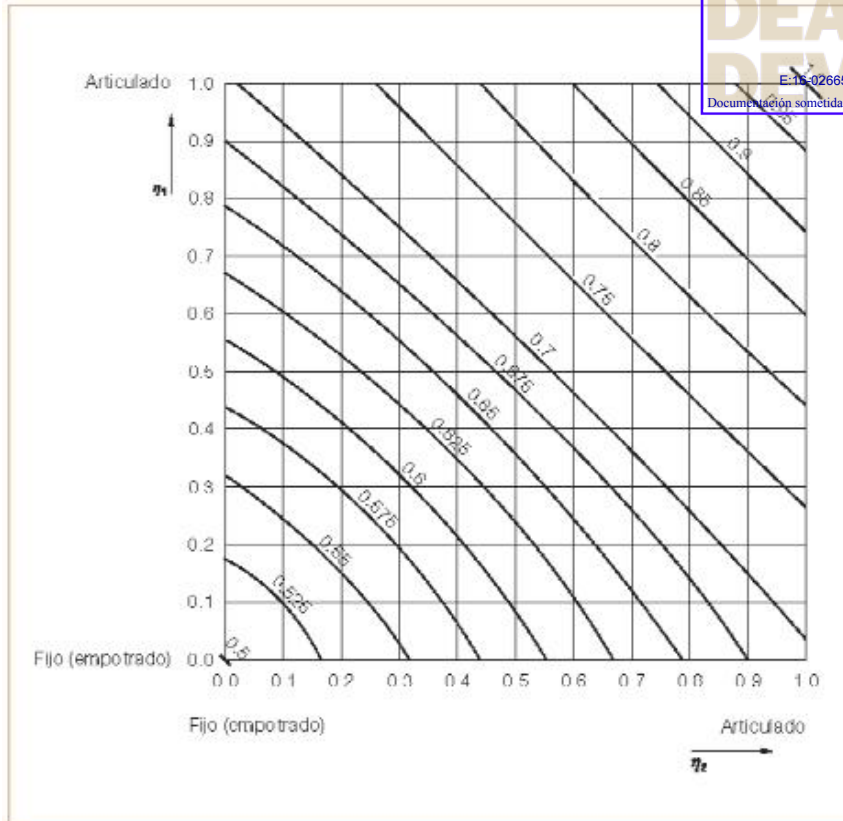


Figura A5.2.a.
 Relación L_{cr}/L de longitud de pandeo (coeficiente β) para un soporte de pórtico intraslacional (de nudos fijos)

La longitud de pandeo de un soporte de un pórtico traslacional (modo de nudos desplazables) se obtiene de la figura A5.2.b de la Instrucción EAE.

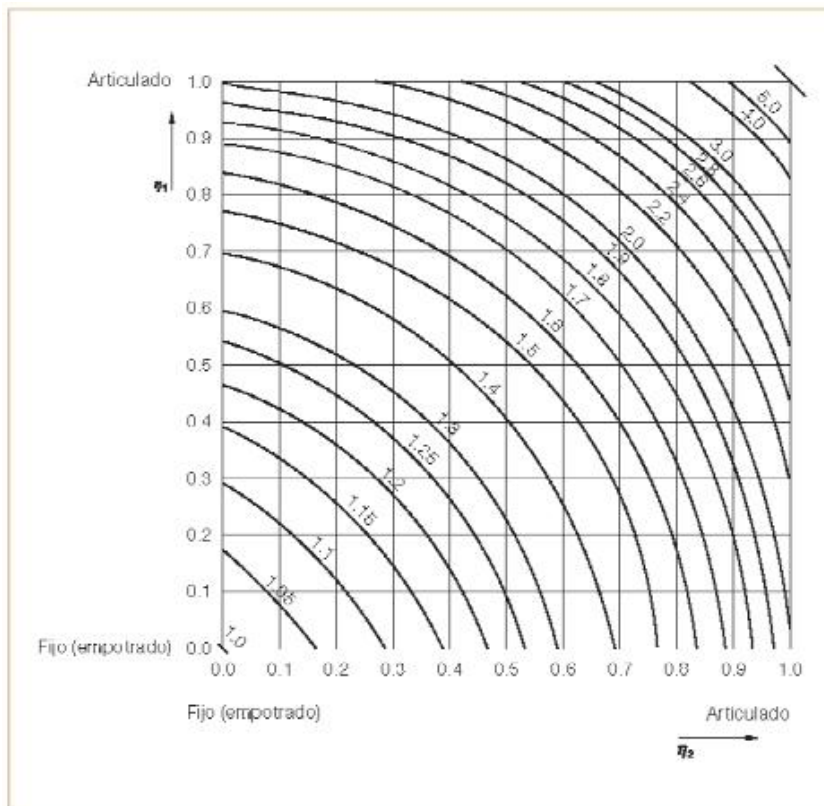


Figura A5.2.b.
 Relación L_{cr}/L de longitud de pandeo (coeficiente β) para un soporte de pórtico traslacional (de nudos desplazables)

28. CARACTERÍSTICAS RESISTENTES Y DE DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

28.1. Aceros en chapas y perfiles

28.1.1. 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.

28.1.2. Características del acero

Designación	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy (°C)
	Tensión de límite elástico f _y (N/mm ²)			Tensión de rotura f _u (N/mm ²)	
	t 16	16 < t 40	40 < t 63	3 t 100	
S 235 JR S 235 J0 S 235 J2	235	225	215	360	20 0 - 20
S 275 JR S 275 J0 S 275 J2	275	265	255	410	20 0 - 20
S 355 JR S 355 J0 S 355 J2 S 355 K2	355	345	335	470	20 0 - 20 - 20 (1)
(1) Se le exige una energía mínima de 40 J					

28.1.3. 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.

28.1.4. 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.

28.1.5. 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.

28.1.6. Otros datos para el proyecto

En los cálculos de estructuras y elementos estructurales de acero se adoptan los siguientes valores, para las características que se indican:

- 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

28.2. Tornillos, tuercas y arandelas

No procede.

28.3. Materiales de aportación

Las características mecánicas de los materiales de aportación en uniones soldadas serán en todos los caso superiores a las del material base.

Las calidades de los materiales de aportación se ajustarán a la norma UNE-EN ISO 14555:1999.

29. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

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

29.1.1. 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 B	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 B	0,00	1,00	0,5	0,3
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 B	0,00	1,00	0,3
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			

29.1.2. 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 B	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 B	0,00	1,00	0,5	0,3
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 B	0,00	1,00	0,3
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			

29.2. Coeficientes parciales de seguridad (γ) 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)

30. 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									
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 ≤ 16 (mm)	16 < t ≤ 40 (mm)	40 < t ≤ 63 (mm)	3 ≤ t ≤ 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
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: 1998.									
COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA LAS ACCIONES PARA ACERO ESTRUCTURAL									
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	-		
Variable (Q)	0,00	1,50	0,00	1,00	0,00	1,00			
Accidental (A)	-	-	1,00	1,00	-	-			

Parte 7: FÁBRICA (SE-F)

31. CATEGORÍA DE FABRICACIÓN DE LAS PIEZAS

Se consideran en el cálculo piezas de categoría II, debiendo cumplir las especificaciones del apartado 8.1.1 del Documento Básico SE-F.

32. CATEGORÍA DE EJECUCIÓN DE LA FÁBRICA

Se establece una categoría de ejecución B para la fábrica armada, según el apartado 8.2.1 del Documento Básico SE-F, atendiendo a los siguientes criterios:

1. Se usan piezas que disponen certificación de sus especificaciones sobre tipo y grupo, dimensiones y tolerancias, y resistencia normalizada.
2. El mortero dispone de especificaciones sobre su resistencia a compresión y a flexotracción a 28 días.
3. Durante la ejecución se realiza una inspección diaria de la obra ejecutada, así como el control y la supervisión continuada por parte del constructor.

33. ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE FÁBRICA

33.1. Adecuación de los materiales

Los materiales que componen las fábricas deben respetar las restricciones impuestas en la Tabla 3.3 del DB SE-F en función de la clase de exposición a que están sometidas.

33.1.1. Piezas

De acuerdo con la Tabla 3.3 del DB SE-F, las piezas de bloque de hormigón con cemento CEM III y CEM IV en ambiente tipo IIb pueden emplearse sin restricciones.

33.1.2. Morteros

De acuerdo con la Tabla 3.3 del DB SE-F, los morteros de cemento CEM I, CEM II, CEM III y/o CEM IV con plastificante en ambiente tipo IIb pueden emplearse sin restricciones.

33.1.3. Elementos de enlace

De acuerdo con la Tabla 3.3 del DB SE-F, los elementos de enlace de acero inoxidable austenítico en ambiente tipo IIb pueden emplearse sin restricciones.

33.2. Armaduras

Las armaduras de tendel en ambiente tipo IIb serán de acero al carbono protegidas mediante galvanizado fuerte o protección equivalente.

El recubrimiento mínimo de mortero de la armadura de tendel respecto al borde exterior no será menor que 15 mm; el recubrimiento mínimo de mortero por encima y por debajo de la armadura de tendel no será menor que 2 mm.

La armadura vertical (de huecos) será de acero B 500 SD.

34. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

34.1. Muros sometidos a compresión

De acuerdo con el apartado 5.2 del Documento Básico SE-F.

34.2. Muros sometidos a cortante

De acuerdo con el apartado 5.3 del Documento Básico SE-F.

34.3. Muros sometidos a flexión

De acuerdo con el apartado 5.4 del Documento Básico SE-F.

35. CARACTERÍSTICAS RESISTENTES Y DE DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

35.1. Piezas

35.1.1. Clasificación de las piezas

Las piezas utilizadas para la realización de la fábrica (bloques de hormigón) pertenecen al grupo de piezas aligeradas de hormigón.

35.1.2. Resistencia normalizada a compresión de las piezas (f_b)

Se adopta en el cálculo una resistencia normalizada a compresión de las piezas (f_b) de valor 6 N/mm².

35.2. Morteros

35.2.1. Tipo de mortero

Los morteros empleados para la realización de la fábrica son ordinarios, siendo el espesor de los tendeles y de las llagas no menor que 8 mm ni mayor que 15 mm.

35.2.2. Resistencia a compresión del mortero (f_m)

Los morteros empleados para la realización de la fábrica serán de resistencia M4,5, de resistencia a compresión (f_m) de valor 4,5 N/mm².

Para evitar roturas frágiles de la fábrica, la resistencia a compresión del mortero no es superior al 75% de la resistencia normalizada de la pieza.

35.3. Hormigones

Se adopta los mismos hormigones que los empleados en cimentación (HA-25/B/20/IIa).

35.4. Armaduras

Las armaduras horizontales (de tendel) serán de acero B 500 SD, tipo celosía, protegidas mediante galvanizado fuerte o protección equivalente.

Las armaduras verticales serán de acero B 500 SD.

35.5. Componentes auxiliares

No procede.

35.6. Fábricas

35.6.1. Resistencia característica a compresión (f_k)

La resistencia característica a compresión de la fábrica (f_k) se deduce del Anejo C del Documento Básico SE-F para una fábrica realizada con mortero ordinario y juntas llenas según la siguiente expresión:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} = 0,50 \cdot 6^{0,65} \cdot 4,5^{0,25} = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

donde:

- K es una constante de valor 0,50 para piezas aligeradas y muros de una hoja
- f_b es la resistencia normalizada a compresión de la pieza, de valor 6 N/mm², en la dirección del esfuerzo
- f_m es la resistencia a compresión especificada del mortero ordinario, de valor 4,5 N/mm² (no mayor que 20 N/mm² ni que 0,75· f_b)

35.6.2. Resistencia característica a cortante (f_{vk})

Como resistencia característica a cortante (f_{vk}) de la fábrica realizada con mortero ordinario y juntas llenas se adopta el menor de los siguientes valores, de acuerdo con el apartado 4.6.3 del DB SE-F:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,36 \cdot k = 0,15 + 0,36 \cdot 0 = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = 0,065 \cdot f_b = 0,065 \cdot 6 = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = 1,2 \text{ N/mm}^2, \text{ según el límite de } (f_{vk}) \text{ dado en la tabla 4.5}$$

donde:

- f_{vk0} es la resistencia a corte puro, con tensión de compresión nula, de valor 0,15 N/mm² según la tabla 4.5 del DB SE-F
- k es, si hay compresión, la tensión característica normal media perpendicular a la tabla debida a la compresión por las cargas permanentes sobre el nivel considerado
- f_b es la resistencia normalizada a compresión de la pieza, de valor 6 N/mm², con el esfuerzo actuando perpendicular a la tabla

35.6.3. Resistencia característica a flexión (f_{xk})

Se consideran dos resistencias características a flexión de la fábrica, dependiendo del plano de rotura:

- f_{xk1} si el plano de rotura es paralelo a los tendeles (flexión contenida en un plano vertical)
- f_{xk2} si el plano de rotura es perpendicular a los tendeles (flexión contenida en un plano horizontal)

Las resistencias características a flexión de la fábrica se deducen de la tabla 4.6 del Documento Básico SE-F en función del tipo de pieza y del tipo y resistencia del mortero empleados, resultando:

$$f_{xk1} = 0,05 \text{ N/mm}^2 \quad f_{xk2} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

35.6.4. Deformabilidad de la fábrica

Diagrama tensión-deformación de la fábrica

Se adopta el diagrama tensión-deformación del apartado 4.6.5 del Documento Básico SE-F.

Módulo de elasticidad (E)

Como módulo de elasticidad secante instantáneo (E) de la fábrica se toma $1000 \cdot f_k$.

$$E = 1000 \cdot f_k = 1000 \cdot 2,34 = 2340 \text{ N/mm}^2$$

Módulo de elasticidad transversal (G)

Como módulo de elasticidad transversal (G) se toma el 40% del módulo de elasticidad (E).

$$G = 0,40 \cdot E = 0,40 \cdot 2340 = 936 \text{ N/mm}^2$$

Parámetros de deformación reológica y térmica

Como parámetros de deformación reológica y térmica de la fábrica se adoptan los valores de cálculo de la tabla 4.7 del DB SE-F.

35.6.5. Sección de cálculo de la fábrica

En la determinación del grueso de cálculo de la fábrica se adoptan los criterios del apartado 4.6.6 del Documento Básico SE-F.

35.6.6. Resistencia de cálculo

De acuerdo con el Documento Básico SE, la resistencia de cálculo es igual a la resistencia característica dividida por el coeficiente parcial de seguridad (γ_M).

36. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

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

Capacidad portante (Estados Límite Últimos)

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	0.80	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.50	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.50	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.00 (*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 0 % de los de la otra.

Aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio)

Situación 1: Acciones variables sin sismo			Situación 2: Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)			Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable		Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00	Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Viento (Q)	0.00	1.00	Viento (Q)	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	Nieve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)			Sismo (A)	-1.00	1.00

36.2. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para la fábrica según DB SE-F

Como coeficientes parciales de seguridad (γ_M) de las fábricas para el estudio de los estados límite últimos se adoptan los valores de la tabla 4.8 del Documento Básico SE-F:

Situaciones persistentes y transitorias (*)			Categoría de ejecución		
			A	B	C
Resistencia de la fábrica	Categoría del control de fabricación	I	1,7	2,2	2,7
		II	2,0	2,5	3,0
Resistencia de llaves y amarres			2,5	2,5	2,5
Anclaje del acero de armar			1,7	2,2	-
Acero (armadura activa y armadura pasiva)			1,15	1,15	-

(*) Para las comprobaciones en situación extraordinaria, los coeficientes de llaves y amarres son los mismos; de las fábricas, los coeficientes son 1,2, 1,5 y 1,8 respectivamente para las categorías A, B y C