
*MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
PARA EL PROYECTO DE EJECUCIÓN DE
REHABILITACIÓN DE ANTIGUA
HARINERA DE CASETAS (ZARAGOZA)*

www.cdconsultoria.es info@cdconsultoria.es

Calle Alfonso Solans Serrano 18, Local 8. 50014 Zaragoza

Zaragoza, Octubre 2024

1. TABLA DE CONTENIDO

2.	OBJETO DE LA MEMORIA.....	4
3.	DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.....	4
4.	ACCIONES PREVISTAS EN EL CÁLCULO.....	5
	ACCIONES GRAVITATORIAS.....	5
	Pesos propios y cargas permanentes:.....	6
	Cargas superficiales consideradas.....	7
	ACCIONES DEL VIENTO.....	8
	ACCIONES SISMICAS.....	8
5.	METODO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN.....	9
	ESTADOS LIMITES ULTIMOS.....	9
	ESTADOS LIMITES DE SERVICIO.....	9
	ESTADO LIMITE DE DEFORMACIÓN.....	10
	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	10
	DIMENSIONADO Y COMPROBACION DE SECCIONES.....	11
	MÉTODOS DE CÁLCULO.....	11
	Estructuras de barras.....	11
	Losas continuas y edificios de pilares, muros y forjados bidireccionales.....	12
	muros de contención.....	12
	Estabilidad de taludes.....	12
	Armado de secciones de hormigón armado.....	12
	CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.....	12
	Situaciones singulares.....	13
	DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS.....	13
	Armaduras longitudinales.....	13
	Armaduras transversales.....	13
	MATERIALES.....	14
	DURABILIDAD.....	14
	RECUBRIMIENTOS.....	15
	SEPARADORES.....	15
	ABERTURA MÁXIMA DE FISURAS.....	15
	REQUISITOS DE DOSIFICACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN.....	15
	EJECUCIÓN.....	15
	CURADO.....	15
	DESCIMBRADO, DESENCOFRADO Y DESMOLDEO.....	15
	CONTROL.....	15
	RESISTENCIA AL FUEGO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	16
	Combinaciones de Acciones.....	16
	Coeficientes parciales de Seguridad para los Materiales.....	16
	Métodos de Comprobación Mediante Tablas.....	16
	Capas Protectoras.....	17
6.	BASES DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.....	18
	TIPOS DE VERIFICACIÓN:.....	18
	MODELADO Y ANÁLISIS.....	18
	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....	18
	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	18
	EFECTO DE LAS ACCIONES.....	18

DURABILIDAD	18
MATERIALES	19
Aceros en chapas y perfiles	19
Tornillos, tuercas y arandelas	20
Materiales de aportación	20
Resistencia de cálculo	20
ANÁLISIS ESTRUCTURAL	20
Modelos del comportamiento estructural	20
ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	21
RESISTENCIA DE LAS SECCIONES	21
RESISTENCIA DE LAS BARRAS	21
ELEMENTOS TRIANGULADOS	21
PILARES DE EDIFICIOS	22
BARRAS DE SECCIÓN COMPUESTA	22
Flexión	22
Pandeo lateral	22
Cargas concentradas	22
ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	23
Deformaciones, flecha y desplome	23
UNIONES	23
Bases de cálculo	23
Criterios de comprobación	23
Clasificación de las uniones por rigidez	24
Resistencia	24
Clasificación de las uniones por resistencia	24
Uniones soldadas	24
7. COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD – ESTRUCTURA DE MADERA	26
VALORES DE CÁLCULO EN SITUACIÓN NORMAL	26
VALORES DE CÁLCULO EN SITUACIÓN DE INCENDIO	27
Valores de cálculo de las propiedades del material:	27
Valores de cálculo de las acciones:	27
MÉTODO DE LA SECCIÓN EFICAZ	28
CÁLCULO DE DEFORMACIONES	28
Situaciones de proyecto	29
Limitación de flechas (CTE-Edificación)	30
Limitación de flechas – Eurocódigo 5	30
8. PROCESO CONSTRUCTIVO	31
9. MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURA	31
ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN	31
ESTRUCTURAS DE ACERO	31
ESTRUCTURAS DE MADERA	32
10. NORMATIVA APLICADA	33

2. OBJETO DE LA MEMORIA.

Se trata de indicar las bases y método de cálculo empleados, en el PROYECTO DE EJECUCIÓN DE REHABILITACIÓN DE EDIFICIO ANTIGUA HARINERA de Casetas (Zaragoza), así como los materiales a emplear para la ejecución de la estructura.

Los cálculos se han realizado con PCs, dotados de microprocesador INTEL PENTIUM Centrino o en su defecto INTEL PENTIUM Core Duo 2, (con una velocidad de procesador de 1,8 Ghz. y 1 o 2 Gb. de memoria RAM).

Los programas de cálculo son de "CYPE INGENIEROS, S.A.", utilizando para los cálculos de estructuras de hormigón armado el programa "CYPECAD" y los propios de la empresa responsable del cálculo de estructuras.

3. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.

Nos encontramos ante la rehabilitación y nueva ejecución de diferentes edificios.

El primero de ellos es un edificio anexo al auditorio. Éste está formado por sótano, suelo planta baja y cubierta planta baja. El sótano se ejecuta con muros de hormigón armado de 30cm y losa de cimentación de 25cm de espesor. Se dispone de una losa de escalera maciza de 25cm de espesor conectada de manera longitudinal al muro de hormigón armado con esperas de Ø12c/20cm ancladas en el muro 15cm y en la losa de escalera 40cm. El suelo de planta baja se ejecuta mediante losa maciza de 25cm de espesor. Sobre la coronación de los muros se ejecutan una serie de pórticos de madera laminada GL24h para la formación de la cubierta ligera del edificio. Se dispone de cruces de San Andrés Ø12 en los dos vanos extremos. Para cubrir la escalera de emergencia se dispone de una losa maciza de 25cm de espesor, con el grado de inclinación descrito en planos, conectada de manera longitudinal en los dos muros en los que apoya.

El segundo es el edificio de la propia Harinera. Éste se demuele el forjado dejando únicamente los pilares centrales. La rehabilitación consiste en la ejecución de dos forjados y cubierta. Los dos forjados tienen la misma solución constructiva y la diferencia es que en el de cota inferior tiene solo un vano y en el superior dos. Para ello, se dispone de una viga principal central GL24h-260x400 apoyada en las cabezas de pilares y de manera transversal a ésta viguetas GL24h-120x240 con un intereje de 50cm. En este nivel se dispone de una escalera formada por zancas de estructura de madera GL24h-120x240. En el nivel superior, se dispone de una viga principal central GL24h-260x400 apoyada en las cabezas de pilares y de manera transversal a ésta viguetas GL24h-120x220 con un intereje de 50cm.

La cubierta del edificio se culmina con una estructura formada por perfiles metálicos siendo los cordones superiores e inferiores tubos rectangulares de acero S275 #60x80.5mm y las montantes y tirantes tubos cuadrados de acero S275 #60.5mm. Las correas son de madera laminada GL24h-120x240. Se dispone de cruces de San Andrés Ø12 en los tres vanos interiores. Entre estas cuatro cerchas se ejecutan tres tubos de compresión cuadrados de acero S275 #70.5.

El tercer edificio se trata de un cuerpo de comunicaciones verticales en el que se demuele la escalera existente y se ejecuta una losa maciza de espesor 20cm para la formación de la zanca. Entre pilares existentes, se ejecuta un zuncho perimetral de hormigón armado 25x20cm el cual se ejecuta de forma solidaria a la zanca de escalera en el caso de coincidencia con descansillo de escalera. La cubierta del edificio también se demuele para dejar paso a la ejecución de tres dinteles de estructura metálica S275 de perfil IPE-180 y correas IPE-140 soldadas en el alma del dintel. Se dispone de cruces de San Andrés Ø12 en los dos vanos.

Se plantea la ejecución de los dinteles en la cabeza de los pilares mediante placas base y anclajes tipo HILTI HIT-HY 200-A + HAS-U 8.8 M16.

El cuarto y último edificio sobre el que realizar una actuación es el del auditorio. Se ejecutan ocho pilares HEB-220 en el lado longitudinal del muro existente y en la coronación de todos ellos un dintel IPE-270 para el apoyo transversal del forjado de placa alveolar de 25cm y capa de compresión de 5cm. Para el dimensionamiento de los pilares y cimentación se ha tenido en cuenta las cargas de una futura ampliación en altura de dos forjados de las mismas características.

4. ACCIONES PREVISTAS EN EL CÁLCULO

En la evaluación de acciones para determinar el comportamiento estructural del edificio que se presenta, se han tenido en cuenta la normativa CTE DB-SE, "Acciones en la edificación", así como la normativa NCSE-02, "Norma de Construcción Sismorresistente".

En base a ellas, se han evaluado las acciones gravitatorias, las sobrecargas de uso, de nieve, así como las acciones derivadas del viento, del sismo, de la temperatura y de la inestabilidad de los materiales (acciones reológicas). Cada una de ellas se detalla a continuación.

ACCIONES GRAVITATORIAS

Son las producidas por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que puedan actuar por razón de uso y de la nieve.

Las primeras, a las que en lo sucesivo se denominará con cargas, se han entendido disociadas en:

- a) **Peso propio:** como carga debida al peso del elemento resistente.
- b) **Carga permanente:** Como carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta el elemento.

Las segundas están compuestas por tres tipologías distintas de acción, que obedecen siempre al peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre un elemento: personas, muebles, instalaciones movibles, materias almacenadas, vehículos, etc. Estas tres tipologías obedecen a los criterios siguientes:

- a) **Sobrecargas superficiales:** Son acciones derivadas del uso, que actúan superficialmente sobre los elementos resistentes. En ellas se incluyen las de uso propiamente dicho, según tabla 3.1. de la norma CTE DB-SE y las que, a juicio del que suscribe, se estiman en cada caso más adientes, dado el uso concreto de la zona sometida a carga.
- b) **Sobrecargas lineales:** Son las acciones derivadas del uso que actúan a lo largo de una línea. Al respecto, se tiene en consideración la sobrecarga en balcones volados, a que hace referencia el artículo 3.1.1.4 de la normativa y las que se deducen de la aplicación del artículo 3.2 de la misma norma.
- c) **Sobrecargas aisladas:** Son las acciones derivadas del uso, que actúan o pueden actuar en un punto de la estructura. La consideración de dichas sobrecargas se adecua al artículo 3.1.1.- del CTE DB-SE.

La determinación final de las intensidades de acciones de cada una de las tipologías detalladas se obtiene tras considerar los artículos 3.1.1.8 y 4 del CTE DB-SE, referentes a las hipótesis de aplicación de sobrecargas y a las acciones dinámicas, respectivamente.

Finalmente, las terceras, que tienen en cuenta la acción producida sobre los elementos resistentes por la acumulación de nieve, se evalúan en orden a la aplicación del artículo 3.5 del CTE DB-SE, referentes a los pesos específicos de la nieve, las sobrecargas a considerar sobre elementos horizontales, sobre los planos inclinados, las acciones debidas a la acumulación de la nieve y a la alternancia de cargas debido a dicha acumulación, respectivamente.

Con relación a las consideraciones y definiciones establecidas, las acciones consideradas en el cálculo de la estructura del edificio que se presenta son las siguientes:

PESOS PROPIOS Y CARGAS PERMANENTES:

Para la determinación de los pesos propios y cargas permanentes debidos a los materiales y sistemas constructivos empleados, se han tomado como referencia los que figuran en las tablas 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5 de la norma referida, de los que destacan:

Muros de fábrica de ladrillo	
Ladrillo macizo	18.00 kN/m ³
Ladrillo perforado	15.00 kN/m ³
Ladrillo hueco	12.00 kN/m ³

Muros de fábrica de bloque:	
Bloque hueco de mortero	16.00 kN/m ³
Bloque hueco de yeso	10.00 kN/m ³

Hormigón	
Hormigón armado	25.00 kN/m ³
Hormigón en masa	23.00 kN/m ³
Hormigón de escoria (arrita)	16.00 kN/m ³

Pavimentos	
Hidráulico o cerámico	0.5/1.1 kN/m ²
Terrazo	0.80 kN/m ²
Parquet	0.40 kN/m ²

Materiales de cubierta	
Plancha plegada metálica	0.15 kN/m ²
Teja curva	0.60 kN/m ²
Pizarra	0.30 kN/m ²
Tablero de rasilla	1.00 kN/m ²

Materiales de construcción	
Arena	15.00 kN/m ³
Cemento	16.00 kN/m ³
Pizarra	17.00 kN/m ³
Escoria Granulada	11.00 kN/m ³

CARGAS SUPERFICIALES CONSIDERADAS.

Las intensidades consideradas de las acciones gravitatorias de peso propio, cargas permanentes y sobrecargas de uso, se detallan a continuación:

ANEXO	
Zona: Suelo planta baja	
Peso propio losa maciza e=25cm	6.25 kN/m ²
Cargas permanentes	2.00 kN/m ²
Sobrecarga de uso	5.00 kN/m ²

ANEXO	
Zona: Techo planta baja Cubierta de madera	
Peso propio cubierta	0.95 kN/m ²
Sobrecarga de nieve	0.50 kN/m ²
Sobrecarga de uso	0.40 kN/m ²

La sobrecarga de Mantenimiento se considera no concomitante con la sobrecarga de nieve al tratarse de una cubierta ligera, según la "Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso" del Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación.

HARINERA	
Zona: forjados de nueva ejecución	
Peso propio forjado	1.00 kN/m ²
Sobrecarga de uso	5.00 kN/m ²

HARINERA	
Zona: Cubierta	
Peso propio cubierta	0.95 kN/m ²
Sobrecarga de nieve	0.50 kN/m ²
Sobrecarga de uso	0.40 kN/m ²

La sobrecarga de Mantenimiento se considera no concomitante con la sobrecarga de nieve al tratarse de una cubierta ligera, según la "Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso" del Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación.

CUERPO DE COMUNICACIONES VERTICALES	
Zona: Zancas de escalera y descansillo	
Peso propio losa maciza e=20cm	5.00 kN/m ²
Cargas permanentes	1.00 kN/m ²
Sobrecarga de uso	5.00 kN/m ²

CUERPO DE COMUNICACIONES VERTICALES	
Zona: Cubierta	
Peso propio cubierta	0.95 kN/m ²
Sobrecarga de nieve	0.50 kN/m ²
Sobrecarga de uso	0.40 kN/m ²

La sobrecarga de Mantenimiento se considera no concomitante con la sobrecarga de nieve al tratarse de una cubierta ligera, según la "Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso" del Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación.

AUDITORIO	
Zona: Suelo planta baja	
Peso propio placa alveolar 25+5cm	4.75 kN/m ²
Cargas permanentes	2.00 kN/m ²
Sobrecarga de uso	5.00 kN/m ²

ACCIONES DEL VIENTO

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (3.1)$$

siendo:

q_b la presión dinámica del viento.

c_e el coeficiente de exposición

c_p el coeficiente eólico o de presión,

En el caso particular que se discute, los parámetros considerados son los que se detallan:

Situación topográfica (según Anejo D)		Zona B
Altura de coronación del edificio		Ver altura en planos
Presión dinámica W		0.45kN/m ² .
Coeficiente de Exposición IV. Zona urbana en general, industrial o forestal.		1.6
Coeficientes eólicos fachada	Coeficiente C_p	+0.80
	Coeficiente C_s	-0.50
Coeficientes eólicos cubierta	Coeficiente C_p	+0.40
	Coeficiente C_s	-0.80

ACCIONES SÍSMICAS

En la determinación de las acciones sísmicas se ha considerado la normativa NCSE-02, "Norma de Construcción Sismorresistente".

Dicha norma establece una clasificación de los edificios según el destino de la obra, de acuerdo con el siguiente criterio:

* Grupo 1º: obras de alcance económico limitado, sin probabilidad razonable que su destrucción pueda producir víctimas humanas, interrumpir un servicio primario, o daños económicos a terceros.

* Grupo 2º: obras cuya destrucción pueda ocasionar víctimas humanas, interrumpir un servicio primario o producir importantes pérdidas económicas a terceros.

* Grupo 3º: Obras cuya destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible después de ocurrido un terremoto o dar lugar a efectos catastróficos.

Según el artículo 1.2.3., la aplicación de la norma es obligatoria siempre excepto en los siguientes casos:

En construcciones de importancia moderada.

En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_g igual o mayor de 0.04g, siendo g la aceleración de la gravedad.

En construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre si en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica a_c (art. 2.1) sea inferior a 0.08g. No obstante, La Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c , (Art. 2.2) es igual o mayor de 0.08g.

En consecuencia, en el caso que nos ocupa, no es preceptiva la contemplación de las acciones sísmicas sobre la estructura dado que la aceleración sísmica es menor a 0,04g, es un edificio de importancia normal y los pórticos no se encuentran bien arriostrados entre sí.

5. METODO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN.

Se ha adoptado el método de los E.L.U. (Estados Límites Últimos) de forma que en cualquier situación se cumple:

$$S_d \leq R_d$$

S_d = Efecto de las fuerzas aplicadas.

R_d = Respuesta estructural.

El valor de cálculo de las acciones se define por el obtenido como producto del valor representativo por un coeficiente parcial de seguridad.

$$F_d = \gamma_{f,i} \cdot F_k$$

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para la comprobación de los ELU se adoptan los valores indicados en el CTE DB SE AE

Para las distintas situaciones del proyecto, las combinaciones de acciones para estructuras de edificación de forma simplificada se establecen con los siguientes criterios:

ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Estructuras de edificación.

- Situación persistente o transitoria

a) Situación con una acción variable $Q_{K,1}$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1}$$

b) Situaciones con dos o más acciones variables.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \sum_{j \geq 1} 0.9 \gamma_{Q,j} Q_{K,j}$$

c) Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_A A_{E,K} + \sum_{i \geq 1} 0.8 \gamma_{Q,i} Q_{K,i}$$

Indicar que, como acciones indirectas, los asientos inferiores a 25 mm, será la propia estructura la que por sus condiciones de ejecución y rigidez las absorberá.

ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Estructuras de edificación.

Combinación poco probable o frecuente

a) Situaciones con una sola acción variable $Q_{K,1}$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1}$$

b) Situaciones con dos o más acciones variables $Q_{K,1}$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + 0.9 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{K,i}$$

-Combinación cuasipermanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + 0.6 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{K,i}$$

ESTADO LIMITE DE DEFORMACIÓN

Se comprueban las deformaciones de los elementos estructurales en función de las características de los materiales, acciones, geometría, armado, condiciones de vinculación y puesta de obra. Por todo ello, la estimación de las deformaciones es compleja y la evaluación, por lo tanto aproximada, un error del 20% lo consideraremos aceptable.

Según lo expuesto en el artículo 4.3.3 del documento CTE DB SE, se han verificado en la estructura las flechas de los distintos elementos. Se ha comprobado tanto el desplome local como el total de acuerdo con lo expuesto en 4.3.3.2 de dicho documento.

Para el cálculo de las flechas en los elementos flectados, vigas y forjados, se tienen en cuenta tanto las deformaciones instantáneas como las diferidas, calculándose las inercias equivalentes de acuerdo a lo indicado en la norma.

En la obtención de los valores de las flechas se considera el proceso constructivo, las condiciones ambientales y la edad de puesta en carga, de acuerdo a unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación convencional. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de flecha pertinentes para la determinación de la flecha activa, suma de las flechas instantáneas más las diferidas producidas con posterioridad a la construcción de las tabiquerías.

Se establecen los siguientes límites de deformación de la estructura:

Flechas relativas para los siguientes elementos				
Tipo de flecha	Combinación	Tabiques frágiles	Tabiques ordinarios	Resto de casos
Integridad de los elementos constructivos (flecha activa)	Característica G+Q	1 / 500	1 / 400	1 / 300
Confort de usuarios (flecha instantánea)	Característica de sobrecarga Q	1 / 350	1 / 350	1 / 350
Apariencia de la obra (flecha total)	Casi permanente $G + \Psi_2 Q$	1 / 300	1 / 300	1 / 300

Desplazamientos horizontales	
Local	Total
Desplome relativo a la altura entre plantas: $\delta/h < 1/250$	Desplome relativo a la altura total del edificio: $\Delta/H < 1/500$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se ha considerado el método de análisis lineal por considerarse el más adecuado en situaciones de servicio, siendo también adecuado para los ELU en vigas continuas, pórticos intraslacionales y para obtener esfuerzos de primer orden en pórticos traslacionales en los que los esfuerzos de segundo orden resultan despreciables.

Se aplica una redistribución limitada al 15% del momento flector máximo en apoyo, con la limitación impuesta en la Instrucción de $x \leq 0,45d$ a nivel de sección. En la última planta, al objeto de aproximar el comportamiento real de la estructura con la hipótesis de cálculo se considera una rigidez virtual del pilar del 0,7 de su rigidez real, rigidez real a flexión.

La rigidez a torsión de los elementos estructurales que conforman la estructura, no se considera si no es necesaria para su estabilidad estructural

Se cumplirá lo descrito en la sección 5. del anejo 19 del CE. Los coeficientes de mayoración y minoración, así como las características de los materiales, estarán indicados en el anexo correspondiente al Pliego de Condiciones de la Estructura.

Para la determinación de esfuerzos en los distintos elementos estructurales se utilizan los postulados básicos de la elasticidad y la resistencia de materiales, aplicándolos de forma diversa y a través de distintas metodologías, en función del elemento o elementos a analizar.

La especificación de las metodologías utilizadas para el análisis de los diversos tipos estructurales se detalla a continuación.

En aquellos casos en los que la esbeltez de la estructura es determinante, se utiliza también el cálculo matricial, aunque basado en la formulación de la ecuación de equilibrio de la estructura bajo las consideraciones de la teoría en 2º orden, deduciendo, pues, las matrices de rigidez de las barras y los vectores de acciones en función del esfuerzo axial.

LOSAS CONTINUAS Y EDIFICIOS DE PILARES, MUROS Y FORJADOS BIDIRECCIONALES.

Su análisis se lleva a cabo mediante el cálculo matricial de estructuras, aplicado tanto a estructuras planas como espaciales.

Para la determinación de las matrices de rigidez de cada una de las barras de la estructura se parte de los dos teoremas de Mohr, relacionando todos los movimientos posibles de extremos con los esfuerzos acontecidos.

Las losas macizas o aligeradas se discretizan en una malla virtual de 25x25cm, distinguiendo entre las zonas macizas y aligeradas con sus correspondientes áreas e inercias, según corresponda.

Los pilares se plantean como una barra y los muros y las pantallas se analizan por el Método Matricial.

Todo ello, evaluado conjuntamente, permite la determinación precisa de los esfuerzos en todos y cada uno de los elementos de la estructura.

MUROS DE CONTENCIÓN.

Para el análisis tanto de la estabilidad de muros de contención como de muros pantalla se utiliza la teoría de empujes activos y pasivos de Rankine.

Para ello se discretiza la pantalla y se solicita, por un lado, a los empujes que hubiere y, por otro, a la reacción que provoca su empotramiento sobre un terreno elástico.

En el caso del cálculo de muros de contención, el apoyo se resuelve directamente mediante una zapata, y en el caso del análisis de muros pantalla mediante su empotramiento en el terreno, considerando el criterio de Blum.

ESTABILIDAD DE TALUDES.

Para la determinación de la estabilidad de taludes se utiliza el método del equilibrio de masas de suelo discretas, suponiendo diversos trazados de superficies de rotura cilíndricas.

ARMADO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO.

El armado de secciones de hormigón se realiza en rotura, considerando el diagrama σ - ϵ que se detalla en la presente memoria.

Mediante esta metodología se analizan casos de flexión simple recta y esviada, flexo-compresión recta y esviada, compresión compuesta recta y esviada y tracción compuesta recta o esviada, a través de la determinación del plano de deformaciones y planteamiento de las ecuaciones de equilibrio interno.

Para la comprobación a esfuerzos rasantes, tipo cortante o momento torsor, se utilizan las consideraciones del CE, capítulo 6.2 y 6.3 del anejo 19

CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

Los criterios utilizados para el dimensionado de todos y cada uno de los elementos que configuran la estructura del edificio se han basado en observar el cumplimiento de dos requisitos básicos, a saber, el que se refiere a los estados límite últimos por un lado y el de satisfacer los estados límite últimos de utilización por el otro.

Con respecto a la satisfacción del primer requisito cabe señalar que en ningún caso se rebasan las tensiones admisibles de los materiales, contemplando para sentar esta afirmación los fenómenos de inestabilidad global y particular de los elementos.

Con respecto a la satisfacción del segundo, se ha incidido sistemáticamente en el control de las deformaciones de todos los elementos resistentes.

El cálculo de las deformaciones verticales (flechas) de los elementos sometidos a flexión, se ha realizado aplicando los criterios expuestos en 4.3.3.1. del CTE DB-SE.

En el cuadro siguiente se indican los límites de flecha establecidos para asegurar la compatibilidad de deformaciones de los distintos elementos estructurales y constructivos:

TIPO DE ELEMENTO FLECTADO	FLECHA RELATIVA
Pisos con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas	L / 500
Pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	L / 400
Resto de los casos	L / 300

En cualquier caso, no será necesaria la comprobación de flechas cuando se cumpla lo establecido en el apartado 7.4.2 del anejo 19 del CE.

SITUACIONES SINGULARES.

Pueden superarse localmente las flechas máximas siempre y cuando se cumpla el estado límite de vibraciones y se garantice que los elementos no estructurales no se dañarán. Consecuentemente se tendrán en consideración los siguientes puntos:

Una vez levantada la estructura, el orden de carga será de la planta superior a la inferior.

Se dejará una separación entre los cerramientos y el forjado de un tamaño de 11mm, que es igual a la flecha activa máxima calculada.

No se superarán las frecuencias indicadas en el CTE DB-SE 4.3.4.

DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

ARMADURAS LONGITUDINALES.

Se deberán seguir las recomendaciones del apartado 9 del anejo 19 del CE. En particular:

El área de la armadura longitudinal a tracción no debe ser inferior a $A_{s,min} = \frac{W f_{ctm,fl}}{z f_{yd}}$

donde:

z: es el brazo mecánico en la sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como $z = 0,8h$

W: es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada

$f_{ctm,fl}$: es la resistencia media a flexotracción

f_{yd} : es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,max} = 0,04 A_c$ fuera de las zonas de solape.

ARMADURAS TRANSVERSALES.

Se deberán seguir las recomendaciones del apartado 9 del anejo 19 del CE. En particular:

$$pw = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)$$

donde:

p_w : es la cuantía de armadura a cortante, p_w no debe ser inferior a $p_{w,min}$,

$$p_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

A_{sw} : es el área de armadura a cortante en la longitud s

s : es la separación entre las armaduras de cortantes medidas a lo largo del eje longitudinal del elemento

b_w : es el ancho del alma del elemento

α : es el ángulo entre la armadura de cortante y el eje longitudinal.

Además, deberá cumplirse que:

La separación longitudinal máxima entre los diferentes tipos de armaduras de cortante no debe exceder $s_{l,max}$

$$s_{l,max} = 0,75d (1 + \cot \alpha)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante respecto al eje longitudinal de la viga.

La separación longitudinal máxima de las barras levantadas no debe exceder el valor de $s_{b,max}$

$$s_{b,max} = 0,6d (1 + \cot \alpha)$$

La separación transversal de las ramas en una serie de cercos no debe exceder el valor $s_{t,max}$

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600mm$$

MATERIALES

Se tendrá en cuenta lo indicado en el capítulo 8 del C.E. en lo relativo a hormigones, cementos, áridos, agua y aditivos.

Composición, características mecánicas, valor mínimo de la resistencia, docilidad y Artículos 33 y 35 – Armaduras pasivas.

DURABILIDAD

Merece un especial interés en esta memoria recalcar las estrategias tendentes a mejorar la durabilidad de la estructura para alcanzar la vida útil que la Propiedad y esta Dirección Facultativa demandan.

Una estrategia adecuada, va enfocada a conseguir una calidad adecuada del hormigón, en especial en las zonas más superficiales donde se pueden producir los procesos de deterioro.

Para una calidad apropiada del hormigón, se cumplirán las condiciones siguientes:

Selección de materias primas acorde a lo indicado en el capítulo 8.

Las condiciones de durabilidad vienen definidas en el capítulo 9 del C.E.

Dosificación adecuada Artículo 68.

Vertido correcto. Artículo 52.1.

Puesta en obra correcta. Artículo 71.

Curado del hormigón, según lo indicado en Artículo 52.5.

Resistencia acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.

A tales objetivos, vienen destinadas las especificaciones generales del Proyecto en el Cuadro de Características según C.E. y en particular los que a continuación se indican:

RECUBRIMIENTOS

Se cumplirá lo especificado en el apartado 43.4.1. del CE. En algunos casos y en función del riesgo de incendio u otros criterios adicionales (ver apartado 44.5), puede ser necesario incrementar los valores considerados para el recubrimiento mínimo.

SEPARADORES

Se cumplirá lo especificado en el apartado 43.4.2. del CE.

ABERTURA MÁXIMA DE FISURAS

Cuando con las medidas de protección realizadas para evitar superar el máximo de abertura indicada en Instrucción no se ha conseguido la finalidad propuesta, se estudiará alguna aplicación de revestimiento superficial para la protección del hormigón y armaduras pasivas y si es necesario protección catódica de armaduras o inhibidores de corrosión.

REQUISITOS DE DOSIFICACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN.

Se cumplirá lo indicado en los artículos 43.2.1, aplicándose la Tabla 43.2.1 a y b; Relación Máxima agua / cemento y mínimo contenido de cemento.

EJECUCIÓN

Se cumplirá lo indicado en el Capítulo 11 del CE sobre las condiciones de ejecución.

Destacamos en particular para esta estructura la disposición de juntas de hormigonado, que se señalaran en forma y disposición conveniente a la Estructura por la Dirección Facultativa.

CURADO

Se cuidará especialmente la operación de curado, durante el fraguado y primer periodo de endurecimiento del hormigón, mediante riego que no produzca deslavado. Puede sustituirse por otros métodos siempre que aporten garantías suficientes.

DESCIMBRADO, DESENCOFRADO Y DESMOLDEO

Se cumplirá lo dispuesto en el art.53 del CE.

CONTROL

Se cumplirá lo establecido en el art. 57. En particular el apartado 57.5.4. relativo al control estadístico.

El número mínimo de amasados por lote y el tamaño del lote tendrá los límites máximos establecidos en la Tabla 57.5.4.1. Para cada caso, se procederá a la aceptación del lote cuando se cumplan los criterios establecidos en la Tabla 57.5.4.3.a:

Caso de control estadístico	Criterio de aceptación	Observaciones
1	$f(\bar{x}) = \bar{x}(1 - 1.66\delta^*) \geq f_{ck}$	Hormigones con la dispersión certificada dentro del alcance de certificación de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
2	$f(\bar{x}) = \bar{x} - 1.66s_{35}^* \geq f_{ck}$	Se han controlado más de 36 amasadas.
3	$f(x_i) = x_i, K_n \geq f_{ck}$	Hasta la 36.ª amasada.

RESISTENCIA AL FUEGO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para garantizar la resistencia al fuego de la estructura durante el período de tiempo determinado se siguen las recomendaciones especificadas en el Anejo 20 del CE.

COMBINACIONES DE ACCIONES

El cálculo estructural para la situación de incendio debería llevarse a cabo de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 18 del Código Estructural.

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA LOS MATERIALES

Los coeficientes parciales de seguridad para los materiales se considerarán iguales a la unidad, $\gamma_c=1,0$ y $\gamma_s=1,0$.

MÉTODOS DE COMPROBACIÓN MEDIANTE TABLAS

SOPORTES

Mediante la tabla A.20.5.2a puede obtenerse la resistencia al fuego de los soportes circulares y rectangulares expuestos por tres o cuatro caras, referida a la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras de las caras expuestas. Deberán cumplirse los requisitos del apartado 5.3.2 del Anejo 20.

Tabla A20.5.2a Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Anchura del pilar b_{min} /recubrimiento mecánico de la armadura principal			
	Pilar expuesto en más de una cara			Expuesto en una cara
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	—	295/70
** Mínimo 8 barras				
Para los pilares pretensados, debería considerarse un incremento del recubrimiento mecánico de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2.				

MUROS PORTANTES

Mediante la tabla A20.5.4 puede obtenerse la resistencia al fuego de los muros macizos portantes expuestos por una o por ambas caras, referida a la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras de las caras expuestas.

NOTA: La relación entre la altura libre del muro y su espesor se limita a 40 en el punto (3) del apartado 5.4.1. La altura libre incluye la limitación de que los datos tabulados para muros son únicamente válidos para estructuras arriostradas, véase la correspondiente limitación para pilares del apartado 5.3.1.

Tabla A20.5.4 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para muros de carga de hormigón

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Espesor del muro/recubrimiento mecánico para			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.				
NOTA: Para la definición de μ_{fi} véase el punto (3) del apartado 5.3.2.				

CAPAS PROTECTORAS

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

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

6. BASES DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

TIPOS DE VERIFICACIÓN:

Se requieren dos tipos de verificaciones, las relativas a:

- La estabilidad y la resistencia (estados límite últimos).
- La aptitud para el servicio (estados límite de servicio).

MODELADO Y ANÁLISIS

El análisis estructural se basa en modelos adecuados del edificio

Se consideran los incrementos producidos en los esfuerzos por causa de las deformaciones (efectos de 2º orden) allí donde no resulten despreciables.

No se comprueba la seguridad frente a fatiga en estructuras normales ya que no está sometida a cargas variables repetidas de carácter dinámico.

En el análisis estructural sólo se ha tenido en cuenta la fase final de la construcción, situación definitiva.

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Se aplican coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

Para los coeficientes parciales para la resistencia se adoptan, normalmente, los siguientes valores:

- $\gamma_{M0} = 1,05$ coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material
- $\gamma_{M1} = 1,05$ coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad
- $\gamma_{M2} = 1,25$ coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión
- $\gamma_{M3} = 1,1$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Servicio.
- $\gamma_{M3} = 1,25$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Último.
- $\gamma_{M3} = 1,4$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para el mismo de acuerdo a DB SE 4.3

EFFECTO DE LAS ACCIONES

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtienen mediante las reglas de combinación indicadas DB SE.

DURABILIDAD

Ha de prevenirse la corrosión del acero mediante una estrategia global que considere en forma jerárquica al edificio en su conjunto (situación, uso, etc.), la estructura (exposición, ventilación, etc.), los elementos (materiales, tipos de sección, etc.)

MATERIALES

ACEROS EN CHAPAS Y PERFILES

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	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	550	0

⁽¹⁾ Se le exige una energía mínima de 40J.

Las siguientes son características comunes a todos los aceros:

- Módulo de Elasticidad: E 210.000 N/mm²
- Módulo de Rigidez: G 81.000 N/mm²
- Coeficiente de Poisson: 0,3
- Coeficiente de dilatación térmica: 1,2·10⁻⁵ (°C)⁻¹
- Densidad 7.850kg/m³

Los procedimientos de comprobación se basan en el comportamiento dúctil del material, esto es, las comprobaciones de cálculo se refieren al límite elástico o a la tensión de rotura en condiciones de laboratorio. Es por tanto necesario comprobar que la resistencia a rotura frágil es, en todos los casos, superior a la resistencia a rotura dúctil. Esto es cierto en el caso de estructuras no sometidas a cargas de impacto, como son en general las de edificación y cuando los espesores empleados no sobrepasen los indicados en la tabla 4.2 para las temperaturas mínimas a que estarán sometidas en función de su emplazamiento y exposición, según los criterios de DB-SE-AE 3.3, realizadas con los aceros especificados en este apartado, y fabricadas conforme a los requisitos especificados en el capítulo 10 de este DB, por lo que en este caso no se requiere ninguna comprobación;

Grado	Temperatura mínima								
	0 °C			-10 °C			-20 °C		
	JR	J0	J2	JR	J0	J2	JR	J0	J2
S235	50	75	105	40	60	90	35	50	75
S275	45	65	95	35	55	75	30	45	65
S355	35	50	75	25	40	60	20	35	50

Soldabilidad. Todos los aceros son soldables y únicamente se requiere la adopción de precauciones en el caso de uniones especiales (entre chapas de gran espesor, de espesores muy desiguales, en condiciones difíciles de ejecución, etc.), según se indica en el Capítulo10 de DB-SE-A.

TORNILLOS, TUERCAS Y ARANDELAS

En la tabla se resumen las características mecánicas mínimas de los aceros de los tornillos de calidades normalizadas en la normativa ISO.

Se entiende por tornillo el conjunto tornillo, tuerca y arandela (simple o doble).

Clase	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)	240	300	480	640	900
Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

En los tornillos de alta resistencia utilizados como pretensados, se controlará el apriete.

MATERIALES DE APORTACIÓN

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

RESISTENCIA DE CÁLCULO

Se define resistencia de cálculo, f_{yd} , al cociente de la tensión de límite elástico y el coeficiente de seguridad del material

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

siendo:

f_y : tensión del límite elástico del material base (tabla 4.1). No se considera el efecto de endurecimiento derivado del conformado en frío o de cualquier otra operación.

γ_M coeficiente parcial de seguridad del material

En las comprobaciones de resistencia última del material o la sección, se adopta como resistencia de cálculo el valor

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

siendo: γ_{M2} coeficiente de seguridad para resistencia última.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En general, la comprobación ante cada estado límite se realiza en dos fases: determinación de los efectos de las acciones, o análisis (esfuerzos y desplazamientos de la estructura) y comparación con la correspondiente limitación, o verificación (resistencias y flechas o vibraciones admisibles respectivamente).

MODELOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

HIPÓTESIS

El análisis se lleva a cabo de acuerdo con hipótesis simplificadoras mediante modelos, congruentes entre sí, adecuados al estado límite a comprobar y de diferente nivel de detalle, que permitan obtener esfuerzos y desplazamientos en las piezas de la estructura y en sus uniones entre sí y con los cimientos.

Se utilizan modelos elásticos y lineales en las comprobaciones frente a estados límite últimos y de servicio. Aunque frente a estados límite últimos el análisis puede llevarse a cabo en régimen elástico, elástico con redistribución de momentos, elastoplástico, rígido-plástico o cualquier combinación coherente.

TIPOS DE SECCIÓN UNIONES ENTRE ELEMENTOS

En función de la resistencia las uniones pueden ser articulaciones, de resistencia total o de resistencia parcial.

Dependiendo de la rigidez las uniones pueden ser articuladas, rígidas o semirrígidas, según su rigidez a rotación sea nula, total o intermedia.

Se adoptan las disposiciones precisas para clasificar la unión como articulada –permitiendo rotaciones apreciables sin la aparición de momentos relevantes- o rígida –asegurando mediante rigidización suficiente la

rotación conjunta de todas las secciones extremas de los elementos del nudo-, o para considerar la rigidez parcial de la unión en los modelos empleados en el análisis.

ESTABILIDAD LATERAL GLOBAL

TRASLACIONALIDAD

En el caso de las estructuras traslacionales, o no arriostradas, en las que los desplazamientos tienen una influencia sustancial en los esfuerzos, por lo que se utiliza un método de cálculo que incluye efectos no lineales y considere las imperfecciones iniciales, o sus acciones equivalentes, sustitutorias de las desviaciones geométricas de fabricación y montaje, de las tensiones residuales, de las deformaciones iniciales, variaciones locales del límite elástico, etc. Dicho método consiste en un análisis global en segundo orden

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

La comprobación frente a los estados límites últimos supone el análisis y la verificación ordenada de la resistencia de las secciones, de las barras y de las uniones.

Aunque en el caso de las clases 1 y 2 es una opción holgadamente segura, es admisible utilizar en cualquier caso criterios de comprobación basados en distribuciones elásticas de tensiones

RESISTENCIA DE LAS SECCIONES

Para secciones de clase 1 y 2 la distribución de tensiones se atiende a criterios plásticos (en flexión se alcanza el límite elástico en todas las fibras de la sección). Para las secciones de clase 3 la distribución sigue un criterio elástico (en flexión se alcanza el límite elástico sólo en las fibras extremas de la sección) y para secciones de clase 4 este mismo criterio se establece sobre la sección

Resistencia de las secciones a tracción Ver 6.2.3 de CTE-DB-SE-A

Resistencia de las secciones a corte Ver 6.2.4 de CTE-DB-SE-A

Resistencia de las secciones a flexión Ver 6.2.5 de CTE-DB-SE-A

Resistencia de las secciones a torsión Ver 6.2.6 de CTE-DB-SE-A

Interacción de esfuerzos en secciones Ver 6.2.7 de CTE-DB-SE-A

RESISTENCIA DE LAS BARRAS

Tracción

Se calculan a tracción pura las barras con esfuerzo axial centrado. A estos efectos es admisible despreciar los flectores:

- a) debidos al peso propio de las barras de longitudes inferiores a 6 m;
- b) debidos al viento en las barras de vigas trianguladas;
- c) debidos a la excentricidad en las barras de arriostramiento cuando su directriz no esté en el plano de la unión;

La esbeltez reducida (definida en el siguiente apartado) de las barras en tracción de la estructura principal no supera el valor 3,0, aunque pueden admitirse valores de hasta 4,0 en las barras de arriostramiento.

La resistencia a tracción pura de la barra, $N_{t,Rd}$, es la resistencia plástica de la sección bruta, $N_{pl,Rd}$,

Compresión

La resistencia de las barras a compresión, $N_{c,Rd}$, no supera la resistencia plástica de la sección bruta, $N_{pl,Rd}$, y es menor que la resistencia última de la barra a pandeo, $N_{b,Rd}$,

En general, se comprueba la resistencia a pandeo en cada posible plano en que pueda flexionar la pieza. Este DB no cubre el fenómeno de pandeo por torsión, que puede presentarse en piezas, generalmente abiertas con paredes delgadas, en las que el eje de la barra deformada no queda contenido en un plano.

ELEMENTOS TRIANGULADOS

En celosías espaciales formadas por perfiles huecos atornillados en sus extremos se toma como longitud de pandeo la distancia entre ejes de nudos para cualquier barra.

En vigas planas trianguladas se toma como longitud de pandeo:

- a) para los cordones, pandeo en el plano de la viga, la distancia entre ejes de nudos;

- b) para los cordones, pandeo fuera del plano, la longitud teórica de la barra medida entre puntos fijos por existir arriostramiento; en caso de no existir puntos fijos, se trata como una pieza de compresión variable.
- c) para los montantes y diagonales, pandeo en el plano de la viga, la longitud libre entre barras;
- d) para los montantes y diagonales, pandeo fuera del plano, la longitud entre ejes de nudos.

En vigas planas trianguladas formadas por perfiles huecos de cordones continuos y diagonales y montantes soldados de forma continua en todo el perímetro, se toman como longitudes de pandeo las definidas en el apartado anterior, aplicando el factor 0,9 a los cordones, y 0,75 a los montantes y diagonales.

PILARES DE EDIFICIOS

La longitud de pandeo L_k de un tramo de pilar de longitud L unido rígidamente a las demás piezas de un pórtico intraslacional o de un pórtico traslacional en cuyo análisis se haya empleado un método de segundo orden que no considere las imperfecciones de los propios pilares, o el método de mayoración de acciones horizontales descrito en 5.3.1 de CTE-DB-SE-A

BARRAS DE SECCIÓN COMPUESTA

Se denominan así a las piezas formadas por dos o más perfiles, enlazados mediante presillas o mediante una celosía triangular, de trazado regular y disposición simétrica

El número de tramos en que queda dividida la barra de sección compuesta por los elementos de enlace es igual o superior a 4, existiendo siempre un elemento de enlace al principio y al final de la barra.

Se denomina eje de inercia material al que pasa por el centro de gravedad de las secciones de todos los perfiles simples que forman la pieza y eje de inercia libre al que no cumple esa condición.

En el plano perpendicular al eje de inercia material el pandeo se comprueba como si se tratase de una barra simple.

En el plano perpendicular a un eje de inercia libre se adopta una imperfección inicial de valor $L/500$, del lado desfavorable, que se amplía por el factor $1/(1-r)$, siendo r la relación de la compresión de cálculo a la compresión crítica

FLEXIÓN

Se efectúa una verificación de la seguridad frente a pandeo lateral.

Frente a pandeo lateral de una viga también se tiene en cuenta la interacción con la abolladura de las chapas comprimidas

No se comprueba 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. En estos casos se asegura una rigidez y una resistencia adecuadas de los apoyos laterales.

PANDEO LATERAL

Se comprueba que $MEdMb,Rd \leq R_d$ donde MEd es el valor de cálculo del momento flector y Mb,Rd el valor de cálculo de la resistencia frente a pandeo lateral.

Abolladura del alma por cortante

No se comprueban la resistencia a la abolladura del alma en las barras en las que se cumpla:

$$d/t < 70 \cdot \varepsilon$$

ni en aquellas en las que, disponiendo de rigidizadores en sus extremos (e intermedios, en su caso), se cumpla:

$$d/t < 30 \cdot \varepsilon \cdot (K_t)^{1/2}$$

siendo

d, t dimensiones del alma (altura y espesor);

$$\varepsilon = (f_{ref}/f_y)^{1/2} \text{ con } f_{ref} = 235 \text{ N/mm}^2.$$

CARGAS CONCENTRADAS

No es necesario comprobar la resistencia del alma de una pieza frente a la aplicación de una carga concentrada (o una reacción en un apoyo) actuando sobre las alas si se disponen rigidizadores dimensionados

tal como se indica en el apartado anterior, para resistir una compresión igual a la fuerza concentrada aplicada (o la reacción).

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los estados límite de servicio tienen como objeto verificar el cumplimiento de la exigencia básica SE-2: aptitud al servicio,

- a) limitando los daños en elementos constructivos no estructurales habituales, al limitar la deformación acumulada desde el momento de su puesta en obra (flecha activa);
- b) manteniendo la apariencia geométrica de la estructura, limitando las desviaciones por deformación total respecto de la geometría con que el usuario reconoce a la estructura. Dicha desviación puede acotarse limitando los desplazamientos, o estableciendo medidas iniciales que contrarresten sus efectos, como las contraflechas.

Los estados límite a considerar y los valores límite de cada uno, flechas, desplomes y vibraciones, son los establecidos en SE 4.3, de acuerdo con el tipo de edificio, y el de los elementos implicados en la deformación.

DEFORMACIONES, FLECHA Y DESPLOME

En el cálculo de las deformaciones se tiene en consideración la rigidez de las uniones y de las secciones esbeltas, los efectos de segundo orden, la posible existencia de plastificaciones locales y el proceso constructivo.

No se consideran en este apartado las deformaciones que inducen estados límites últimos, tales como las situaciones de acumulación de agua por pérdida de pendiente, o la acumulación de hormigón fresco durante la construcción, o la realización de rellenos no previstos para corregir errores o mantener el nivel de acabados.

En la comprobación se considera el efecto favorable de medidas tendentes a reducir el valor de la flecha activa (actuando sobre el plan de obra de forma que la ejecución de los elementos frágiles de acabado se retrase, acopiando los materiales de acabado previamente a su uso, etc.) o de la flecha máxima (contraflechas), siempre que éstas queden reflejadas en los planos de proyecto de los elementos afectados, y se controlen adecuadamente durante la construcción.

UNIONES

BASES DE CÁLCULO

Las uniones se proyectan de forma coherente con el conjunto de la estructura, lo que supone un comportamiento acorde a las hipótesis supuestas en el análisis global.

CRITERIOS DE COMPROBACIÓN

Las uniones se comprueban a resistencia.

En toda unión se verifica que los valores de cálculo de los efectos de las acciones, E_d para cualquiera de las situaciones de cálculo (o combinaciones de acciones relevantes), no superan la correspondiente resistencia de cálculo, R_d

$$E_d \leq R_d$$

dimensionándose con capacidad para resistir los mínimos siguientes:

- a) en el caso de nudos rígidos y empalmes la mitad de la resistencia última de cada una de las piezas a unir;
- b) en el caso de uniones articuladas la tercera parte del axil o el cortante último (según el caso) de la pieza a unir.

El reparto de los esfuerzos sobre la unión entre los elementos que la componen puede realizarse mediante métodos elásticos o plásticos. En cualquier caso:

- a) los esfuerzos sobre los elementos de la unión equilibran los aplicados a la propia unión;
- b) la distribución de esfuerzos es coherente con la de rigideces;

Se tiene en cuenta la excentricidad existente en una unión

Se consideran las tracciones adicionales debidas al “efecto palanca” si la naturaleza de la unión hace que éstas aparezcan tensiones normales paralelas al cordón de soldadura.

CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES POR RIGIDEZ.

Nominalmente articuladas.

Son aquellas en las que no se desarrollan momentos significativos que puedan afectar a los miembros de la estructura. Son capaces de transmitir las fuerzas y de soportar las rotaciones obtenidas en el cálculo.

Rígidas.

Son aquellas cuya deformación (movimientos relativos entre los extremos de las piezas que unen) no tiene una influencia significativa sobre la distribución de esfuerzos en la estructura ni sobre su deformación global. Deben ser capaces de transmitir las fuerzas y momentos obtenidos en el cálculo.

Semirígidas.

Son aquellas que no corresponden a ninguna de las categorías anteriores. Establecen la interacción prevista (basada, por ejemplo en las características momento rotación de cálculo) entre los miembros de la unión y son capaces de transmitir las fuerzas y momentos obtenidas en el cálculo.

RESISTENCIA

La resistencia última de una unión se determina a partir de las resistencias de los elementos que componen dicha unión.

CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES POR RESISTENCIA.

Nominalmente articuladas.

Son aquellas capaces de transmitir los esfuerzos obtenidos en el análisis global de la estructura y su resistencia de cálculo a flexión no es mayor de la cuarta parte del momento resistente plástico de cálculo de la pieza de menor resistencia unida y siempre que exista una capacidad de giro suficiente para permitir que en la estructura se formen todas las rótulas plásticas necesarias en el modelo de análisis adoptado bajo las cargas consideradas.

Totalmente resistentes (o de resistencia completa).

Su resistencia es mayor o igual que la de los elementos que conecta. Si en una unión con resistencia completa la relación entre su momento resistente, $M_{j,Rd}$, y el momento resistente plástico, $M_{pl,Rd}$, de la menor de las barras que conecta, es superior a 1,20, no es necesario considerar la capacidad de rotación de la unión.

Parcialmente resistentes.

Su resistencia es menor que la de los elementos unidos, aunque debe ser capaz de transmitir las fuerzas y momentos determinados en el análisis global de la estructura. La rigidez de estas uniones debe ser suficiente para evitar que se supere la capacidad de rotación de las rótulas plásticas que se deban formar en la estructura bajo las cargas consideradas. Si se requieren rótulas plásticas en las uniones parcialmente resistentes, éstas deben tener capacidad de rotación suficiente para permitir la formación en la estructura de todas las rótulas plásticas necesarias.

UNIONES SOLDADAS.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS Y CLASIFICACIÓN

Los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos comprendido entre 60° y 120° cuyas caras de fusión forman un ángulo (Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6). En el caso de uniones en T:

- si $\alpha > 120^\circ$ No se considera que se pueden transmitir esfuerzos;
- si $\alpha < 60^\circ$ Se considera como soldadura a tope con penetración parcial.

Para las soldaduras marcadas en los planos se seguirán las siguientes prescripciones

- a) los cordones deben, si es posible, prolongarse rodeando las esquinas, con el mismo espesor de garganta y longitud dos veces dicho espesor.
- b) la longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo es la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal, pero no se consideran cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta;

c) los cordones de soldadura en ángulo pueden ser continuos o discontinuos (intermitentes). Estos últimos se utilizan sólo para unir entre sí elementos de secciones sencillas formando piezas de secciones de mayor complejidad, no deben utilizarse en ambientes corrosivos y siempre deben cumplir las limitaciones establecidas:

- i) la ejecución de los cordones de longitud L_0 en los extremos de la pieza es un detalle obligatorio;
- ii) la limitación de valor $0,25 b$, siendo b la separación entre rigidizadores, se utiliza exclusivamente en casos de unión de rigidizadores a chapas o a otros elementos solicitados a compresión o cortante;
- d) no se utiliza un solo cordón de soldadura en ángulo para transmitir esfuerzos de tracción perpendiculares a su eje longitudinal.

Soldadura a tope. Una soldadura a tope es de penetración total si la fusión entre el material base y el de aportación se produce en todo el espesor de la unión; se define como de penetración parcial, cuando la penetración sea inferior a dicho espesor. En ambos casos el tipo de unión puede ser a tope o a tope en T.

Se evitan en lo posible las configuraciones que induzcan el desgarro laminar. Para ello:

- a) se tratan de evitar uniones en las que la dirección principal de las tensiones de tracción sea transversal a la dirección de laminación de las chapas que se unen (fuerzas en la dirección del espesor);
- b) cuando no es posible evitar este tipo de uniones, se toman medidas para minimizar la posibilidad de que se produzca desgarro laminar en las chapas (por ejemplo, en uniones con chapa frontal, los tornillos reducen el riesgo de dicho tipo de rotura).

7. COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD – ESTRUCTURA DE MADERA

VALORES DE CÁLCULO EN SITUACIÓN NORMAL

Valores de cálculo de las propiedades del material:

El valor de cálculo de una propiedad se obtiene por la siguiente expresión:

$$X_d = k_{mod} \cdot (X_k / y_m)$$

X_k → valor característico de la propiedad. Generalmente corresponde al 5º percentil de la distribución estadística de los resultados de los ensayos.

y_m → coeficiente parcial de seguridad para el material con los siguientes valores:

Estados límites últimos:

- combinaciones fundamentales: 1,3
- combinaciones accidentales: 1,0

Estados límites de servicio: 1,0

k_{mod} → factor de modificación que tiene en cuenta el efecto de la duración de la carga y del contenido de humedad en los valores resistentes.

Clase de duración de la carga	Clase deservicio		
	1	2	3
Permanente	0,60	0,60	0,50
Larga duración	0,70	0,70	0,55
Media duración	0,80	0,80	0,65
Corta duración	0,90	0,90	0,70
Instantánea	1,10	1,10	0,90

Si una combinación de hipótesis consiste en varias acciones pertenecientes a diferentes clases de duración de la carga, el factor k_{mod} puede elegirse como el correspondiente a la acción de más corta duración. Por ejemplo, para la combinación del peso muerto más carga de corta duración, k_{mod} corresponderá a la carga de corta duración.

· Valores de cálculo de las acciones:

El valor de cálculo de una acción se define en la siguiente expresión:

$$f_d = y_F \cdot f_k$$

y_F → coeficiente parcial de seguridad para las acciones. Tiene en cuenta la posibilidad de una desviación desfavorable del valor de las acciones, la posibilidad de falta de precisión en el modelo de las acciones y las incertidumbres en la evaluación del efecto de las acciones. Sus valores son los siguientes:

Acciones permanentes: 1,35

Acciones variables: 1,50

En la combinación de acciones los coeficientes de las acciones variables se reducen ligeramente en función de la simultaneidad de las acciones.

f_k → valor característico de la acción. En las cargas de carácter permanente es el valor medio. En las cargas variables se adopta un criterio probabilístico o un valor especificado.

Combinación de acciones en situación normal y simplificados según Eurocódigo 5 para una acción o varias acciones actuantes

Los coeficientes parciales de seguridad pueden quedar reducidos en función de la simultaneidad de las acciones.

	Permanente	Sobrecarga de uso	Nieve	Viento
1 sola acción variable	1,35	1,50	0	0
	1,35	0	1,50	0
	1,35	0	0	1,50
2 ó más acciones variables	1,35	1,35	1,35	1,35

VALORES DE CÁLCULO EN SITUACIÓN DE INCENDIO

VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL:

Para las verificaciones de resistencia, los valores de cálculo de las resistencias y módulos de elasticidad se determinan a partir de las siguientes expresiones:

$$f_{f,d} = k_{mod,f} \cdot k_f \cdot (f_k / y_{m,f})$$

$$E_{f,d} = k_{mod,f} \cdot k_f \cdot (E_k / y_{m,f})$$

$$E_{f,med} = k_{mod,f} \cdot k_f \cdot (E_{med} / y_{m,f})$$

$f_k \rightarrow$ Resistencia característica.

$E_k \rightarrow$ valor característico del módulo de elasticidad.

$E_{med} \rightarrow$ valor medio del módulo de elasticidad.

$y_{m,f} \rightarrow$ coeficiente parcial de seguridad para el material en situación de incendio, 1.

$k_f \rightarrow$ coeficiente que permite transformar el valor característico de la propiedad en un valor medio;

$k_f = 1,25$; madera maciza

$k_f = 1,15$; madera laminada encolada y tableros derivados de la madera

$k_{mod} \rightarrow$ factor de modificación en situación de incendio, que tiene en cuenta los efectos de la temperatura y del contenido de humedad en la resistencia y rigidez. Su valor es menor o igual a la unidad y depende del método de cálculo empleado.

VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES:

De acuerdo con el Eurocódigo 5, Parte 1-1, la combinación de acciones en situaciones accidentales se realiza mediante la expresión

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

G_k y $Q_k \rightarrow$ Representan las acciones permanentes y las variables, respectivamente.

$\gamma_{GA} \rightarrow$ Coeficiente de seguridad, 1.

$\psi \rightarrow$ Valor de combinación que depende del tipo de acción.

$A_d \rightarrow$ representa el valor de cálculo de una carga accidental; normalmente es igual a 0.

Considerando la expresión anterior y los coeficientes de combinación, pueden establecerse las combinaciones de carga reflejadas en la siguiente tabla.

Combinación de acciones	Efecto desfavorable	Efecto favorable
Permanente	1,00	1,00
Sobrecarga de uso (*)	0,50-0,70	0
Permanente	1,00	1,00
Nieve (**)	0,20	0
Permanente	1,00	1,00
Viento	0,50	0
Permanente	1,00	1,00
Sobrecarga de uso (*)	0,3-0,6	0
Nieve (**)	0,2	0
Permanente	1,00	1,00
Sobrecarga de uso (*)	0,3-0,6	0
Viento (**)	0,5	0

(*) El menor valor se aplica en sobrecargas de uso en viviendas y oficinas; el mayor valor se aplica en locales de reunión públicos y superficies comerciales.

(**) En situaciones de nieve de duraciones largas o permanentes este coeficiente puede llegar a 0,6.

Aplicaremos el siguiente procedimiento simplificado que permite obtener directamente el efecto de cálculo de las acciones en situación de incendio, $X_{f,d}$, a partir del efecto de las acciones en situación normal, X_d :

$$X_{f,d} = \eta \cdot X_d$$

$\eta \rightarrow$ Relación entre la situación de incendio y la situación normal; siendo 0,6 una relación normalmente conservadora.

MÉTODO DE LA SECCIÓN EFICAZ

El método de la sección eficaz consiste en calcular la capacidad de carga de la sección reducida debido a la acción del fuego, suponiendo que las propiedades físicas de la madera quedan intactas ante dicha acción. Utilizaremos una profundidad de carbonización mayor que la real para simular la pérdida de resistencia que se produce.

La profundidad de carbonización eficaz, d_{ef} , según la siguiente expresión:

$$d_{ef} = d_{car} + k_o \cdot d_o$$

$d_{car} \rightarrow$ Profundidad de carbonización. Igual a la expresión $d_{car} = B_o \cdot t$ siendo B_o la velocidad de carbonización con valores que oscilan entre 0,5 y 0,9 mm/minuto y t el tiempo en minutos.

	B_o mm/min
Coníferas	
madera maciza con densidad característica $> 290 \text{ kg/m}^3$	0,8
madera laminada encolada con densidad $> 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
tableros de madera con densidad $> 350 \text{ kg/m}^3$ y espesor = 20 mm	0,9
Frondosas	
madera maciza y laminada con densidad $> 450 \text{ kg/m}^3$ y el roble	0,5
madera maciza y laminada encolada con densidad $> 290 \text{ kg/m}^3$	0,7
Tableros derivados de la madera	
Tablero contrachapado	1,0
Otros tipos de tableros derivados	0,9

$d_o \rightarrow 7 \text{ mm}$. Profundidad carbonizada, añadida para compensar la pérdida de resistencia en la zona perimetral de la sección por efecto de la temperatura.

$k_o \rightarrow$ Factor que corrige el valor de profundidad adicional d_o , para los instantes iniciales del incendio, ya que el efecto equivalente de la pérdida de resistencia se hace constante al cabo de 20 minutos.

Superficie sin protección	$t_{f,req} < 20 \text{ min}$ $t_{f,req} > 20 \text{ min}$	$K_o = t_{f,req}/20$ $K_o = 1$
Superficies protegidas con tableros derivados de la madera	$t_{f,req} - t_{pr} < 20 \text{ min}$ $t_{f,req} - t_{pr} > 20 \text{ min}$	$K_o = (t_{f,req} - t_{pr})/20$ $K_o = 1$
Superficies protegidas por tableros de cartón-yeso	$t_{f,req} - t_{pr} < 20 \text{ min}$ $t_{f,req} - t_{pr} > 20 \text{ min}$	$K_o = (t_{f,req} - t_{pr})/10$ $K_o = 1$

$t_{f,req} \rightarrow$ tiempo de estabilidad al fuego requerido

$t_{pr} \rightarrow$ tiempo de protección del recubrimiento

Este método considera que sus propiedades mecánicas no quedan afectadas por la temperatura, y por tanto el factor de modificación k_{mod} toma valor 1

CÁLCULO DE DEFORMACIONES

Las deformaciones se tendrán en cuenta exclusivamente en el cálculo en situación normal, por lo tanto no las tendremos en cuenta en situación de incendio.

Valores del coeficiente Ψ

Acción	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas de Uso:			
Categoría A: zonas residenciales viviendas)	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas administrativas (oficinas)	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas destinadas al público (locales de reunión)	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1	0,9	0,8
Categoría F: zonas de tráfico de vehículos. P. vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zonas de tráfico de vehículos. $30 \text{ kN} < \text{p. vehículo} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas accesibles sólo para mantenimiento	0	0	0
Carga de nieve en edificación:			
Altitud $H > 1000$ m sobre el nivel del mar	0,7	0,5	0,2
Altitud $H \leq 1000$ m sobre el nivel del mar	0,5	0,2	0
Cargas de viento en edificación:	0,6	0,5	0
Temperatura (no incendio) en edificación:	0,6	0,5	0

SITUACIONES DE PROYECTO

· Combinación característica: $E \text{ ser} = \Sigma (G_k + Q_{k1} + \Sigma \Psi_{0,i} \cdot Q_{ki})$

Determinación de los efectos de corta duración que pueden resultar irreversibles.

· Combinación casi permanente: $E \text{ ser} = \Sigma (G_k + \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{ki})$

Determinación de los efectos de larga duración.

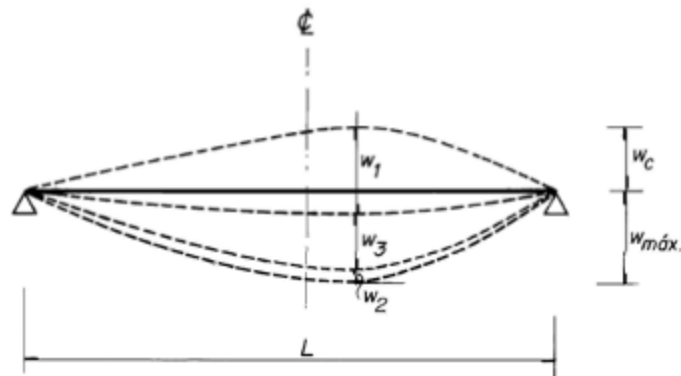
G_k acción permanente (deformación diferida)

Q_{k1} acción variable dominante

Q_{ki} acción variable concomitante

$\Psi_{0,i}$ coeficiente para la acción variable i (valor conservador 0,7, sin incluir uso en almacén)

$\Psi_{2,i}$ coeficiente para la acción variable i (en concordancia con la situación contemplada) Flechas



W_c contraflecha de ejecución de la viga en estado de descarga

w_1 flecha inicial de la viga debida a las acciones permanentes

w_2 flecha debida a los efectos de larga duración de las acciones permanentes

w_3 flecha de la viga debida a la carga variable

W_{act} flecha activa ($w_2 + w_3$)

W_{max} flecha en el estado final con relación a la línea recta que une los apoyos. Flecha máxima ($w_1 + w_2 + w_3 - w_c$)

LIMITACIÓN DE FLECHAS (CTE-EDIFICACIÓN)

Tipo de flecha	Exigencias (1)	Combinación (2)	Daños
W_{int}	L/500	Característica	Forjados y cubiertas con tabiques o pavimentos frágiles
	L/400		Forjados y cubiertas con tabiques o pavimentos ordinarios
	L/300		Resto de los casos
W_{con}	L/350	Característica	Confort
W_{apa}	L/300	Casi permanente	Apariencia
(1) En los voladizos la luz l se sustituye por dos veces la luz del voladizo			
(2) Véanse ecuaciones anteriores			

LIMITACIÓN DE FLECHAS – EUROCÓDIGO 5

w_{CF} contraflecha de fabricación ($1,5 \cdot$ deformación de cargas permanentes)

w_{inst} deformación instantánea (sin fluencia)

w_{dif} deformación diferida

w_{fin} deformación final = $w_{inst} + w_{dif}$

$W_{net,fin}$ deformación neta final = $w_{inst} + w_{dif} - w_{CF}$

Limitaciones		
W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
L/300 a L/500	L/250 a L/350	L/150 a L/300

Nota: en voladizos la flecha admisible es el doble de los valores anteriores

8. PROCESO CONSTRUCTIVO.

El proceso constructivo a observar en la ejecución del proyecto que se presenta corresponde al lógico de la ejecución del capítulo de Movimiento de Tierras, posteriormente el de cimentación y finalmente el de la estructura, esta última realizado nivel a nivel, desde el más inferior al superior. De él cabe destacar aquí que todo elemento estructural deberá mantenerse apuntalado hasta que haya tomado la resistencia prevista en proyecto, y que nunca se solicitarán los elementos a situaciones de carga más desfavorables que las previstas en el proyecto, tal y como fijan los Pliegos de Condiciones adjuntos.

9. MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.

Las partes de la estructura constituidas por hormigón armado deberán someterse también a un programa de mantenimiento, muy parecido al detallado para la estructura metálica, puesto que el mayor número de patologías del hormigón armado provienen o se manifiestan al iniciarse el proceso de corrosión de sus armaduras.

De este modo será necesario observar el siguiente programa de mantenimiento:

a) La estructura está en un ambiente I: deberá realizarse una revisión de la estructura cada 5 años, detectando puntos de inicio de la fisuración excesiva u oxidación de las armaduras, en los que deberá levantarse el material degradado y proteger la zona deteriorada, mediante la imprimación local con epoxi y restitución con mortero de alta resistencia sin retracción. Una vez reparado deberá seguir con la frecuencia de inspecciones establecida.

b) La estructura está en un ambiente XC3, XC4 o con ataques al acero del tipo XA1 o XA2: deberá realizarse una revisión de la estructura cada 3 años, detectando puntos de inicio de la fisuración excesiva u oxidación de las armaduras, en los que deberá levantarse el material degradado y proteger la zona deteriorada, mediante la imprimación local con epoxi y restitución con mortero de alta resistencia sin retracción. Una vez reparado deberá seguir con la frecuencia de inspecciones establecida.

c) La estructura está en un ambiente XS1, XS2, XS3, XD1, XD2, XD3 o con ataques al acero del tipo XA3: deberá realizarse una revisión de la estructura cada 2 años, detectando puntos de inicio de la fisuración excesiva u oxidación de las armaduras, en los que deberá levantarse el material degradado y proteger la zona deteriorada, mediante la imprimación local con epoxi y restitución con mortero de alta resistencia sin retracción. Una vez reparado deberá seguir con la frecuencia de inspecciones establecida.

ESTRUCTURAS DE ACERO

La propiedad deberá conservar en su poder la documentación técnica relativa a los elementos realizados, en la que figurarán las solicitudes para las que han sido previstos.

En caso de producirse fugas de saneamiento o abastecimiento, o infiltraciones de cubierta o fachada, se repararán rápidamente para que la humedad no ocasione o acelere procesos de corrosión de la estructura. Se repararán o sustituirán los elementos estructurales deteriorados o en mal estado por un profesional cualificado. No se manipularán los soportes ni elementos estructurales ni se modificarán las solicitudes previstas en proyecto sin un estudio previo realizado por un técnico competente.

Cada año, el usuario realizará una inspección visual de fisuras en forjados y tabiques, así como de humedades que puedan deteriorar la estructura metálica.

Cada 3 años, Un profesional cualificado protegerá la estructura metálica con antioxidantes y esmaltes o similares, en ambientes no agresivos. Inspección del estado de conservación de la protección contra el fuego de la estructura, y cualquier tipo de lesión, procediéndose al repintado o reparación si fuera preciso. Para volver a pintar el soporte, bastará con limpiar las manchas si el recubrimiento está en buen estado. En el caso de existir ampollas, desconchados, agrietamiento o cualquier otro tipo de defecto, como paso previo a la pintura, se eliminarán las partes sueltas con cepillo de alambre, se aplicará una composición decapante, se lijará y se lavará.

Cada 10 años Inspección visual, haciéndola extensiva a los elementos de protección, especialmente a los de protección contra incendio.

ESTRUCTURAS DE MADERA

Se evitarán las variaciones continuas de la humedad ambiental. Se evitará el anclaje de elementos no previstos. Se evitarán situaciones de humedad persistente que pueden ocasionar pudrición de la madera. Se denunciará cualquier fuga observada en las canalizaciones de suministro o evacuación de agua.

En el mantenimiento de la madera se emplearán acabados de poro abierto en los que no se producen descascarillamientos. En caso de aparición de flechas excesivas, se avisará a un técnico competente para que dictamine su importancia y si procede, las medidas a implementar. La reparación de pequeñas erosiones o humedades no persistentes deberá ser realizada por profesional cualificado. Toda manipulación de gran entidad de estos elementos deberá realizarse bajo supervisión de un técnico competente.

Se prohibirá cualquier uso que produzca una humedad mayor que la habitual. Está terminantemente prohibida toda manipulación (picado o perforado) que disminuya su sección resistente. No se realizarán grandes orificios. No se sobrepasarán las sobrecargas de uso ni las hipótesis de carga.

Cada año el Usuario realizará una inspección visual para detectar:

- Ataque de insectos xilófagos (carcomas o termitas), normalmente detectables por la aparición de pequeños agujeros que desprenden polvo amarillento.
- Aparición de flechas excesivas.
- Situaciones persistentes de humedad.

Cada 3 años realizará **por un personal cualificado** una inspección de las piezas que forman la fábrica, observando si se producen alteraciones por la acción de los agentes atmosféricos, fisuras debidas a asientos locales o a sollicitaciones mecánicas imprevistas, erosión o pérdida del mortero de las juntas, aparición de humedades y manchas diversas.

Cada 5 años se realizará **por un personal cualificado** una limpieza según el tipo de ladrillo, mediante lavado con agua, limpieza química o proyección de abrasivos.

Cada 10 años, se revisarán **por un personal cualificado** las fábricas con armaduras de tendel que incluyan tratamientos de autoprotección, sustituyéndose o renovándose aquellos acabados protectores que por su estado hayan perdido eficacia.

10. NORMATIVA APLICADA.

ACCIONES	CTE-AE
Gravitatorias:	CTE-AE
Retracción:	CTE-AE
Térmicas:	CTE-AE
Viento:	CTE-AE
Sismorresistente:	NCSE-02
Hormigón:	CE
Acero:	CE
NTE:	Donde sean de aplicación

En Zaragoza, a Octubre 2024.



Fdo: Carlos Domingo Orona
Nº Colegiado 7494 Coitiar
Al servicio de la empresa
CD Consultoria Prefabricado SLP
Nº Colegiado 509080 Coitiar
c.domingo@cdconsultoria.es
www.cdconsultoria.es