

PROMOTOR

**JUNTA DE CONCERTACIÓN DE LA UNIDAD DE
EJECUCIÓN UE-1 DE ZORROTZAURRE**

EXPEDIENTE

12-E-05 ZORROTZAURRE

FASE

PROYECTO de EJECUCIÓN

DOCUMENTO

**ANEXO 2 MEMORIA
ESTRUCTURA MARQUESINAS**

REVISIÓN.FECHA

V3. Noviembre 2017

Modificaciones respecto a V1

2018
003/2018
VISADO BISATUA
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-AVARRRO
EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARTEA OFIZIALA
DELEGACION EN BIZKAIA
BIZKAIAK OREZKARITZA



ANEXO 2 MEMORIA – ESTRUCTURA MARQUESINAS

Índice

| | |
|--|-----------|
| 1 Programa de necesidades | 3 |
| 1.1 Descripción de la estructura..... | 3 |
| 1.2 Usos previstos en el proyecto..... | 5 |
| 1.3 Descripción de la cimentación y contención de tierras..... | 5 |
| 2 Bases de cálculo | 6 |
| 2.1 Vida útil nominal..... | 6 |
| 2.2 Características de los materiales..... | 6 |
| 2.3 Características del terreno..... | 12 |
| 2.4 Acciones consideradas..... | 12 |
| 2.5 Coeficientes de seguridad..... | 22 |
| 2.6 Hipótesis de cálculo..... | 25 |
| 2.7 Métodos de cálculo..... | 27 |
| 2.8 Programas informáticos de cálculo utilizados..... | 30 |
| 2.9 Criterios de dimensionado..... | 30 |
| 3 Proceso constructivo | 32 |
| 4 Mantenimiento de la estructura | 32 |
| 4.1 Elementos constituidos por acero laminado..... | 32 |
| 4.2 Estructuras de hormigón..... | 34 |
| 5 Higiene, salud y medio ambiente | 35 |
| 6 Normativa utilizada | 35 |
| 6.1 Normativa básica..... | 35 |
| 6.2 Normativa complementaria..... | 35 |
| 7 Declaración de cumplimiento de los documentos básicos | 38 |





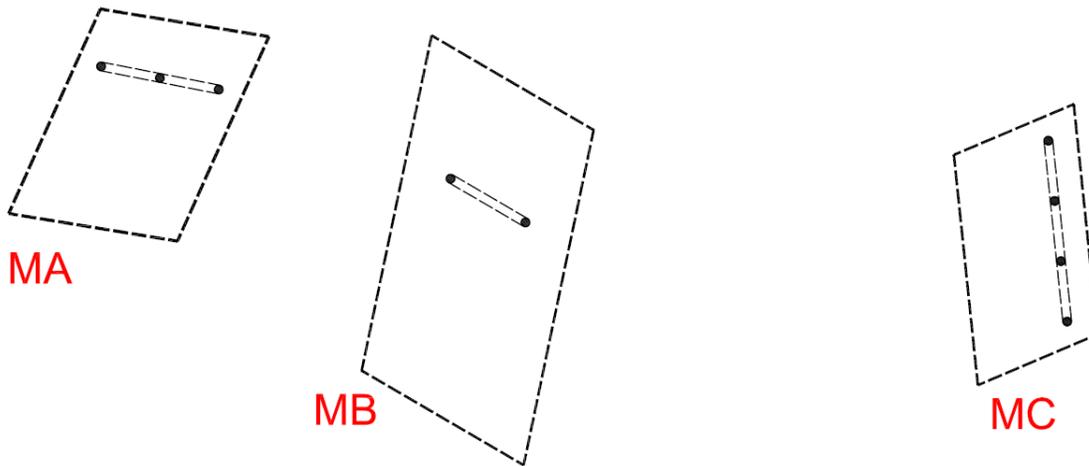
1 Programa de necesidades

1.1 Descripción de la estructura.

El proyecto que ocupa el presente documento consiste en la construcción de tres marquesinas situadas en Zorrozaurre, en la margen derecha entre el edificio de Idom y el de Agemasa. La superficie cubierta por cada una de las marquesinas es la siguiente: para la **MA** 242 m², para la **MB** 397m² y para la **MC** 188 m² aproximadamente.

Las tres marquesinas tienen en planta forma trapezoidal y la cubierta a dos aguas con pendientes hacia el interior. En la intersección entre los dos planos de cubierta se sitúa la línea de pilares, de tal modo que las cubiertas vuelan a partir de la misma. Las pendientes son aproximadamente de 8°.

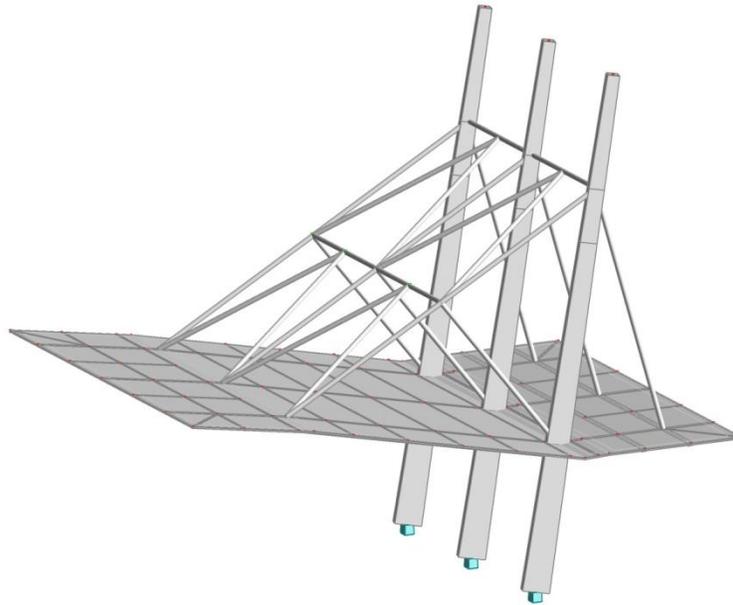
Para las tres marquesinas, se plantea una solución estructural mediante el uso de pórticos formados por perfiles de acero en la dirección longitudinal de las marquesinas. Mediante estos pórticos se llevará a cabo el equilibrio entre los voladizos que forman las cubiertas. Es de especial importancia la geometría y disposición de los elementos estructurales, ya que el equilibrio entre los diferentes planos en voladizo se consigue principalmente debido a la geometría y peso propio de los elementos estructurales.



Esquema situación marquesinas

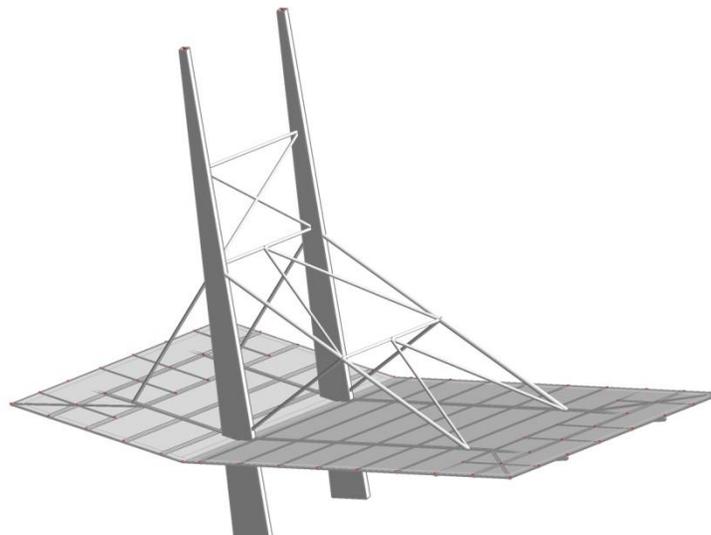
La **marquesina MA**, se compone de tres pórticos principales, separados entre sí 4.7 m y con vuelos de 2.1 metros en el sentido transversal. Los pórticos se unen entre sí mediante un sistema de dos cruces de San Andrés, compuesto por perfiles horizontales y barras macizas en cruz. En el sentido longitudinal los voladizos son de 13,0 y 5,0 metros respectivamente. Los pilares formados por perfiles armados de acero de sección variable, tienen una altura de 17,5m y están inclinados aproximadamente 9° respecto a la vertical, de tal modo que resultan perpendiculares al plano de la cubierta de mayor voladizo. Para conseguir el equilibrio entre los dos voladizos, se atirantan ambos planos mediante barras de acero que unen los planos de cubierta con los pilares en diagonal, contrapesando la parte posterior mediante una losa colaborante de hormigón, para las cargas gravitatorias.





Esquema volumétrico marquesina A

La marquesina MB se resuelve con el mismo sistema que la MA: grandes pilares inclinados que hacen la función de soporte para atirantar los voladizos y así equilibrar el peso de los mismos. En este caso se compone de dos pórticos separados entre sí 6,7 metros con voladizo de 4,0 metros en el sentido transversal. Los voladizo longitudinales son de 18,6 metros y 9,7 metros, y la altura de los pilares asciende a 26,4 metros. La inclinación de los pilares es igualmente de 9° respecto a la vertical y éstos pueden servir como soporte de un sistema de iluminación. En este caso también se contrapesa la parte posterior del voladizo mayor para equilibrar el vuelco en el caso de cargas gravitatorias.



Esquema volumétrico marquesina B



La marquesina MC, de dimensiones sensiblemente menores que las anteriores, se soluciona de una manera similar sin recurrir, sin embargo, al sistema de tirantes para compensar el peso de los voladizos, siendo, en este caso, la geometría de los pilares y las vigas principales la encargada de compensar las cargas de los mismos. En este caso los pilares no sobrepasan el plano de cubierta de la marquesina, por lo que el voladizo se sustenta sin tirantes superiores. Se compone de cuatro pórticos longitudinales situados cada 4,6 metros y con unos voladizos transversales de 2,1 metros. El voladizo mayor tiene una longitud de 8,0 metros y el menor de 2,5 metros. La inclinación de los pilares es de 9° respecto a la vertical y son perpendiculares al plano de la cubierta que forma el voladizo mayor.



Esquema volumétrico marquesina C

1.2 Usos previstos en el proyecto

Los usos previstos son los de protección de un espacio público lúdico. No se prevé ningún tipo de uso por encima de las marquesinas excepto el de mantenimiento.

1.3 Descripción de la cimentación y contención de tierras

1.3.1 Descripción del terreno

En base al estudio geotécnico elaborado por *SAIATEK*, con fecha de noviembre de 2014, la descripción del terreno del solar responde a las siguientes características:

Primera capa de rellenos no apta para el apoyo de cimentaciones está formada por asfalto, 10cm de hormigón y un relleno de gravas de unos 40cm. Inmediatamente debajo aparece una roca limolita calcárea de grado II-III de meteorización.

Esta capa tiene una potencia suficiente como para considerar que no hay niveles de resistencia inferior por debajo y en el geotécnico se propone una tensión admisible de 6Kg/cm² para el apoyo de zapatas.

No se ha detectado nivel freático ni el suelo presenta ningún tipo de agresividad al hormigón.





1.3.2 Descripción de la cimentación

Dado que el terreno resistente se sitúa inmediatamente por debajo de las capas actuales de pavimento, se propone una cimentación superficial mediante zapatas. En este caso, debido a las circunstancias de la estructura (grandes voladizos e influencia importante de las acciones de viento), el condicionante principal para el dimensionado de la cimentación no es la tensión máxima de contacto sino el equilibrio frente al vuelco.

De este modo, se han dimensionado las zapatas para obtener un coeficiente seguridad suficiente frente al vuelco en la envolvente pésima de las combinaciones de hipótesis.

1.3.3 Sistemas de contención y excavación del terreno

No se prevé la excavación de ningún sótano. Únicamente se excavarán en el terreno los elementos de cimentación, que en ningún caso exceden cantos de 150cm.

2 Bases de cálculo

2.1 Vida útil nominal

Dado que el uso de la construcción es del tipo equipamiento urbano y, a falta un requerimiento superior por parte de la propiedad, se ha considerado una vida útil nominal de 50 años.

2.2 Características de los materiales

Los materiales empleados para la realización de los elementos estructurales se detallan a continuación.

2.2.1 Hormigón

Se utiliza para la realización de los elementos resueltos con hormigón armado y hormigón pretensado o postensado. Sus características más relevantes y, a la vez, consideradas en los análisis adjuntos, son las siguientes:

2.2.1.1 Denominación y tipificación

| Elementos de hormigón en cimientos | |
|------------------------------------|------------------------|
| Tipificación: | HA-25/B/20/IIa |
| Características intrínsecas: | |
| Fck: | 25.0 N/mm ² |
| Consistencia: | Blanda |
| TMA: | 20 mm |
| Tipo de ambiente: | IIa |
| Contenido mínimo de cemento: | 275 kg/m ³ |
| Máxima relación A/C: | 0.60 |
| Resistencia a los 7 días: | 17.5 N/mm ² |





Resto de elementos de hormigón in situ (forjados colaborantes)

| | |
|------------------------------|-----------------------|
| Tipificación: | HA-30/B/20/IIIa |
| Características intrínsecas: | |
| F _{ck} : | 30.0Mpa |
| Consistencia: | Blanda |
| TMA: | 20 mm |
| Tipo de ambiente: | IIIa |
| Contenido mínimo de cemento: | 330 kg/m ³ |
| Máxima relación A/C: | 0.50 |
| Resistencia a los 7 días: | 21 N/mm ² |

La clasificación y especificación de las características mecánicas, físicas, químicas y de durabilidad de los cementos utilizados, así como los correspondientes criterios de conformidad, se han considerado en base a las normas correspondientes, actualizadas a 2008 (RC-08):

2.2.1.2 Características mecánicas. Diagrama σ - ϵ de cálculo

Para la determinación del comportamiento de las piezas de hormigón y para su comprobación ulterior se ha adoptado el diagrama parábola-rectángulo, establecido por la Instrucción EHE-08 en el artículo 39º, apartado 5º.

De este diagrama, cabe destacar el tramo elástico no lineal constituido por la rama parabólica, de ecuación que para un hormigón con $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right]; \quad 0 \leq \epsilon \leq 0.002$$

Donde:

σ_c es la tensión,

f_{cd} es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón, obtenida después de la aplicación sobre la resistencia característica, f_{ck} , el coeficiente de minoración de resistencias, γ_f , detallando en el apartado 2.5 de la presente memoria,

ϵ_c es la deformación consiguiente

ϵ_{c0} es la deformación a rotura en compresión simple si $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$,

así como el tramo rectilíneo de su fase plástica para hormigón con $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, la ecuación de la cual es:

$$\sigma = f_{cd}; \quad 0.002 < \epsilon \leq 0.0035$$

2.2.1.3 Características mecánicas. Módulo de deformación longitudinal



A nivel de deformaciones han sido considerados los siguientes módulos de deformación:

a) Módulo de deformación longitudinal secante, E_{cm} :

$$E_{cm} = 8.500 \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

b) Para cargas instantáneas o rápidamente variables, E_c :

$$E_c = \beta_E \cdot E_{cm}$$
$$\beta_E = 1.30 - \frac{f_{ck}}{400} \leq 1.175$$

donde $f_{cm,j}$ es la resistencia media del hormigón a la edad de j días, obtenida mediante la expresión:

$$f_{cm,j} = f_{ck,j} + 8, \text{ en N/mm}^2$$

2.2.1.4 Coeficiente de Poisson

Se ha considerado el valor 0.2.

2.2.1.5 Coeficiente de dilatación térmica

Se ha considerado el valor $10^{-5} (\text{°C})^{-1}$

2.2.1.6 Coeficiente de retracción

Según las indicaciones del artículo 39.7 de la EHE-08.

2.2.1.7 Coeficiente de fluencia

Según las indicaciones del artículo 39.8 de la EHE-08

2.2.1.8 Ensayos y control

Las características del material en todas sus variantes, así como los ensayos a que deberá estar sometido, quedan especificados en los Pliegos de Condiciones para la Ejecución y la Puesta en Obra del Hormigón Armado y en el Plan de Control adjunto.

2.2.1.9 Aspecto externo

El aspecto externo que deberán presentar los hormigones colocados en obra se detallan explícitamente en el Pliego de Condiciones para la Puesta en Obra del Hormigón Armado, adjunto a la presente. A grandes rasgos, cabe destacar que no se aceptarán hormigones fisurados, no homogéneos en color o textura o sucios, tanto de fluorescencias como de manchas de óxido o grasa.

2.2.2 Acero para armaduras pasivas



Se utiliza para la confección del hormigón armado y para la ejecución de todos los espárragos de anclaje de los elementos de estructura metálica contra el hormigón. Su tipificación, según la EHE, es: B-500-SD, aceptándose también el acero B-500S, que implica:

Acero armadura pasiva:

| | |
|-----------------------------|-------------------------------|
| B-500SD: | Soldabilidad, alta ductilidad |
| B-500S: | Soldabilidad |
| Límite elástico, f_{yk} : | $\geq 500 \text{ N/mm}^2$. |
| Módulo de elasticidad, E: | 200.000 N/mm^2 . |

2.2.2.1 Diagrama σ - ϵ de cálculo

El diagrama tensión-deformación considerado es el correspondiente a los aceros de dureza natural que establece la norma EHE-08, en su artículo 38.4. En dicho diagrama se observa una ley trilineal, en la que su tramo inclinado posee una pendiente que es el módulo de deformación longitudinal, de valor $E=200.000 \text{ MPa}$, válido para umbrales de tensión comprendidos entre $-f_{yd} < \sigma < f_{yd}$, siendo f_{yd} la resistencia de cálculo del material, obtenida tras aplicar sobre su límite elástico los coeficientes de minoración de resistencia, γ_s .

2.2.2.2 Características del material y ensayos

Las características del material que se detalla, así como los ensayos a que deberá someterse, quedan especificados en los Pliegos de condiciones para la Ejecución y la Puesta en Obra de Hormigones y en el Plan de Control Adjunto.

2.2.3 Acero para las armaduras activas

Se utiliza para permitir la introducción de estados de pretensión en el hormigón armado, constituyendo hormigón pretensado o bien para introducir acciones similares en estructuras metálicas:

Acero armadura activa

| | |
|------------------------------------|---------------------------------------|
| Carga unitaria máxima, f_{max} : | 1860 N/mm^2 . |
| Límite elástico, f_{yk} : | 1670 N/mm^2 . |
| Alargamiento en rotura: | $>3.5\%$ |
| Relajación, ρ : | $< 2.5\%$ al 70% de f_{max} a 1000h |
| Módulo de elasticidad, E: | 190.000 N/mm^2 . |
| Tipificación | Y 1860 S7 |

2.2.3.1 Diagrama σ - ϵ de cálculo

El diagrama tensión-deformación considerado es el simplificado, correspondiente a los aceros para armaduras activas que establece la norma EHE-08. En dicho diagrama se observa una ley en la que su tramo inclinado posee una pendiente que es el módulo de deformación longitudinal, de valor $E=190.000 \text{ N/mm}^2$, válido para umbrales de tensión comprendidos entre $0 < \sigma < f_{pd}$, siendo f_{pd} la resistencia de cálculo del material, obtenida tras aplicar sobre su límite elástico los coeficientes de minoración de resistencia, γ_s .





2.2.3.2 Características del material y ensayos

Las características del material que se detalla, así como los ensayos a que deberá someterse, quedan especificados en los Pliegos de condiciones para la Ejecución y la Puesta en Obra de Hormigones y en el plan de control adjunto.

2.2.4 Acero laminado

Se utiliza para la confección de los elementos de estructura metálica, excepto los espárragos de anclaje y sujeción en hormigón, para lo cual se utiliza acero B-500S. Según la norma "Documento Básico SE-A. Seguridad Estructural – Acero", se distinguen las características de los materiales para perfiles y chapas, para tornillos, tuercas y arandelas, y para el material de aportación.

Las características del material que se detalla, así como los ensayos a que deberá someterse, quedan especificados en los Pliegos de Condiciones para la Ejecución y la Puesta de la Estructura Metálica. El acero laminado considerado en proyecto es S275JR.

2.2.4.1 Acero para chapas y perfiles

Se utilizan los aceros establecidos en la norma UNE-EN 10025-2:2006 (Productos laminados en caliente de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general), así como los establecidos en las normas UNE-EN 10210-1:2007 relativa a Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado de grado fino, y UNE-EN 10219-1:2007 relativa a secciones huecas de acero estructural conformados en frío. En la tabla siguiente (DB SE-A-11, tabla 4.1) se especifican las características mecánicas mínimas de los aceros UNE EN 10025, que son las que han sido utilizadas en los cálculos del presente proyecto de estructura.

| Tipo de acero en chapas y perfiles | S275JR |
|---|--|
| f_y (N/mm ²) chapas <16mm | 275 N/mm ² |
| Módulo de elasticidad, E | 200.000 N/mm ² |
| Módulo de elasticidad transversal, G | 81.000 N/mm ² |
| Coefficiente de Poisson, ν : | 0.30 |
| Coefficiente de dilatación térmica, λ : | $1.2 \times 10^{-5} (^{\circ}\text{C})^{-1}$ |
| Densidad | 7.850 Kg/m ³ . |

En la tabla siguiente (DB SE-A-12, tabla 4.2) se especifican los espesores máximos (en mm) de chapas para los cuáles no es necesario comprobar el comportamiento dúctil del material.

Todos los aceros mencionados y utilizados en el presente proyecto de estructura 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.).

2.2.4.2 Tornillos, tuercas y arandelas

Las características mecánicas de los aceros para tornillos, tuercas y arandelas se han tomado de la siguiente tabla (DB SE-A-13, tabla 4.3); El acero para tornillos y tuercas considerado en proyecto es del tipo TR 10.9; prever el tratamiento de las superficies según se indica en los planos de proyecto.





2.2.4.3 Materiales de aportación

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

2.2.4.4 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, definido en su correspondiente apartado.

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

Para el caso específico de las comprobaciones de resistencia última del material o la sección se ha adoptado como resistencia de cálculo el valor:

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

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

2.2.5 Fábrica de ladrillo

Se utiliza, en general, para a la realización de muretes de carga de elementos con una necesidad de transmisión de carga baja. Un ejemplo son los muretes de apoyo para escaleras, o algunos tipos de cubierta. También se utilizan estos muretes para la realización de forjados tipo sanitario. Todas las especificaciones y características del material se han definido en base al "DB SE-F Seguridad estructural: Fábrica."

2.2.5.1 Denominación y tipificación

Las piezas a utilizar en la elaboración de elementos de fábrica serán, según se establece en el DB SE-F en la tabla 4.1, de tipo Perforadas Cerámicas, de manera que se cumplan las especificaciones de volumen de huecos que contempla la tabla. La resistencia de las piezas a utilizar será como mínimo de 20 N/mm².

El mortero a utilizar en la elaboración de los elementos de fábrica será del tipo ordinario, con una resistencia mínima de M10, cumpliendo lo establecido en DB SE-F apartado 4.2

2.2.5.2 Características mecánicas de la fábrica. Resistencia característica a compresión

En el cálculo de la resistencia a compresión de la fábrica especificada, se ha considerado la tabla 4.4 del DB SE-F. La resistencia característica del ladrillo f_b es de 20 N/mm², y la del mortero $f_m = 10$ N/mm². La fábrica elaborada con ladrillo del tipo perforado se ha calculado con una resistencia de $f_k = 7$ N/mm².

2.2.5.3 Características mecánicas de la fábrica. Módulo de deformación longitudinal

Como módulo de deformación secante instantánea se ha tomado $1000 f_k$, tal y como indica DB SE-F 4.6.5 Para el cálculo de estados límite de servicio se ha multiplicado este valor por 0,6.





2.3 Características del terreno

2.3.1 Características geotécnicas de los materiales

A continuación se especifican las características del terreno que expone el estudio geotécnico anejo al presente documento. Las características se resumen a continuación, en orden de aparición de la cota superior a la inferior:

| Nivel 1: Relleno Pavimento | |
|------------------------------|--------------------|
| Ángulo de rozamiento interno | ° |
| Densidad media | T/m ³ |
| Cohesión = | kg/cm ² |
| Potencia = | 0,5-1,3m |
| σ_{adm} = | kg/cm ² |

| Nivel 2: Roca II-III | |
|------------------------------|-----------------------|
| Ángulo de rozamiento interno | ° |
| Densidad media | 2,7T/m ³ |
| Cohesión = | kg/cm ² |
| Potencia = | >100m |
| σ_{adm} = | 6,0kg/cm ² |

2.3.2 Hidrología y nivel freático

Según el estudio geotécnico, no aparece nivel freático en los sondeos.

2.4 Acciones consideradas

La determinación de las acciones sobre el edificio y sobre su estructura se ha realizado teniendo en consideración la aplicación de las normativas que se relacionan en el apartado correspondiente de la presente memoria.

Según el DB SE-AE "Acciones en la edificación", las acciones y las fuerzas que actúan sobre un edificio se pueden agrupar en 3 categorías: acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales.

La consideración particular de cada una de ellas se detalla en los siguientes subapartados, y responde a lo estipulado en los apartados 2, 3 y 4 del DB SE-AE.

2.4.1 Acciones permanentes



Se incluyen dentro de esta categoría todas las acciones cuya variación en magnitud con el tiempo es despreciable, o cuya variación es monótona hasta que se alcance un valor límite. Se consideran 3 grupos de acciones permanentes que se detallan a continuación.

2.4.1.1 Peso propio

Se incluyen en este grupo el peso propio de los elementos estructurales, cerramientos y elementos separadores, tabiquería, todo tipo de carpintería, revestimientos (pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

El valor característico del peso propio de los elementos constructivos se ha determinado como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios. En la tabla siguiente se incluyen los pesos de los materiales, productos y elementos constructivos habituales.

| Elementos: | Densidad: |
|---|-------------------------|
| Muros de fábrica de ladrillo: | |
| De ladrillo macizo: | 18.00 kN/m ³ |
| De ladrillo perforado: | 15.00 kN/m ³ |
| De ladrillo vacío: | 12.00 kN/m ³ |
| Muros de fábrica de bloque: | |
| De bloque vacío de mortero: | 16.00 kN/m ³ |
| De bloque vacío de yeso: | 10.00 kN/m ³ |
| Hormigón: | |
| Hormigón armado: | 25.00 kN/m ³ |
| Hormigón en masa: | 24.00 kN/m ³ |
| Hormigón de escoria: | 16.00 kN/m ³ |
| Pavimentos: | |
| Hidráulico o cerámico (6 cm. grosor total): | 1.00 kN/m ² |
| Terrazo: | 0.80 kN/m ² |
| Parquet: | 0.40 kN/m ² |
| Materiales de cubierta: | |
| Plancha plegada metálica: | 0.12 kN/m ² |
| Teja curva: | 0.50 kN/m ² |
| Pizarra: | 0.30 kN/m ² |
| Tablero de baldosa: | 1.00 kN/m ² |
| Materiales de construcción: | |
| Arena: | 15.00 kN/m ³ |
| Cemento: | 16.00 kN/m ³ |
| Pizarra: | 29.00 kN/m ³ |
| Escoria granulada: | 12.00 kN/m ³ |
| Rellenos: | |
| Terreno, como jardineras...: | 20.00 kN/m ³ |

Para el caso de cerramientos ligeros distribuidos homogéneamente en planta, tal como indica el DB SE-AE, se ha considerado su asimilación a una carga superficial equivalente uniformemente repartida sobre el forjado de 0,80 kN/m², multiplicado por la razón media entre la superficie de tabiquería y la de la planta considerada. Así mismo, para viviendas, se ha considerado una carga





de 1 kN/m² repartida uniformemente sobre la superficie de forjado, tal como indica el DB antes mencionado.

Para el resto de cerramientos se ha calculado directamente el peso de la tabiquería proyectada, obteniendo para una altura libre de 3,00 metros entre forjados la siguiente relación de pesos lineales.

Cerramientos

| | |
|---|------------|
| Cerramientos cerámicos de dos hojas sin perforaciones, de ladrillo perforado de 15 cm y tabique de ladrillo vacío de 10 cm, de altura hasta los 3.00 m: | 10,00 kN/m |
| Cerramientos cerámicos de dos hojas con perforaciones, de ladrillo perforado de 15 cm y tabique de ladrillo vacío de 10 cm, de altura hasta los 3.00 m: | 8,00 kN/m |
| Cerramientos de bloque de hormigón de dos hojas sin perforaciones, de 20 cm exterior y 10 cm interior: | 14,00 kN/m |
| Cerramientos de bloque de hormigón de dos hojas con perforaciones, de 20 cm exterior y 10 cm interior: | 10,00 kN/m |
| Cerramientos ligeros, de altura hasta los 3.00 m: | 4,00 kN/m |
| Tabiques de ladrillo perforado, de altura hasta los 3.00 m y espesor 15 cm: | 6,00 kN/m |
| Tabiques de ladrillo vacío, de altura hasta los 3.00 m y espesor 10 cm: | 4,00 kN/m |

En las zonas de instalaciones se han considerado las cargas que ha indicado el equipo de instalaciones, (ver estados de carga en planos y/o esquema en anejo) y como mínimo se ha considerado una sobrecarga de 5kN/m²

2.4.1.2 Pretensado

La acción del pretensado se ha evaluado en base a lo establecido en la Instrucción EHE-08. El sistema de fuerzas equivalentes se obtiene del equilibrio del cable y está formado por:

- Fuerzas y momentos concentrados en los anclajes.
- Fuerzas normales a los tendones, resultantes de la curvatura y cambios de dirección de los mismos.
- Fuerzas tangenciales debidas al rozamiento.

El valor de las fuerzas y momentos concentrados en los anclajes se deduce del valor de la fuerza de pretensado en dichos puntos, teniendo en cuenta las pérdidas de fuerza correspondientes, de la geometría del cable y de la geometría de la zona de anclajes.





2.4.1.3 Acciones del terreno

Son las acciones derivadas del empuje del terreno, tanto las procedentes de su peso como de otras acciones que actúan sobre él, o las acciones debidas a sus desplazamientos y deformaciones. En general las acciones del terreno repercutirán sobre la cimentación y sobre los elementos de contención de tierras.

La determinación de las acciones del terreno sobre los distintos elementos afectados se ha hecho a partir de lo estipulado en el DB SE-C. Tal como describe el apartado 2.3.2.3, se han determinado las acciones del terreno sobre la cimentación y elementos de contención según 3 tipos de acciones:

- Acciones que actúan directamente sobre el terreno y que por razones de proximidad pueden afectar al comportamiento de la cimentación.
- Cargas y empujes debidos al peso propio del terreno
- Acciones del agua existente en el interior del terreno

Para la determinación de las acciones del terreno sobre cimentaciones profundas se ha considerado la forma y dimensiones del encepado a fin de incluir su peso, así como el de las tierras o aquello que pueda gravitar sobre éste.

Para la determinación de las acciones del terreno sobre los elementos de contención se han considerado las sobrecargas debidas a la presencia de edificaciones próximas, posibles acopios de materiales, vehículos, etc. Las fuerzas de los puntales y anclajes se han considerado como acciones.

Se han considerado, sobre los elementos de contención, los estados de empuje estipulados en el apartado 6.2.1 de la DB SE-C, que se corresponden con la teoría de los empujes de Rankine:

Empuje activo:

Cuando el elemento de contención gira o se desplaza hacia el exterior bajo las presiones del relleno o la deformación de su cimentación hasta alcanzar unas condiciones de empuje mínimo. El empuje activo se define como la resultante de los empujes unitarios σ'_a , que se ha determinado mediante las siguientes fórmulas:

$$\sigma'_a = K_A \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A}$$

$$K_A = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno del terreno, c' la cohesión y σ'_v la tensión efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, siendo γ' el peso específico efectivo del terreno y z la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al elemento de contención.

Empuje pasivo:

Cuando el elemento de contención es comprimido contra el terreno por las cargas transmitidas por una estructura u otro efecto similar hasta alcanzar unas condiciones de máximo empuje. El empuje pasivo se define como la resultante de los empujes unitarios σ'_p , que se ha determinado mediante las siguientes fórmulas:





$$\sigma'_p = K_P \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P}$$

$$K_P = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno del terreno, c' la cohesión y σ'_v la tensión efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, siendo γ' el peso específico efectivo del terreno y z la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al elemento de contención.

Para la consideración de las sobrecargas de uso actuantes en la coronación de los elementos de contención se ha considerado una altura de tierras equivalente encima de la rasante, teniendo en cuenta la densidad del material contenido.

$$H_e = \frac{q}{\gamma}$$

siendo γ el peso específico del terreno contenido.

Para la consideración de otros estados de sobrecarga distintos de la uniforme repartida se ha utilizado la formulación propuesta en el apartado 6.2.7 del DB SE-C.

Se ha considerado una ley de empujes en forma acumulativa, considerando cada estrato como una sobrecarga para el subyacente.

El efecto del agua intersticial se ha considerado mediante el método de las presiones efectivas.

2.4.2 Acciones variables

Son las acciones cuya variación en el tiempo no es monótona ni despreciable respecto al valor medio. Se contemplan dentro de esta categoría las sobrecargas de uso, las acciones sobre barandillas y elementos divisorios, la acción del viento, las acciones térmicas y la acción que produce la acumulación de nieve.

2.4.2.1 Sobrecargas de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso.

Se ha considerado, para el cálculo de los esfuerzos en los elementos estructurales, la aplicación de una carga distribuida uniformemente, adoptando los valores característicos de la tabla 3.1 del DB SE-AE. Para las comprobaciones locales de capacidad portante se ha considerado una carga concentrada actuando en cualquier punto de la zona afectada. Dicha carga concentrada se ha considerado actuando simultáneamente con la sobrecarga uniformemente repartida en las zonas de uso de tráfico y aparcamiento de vehículos ligeros, y de forma independiente y no simultánea con ella en el resto de casos descritos en la tabla mencionada.

En el caso de balcones volados se ha considerado una sobrecarga lineal repartida actuando en los bordes de valor 2 kN/m.

Se ha realizado la comprobación con alternancia de cargas en elementos críticos tales como vuelos importantes o zonas de aglomeración.





Para el cálculo de elementos portantes horizontales y verticales se ha realizado la reducción de sobrecarga permitida en el apartado 3.1.2 del DB SE-AE.

2.4.2.2 Acciones sobre barandillas y elementos divisorios

Para el cálculo de los elementos estructurales del edificio se ha tenido en cuenta la aplicación de una fuerza horizontal a una distancia de 1,20m sobre el borde superior del elemento, dando lugar a un momento flector sobre los forjados en el caso de barandillas. El valor de la acción horizontal se ha determinado en base a lo estipulado en la tabla 3.3 del DB SE-AE.

2.4.2.3 Viento

Son las acciones producidas por la incidencia del viento sobre los elementos expuestos a él. Para su determinación se considera que éste actúa perpendicularmente a la superficie expuesta con una presión estática q_e que puede expresarse como:

$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$, siendo:

q_b = Presión dinámica del viento.

c_e = Coeficiente de exposición, en función de la altura del edificio y del grado de aspereza del entorno.

c_p = Coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma.

Para la determinación de la presión dinámica del viento (q_b) se utiliza la simplificación propuesta por el DB SE-AE para todo el territorio español, adoptándose el valor de 0,5 kN/m².

Para la determinación del coeficiente de exposición se ha considerado el grado de aspereza del edificio y la altura en cada punto según la tabla 3.3 del DB SE-AE.

Para la determinación del coeficiente eólico o de presión se ha considerado la esbeltez en el plano paralelo al viento según la tabla 3.4 del DB SE-AE.

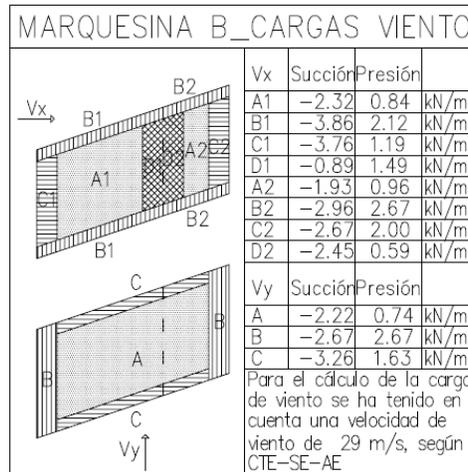
En el caso que se detalla, los parámetros considerados han sido los que se explicitan a continuación:

| Edificio | |
|--|------------------------|
| Grado de aspereza del entorno considerado: | I |
| Altura máxima del edificio: | 7,0m |
| Coeficiente de exposición ($c_e(7,0m)$): | 3,55 |
| Presión dinámica del viento, q_b : | 0,50 kN/m ² |
| Esbeltez en el plano paralelo al viento: | |
| Coeficientes eólicos: | |
| c_p : | Según |
| c_s : | tablas |





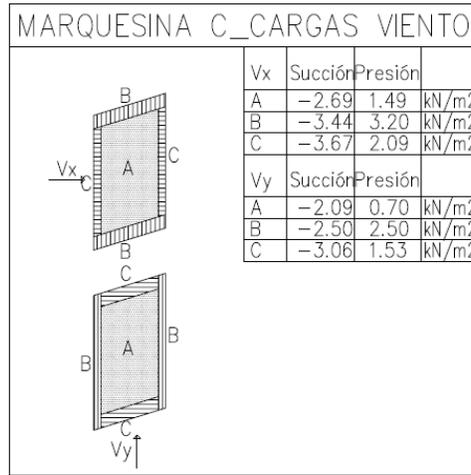
Cabe mencionar que el coeficiente de exposición se ha ido adaptando a la situación de los distintos puntos de ambas vertientes de la cubierta, obteniéndose los siguientes coeficientes de forma particular:



09/02/2018

VISADO BISATUA

COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO
 EUSKAL HERRIKO ARKITEKTOEN ELKARGO OFIZIALA
 DELEGACION EN BIZKAYA
 BIZKAIKO ORDEZKARITZA



2.4.2.4 Acciones térmicas

Las acciones térmicas han sido consideradas en el proyecto en los casos en que se ha estimado posible la existencia de un gradiente térmico o que las dimensiones de un determinado elemento continuo de estructura han sobrepasado los valores límite que establece la normativa al respecto (40 m). Por ello se ha sometido a la estructura a la acción térmica causada por un aumento de temperatura que corresponde al que establece la norma DB SE-AE en los artículos 3.4.1 y 3.4.2. Para elementos expuestos a la intemperie se ha tomado como temperaturas extremas máximas y mínimas las que constan en el “CTE DB SE-AE Anejo E. Datos climáticos”.

Los coeficientes de dilatación térmica adoptados se especifican en el apartado donde se hace referencia a las características de los materiales.

2.4.2.5 Nieve

Según el DB SE-AE, el valor de la carga de nieve por unidad de superficie puede determinarse con la fórmula:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

siendo μ el coeficiente de forma de la cubierta, y s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal.

En cubiertas planas y terreno horizontal el coeficiente de forma toma el valor $\mu=1$. En la localidad de Bilbao, el valor característico de la carga de nieve toma el valor $s_k=0,30$ kN/m².

Con estos valores se ha considerado una sobrecarga de nieve en las zonas desprotegidas de valor 0,30 kN/m².

2.4.3 Acciones accidentales

2.4.3.1 Sismo





En la determinación de las acciones sísmicas se ha considerado la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación, NCSE-02.

Dicha norma, en el artículo 1.2., apartado 2º, establece una clasificación de las construcciones en función de su uso, según el siguiente criterio:

- *De importancia moderada:* son las que con muy poca probabilidad su ruina por terremoto pueda causar víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos relevantes a terceros.
- *De importancia normal:* son las que su destrucción por terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni que su destrucción pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- *De importancia especial:* son las que su destrucción por terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos.

Según el anterior criterio y dadas las características de uso del edificio, éste se ha catalogado de importancia normal.

La estructura diseñada, por disponer de una capa superior armada, monolítica y enlazada a la estructura en la totalidad de la superficie de cada planta, se considera de pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones.

Por otro lado, la aceleración sísmica de cálculo a_c , de acuerdo con el artículo 2.2 de la mencionada norma, se ha calculado según la expresión:

$$a_c = S \rho a_b$$

Donde:

- a_c es la aceleración sísmica de cálculo,
- a_b es la aceleración sísmica básica,
- ρ es el coeficiente de riesgo y
- S es el coeficiente de amplificación del terreno.

Para el caso objeto de la presente, los anteriores valores han resultado:

Aceleración sísmica básica, a_b , y coeficiente de riesgo, ρ :

Localidad: Bilbao

a_b : 0.04g

ρ : 1.0

Coeficiente de amplificación del terreno, S :

Tipo de terreno: Tipo II



Coefficiente C: 1.30

Criterio: $\rho a_b \leq 0.1g$

$$S = \frac{C}{1.25} = \frac{2.00}{1.25} = 1.60$$

Aceleración sísmica de cálculo:

$$a_c = S \rho a_b = 1.28 \times 1.00 \times 0.04g = 0.064g < 0.08g$$

De acuerdo con el artículo 1.2.3 de la NCSE-02, dada la clasificación de la construcción, la consideración de monolitismo de su estructura y los valores de la aceleración sísmica básica y aceleración sísmica de cálculo determinadas, NO han sido consideradas las repercusiones producidas por la acción sísmica en la estructura.

2.4.3.2 Incendio

Las cargas de fuego se han analizado considerando los ELU en la hipótesis accidental. En las zonas de tránsito destinadas a los servicios de protección contra incendios se ha considerado una acción de 20 kN/m² dispuestos en una superficie de 3m de ancho por 8m de largo, en cualquiera de las posiciones de una banda de 5m de ancho y en las zonas de maniobra donde se prevé el paso de este tipo de vehículos.

Para comprobaciones locales de resistencia se ha considerado una carga independiente de la anterior, de 100 kN actuando sobre un diámetro de 20cm sobre el pavimento terminado, en el punto más desfavorable.

2.4.3.3 Impacto

Las cargas de impacto se han analizado considerando los ELU en la hipótesis accidental. Para la consideración de las acciones de impacto se ha determinado la carga estática equivalente del cuerpo de impacto, considerando el teorema de la conservación de la energía mecánica.

Se ha considerado el impacto de vehículos en los elementos estructurales de las zonas de tránsito.

Se ha considerado el impacto del contrapeso de los aparatos elevadores en los elementos estructurales que son susceptibles de recibirlo, tales como fosos colgados de ascensor.

2.4.4 Estados de carga considerados en los forjados

A continuación se resumen los estados de carga considerados en cada forjado o zona de forjado en base a las acciones establecidas en el apartado anterior.

| | |
|---------|--|
| Zona: | Marquesina |
| Tipo: | Correas metálicas y tablero de madera |
| Grosor: | |





| | |
|----------------------|------------------------------|
| Peso propio: | 0,50 kN/m ² |
| Cargas permanentes: | 0,50 kN/m ² |
| Sobrecarga de uso: | 1,00 kN/m ² |
| Sobrecarga de nieve: | Puntuales |
| TOTAL: | 1,30 kN/m² |
| Carga concentrada: | 1,00 kN |

Zona: Contrapeso MA

| | |
|----------------------|------------------------------|
| Tipo de Techo: | Colaborante |
| Grosor: | 6+17 cm |
| Peso propio: | 5,25 kN/m ² |
| Cargas permanentes: | 0,50 kN/m ² |
| Sobrecarga de uso: | 1,00 kN/m ² |
| Sobrecarga de nieve: | Puntuales |
| TOTAL: | 6,05 kN/m² |
| Carga concentrada: | 1,00 kN |

Zona: Contrapeso MB

| | |
|----------------------|------------------------------|
| Tipo de Techo: | Colaborante |
| Grosor: | 6+11 cm |
| Peso propio: | 3,75 kN/m ² |
| Cargas permanentes: | 0,50 kN/m ² |
| Sobrecarga de uso: | 1,00 kN/m ² |
| Sobrecarga de nieve: | Puntuales |
| TOTAL: | 4,55 kN/m² |
| Carga concentrada: | 1,00 kN |

Zona: Contrapeso MC

| | |
|----------------------|-------------------------------|
| Tipo de Techo: | Colaborante |
| Grosor: | 6+35 cm |
| Peso propio: | 9,75 kN/m ² |
| Cargas permanentes: | 0,50 kN/m ² |
| Sobrecarga de uso: | 1,00 kN/m ² |
| Sobrecarga de nieve: | Puntuales |
| TOTAL: | 10,55 kN/m² |
| Carga concentrada: | 1,00 kN |



2.5 Coeficientes de seguridad



Los coeficientes de seguridad adoptados afectan tanto a las características mecánicas de los materiales, como a las acciones que solicitan a la estructura. Ambas tipologías se detallan a continuación.

2.5.1 Coeficientes de minoración de resistencias de los materiales

Los coeficientes de minoración de resistencia gravan de forma distinta a los elementos en función de diversos parámetros, de los cuales el más relevante es el tipo de material que los constituye. Para cada caso se tiene:

2.5.1.1 Hormigón armado

Para la determinación de los coeficientes de minoración de resistencia del hormigón armado hace falta distinguir el que se aplica directamente sobre el hormigón, γ_c , y el que lo hace sobre el acero de armar y el de pretensar, γ_s .

| Situación de proyecto | hormigón γ_c | acero γ_s |
|---------------------------|---------------------|------------------|
| Persistente o transitoria | 1,5 | 1,15 |
| Accidental | 1,3 | 1,0 |

2.5.1.2 Acero laminado

Se han adoptado los siguientes valores:

γ_{M0} = 1,05 relativo a la plastificación del material.

γ_{M1} = 1,05 relativo a fenómenos de inestabilidad.

γ_{M2} = 1,25 relativo a resistencia última del material o sección, y a medios de unión.

γ_{M3} = 1,10 relativo a la resistencia del deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en ELS.

γ_{M3} = 1,25 relativo a la resistencia del deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en ELU.

γ_{M3} = 1,40 relativo a la resistencia del deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en ELU, en el caso de huecos óvalos o con sobremedida.

2.5.1.3 Fábrica de ladrillo

Se ha considerado un coeficiente de seguridad de $\gamma_M = 3,0$, por el cual se ha tenido en cuenta una Categoría de ejecución C, y una Categoría del control de fabricación de II. El coeficiente se establece en base a la tabla 4.8 del DB SE-F.

2.5.2 Coeficientes de mayoración de acciones

Paralelamente a los anteriores, los de mayoración de acciones también dependen del material. Con este criterio se observan los coeficientes que a continuación se detallan.





2.5.2.1 Hormigón armado

Según tipifica la EHE-08 en su artículo 12, apartados 1 y 2, los coeficientes de mayoración considerados para un nivel de ejecución normal son los que se relacionan en la tabla 1 para los Estados Límite Último (ELU) y en la tabla 2 para los Estados Límite de Servicio (ELS).

| Tipo de Acción | Situación Persistente o transitoria | | Situación accidental | |
|----------------------------------|-------------------------------------|---------------------|----------------------|---------------------|
| | Efecto Favorable | Efecto Desfavorable | Efecto Favorable | Efecto Desfavorable |
| Permanente | $\gamma_G=1,00$ | $\gamma_G=1,35$ | $\gamma_G=1,00$ | $\gamma_G=1,00$ |
| Pretensado | $\gamma_P=1,00$ | $\gamma_P=1,00$ | $\gamma_P=1,00$ | $\gamma_P=1,00$ |
| Permanente de valor no constante | $\gamma_G=1,00$ | $\gamma_G=1,50$ | $\gamma_G=1,00$ | $\gamma_G=1,00$ |
| Variable | $\gamma_Q=0,00$ | $\gamma_Q=1,50$ | $\gamma_Q=0,00$ | $\gamma_Q=1,00$ |
| Accidental | - | - | $\gamma_A=1,00$ | $\gamma_A=1,00$ |

Tabla 1: Coeficientes de mayoración de cargas en elementos de hormigón armado y pretensado. Estados Límites Últimos.

| Tipo de Acción | | Efecto favorable | Efecto desfavorable |
|----------------------------------|-------------------|------------------|---------------------|
| Permanente | | $\gamma_G=1,00$ | $\gamma_G=1,00$ |
| Pretensado | Armadura pretensa | $\gamma_P=0,95$ | $\gamma_P=1,05$ |
| | Armadura postensa | $\gamma_P=0,90$ | $\gamma_P=1,10$ |
| Permanente de valor no constante | | $\gamma_G=1,00$ | $\gamma_G=1,00$ |
| Variable | | $\gamma_Q=0,00$ | $\gamma_Q=1,00$ |

Tabla 2: Coeficientes mayoración de cargas en elementos de hormigón armado y pretensado. Estados Límites de Servicio.

2.5.2.2 Acero laminado

Con relación a los coeficientes γ_c que gravan en las estructuras de acero, se consideran los que establece el Documento Básico SE Seguridad estructural, en la tabla 4.1 del capítulo 4.

| Tipos de verificación | | Situación Persistente o transitoria | |
|-----------------------|-------------|-------------------------------------|------------------|
| | | Efecto desfavorable | Efecto favorable |
| | Permanentes | | |





| | | | |
|-------------|--------------------|-------------------|----------------|
| Resistencia | Peso propio | 1.35 | 0.80 |
| | Empuje del terreno | 1.35 | 0.70 |
| | Presión agua | 1.20 | 0.90 |
| | Variable | 1,50 | 0,00 |
| Estabilidad | | desestabilizadora | estabilizadora |
| | Permanente | | |
| | Peso propio | 1.10 | 0.90 |
| | Empuje del terreno | 1.35 | 0.80 |
| | Presión agua | 1.05 | 0.95 |
| | Variable | 1.50 | 0 |

Tabla 3: Coeficientes parciales γ de seguridad para acciones.

2.6 Hipótesis de cálculo

Las hipótesis de cálculo contempladas para el análisis de la estructura que se presenta han sido diversas, en función del material constituyente de un elemento o parte de la estructura, principalmente. De este modo se tienen los siguientes cuadros de hipótesis consideradas para Estados Límite Últimos (ELU) y Estados Límite de Servicio (ELS).

2.6.1 Estructuras de hormigón armado y pretensado

Han sido consideradas las que tipifica la EHE en su artículo 13, según el detalle:

- Para Estados Límite Últimos. Las situaciones de proyecto se han abordado a partir de los siguientes criterios

Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} Y_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + Y_A A_k + Y_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} Y_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_P P_k + Y_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} Y_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$





- Para Estados Límite de Servicio. Las distintas situaciones de proyecto en general se han abordado con los siguientes criterios:

Combinación poco probable

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G^*_{k,j} + Y_P P_k + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G^*_{k,j} + Y_P P_k + Y_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinación casi permanente

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G^*_{k,j} + Y_P P_k + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes
- $G^*_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante
- P_k Valor característico de la acción del pretensado
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante
- $\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes
- $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante
- $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos casi permanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental
- A_k Valor característico de la acción accidental
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica

2.6.2 Estructuras de Acero Laminado, Fábrica y Madera

Han sido consideradas las que tipifica la DB-SE, "Documento Básico SE Seguridad Estructural" en su artículo 4.2.2 y 4.3.2, según se detalla a continuación:

- Para Estados Límite Últimos. Las situaciones de proyecto se han abordado a partir de los siguientes criterios:

Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G^*_{k,j} + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales:





$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_A A_k + Y_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} Y_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Para Estados Límite de Servicio. Las distintas situaciones de proyecto en general se han abordado con los siguientes criterios:

Combinación poco probable

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinación casi permanente

$$\sum_{j \geq 1} Y_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} G_{k,j}^* + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos casi permanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental
- A_k Valor característico de la acción accidental
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica

2.7 Métodos de cálculo

Para la determinación de esfuerzos en los distintos elementos estructurales se han utilizado 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 conjunto a analizar, tal y como se detalla más adelante.





Por otro lado, para la comprobación de secciones de hormigón, se han utilizado las bases del cálculo en rotura, considerando que el material trabaja en régimen plástico, contemplando, de esta forma, las fisuras por tracción y elasto-plasticidad en compresión, según se ha especificado en el apartado segundo de esta Memoria. Para la comprobación de las secciones de acero, en general se utilizan las bases de cálculo elástico, aunque en algunas uniones se contemplan puntualmente las consideraciones del cálculo elasto-plástico.

La especificación de la metodología utilizada para el análisis de los diversos tipos estructurales se detalla a continuación.

2.7.1 Estructuras de barras

Su análisis se ha llevado a cabo mediante el cálculo matricial de estructuras definidas en el espacio.

Para la determinación de las matrices de rigidez de cada una de las barras han sido contemplados los dos teoremas de Mohr, la ley de Hooke y la teoría de la torsión de Saint Venant, mediante lo cual han sido relacionados todos los movimientos posibles de los extremos de las barras con los esfuerzos que los provocan.

En los casos en los que la esbeltez de la estructura ha sido determinante, se ha utilizado también el cálculo matricial, aunque basado en la formulación.

2.7.2 Losas continuas

Para el análisis de placas y losas tanto macizas como aligeradas (forjados reticulares y tipo sándwich) y solicitadas a carga transversal se ha realizado una aproximación mediante el método de los elementos finitos, en régimen lineal. Para ello ha sido utilizada la teoría de flexión de Reissner-Mindlin, que tiene en cuenta la deformación transversal por cortante. Para el análisis de *placas gruesas*, para las que la relación luz/canto es menor que 10, se ha utilizado la teoría directamente; en cambio, para el análisis de las *placas delgadas*, para las que la relación luz/canto es igual o superior a 10, se ha utilizado una variación sobre la teoría, imponiendo la condición de deformación por cortante constante en los elementos, lo que permite abordar el análisis según un planteamiento de continuidad C_0 , eliminando a la vez el efecto de bloqueo de la solución por cortante.

El análisis de placas delgadas ha sido realizado mediante una discretización basada en los elementos de la familia DK; esto es, el elemento triangular *DKT* (Discrete Kirchhoff Triangular), de tres nodos y nueve grados de libertad, y el elemento *DKQ* (Discrete Kirchhoff Quadrilateral), de cuatro nodos y doce grados de libertad, indistintamente. El análisis de placas gruesas se ha abordado mediante el elemento cuadrático de la familia serendípita, de ocho nodos y 24 grados de libertad, y el elemento de Dvorkin-Bathe, de cuatro nodos y doce grados de libertad.

2.7.3 Muros pantalla y muros de contención

Para el análisis de estabilidad de los muros de contención y de los muros pantalla se ha utilizado la teoría de empujes activos y pasivos de Rankine, sobre un modelo basado en el método de Winkler.

Para ello se ha discretizado la pantalla de contención y se ha solicitado, por un lado, a los empujes correspondientes a cada fase constructiva, y, por otro, a la reacción que provoca su empotramiento sobre un semiespacio elasto-plástico. En el caso del cálculo de muros de contención convencionales, el soporte se ha resuelto directamente mediante una zapata; en el caso de los análisis de los muros pantalla, mediante su empotramiento en el terreno.





2.7.4 Estabilidad de taludes

Para la determinación de la estabilidad de taludes se ha utilizado el método del equilibrio de masas de tierra discretas, suponiendo diversos trazados de superficies de rotura cilíndricas y obteniendo el de menor coeficiente de seguridad. Este coeficiente siempre ha resultado ser superior al valor 1.80.

2.7.5 Comprobación de perfilera metálica

La comprobación de perfilera metálica se ha llevado a cabo sobre la base de las consideraciones de la normativa "DB-SE-A, Documento Básico SE Seguridad estructural Acero", según métodos elásticos y anelásticos.

2.7.6 Armado de secciones de hormigón armado y pretensado

El armado de secciones de hormigón se ha realizado en rotura, considerando el diagrama σ - ϵ que se detalla en el tercer apartado de la presente.

Mediante esta metodología se han analizado los casos de flexión simple recta y esviada, flexo-compresión recta y esviada, compresión compuesta recta y esviada y tracción compuesta recta o esviada, según la determinación del plano de deformaciones a partir del planteamiento de las ecuaciones de equilibrio interno a nivel sección, compatibles con las ecuaciones constitutivas de los materiales.

Para la comprobación a esfuerzos rasantes, tipo cortante o momento torsor, se han utilizado las consideraciones al respecto de la Normativa EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural.

2.7.7 Dimensionado de los elementos postesados

La armadura activa se dimensiona en Estado límite de servicio (ELS), dado que es un factor limitante más restrictivo que el Estado límite último (ELU). Sucede a menudo que el ELS es limitante y, por tanto, el método para dimensionar el postesado es el ELS de fisuración.

Para el dimensionado de la fuerza de postesado (que es equivalente al dimensionado de la armadura activa) se realizan las comprobaciones de tensiones correspondientes a descompresión y a la no superación de la resistencia a tracción del hormigón. Se utilizan las siguientes combinaciones de cargas, tal y como especifica la instrucción EHE-08:

ELS de fisuración:

La comprobación de ELS Fisuración se realiza siguiendo las especificaciones de Artículo 49 de la instrucción de hormigón EHE-08.

En las secciones críticas de las jácenas se comprueba que, tanto en servicio como en vacío, el hormigón no supera la resistencia a tracción, en la combinación frecuente de las acciones. Esto asegura la no abertura de fisuras en el hormigón que especifica la norma para el ambiente considerado.

Por otro lado se verifica que en todos los casos la armadura activa esté situada, para la combinación de acciones más desfavorable, en la zona comprimida de la sección.

Se limita la máxima compresión en el hormigón, también en la combinación de acciones más desfavorable, a:



$$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$$

Finalmente se comprueban las tensiones en el hormigón en las fibras extremas en las combinaciones más desfavorables. Esto significa que se verifica tanto en vacío como en servicio y en los puntos del postesado que sean más críticos (tanto para momentos positivos como para negativos). Se limita en vacío la descompresión de la fibra superior, y a no superar de $0.60 f_{ck}$ en la inferior para momentos positivos, y a la inversa para los momentos negativos. En servicio se permite llegar a la resistencia a tracción del hormigón a la fibra inferior en la zona de momentos positivos y superior en negativos. Se comprueba, además, que la vaina de la armadura activa esté situada en la zona comprimida de la sección de hormigón sólo en combinación cuasipermanente. Se utilizan los coeficientes de seguridad indicados en la normativa para los ELS de postesados especificados en la tabla 2 del apartado 2.5.2.1 de la presente memoria.

2.8 Programas informáticos de cálculo utilizados

2.8.1 Procesadores. Definición de esfuerzos y estados tensionales

Win Eva v8.0, Análisis lineal de estructuras de barras en pórticos planos.

Robot V14 de Autodesk. Análisis lineal y dinámico de estructuras de barras y elementos finitos en tres dimensiones.

2.8.2 Post-procesadores. Comprobación de estructuras y armado de elementos de hormigón

Diversas hojas de cálculo destinadas a la verificación y dimensionado de todos los elementos resistentes y el armado o dimensionado de sus secciones.

2.9 Criterios de dimensionado

En el dimensionado de los elementos que componen la estructura ha sido considerada la satisfacción de los estados límites últimos, ELU y los estados límites de servicio, ELS, que se detallan a continuación:

- ELU de equilibrio: los efectos de cálculo estabilizantes sobrepasan a los efectos de cálculo desestabilizantes.
- ELU de agotamiento frente a las solicitaciones: las fuerzas internas capaces de desarrollarse en toda sección de la estructura igualan o sobrepasan las fuerzas de cálculo que las solicitan.
- ELU de inestabilidad: las fuerzas internas capaces de desarrollarse en toda sección de la estructura igualan o sobrepasan las fuerzas de cálculo que las solicitan sumadas a las derivadas de los efectos de segundo orden o de inestabilidad.
- ELS de fisuración (solamente en elementos de hormigón armado y pretensado): la abertura característica de las fisuras, w_k , cumple con los valores definidos en la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 en función de la clase de exposición del elemento.
- ELS de deformación: el dimensionado ha sido realizado en base a lo estipulado en el apartado 4.3.3 del DB SE. Esto es:





En el caso de considerar la integridad de los elementos constructivos, considerando las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento (todas las cargas excepto el peso propio del elemento estructural), limitándolas a los valores expuestos en la tabla siguiente:

| Tipo de cerramiento | Valor flecha/luz |
|--|------------------|
| Pisos con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas | 1/500 |
| Pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas. | 1/400 |
| Resto de los casos | 1/300 |

En el caso de tener en cuenta el confort de los usuarios, considerando las deformaciones producidas por las acciones de corta duración (acciones variables), limitándolas a L/350 (siendo L la luz del elemento).

En el caso de considerar la apariencia de la obra, considerando las deformaciones producidas por cualquier combinación de acciones casi permanente, limitándolas al menor L/300 o L/500+1cm (siendo L la luz del elemento).

Para el caso particular de forjados de hormigón se ha limitado la flecha activa a 1cm.

En el caso de desplazamientos horizontales, se ha considerado un desplome relativo entre plantas de 1/300 y un desplome total del edificio de 1/500 respecto a la altura total del edificio.

- ELS de vibraciones: Las estructuras y sus elementos susceptibles de sufrir vibraciones por efecto rítmico de las personas han sido diseñados con modos propios de oscilación mayores que los que se muestran en la tabla siguiente:

| Estructura | Frecuencia mínima (Hz) |
|---|------------------------|
| Gimnasios, palacios de deportes, estadios | 8,0 |
| Salas de fiestas o con ciertos sin asientos | 7,0 |
| Centros comerciales y locales de pública concurrencia sin asientos fijos. | 7,0 |
| Salas de espectáculos con asientos fijos | 3,4 |
| Pasarelas | 4,5 |

El resto de elementos han sido diseñados con un primer modo propio de vibración de valor próximo a 3,00Hz.

Igualmente se han tenido en consideración los requerimientos de protección contra incendios establecidos en la instrucción EHE-08 anejo 6, siempre que no entren en contradicción con las especificaciones del DB-SI, sección SI 6. Con estos documentos se ha establecido el recubrimiento necesario para los elementos de hormigón y la masividad necesaria para los elementos de acero





laminado para garantizar las necesidades establecidas en las normas mencionadas y en el proyecto de actividad del edificio.

3 Proceso constructivo

El proceso constructivo considerado a observar en la puesta en obra del edificio que se presenta tiene en cuenta la ejecución, por este orden cronológico:

- Capítulo de Movimiento de tierras y de cimentaciones
- Capítulo de la estructura, esta última realizada nivel a nivel, desde el inferior al superior.

De este proceso, cabe destacar que durante el proceso de fabricación deberán preverse contraflechas de montaje para la nivelación de todo el perímetro de la estructura. Nunca se solicitarán los elementos a situaciones de carga más desfavorables que las previstas, tal y como fijan los Pliegos de Condiciones correspondientes

4 Mantenimiento de la estructura

4.1 Elementos constituidos por acero laminado

Las estructuras de acero tradicionalmente son las que comportan mayor repercusión en cuanto a las tareas relativas a su mantenimiento, dada la mayor inestabilidad del material a causa de su estructura molecular. Principalmente, el mantenimiento deberá de hacer frente a la oxidación y a la corrosión.

Por eso, hay que proteger la estructura de la intemperie mediante los elementos constructivos especificados en proyecto, en las condiciones que fijan los Pliegos de Condiciones adjuntos.

Para preservar su durabilidad, la estructura deberá de someterse a un programa de inspección y mantenimiento concreto en base a los siguientes preceptos:

1. Control general del comportamiento de la estructura
 - Inspección convencional cada 10 años. Se examinará con especial atención la existencia de síntomas de daños estructurales que se manifiesten en daños en los elementos inspeccionados (fisuras en cerramientos a causa de deformaciones...). También se identificarán daños potenciales (humedades, condensaciones, uso inadecuado...).
 - Inspección cada 15 años. Con el objetivo de descubrir daños de carácter frágil, que aún no afecten a otros elementos no estructurales (cerramientos...). En este caso se observarán situaciones donde puedan producirse deslizamientos no previstos de uniones atornilladas, corrosiones localizadas...
2. Control del estado de conservación del material





Se distinguirá según la clasificación de la estructura, en función de su exposición:

- La estructura metálica o el elemento es interior o no expuesto a agentes ambientales nocivos. (Clase de exposición C₁ y C₂ según tabla 6). Habrá que realizarse una revisión de la estructura cada cinco años, detectando puntos de inicio de la oxidación. En ellos y en la zona confrontante habrá de levantarse el material degradado y proteger la zona deteriorada mediante la imprimación local de pintura antioxidante, como mínimo de las mismas características que la utilizada en obra. Cada 15 años habrá que proceder a una revisión exhaustiva de toda la estructura, realizando un posterior pintado total de la misma con un material como mínimo de las mismas características que el utilizado en la obra.

- La estructura metálica o elemento es exterior o queda en un ambiente de agresividad moderada. (Clase de exposición C₃ según tabla 6). Deberá realizarse una revisión de la estructura cada tres años, detectando puntos de inicio de la oxidación. En ellos y en la zona confrontante habrá de levantarse el material degradado y proteger la zona deteriorada mediante la imprimación local de pintura antioxidante, como mínimo de las mismas características que la utilizada en la obra. Cada 10 años se deberá proceder a una revisión exhaustiva de toda la estructura, realizando un posterior pintado total de la misma con un material como mínimo de las mismas características que el utilizado en la obra.

- La estructura metálica es exterior y está expuesta en un ambiente de agresividad elevada. (Clase de exposición C₄ y C₅ según tabla 6). Deberá realizarse una revisión anual de la estructura, detectando puntos de inicio de oxidación. En ellos y en la zona confrontante habrá de levantarse el material degradado y proteger la zona deteriorada mediante la imprimación local de pintura antioxidante, como mínimo de las mismas características que la utilizada en la obra. Cada cinco años se deberá de proceder a una revisión exhaustiva de toda la estructura, realizando un posterior pintado total de la misma con un material como mínimo de las mismas características que el utilizado en la obra.

En el presente caso la clase de exposición es de tipo C2. Las inspecciones se coordinarán haciendo coincidir los conceptos: comportamiento de la estructura y conservación del material.

| Designación | Pérdida de masa por unidad de superficie/pérdida de grosor en el primer año, aceros con contenido bajo de carbono | | |
|-------------|---|----------------------------------|----------------------|
| | Clase de exposición a la corrosión atmosférica. | Pérdida de masa g/m ² | Pérdida de grosor μm |
| C1 | Muy baja | ≤10 | ≤1.3 |
| C2 | Baja | >10 hasta 200 | >1.3 hasta 25 |
| C3 | Media | >200 hasta 400 | >25 hasta 50 |
| C4 | Alta | >400 hasta 650 | >50 hasta 80 |
| C5-I | Muy alta (Industrial) | >650 hasta 1500 | >80 hasta 200 |





| | | | |
|------|-------------------|-----------------|---------------|
| C5-M | Muy alta (marina) | >650 hasta 1500 | >80 hasta 200 |
|------|-------------------|-----------------|---------------|

Tabla 4 Pérdida de masa en función de la exposición

4.2 Estructuras de hormigón

Las partes de la estructura constituidas por cemento armado habrá que someterlas también a un programa de mantenimiento, de manera muy parecida al definido para la estructura metálica, dado que el mayor número de patologías del cemento armado son consecuencia o se manifiestan al iniciarse el proceso de corrosión de sus armaduras. Básicamente, pues, el mantenimiento deberá de afrontar la prevención de la oxidación y la corrosión de estos elementos.

Para preservar su durabilidad, la estructura tendrá que someterse a un programa de mantenimiento concreto en base a los siguientes preceptos:

4.2.1 La estructura de hormigón es interior

Clase de exposición y según tabla 8.2.2 del capítulo II de la Instrucción EHE-08. Será necesaria una revisión de los elementos a los dos años de haber sido construidos y después establecer una revisión de los mismos cada 10 años con el objetivo de detectar posibles fisuras, carbonataciones o anomalías de los paramentos.

Si estas fisuras resultan visibles al observador, será conveniente inyectarlas y protegerlas con algún tipo de resina epoxi, por evitar la oxidación de las armaduras. Asimismo, si se observan zonas con profundidades de carbonatación anómalas, habrán de protegerse mediante pinturas protectoras anti-carbonatación.

4.2.2 La estructura de hormigón es exterior

Estructura exterior o que queda inmersa en un ambiente húmedo. (Clase de exposición IIa y IIb según tabla 8.2.2 y clase específica de exposición tipo H según tabla 8.2.3a del capítulo II de la Instrucción EHE-08) En este caso será precisa una revisión de los elementos al año de haber sido construida y después establecer una revisión de los mismos cada dos años con el objetivo de detectar posibles fisuraciones, carbonataciones o anomalías de los paramentos.

Si estas fisuraciones resultan visibles al observador, será conveniente inyectarlas y protegerlas con algún tipo de resina epoxi, para evitar la oxidación de las armaduras. Asimismo, si se observan zonas con profundidades de carbonatación anómalas, habrán de protegerse mediante pinturas protectoras anti-carbonatación.

4.2.3 La estructura de hormigón en ambiente expuesto

La estructura de hormigón queda expuesta en un ambiente de agresividad elevada (clase de exposición IIIa, IIIb, IIIc e IV según tabla 8.2.2 y el resto de las clases específicas de exposición según tabla 8.2.3a del capítulo II de la Instrucción EHE-08). En este caso será precisa una revisión de los elementos a seis meses de haber sido construido. Posteriormente se someterá a la estructura a un programa de revisiones bianual con el objetivo de detectar posibles fisuraciones, carbonataciones o anomalías de los paramentos.





Si estas fisuras resultan visibles al observador, será conveniente inyectarlas y protegerlas con algún tipo de resina epoxi, para evitar la oxidación de las armaduras. Asimismo, si se observan zonas con profundidades de carbonatación anómalas, habrán de protegerse mediante pinturas protectoras anti-carbonatación.

Será, además, preceptiva una nueva imprimación de pintura anticarbonatación cada cinco años, a excepción de justificación expresa del fabricante de la pintura en relación al otro calendario, que no excederá de los 10 años.

5 Higiene, salud y medio ambiente

Se considerará este requisito según se indica en el artículo 5.1.3 de la EHE-08 en el caso que la propiedad lo haya establecido. Se recuerda que la no consideración de este requisito no obvia, en ningún caso, el cumplimiento de la legislación medioambiental vigente en cada caso. Se velará por la ejecución de procesos que minimicen el impacto medioambiental.

6 Normativa utilizada

6.1 Normativa básica

CTE “Código Técnico de la Edificación”. Real Decreto 314/2006, (BOE: 28/03/06) (modificación BOE: 25/01/08)

- DB-SE, “Documento Básico SE Seguridad estructural”
- DB-SE-AE, “Documento Básico SE Seguridad estructural Acciones en la edificación”
- DB-SE-C, “Documento Básico SE Seguridad estructural Cimientos”
- DB-SE-A, “Documento Básico SE Seguridad estructural Acero”
- DB-SE-F, “Documento Básico SE Seguridad estructural Fábrica”
- DB-SE-M, “Documento Básico SE Seguridad estructural Madera”
- DB-SI, “Documento Básico Seguridad en caso de Incendio”

EHE-08, “Instrucción de hormigón estructural”. Real Decreto 1247/2008 (BOE: 22/08/2008) (modificación BOE: 24/12/08)

NCSE-02, “Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación”. Real Decreto 997/2002 (BOE: 11/10/02)

RC-08, “Instrucción para la recepción de cementos” Real Decreto 956/2008(BOE: 19/06/2008) (modificación BOE: 11/09/2008)

6.2 Normativa complementaria





La normativa complementaria no es de obligado cumplimiento pero sirve para resolver las indefiniciones existentes en la normativa básica. En caso de contradicción siempre prevalece la normativa básica, salvo que se justifique (tal y como se especifica en la misma) el no cumplimiento de la misma.

EUROCÓDIGO 0: Bases de cálculo de estructuras

- EN 1990. Bases de cálculo de estructuras

EUROCÓDIGO 1: Acciones en estructuras

- EN 1991-1-1. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas
- EN 1991-1-2. Acciones en estructuras expuestas al fuego
- EN 1991-1-3. Cargas de nieve
- EN 1991-1-4. Acciones de viento
- EN 1991-1-5. Acciones térmicas
- EN 1991-1-6. Acciones durante la ejecución
- EN 1991-1-7. Acciones accidentales
- EN 1991-2. Cargas de tráfico en puentes
- EN 1991-3. Acciones inducidas por grúas y maquinaria
- EN 1991-4. Acciones en silos y tanques

EUROCÓDIGO 2: Proyecto de estructuras de hormigón

- EN 1992-1-1. Reglas generales y reglas para edificación
- EN 1992-1-2. Proyecto de estructuras sometidas al fuego
- EN 1992-2. Reglas de diseño en puentes de hormigón
- EN 1992-3. Depósitos y estructuras de contención

EUROCÓDIGO 3: Proyecto de estructuras de acero

- EN 1993-1-1. Reglas generales y reglas para edificios
- EN 1993-1-2. Estructuras expuestas al fuego
- EN 1993-1-3. Perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío
- EN 1993-1-4. Aceros inoxidables
- EN 1993-1-5. Placas planas cargadas en plano





- EN 1993-1-6. Láminas
- EN 1993-1-7. Placas planas cargadas transversalmente
- EN 1993-1-8. Uniones
- EN 1993-1-9. Fatiga
- EN 1993-1-10. Tenacidad de fractura y resistencia transversal
- EN 1993-1-11. Cables y tirantes
- EN 1993-1-12. Reglas adicionales para la aplicación de la norma EN 1993 hasta aceros de grado S 700
- EN 1993-2. Puentes de acero
- EN 1993-3-1. Torres y mástiles
- EN 1993-3-2. Chimeneas
- EN 1993-4-1. Silos
- EN 1993-4-2. Depósitos
- EN 1993-4-3. Conducciones
- EN 1993-5. Pilotes y tablestacas
- EN 1993-6. Vigas carril

EUROCÓDIGO 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero

- EN 1994-1-1. Reglas generales y reglas para edificación
- EN 1994-1-2. Proyecto de estructuras sometidas al fuego
- EN 1994-2. Reglas para puentes

EUROCÓDIGO 5: Proyecto de estructuras de madera

- EN 1995-1-1. Reglas generales y reglas para edificación
- EN 1995-1-2. Estructuras sometidas al fuego
- EN 1995-2. Puentes

EUROCÓDIGO 6: Proyecto de estructuras de fábrica (albañilería)

- EN 1996-1-1. Reglas comunes para estructuras de fábrica
- EN 1996-1-2. Proyecto estructural en caso de incendio
- EN 1996-2. Consideraciones de proyecto, selección de materiales





- EN 1996-3. Métodos de cálculo simplificado para estructuras de fábrica

EUROCÓDIGO 7: Proyecto geotécnico

- EN 1997-1. Reglas generales
- EN 1997-2. Investigación de suelo y ensayos

EUROCÓDIGO 8: Proyecto para resistencia al sismo de las estructuras

- EN 1998-1. Reglas generales, acciones de sismo y reglas para edificación
- EN 1998-2. Puentes
- EN 1998-3. Evaluación y modificación de edificios
- EN 1998-4. Silos, depósitos y tuberías
- EN 1998-5. Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos
- EN 1998-6. Torres, mástiles y chimeneas

EUROCÓDIGO 9: Proyecto de estructuras de aleación de aluminio

- EN 1999-1-1. Reglas generales
- EN 1999-1-2. Estructuras sometidas al fuego
- EN 1999-1-3. Estructuras sometidas a fatiga
- EN 1999-1-4. Condiciones para láminas conformadas en frío
- EN 1999-1-5. Estructuras laminares

“Manual para el cálculo de Tablestacas”. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo

NTE “Norma Tecnológica de la Edificación”

ROM 0.5-94 “Recomendaciones Geotécnicas para el proyecto de Obras marítimas y Portuarias”.
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (ROM 0.5-94, ROM 05-05)

ROM 0.2-90. “Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias en lo que respecta a la
acción del viento”

ROM 0.4-95 “Acciones climáticas II: Viento”. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo

7 Declaración de cumplimiento de los documentos básicos





En el diseño y análisis de los elementos estructurales descritos en el presente documento se ha atendido a todas las exigencias y requerimientos estipulados en el Código Técnico de la Edificación (CTE), y en particular a los Documentos Básicos que se citan a continuación:

- DB-SE, “Documento Básico SE Seguridad estructural”
- DB-SE-AE, “Documento Básico SE Seguridad estructural Acciones en la edificación”
- DB-SE-C, “Documento Básico SE Seguridad estructural Cimientos”
- DB-SE-A, “Documento Básico SE Seguridad estructural Acero”
- DB-SE-F, “Documento Básico SE Seguridad estructural Fábrica”
- DB-SE-SI, “Documento Básico Seguridad en caso de Incendio”

