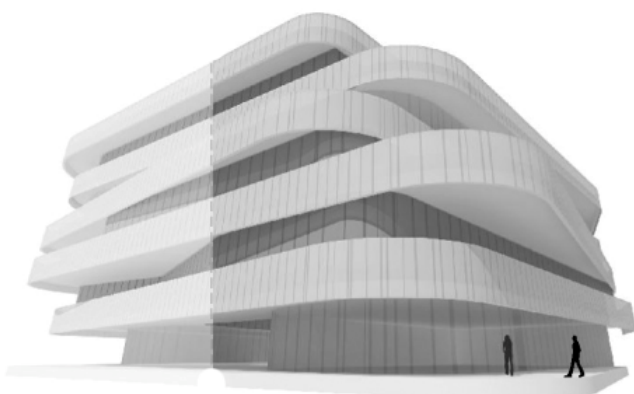




LKS INGENIERÍA, S.COOP.

*Basque*  
Culinary Center



## **Anejo** Egituraren kalkulua **1.5.4** Cálculo de la estructura

Exekuzio Proiektua • Proyecto de Ejecución

**BASQUE CULINARY CENTER GASTRONOMIA ZIENTZIEN  
FAKULTATEA ETA IKERKETA ETA BERRIKUNTZA ZENTROA.**

FACULTAD DE CIENCIAS GASTRONÓMICAS Y CENTRO DE  
INVESTIGACIÓN E INNOVACIÓN BASQUE CULINARY CENTER.

Promotor Sustatzailea • Promotor

**Basque Culinary Center Fundazioa**

Data • Fecha

**Martxo 2010 Marzo**

Eqileak • Autores

**Santiago Pérez Ocáriz eta Javier de la Fuente Carazo**

Arkitektoak • Arquitectos

# aurkibidea - índice

<b>1.</b>	<b>ANTECEDENTES.....</b>	<b>3</b>
1.1.	Promotor .....	3
1.2.	Equipo de Proyecto.....	3
1.3.	Objeto de la Memoria .....	3
<b>2.</b>	<b>EMPLAZAMIENTO. DESCRIPCION .....</b>	<b>3</b>
2.1.	Localización.....	3
2.2.	Entorno físico .....	3
2.3.	Descripción general del edificio y de la estructura .....	3
<b>3.</b>	<b>NORMATIVA DE APLICACIÓN.....</b>	<b>4</b>
3.1.	Cumplimiento del CTE. Seguridad estructural .....	4
3.2.	Cumplimiento del CTE. Acciones de la edificación .....	10
3.3.	Cumplimiento del CTE. Cimentaciones.....	16
3.4.	Cumplimiento del CTE. Estructura de acero .....	21
3.5.	Cumplimiento del CTE. Estructuras de fábrica.....	27
3.6.	Cumplimiento del CTE. Estructuras de madera .....	27
3.7.	Cumplimiento de la norma de construcción sismorresistente NCSE-02 .....	27
3.8.	Cumplimiento de la instrucción de hormigón estructural EHE-08 .....	27
3.9.	Cumplimiento del CTE. Resistencia al fuego de la estructura.....	35

## 1. ANTECEDENTES

### 1.1. Promotor

Se indican en la memoria descriptiva del presente proyecto

### 1.2. Equipo de Proyecto

Se indica en la memoria descriptiva del presente proyecto.

### 1.3. Objeto de la Memoria

El objeto de esta memoria es la descripción de la solución adoptada para la cimentación y estructura del Facultad de ciencias gastronómicas y centro de investigación e innovación basque culinary center.

La definición total de la estructura y cimentación a construir la forman además de ésta Memoria descriptiva, los Planos, Pliego de Condiciones y las Mediciones. Si de la lectura de los distintos documentos se dedujese alguna contradicción, corresponderá su aclaración a la Dirección Facultativa, no siendo válida ninguna interpretación dada por la Empresa Constructora, suponiendo válida alguna opción en oposición a las que la contradigan

## 2. EMPLAZAMIENTO. DESCRIPCION

### 2.1. Localización

Barrio Miramon de San Sebastián (altitud aproximada 50 m.)

### 2.2. Entorno físico

El edificio se asienta en una ladera que presenta un desnivel de unos 14m, rodeada de viviendas unifamiliares y algún edificio administrativo.

### 2.3. Descripción general del edificio y de la estructura

Se trata de un edificio que en planta tiene forma de "U", ubicado en un solar con un fuerte desnivel. El edificio se escalona teniendo la mitad de la superficie 4 plantas (5 forjados: losa de cimentación + 4 forjados) y la otra mitad 5 plantas (6 forjados: forjado sanitario + 5 forjados). Finalmente, sobre el último forjado, existe una estructura metálica cubriendo la maquinaria de instalaciones.

La estructura se resuelve mediante pilares de hormigón armado, núcleos de comunicación con pantallas de hormigón armado y forjados mediante losas de hormigón macizas.

Existen tres zonas con una estructura especial:

- Cubierta de auditorio: Resuelto con dos forjados de placas alveolares.
- Pasarela de comunicación a cotas +119.60 y +123.85: Resuelta mediante una estructura metálica de vigas de acero laminado soportando un forjado de chapa colaborante de 15 cm. de capa de compresión
- Cubierta de instalaciones: Forjado de chapa colaborante sujetado por estructura metálica.

Debido a la diferente profundidad a la que se encuentra la roca, se realiza una cimentación mixta:

- Profunda: Mediante pilotes de hormigón "in situ" con camisa recuperable.
- Superficial: Mediante zapatas apoyadas en el terreno o sobre pozos de hormigón en masa.

### 3. NORMATIVA DE APLICACIÓN

#### Descripciones aplicables

Conjuntamente con el documento básico – Seguridad Estructural serán de aplicación en el presente proyecto, los siguientes:

		Procede	No Procede	Capítulo
DB-SE	Seguridad estructural:	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3.1
DB-SE-AE	Acciones en la edificación	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3.2
DB-SE-C	Cimentaciones	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3.3
DB-SE-A	Estructuras de acero	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3.4
DB-SE-F	Estructuras de fábrica	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	3.5
DB-SE-M	Estructuras de madera	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	3.6
NCSE-02	Norma de construcción sismorresistente	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	3.7
EHE-08	Instrucción de hormigón estructural	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3.8
DB-SI-6	Seguridad en caso de incendio Resistencia al fuego de la estructura	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3.10

#### 3.1. Cumplimiento del CTE. Seguridad estructural

##### 3.1.1. Análisis estructural y dimensionado

###### 3.1.1.1. Proceso

Determinación de situaciones de dimensionado.  
Establecimiento de las acciones y de los modelos adecuados para la estructura.  
Análisis estructural con métodos de cálculo.  
Dimensionado.

###### 3.1.1.2. Situaciones de dimensionado

PERSISTENTES: Condiciones normales de uso.  
TRANSITORIAS: Condiciones aplicables durante un tiempo limitado.  
EXTRAORDINARIAS: Condiciones excepcionales en las que se puede encontrar o estar expuesto el edificio.

###### 3.1.1.3. Periodo de servicio:

50 años

###### 3.1.1.4. Método de comprobación

Estados límites últimos (ELU) y estados límites de servicio (ELS).

Estados límites son aquellas situaciones que de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple con alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

###### 3.1.1.5. Resistencia y estabilidad

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

Situación que de ser superada, existe un riesgo para las personas, ya sea por una puesta fuera de servicio o por colapso parcial o total de la estructura:

- Pérdida de equilibrio
- Deformación excesiva
- Transformación estructura en mecanismo
- Rotura de elementos estructurales o sus uniones
- Inestabilidad de elementos estructurales

#### **3.1.1.6. Aptitud de servicio**

ESTADO LIMITE DE SERVICIO (ELS)

Situación que de ser superada, afecta en:

- El nivel de confort y bienestar de los usuarios
- Correcto funcionamiento del edificio
- Apariencia de la construcción

#### **3.1.1.7. Clasificación de las acciones**

PERMANENTES: Aquellas que actúan en todo instante, con posición constante y valor constante (pesos propios) o con variación despreciable: acciones reológicas.

VARIABLES: Aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio: uso y acciones climáticas.

ACCIDENTALES: Aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia: sismo, incendio, impacto o explosión

#### **3.1.1.8. Valores característicos de las acciones**

Los valores de las acciones se recogen en la justificación del cumplimiento del DB SE-AE, capítulo 3.2 de la presente memoria.

#### **3.1.1.9. Datos geométricos de la estructura**

La definición geométrica de la estructura esta indicada en los planos de proyecto, ver planos PE.CI y PE.EH.

#### **3.1.1.10. Características de los materiales**

Los materiales utilizados en la estructura son hormigón y acero. Los valores característicos de las propiedades de los materiales se detallan en la justificación del DB correspondiente. En el caso de hormigón, en la justificación de la EHE-08.

#### **3.1.1.11. Modelo análisis estructural**

En los apartados 3.4.4 y 3.8.5 se hace una descripción de los modelos de análisis estructurales utilizados en la estructura de acero y hormigón respectivamente.

### **3.1.2. Verificación de la capacidad portante**

Los apartados que se definen a continuación se complementan, para la estructura de hormigón, con los indicados a tal efecto en la EHE-08, reflejados en el apartado 3.8 de esta memoria.

### 3.1.2.1. Estabilidad

Ed,dst [Ed, stb]                      siendo: Ed,dst: valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras  
Ed, stb: valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

### 3.1.2.2. Resistencia

Ed [Rd]                                      siendo: Ed: valor de calculo del efecto de las acciones  
Rd: valor de cálculo de la resistencia correspondiente

### 3.1.2.3. Combinación de acciones

El valor de calculo de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria y los correspondientes coeficientes de seguridad se han obtenido de la formula 4.3 y de las tablas 4.1 y 4.2 del DB - SE.

El valor de calculo de las acciones correspondientes a una situación extraordinaria se ha obtenido de la expresión 4.4 del DB -SE y los valores de calculo de las acciones se ha considerado 0 o 1 si su acción es favorable o desfavorable respectivamente.

1. El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una **situación persistente o transitoria**, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión.

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ( $\gamma_G \cdot G_k$ ), incluido el pretensado ( $\gamma_P \cdot P$ );
- b) una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ( $\gamma_Q \cdot Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ( $\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$ ).

Los valores de los coeficientes de seguridad,  $\gamma$ , para la aplicación de los Documentos Básicos de este CTE, se establecen en la tabla 4.1 (DB-SE) para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad,  $\psi$ , para la aplicación de los Documentos Básicos de este CTE, se establecen en la tabla 4.2 (DB-SE)

2. El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una **situación extraordinaria**, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión.

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

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ( $\gamma_G \cdot G_k$ ), incluido el pretensado ( $\gamma_P \cdot P$ );
- b) una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo ( $A_d$ ), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- c) una acción variable, en valor de cálculo frecuente ( $\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$ ), debiendo adoptarse como

tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.

d) El resto de las acciones variables, en valor de cálculo casi permanente ( $\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$ ).

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad ( $\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ ), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

3. En los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la expresión.

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

En las tablas adjuntas de coeficientes parciales de seguridad para las acciones y los coeficientes de simultaneidad se indican los valores aplicables para este proyecto.

**Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones**

Tipo de verificación (1)	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Proyecto
		desfavorable	favorable	
Resistencia	Permanente			
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80	<input checked="" type="checkbox"/>
	Empuje del terreno	1,35	0,70	<input checked="" type="checkbox"/>
	Presión del agua	1,20	0,90	<input checked="" type="checkbox"/>
	Variable	1,50	0	<input checked="" type="checkbox"/>
Estabilidad		<b>desestabilizadora</b>	<b>estabilizadora</b>	
	Permanente			
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90	<input checked="" type="checkbox"/>
	Empuje del terreno	1,35	0,80	<input checked="" type="checkbox"/>
	Presión del agua	1,05	0,95	<input checked="" type="checkbox"/>
	Variable	1,50	0	<input checked="" type="checkbox"/>

(1) Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

**Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )**

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Proyecto
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)				
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3	<input type="checkbox"/>
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3	<input type="checkbox"/>
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6	<input checked="" type="checkbox"/>
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6	<input type="checkbox"/>
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6	<input checked="" type="checkbox"/>
• Cubiertas transitables (Categoría G)		(1)		<input checked="" type="checkbox"/>
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0	<input type="checkbox"/>

Nieve				
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2	<input type="checkbox"/>
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0	<input checked="" type="checkbox"/>
Viento	0,6	0,5	0	<input checked="" type="checkbox"/>
Temperatura	0,6	0,5	0	<input type="checkbox"/>
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7	<input checked="" type="checkbox"/>

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

### 3.1.3. Verificación de la aptitud al servicio

Se considera un comportamiento adecuado en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro si se cumple que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

#### 3.1.3.1. Combinación de acciones

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor característico ( $G_k$ );
- una acción variable cualquiera, en valor característico ( $Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;

el resto de las acciones variables, en valor de combinación ( $\psi_0 \cdot Q_k$ ).

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión

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

siendo

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor característico ( $G_k$ );
- una acción variable cualquiera, en valor frecuente ( $\psi_1 Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ( $\psi_2 \cdot Q_k$ ).

Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión

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

siendo:

- todas las acciones permanentes, en valor característico ( $G_k$ );



- b) todas las acciones variables, en valor casi permanente ( $\psi_2 Q_k$ )

### 3.1.3.2. Deformaciones

#### Flechas

Al considerarse la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:

- a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
- b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
- c) 1/300 en el resto de los casos.

Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

Las condiciones anteriores se verifican entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos. En general, dicha comprobación se realiza en dos direcciones ortogonales.

En los casos en los que los elementos dañables (por ejemplo tabiques, pavimentos) reaccionan de manera sensible frente a las deformaciones (flechas o desplazamientos horizontales) de la estructura portante, además de la limitación de las deformaciones se adoptarán medidas constructivas apropiadas para evitar daños. Estas medidas resultan particularmente indicadas si dichos elementos tienen un comportamiento frágil.

#### Desplazamientos horizontales

Para considerar la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor de:

- a) desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
- b) desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/250.

En general dichas condiciones se satisfacen en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.

### 3.1.3.3. Vibraciones

El edificio se comporta adecuadamente ante vibraciones debidas a acciones dinámicas, al apartarse la frecuencia de la acción dinámica (frecuencia de excitación) de sus frecuencias propias.

Se admite que una planta de piso susceptible de sufrir vibraciones por efecto rítmico de las personas, es suficientemente rígida, si la frecuencia propia es mayor de:

- a) 8 hertzios, en gimnasios y polideportivos;

- b) 7 hertzios en salas de fiesta y locales de pública concurrencia sin asientos fijos;
- c) 3,4 hertzios en locales de espectáculos con asientos fijos.

#### **3.1.4. Durabilidad**

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

En la justificación de los documentos básicos de seguridad estructural y en la justificación de la instrucción de hormigón estructural EHE-08 se establecen las medidas específicas correspondientes.

### **3.2. Cumplimiento del CTE. Acciones de la edificación**

#### **3.2.1. Acciones permanentes**

##### **3.2.1.1. Peso propio**

Se tendrá en cuenta el peso de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, tabiquería, carpintería, revestimientos (pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos y equipos fijos. El peso de estos elementos se considera a partir de los valores reflejados en el Anejo C del DB SE-AE y de catálogos de fabricantes.

Las cargas se consideran repartidas en planta, lineales o puntuales según su naturaleza y localización. En el apartado 3.2.4 de esta memoria se indican los valores correspondientes por planta.

##### **3.2.1.2. Pretensado**

La acción del pretensado se evaluará a partir de lo establecido en el art. 20 de la EHE-08.

##### **3.2.1.3. Acciones del terreno**

Las acciones del terreno se tratarán de acuerdo a lo establecido en DB-SE-C.

#### **3.2.2. Acciones variables**

##### **3.2.2.1. Sobrecarga de uso**

Se adoptarán los valores de sobrecargas característicos establecidos en la Tabla 3.1 del DB-SE-AE, en función del uso. Los valores que no están recogidos en el DB-SE-AE, se determinan con valores exigidos por el suministrador o la propiedad.

En el apartado 3.2.4 de esta memoria se indican los valores correspondientes por planta.

Las sobrecargas se consideran repartidas en planta, aunque se realizan comprobaciones locales de capacidad portante para valores de cargas concentradas actuando en cualquier punto de la zona y aplicadas sobre el pavimento acabado. Se distingue:

- Uso de tráfico y aparcamiento de vehículos ligeros: Se considera que la carga puntual actúa simultáneamente con la sobrecarga uniformemente distribuida. Dicha carga concentrada se aplica en una superficie cuadrada de 200mm de lado.

- Resto de usos: Se considera que la carga puntual actúa de forma independiente y no simultanea con la sobrecarga uniformemente distribuida. Dicha carga concentrada se aplica en una superficie cuadrada de 50mm de lado.

### 3.2.2.2. Acciones sobre barandillas y elementos divisorios

La estructura propia de las barandillas de las terrazas de las viviendas y de las escaleras de acceso resisten una fuerza horizontal de 0,8 kN/m aplicada sobre el borde superior del elemento.

Los tabiques del sótano en la zona destinada a garaje, soportan una fuerza horizontal de 25kN/m. El resto de tabiques del edificio soportan una fuerza horizontal de 0,4 kN/m a cada lado del mismo.)

### 3.2.2.3. Acción del viento

Cálculo de la presión estática,  $q_e$ .

$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$  siendo:

$q_b$  - presión dinámica  
 $C_e$  - coeficiente de exposición  
 $C_p$  - coeficiente eólico de presión o succión.

Los parámetros que determinan el valor de la presión estática según el anejo D del CTE-DB-SAE son;

Emplazamiento geográfico	Zona Eólica	Velocidad Básica	Densidad del aire	Presión dinámica $q_b$
San Sebastian	C	29 m/sg	1,25 kg/m <sup>3</sup>	0,52 kN/m <sup>2</sup>

Grado de aspereza del entorno	Altura del edificio	Coeficiente de exposición $C_e$
IV- Zona urbana	25m	2,5

Para el cálculo del coeficiente eólico, por tratarse de un edificio de pisos con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares se aplica lo establecido en la tabla 3.4 del DB-SE-AE:

Viento X			Viento Y		
esbeltez	$C_p$ (presión)	$C_p$ (succión)	esbeltez	$C_p$ (presión)	$C_p$ (succión)
0,55	0,8	-0.4	0,55	0,8	0,4

### 3.2.2.4. Acción térmica

El edificio cuenta con juntas de dilatación cada 40-45 m, por lo que no se consideran las acciones térmicas.

### 3.2.2.5. Carga de nieve

La carga de nieve  $q_n$  por unidad de superficie, se calcula a partir de las determinaciones del art. 3.5 del DB-SE-AE.

$q_n = m \cdot S_k$  siendo:

$m$  - coeficiente de forma de la cubierta

$S_K$  - valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según la tabla 3.5.2

Los parámetros que determinan el valor de  $q_n$  para los diferentes tipos de cubierta del edificio son:

Altitud (m)	$S_K$	Tipo de cubierta	Inclinación de la cubierta	coeficiente de forma $m$	Carga de nieve $q_n$
50	0,3 kN/m <sup>2</sup>	Plana	0°	1	0,3 kN/m <sup>2</sup>

### **3.2.3. Acciones accidentales**

#### **3.2.3.1. Sismo**

Las acciones sísmicas están reguladas en la NCSE-02, Norma de construcción sismorresistente.

Los parámetros que determinan el valor de las acciones sísmicas son:

Situación del edificio: San sebastian

Clasificación de la construcción: Importancia normal

Aceleración sísmica básica,  $a_b$ : 0.04g (siendo "g" la aceleración de la gravedad)

Como  $a_b < 0.08$  g, y se trata de una construcción con pórticos bien arriostrados entre sí, no es de aplicación la norma sismorresistente

#### **3.2.3.2. Incendio**

Las acciones debidas a la agresión térmica del incendio están definidas en el DB-SI.

En las zonas de tránsito de vehículos destinados a los servicios de PCI, se considera una acción de 20KN/m<sup>2</sup> dispuestos en una superficie de 3 x 8 m<sup>2</sup>, en cualquiera de las posiciones de una banda de 5 m de ancho, y las zonas de maniobra, donde se prevea y se señalice el paso de esta tipo de vehículos.

Para la comprobación local de las zonas citadas, se supone, de forma independiente a la anterior, la actuación de una carga de 45 kN, actuando en una superficie cuadrada de 200 mm de lado sobre pavimento terminado, en uno cualquiera de sus puntos.

En los planos de planta de estructura se indica la superficie donde se tiene en cuenta el valor de esta carga.

En el apartado 3.2.4 de esta memoria se indica el forjado donde es de aplicación.

#### **3.2.3.3. Impacto**

##### **Impacto de vehículos**

La acción de impacto desde el exterior, se considera donde lo establezca la ordenanza municipal. El impacto desde el interior, se considera en todas las zonas de circulación de vehículos.

Valor de cálculo de la fuerza estática por impacto de vehículos de hasta 30kN (indicar otros valores para otros vehículos):

- en la dirección paralela a la vía: 50 kN
- en la dirección perpendicular a la vía: 25KN

Ambas fuerzas no actúan simultáneamente. Actúan en un plano horizontal, aplicadas sobre una superficie rectangular de 0.25 m de altura y 1,5 m de anchura, o la anchura del elemento si es menor,

y a una altura de 0,6 m por encima del nivel de rodadura, para elementos verticales, o la altura del elemento, si es menor que 1,8 m en los horizontales.

### 3.2.4. Acciones gravitorias por niveles

<b>1 Forjado de losa L1A- T. Planta -4 -3 -2 -1 y baja losa maciza h=35 cm</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	8,75 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	1,50 kN/m <sup>2</sup>	
Tabiquería	1,00 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>11,75 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	

<b>2 Forjado de losa L2A- T. Planta -4 -3 -2 -1 y baja losa maciza h=60 cm</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	15 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	1,50 kN/m <sup>2</sup>	
Tabiquería	1,00 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>18,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	

<b>3 Forjado de losa L1B- T. Pl.cubierta- losa maciza h=35 cm.</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	8,75 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	2,50 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>11,75 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de mantenimiento</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>	<b>0,30 kN/m<sup>2</sup> (no concomitante con la sobrecarga de uso)</b>	

<b>4 Forjado de losa L2B- T. Pl.cubierta- losa maciza h=60 cm.</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	15,00 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	2,50 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>18,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de mantenimiento</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	

<b>Sobrecarga de nieve</b>	<b>0,30 kN/m<sup>2</sup> (no concomitante con la sobrecarga de uso)</b>	
----------------------------	---	--

<b>5 Forjado de losa L1C- Planta –de patio y cubierta de galería losa maciza h=35 cm</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	8,75 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	1,50 kN/m <sup>2</sup>	
Relleno de tierras	10,00 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>20,75 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	

<b>6 Forjado de losa L7A- T. Zona acceso - losa maciza h=45 cm.</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	11,25 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	2,50 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>14,25 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de mantenimiento</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>	<b>0,30 kN/m<sup>2</sup> (no concomitante con la sobrecarga de uso)</b>	

<b>7 Forjado de losa L7B- T. Zona acceso para bomberos- losa maciza h=45 cm.</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	11,25 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	2,50 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>14,25 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de acceso de bomberos</b>	<b>13,50 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>	<b>0,30 kN/m<sup>2</sup> (no concomitante con la sobrecarga de uso)</b>	

<b>8 Forjado de Auditorio Planta baja placa alveolar h=50+15 cm</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	9,25 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	1,50 kN/m <sup>2</sup>	
Tabiquería	1,00 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	

<b>Total Carga permanente</b>	<b>12,25 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	

<b>9 Forjado de Auditorio- Planta cubierta- placa alveolar h=32+8 cm</b>		
	<b>Carga Uniforme</b>	<b>Carga concentrada</b>
Peso Propio	6,00 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	2,50 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>9,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>	<b>0,30 kN/m<sup>2</sup> (no concomitante con la sobrecarga de uso)</b>	

<b>10 Forjado Planta suelo pasarela forjado de chapa colaborante PL76/383 + 15</b>		
	<b>Carga Uniforme</b>	<b>Carga concentrada</b>
Peso Propio	4,50 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	1,50 kN/m <sup>2</sup>	
Tabiquería	1,00 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>7,50 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	

<b>11 Forjado Planta cubierta pasarela forjado de chapa colaborante PL76/383 + 15</b>		
	<b>Carga Uniforme</b>	<b>Carga concentrada</b>
Peso Propio	4,50 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	2,50 kN/m <sup>2</sup>	
Cargas colgadas bajo forjado	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>7,50 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>	<b>0,30 kN/m<sup>2</sup> (no concomitante con la sobrecarga de uso)</b>	

<b>12 Forjado Planta cubierta instalaciones forjado de chapa colaborante PL76/383 + 6</b>		
	<b>Carga Uniforme</b>	<b>Carga concentrada</b>
Peso Propio	2,50 kN/m <sup>2</sup>	
Pavimento y rellenos	1,50 kN/m <sup>2</sup>	
Césped	0,5 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>4,50 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>1,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>	<b>0,30 kN/m<sup>2</sup> (no</b>	

	<b>concomitante con la sobrecarga de uso)</b>	

<b>13 Escalera 1- Losa h=30 cm</b>		
	Carga Uniforme	Carga concentrada
Peso Propio	7,50 kN/m <sup>2</sup>	
Peldañeado	1,50 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Total Carga permanente</b>	<b>9,00 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	<b>5,00 kN/m<sup>2</sup></b>	

### 3.2.5. Acciones gravitatorias de cerramientos

<b>Tipo de cerramiento</b>	<b>Carga permanente lineal</b>	<b>Sobrecarga de uso lineal</b>
Fachada 1	10,00 kN/m	
Petos	5,00 kN/m	
Extremos de balcones volados	5,00 kN/m	
Acción horizontal en barandillas y antepechos	1,60 kN/m	

### 3.2.6. Otros valores de carga

Densidad aparente .....	20kN/m <sup>3</sup>
Densidad sumergida .....	kN/m <sup>3</sup>
Angulo de rozamiento interno .....	30°
Cohesión.....	
Tipo de empuje considerado .....	en reposo
Drenaje en trasdós de muro.....	100%
Nivel freático considerado.....	ninguno
Carga uniforme en coronación de muro	
En muro tipo 2(aparcamiento) .....	20 KN/m <sup>2</sup>

## 3.3.Cumplimiento del CTE. Cimentaciones

### 3.3.1. Bases de cálculo

#### 3.3.1.1. Método de cálculo

El dimensionado de secciones se realiza según la Teoría de los Estados Límites Últimos (apartado 3.2.1 DB-SE) y los Estados Límites de Servicio (apartado 3.2.2 DB-SE). El comportamiento de la cimentación se comprueba frente a la capacidad portante (resistencia y estabilidad) y la aptitud de servicio.

#### 3.3.1.2. Verificaciones

Las verificaciones de los Estados Límites están basadas en el uso de un modelo adecuado para al sistema de cimentación elegido y el terreno de apoyo de la misma.



### **3.3.1.3. Acciones**

Se ha considerado las acciones que actúan sobre el edificio soportado según el documento DB-SE-AE y las acciones geotécnicas que transmiten o generan a través del terreno en que se apoya según el documento DB-SE.

### **3.3.2. Estudio Geotécnico**

#### **3.3.2.1. Generalidades**

El análisis y dimensionamiento de la cimentación exige el conocimiento previo de las características del terreno de apoyo, la tipología del edificio previsto y el entorno donde se ubica la construcción.

#### **3.3.2.2. Autor del informe geológico-geotécnico**

El estudio geotécnico ha sido contratado por parte de la propiedad a LURTEK S.L., siendo suscrito por Ricardo Merino San Martín, Patxi Aguirregomezorta Larrea, nº col. 2175, Igor Rebollo Loinaz, nº col. 4010 y Saioa Olano Touriño, nº col, 5284.

#### **3.3.2.3. Descripción de los terrenos**

Rellenos de espesor variable y roca sana con grado de meteorización grado II y III

#### **3.3.2.4. Resumen de parámetros geotécnicos**

Zapatatas

$Q_{adm}=0.5 \text{ N/mm}^2$

Pilotes

$Q \text{ punta}= 2,5 \text{ N/mm}^2$

$Q \text{ fuste}= 0,2 \text{ N/mm}^2$

#### **3.3.2.5. Conclusiones y recomendaciones**

Cimentar sobre roca sana de grado II y III

### **3.3.3. Sistema de cimentación adoptado**

#### **3.3.3.1. Descripción**

Debido a la diferente profundidad a la que se encuentra la roca, se realiza una cimentación mixta:

- Profunda: Mediante pilotes de hormigón "in situ" con camisa recuperable.
- Superficial: Mediante zapatas apoyadas en el terreno o sobre pozos de hormigón en masa.

#### **3.3.3.2. Material**

Hormigón HA-30 y acero B-500-S

#### **3.3.3.3. Análisis y dimensionamiento**

Se realizan las comprobaciones basadas en el método de los estados límites, que en el caso de cimentaciones superficiales se especifican en el art. 4.2.2 del DB-SE-C, son:

Estados límites últimos:

- hundimiento
- deslizamiento
- vuelco
- estabilidad global
- capacidad estructural del cimiento.

Estados límites de servicio:

- Los movimientos del terreno son admisibles para el edificio a construir.
- Los movimientos inducidos en el entorno no afectarán a los edificios colindantes.

Se adoptarán los valores límites indicados en la tabla adjunta para la distorsión angular y la distorsión horizontal. Se indican los valores aplicables para este proyecto.

Valores límites basados en la distorsión angular		
Tipo de estructura	Límite	Proyecto
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300	<input type="checkbox"/>
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500	<input checked="" type="checkbox"/>
Estructuras de paneles prefabricados	1/700	<input type="checkbox"/>
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000	<input type="checkbox"/>
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000	<input type="checkbox"/>

Valores límites basados en la distorsión horizontal		
Tipo de estructura	Límite	Proyecto
Muros de carga	1/2000	<input type="checkbox"/>

#### 3.3.3.4. Dimensiones y armados

Las dimensiones y armados se indican en planos de estructura. Se cumplen Ambos cumplen con los mínimos especificados en el art. 58.8 así como las cuantías mínimas indicadas en la tabla 42.3.5 de la instrucción de hormigón estructural (EHE-08) atendiendo al elemento estructural considerado.

#### 3.3.4. Sistema de contenciones

##### 3.3.4.1. Descripción

Muros de hormigón armado, encofrados a dos caras dimensionados para los empujes definidos en el apartado 3.2.6

##### 3.3.4.2. Material

Hormigón HA-30 y acero B-500-S

##### 3.3.4.3. Análisis y dimensionamiento

Se realizan las comprobaciones basadas en el método de los estados límites, que se especifican en el art. 6.3 del DB-SE-C, son:

Estados límites últimos:

- estabilidad

- capacidad estructural
- fallo combinado del terreno y del elemento estructural

Estados límites de servicio:

- Movimientos o deformaciones de la estructura de contención o de sus elementos de sujeción.
- Infiltración de agua no admisible a través o por debajo del elemento de contención.
- Afección a la situación del agua freática en el entorno con repercusión sobre edificios o bienes próximos o sobre la propia obra

Se adoptarán los valores límites indicados en la tabla indicada en el apartado 3.3.3.3 de esta memoria, para la distorsión angular y la distorsión horizontal.

#### **3.3.4.4. Dimensiones y armados**

Las dimensiones y armados se indican en planos de estructura. Se han dispuesto armaduras que cumplen con las cuantías mínimas indicadas en la tabla 42.3.5 de la instrucción de hormigón estructural (EHE-08) atendiendo al elemento estructural considerado.

#### **3.3.5. Condiciones de ejecución**

##### **3.3.5.1. Precauciones contra defectos de terreno**

Todos los elementos encontrados en el fondo de las excavaciones, tales como rocas, restos de cimentaciones antiguas y, de una manera general, todos los lentejones resistentes susceptibles de formar puntos duros locales, serán retirados y se rebajará lo suficiente el nivel del fondo de la excavación para que el elemento apoye en condiciones homogéneas.

##### **3.3.5.2. Solera de asiento**

Se colocará una solera de asiento o capa de hormigón de limpieza sobre la superficie de excavación, con un espesor mínimo de 10 cm.

El nivel de enrase es el previsto en proyecto para la base de las zapatas, vigas riostras y vigas centradoras.

##### **3.3.5.3. Excavaciones**

Los movimientos de tierra previstos se pueden catalogar respecto al grado de excavabilidad de los materiales, de fáciles, pudiendo excavarse mediante los métodos tradicionales (pala excavadora o similar), hasta alcanzar el Nivel sustrato rocoso.

En el momento de excavar el sótano el edificio, se generará un talud con un ángulo máximo de 1H-1V, siempre y cuando se procure evitar el flujo de agua a través de él y el efecto de la erosión sobre el mismo, recomendándose la colocación de drenes en la cabeza y pie del talud.

Por otro lado es recomendable no colocara cargas al menos en un radio de tres metros desde la cabeza del talud con el fin de evitar procesos de inestabilidad.

Las excavaciones provisionales o definitivas deben hacerse de modo que se evite todo deslizamiento de las tierras. Esto es especialmente importante en el caso de muros ejecutados por batches.

#### **Terminación de las excavaciones**

La terminación de la excavación en el fondo y las paredes debe tener lugar inmediatamente antes de la colocación de la solera de asiento, sea cual sea la naturaleza del terreno. Especialmente se tendrá en cuenta en terrenos arcillosos.

Si la solera de asiento no puede ponerse en obra inmediatamente después de terminada la excavación, debe dejarse ésta de 10 a 15 centímetros por encima de la cota definitiva de cimentación hasta el momento en que todo esté preparado para hormigonar.

La excavación debe hacerse con sumo cuidado para que la alteración de las características mecánicas del suelo sea la mínima inevitable.

Una vez hecha la excavación hasta a la profundidad necesaria y antes de constituir la solera de asiento, se nivelará bien el fondo para que la superficie quede sensiblemente de acuerdo con el proyecto, y se limpiará y apisonará ligeramente.

#### Dimensiones de las excavaciones

Las zanjas y pozos de cimentación tendrán las dimensiones fijadas en el proyecto.

La cota de profundidad de estas excavaciones será la prefijada en los planos, o las que el Director de Obra ordene por escrito o gráficamente a la vista de la naturaleza y condiciones del terreno excavado.

Aunque el terreno firme se encuentre muy superficial, es conveniente profundizar de 0,5 a 0,8 m por debajo de la rasante.

Si los cimientos son muy largos es conveniente también disponer llaves o anclajes verticales más profundos, por lo menos cada 10 m.

#### Excavaciones para zapatas a diferentes niveles

Se evitará el deslizamiento de las tierras comprendidas entre los dos niveles.

A efectos indicativos, salvo justificación en contra, la línea de unión de los bordes inferiores entre dos zapatas situadas a diferente nivel no debe superar una inclinación 1H:1V en rocas y suelos duros, y 2H: 1V en las zonas de suelos flojos o medios.

#### Excavaciones en presencia de agua

En el caso de suelos permeables que requieran agotamiento del agua para realizar las excavaciones de las zapatas o encepados, el agotamiento se mantendrá durante toda la ejecución de los trabajos de cimentación.

El agotamiento debe realizarse de tal forma que no comprometa la estabilidad de los taludes o de las obras vecinas.

En el caso de excavaciones ejecutadas sin agotamiento en suelos arcillosos y con un contenido de humedad próximo al límite líquido, se procederá a un saneamiento del fondo de la excavación previo a la ejecución de las zapatas o encepados.

Cuando haya que efectuar un saneamiento temporal del fondo de las excavaciones por absorción capilar del agua del suelo, para permitir la ejecución en seco, en los suelos arcillosos, se emplearán materiales secos permeables.

En el caso de excavaciones ejecutadas con agotamiento en los suelos cuyo fondo sea suficientemente impermeable como para que el contenido de humedad no disminuya sensiblemente con los agotamientos, debe comprobarse, según las características del suelo, si es necesario proceder a un saneamiento previo de la capa inferior permeable, por agotamiento o por drenaje.

#### Precauciones contra el hielo)

Si el fondo de la excavación se inunda y hiela, o presenta capas de agua transformadas en hielo, no se procederá a la construcción de la zapata o encepado antes de que se haya producido el deshielo completo, o bien se haya excavado en mayor profundidad hasta retirar la capa de suelo helado.

La temperatura mínima de hormigonado será la indicada en la EHE-08, art. 71.5.3.

#### Precauciones contra aterramientos

Deben adoptarse las disposiciones necesarias para asegurar la protección de las cimentaciones contra los aterramientos, durante y después de la ejecución de aquéllas.

#### Precauciones contra la inundación

En el caso de inundación de las excavaciones durante los trabajos de cimentación, deben adoptarse las disposiciones necesarias de evacuación de las aguas. Estas disposiciones deben ser tales que en ningún momento, durante o después de la terminación de las obras, la acción del agua de lugar a aterramientos, erosión, o puesta en carga imprevista de las obras, que puedan comprometer su estabilidad.

### **3.3.5.4. Ejecución de zapatas, vigas de cimentación y muros de hormigón armado**

El recubrimiento mínimo de la armadura se ajustará a las especificaciones de la EHE-08, art. 37.2.4. En el capítulo 3.8.3.2 de esta memoria se indican los recubrimientos generales de proyecto

Las armaduras verticales de los pilares deben penetrar en las zapatas o viga hasta el nivel de la capa inferior de armadura de ésta.

Los encofrados se hormigonarán a sección de excavación completa, después de la limpieza del fondo, si las paredes de la excavación presentan una cohesión suficiente. En caso contrario, el hormigonado se ejecutará entre encofrados que eviten los desprendimientos.

Las juntas de hormigonado y los procesos de hormigonado, vibrado y curado se efectuarán con los criterios definidos en la Instrucción EHE-08, art.71.5.4.

## **3.4.Cumplimiento del CTE. Estructura de acero**

### **3.4.1. Descripción de la estructura**

Se realizan con estructura de acero la estructura de la cubierta de instalaciones, así como la estructura de la pasarela sobre el patio interior.

### **3.4.2. Bases de cálculo**

#### **3.4.2.1. Generalidades**

Para el tratamiento de aspectos específicos o de detalle la información contenida en este documento se podrá ampliar con el contenido de las normas UNE ENV 1993-1-1:1996, UNE ENV 1090-1: 1997, UNE ENV 1090-2:1999, UNE ENV 1090-3:1997, UNE ENV 1090- 4: 1998.

#### **3.4.2.2. Modelización y análisis**

El análisis estructural se basa en modelos adecuados del edificio de acuerdo a DB SE 3.4.

Se trata de una estructura porticada de nudos articulados con arriostramientos

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 por tratarse de estructuras normales de edificación (no soportan maquinarias de elevación o cargas móviles, no están sometidas a vibraciones producidas por sobrecargas de carácter dinámico).

En el análisis estructural se han tenido en cuenta las diferentes fases de la construcción, incluyendo el efecto del apeo provisional de los forjados.

Se comprueban las situaciones transitorias correspondientes al proceso constructivo.

### 3.4.2.3. Verificación de E.L.U

- Condiciones que se verifican

Para la verificación de la capacidad portante se consideran los estados límites últimos de estabilidad y resistencia, de acuerdo a DB SE 4.2.

- Combinación de acciones

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en la presente memoria.

- Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

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

- a)  $\gamma_{M0} = 1,05$  coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material
- b)  $\gamma_{M1} = 1,05$  coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad
- c)  $\gamma_{M2} = 1,25$  coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión.
- d)  $\gamma_{M3} = 1,1$  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.

### 3.4.2.4. Verificación de los ELS

Se consigue un comportamiento estructural adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o deterioro, para las situaciones de dimensionado consideradas, comprobándose que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para el mismo de acuerdo a DB SE 4.3.

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtienen mediante las reglas de combinación indicadas en la presente memoria.

Se emplearán valores medios para las propiedades elásticas de los materiales.

## 3.4.3. Durabilidad

### 3.4.3.1. Generalidades

1. Se ha prevenido la corrosión del acero mediante una estrategia global que considera al edificio en su conjunto (situación, uso, etc.), la estructura (exposición, ventilación, etc.), los elementos (materiales, tipos de sección, etc.) y, especialmente, los detalles, evitando:
  - a) La existencia de sistemas de evacuación de aguas no accesibles para su conservación que puedan afectar a elementos estructurales.

- b) la formación de rincones, en nudos y en uniones a elementos no estructurales, que favorezcan el depósito de residuos o suciedad.
  - c) el contacto directo con otros metales (el aluminio de las carpinterías de cerramiento, muros cortina, etc.).
  - d) el contacto directo con yesos.
2. Se considera la norma UNE-ENV 1090-1: 1997, tanto para la definición de ambientes, como para la definición de las especificaciones a cumplir por las pinturas y barnices de protección, así como por los correspondientes sistemas de aplicación.
3. Los materiales protectores deben almacenarse y utilizarse de acuerdo con las instrucciones del fabricante y su aplicación se realizará dentro del periodo de vida útil del producto y en el tiempo indicado para su aplicación, de modo que la protección quede totalmente terminada en dichos plazos.
4. A los efectos de la preparación de las superficies a proteger y del uso de las herramientas adecuadas, se podrá utilizar la norma UNE-ENV 1090-1: 1997.
5. Las superficies que no se puedan limpiar por chorreado, se someterán a un cepillado metálico que elimine la cascarilla de laminación y después se deben limpiar para quitar el polvo, el aceite y la grasa.
6. Todos los abrasivos utilizados en la limpieza y preparación de las superficies a proteger, deben ser compatibles con los productos de protección a emplear.
7. Los métodos de recubrimiento: metalización, galvanización y pintura deben especificarse y ejecutarse de acuerdo con la normativa específica al respecto y las instrucciones del fabricante. Se podrá utilizar la norma UNE-ENV 1090-1: 1997.
8. Se definirán y cuidarán especialmente las superficies que deban resistir y transmitir esfuerzos por rozamiento, superficies de soldaduras y para el soldeo, superficies inaccesibles y expuestas exteriormente, superficies en contacto con el hormigón, la terminación de las superficies de aceros resistentes a la corrosión atmosférica, el sellado de espacios en contacto con el ambiente agresivo y el tratamiento de los elementos de fijación. Para todo ello se podrá utilizar la norma UNE-ENV 1090-1: 1997.

### **3.4.3.2. Tratamientos de protección**

Todos los sistemas de revestimiento de estructuras deberán ser revisados periódicamente para mantener sus prestaciones en la vida útil de la edificación.

Las superficies se prepararán adecuadamente. Puede tomarse como referencia las normas UNE-EN-ISO 8504-1:2002 e UNE-EN-ISO 8504-2:2002 para limpieza por chorro abrasivo, y UNE-EN-ISO 8504-3:2002 para limpieza por herramientas mecánicas y manuales.

Se realizarán ensayos de procedimiento de los procesos por chorreado a lo largo de la producción, con objeto de asegurar su adecuación para el proceso de recubrimiento posterior.

Se repararán todos los defectos de superficie detectados en el proceso de preparación.

Las superficies que esté previsto que vayan a estar en contacto con el hormigón, no deben en general pintarse, sino simplemente limpiarse.

El sistema de tratamiento en zonas que lindan una superficie que estará en contacto con el hormigón, debe extenderse al menos 30 mm de dicha zona.

No se utilizarán materiales que perjudiquen la calidad de una soldadura a menos de 150 mm de la zona a soldar y tras realizar la soldadura, no se debe pintar sin antes haber eliminado las escorias.

La galvanización se realizará de acuerdo con UNE-EN-ISO 1460:1996 o UNE-EN-ISO 1461:1999 según proceda. En su caso las soldaduras deben estar selladas antes de usar un decapado previo a la galvanización. Si hay espacios cerrados en el elemento fabricado se dispondrán agujeros de venteo o purga. Las superficies galvanizadas deben limpiarse y tratarse con pintura de imprimación anticorrosivo con diluyente ácido o chorreado barredor antes de ser pintadas.

Antes de comenzar a pintar se comprobará que las superficies cumplen los requisitos del fabricante. Se pintará siguiendo las instrucciones del fabricante y si se da más de una capa, se usará en cada una de ellas una sombra de color diferente. Se protegerá las superficies pintadas de la acumulación de agua durante cierto período de tiempo, de acuerdo con el fabricante de pintura.

### 3.4.4. Materiales

#### 3.4.4.1. Características mecánicas

##### Características mecánicas mínimas de los aceros

##### Esesor nominal t (mm)

DESIGNACIÓN	Tensión de límite elástico $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			Tensión de rotura $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	Temperatura del ensayo Charpy °C
	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$3 \leq t \leq 100$	
<b>S275J R</b>					20
	275	265	255	410	0
					-20

Las siguientes son características comunes a todos los aceros:

- módulo de Elasticidad: E                      210.000 N/mm<sup>2</sup>
- módulo de Rigidez: G                         81.000 N/mm<sup>2</sup>
- coeficiente de Poisson:  $\nu$                     0,3
- coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha$      $1,2 \cdot 10^{-5}$  (°C)<sup>-1</sup>
- densidad:  $\rho$                                     7.850 kg/m<sup>3</sup>

El acero de tornillos, tuercas y arandelas empleados es de clase 10.9. Tienen las siguientes características mecánicas:

**Tensión de límite elástico  $f_y$ :**                      900 N/mm<sup>2</sup>

**Tensión de rotura  $f_u$ :**                                1000 N/mm<sup>2</sup>

#### 3.4.4.2. Resistencias 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. No se considerará el efecto de endurecimiento derivado del conformado en frío o de cualquier otra operación.
- $\gamma_M$       coeficiente parcial de seguridad del material, de acuerdo al apartado 3.4.1.3 de



esta memoria.

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:  $\gamma_{M2}$  coeficiente de seguridad para resistencia última.

### **3.4.5. Análisis estructural**

#### **3.4.5.1. Modelo**

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 permiten obtener esfuerzos y desplazamientos en las piezas de la estructura y en sus uniones entre sí y con los cimientos.

Se utiliza modelos elásticos y lineales en las comprobaciones frente a estados límite último y de servicio.

Los modelos 3D correspondientes a las estructuras del proyecto se han realizado mediante Software informático Tricalc v7.1.01 de la empresa Arktec, S.A.)

#### **3.4.5.2. Estabilidad lateral global**

Todo edificio ha sido proyectado para contar con los elementos necesarios para materializar una trayectoria clara de las fuerzas horizontales, de cualquier dirección en planta, hasta la cimentación.

Se realizan arriotramientos con cruces de San Andrés en las fachadas, mientras que horizontalmente, se consideran que el forjado cumple esa función de arriotramiento.

#### **3.4.5.3. Traslacionalidad**

La estructura se considera intraslacional

### **3.4.6. Estados límite último**

#### **3.4.6.1. Estabilidad**

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad \text{Siendo:}$$

$E_{d,st}$  el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

$E_{d,stab}$  el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

#### **3.4.6.2. Resistencia**

$$E_d \leq R_d \quad \text{Siendo:}$$

$E_d$  el valor de cálculo del efecto de las acciones

$R_d$  el valor de cálculo de la resistencia correspondiente

### **3.4.6.3. Combinación de acciones**

El valor de cálculo de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria y los correspondientes coeficientes de seguridad están recogidos en el capítulo 4.1.3 de la presente memoria.

### **3.4.6.4. Verificaciones**

Los E.L.U. han sido verificados para toda la estructura según los siguientes criterios de análisis:

a. Descomposición de la barra en secciones y cálculo en cada una de ellas de los valores de resistencia:

- Resistencia de la sección a tracción
- Resistencia de la sección a cortante
- Resistencia de la sección a compresión
- Resistencia de la sección a flexión
- Interacción de esfuerzos:
  - ✓ Flexión compuesta sin cortante
  - ✓ Flexión y cortante
  - ✓ Flexión, axil y cortante

b. Comprobación de las barras de forma individual según este sometida a:

- Tracción
- Compresión
- Flexión
- Interacción de esfuerzos:
  - ✓ Elementos flectados y traccionados
  - ✓ Elementos comprimidos y flectados

### **3.4.7. Estados limite de servicio**

Se han comprobado los ELS con objeto de verificar el cumplimiento de la exigencia básica SE-2: aptitud al servicio del CTE, limitando los daños en elementos constructivos no estructurales (limitando la flecha activa) y manteniendo la apariencia geométrica de la estructura.

#### **3.4.7.1. Combinación de acciones**

El valor de cálculo de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria están recogidos en la presente memoria.

#### **3.4.7.2. Verificaciones**

- Deformaciones, flecha y desplome:

Las limitaciones se recogen en el capítulo 3.1.3.2 de esta memoria

- Vibraciones

En las diferentes estructuras del proyecto, dimensionadas para resistir cargas estáticas, el comportamiento frente a vibraciones transitorias está justificado mediante aplicación del apdo. 7.2.2 del DB-SE-A, considerando un amortiguamiento  $z=6\%$  correspondiente a un forjado acabado, por comparación de la aceleración máxima admisible para la frecuencia propia del primer modo de vibración (percepción humana de las vibraciones en los forjados de edificación).

### **3.4.8. Uniones**

El diseño de uniones efectuadas verifica los criterios de comprobación de resistencia y rigidez recogidas en el apdo. 8.2 del documento DB-SE-A, habiendo sido proyectadas según su forma de trabajo en el conjunto de la estructura.

Se realizaran, preferentemente uniones soldadas en taller y atornillos en obra .

### **3.4.9. Fatiga**

Según DB-SE-A, apdo. 9 solo se debe comprobar la fatiga en las estructuras de edificios siguientes:

- a. Los que soportan grúas, aparatos de elevación y/o transporte, caminos de rodadura, vigas carrileras, etc.
- b. Los que soportan máquinas que induzcan vibraciones (prensas, máquinas alternativas, etc)
- c. Los elementos esbeltos sometidos a vibraciones indicadas por el viento.

Dado que la edificación del proyecto no está englobada en la clasificación anterior, no es necesaria la comprobación a fatiga de las estructuras que la componen.

## **3.5.Cumplimiento del CTE. Estructuras de fábrica**

No procede

## **3.6.Cumplimiento del CTE. Estructuras de madera**

No procede

## **3.7.Cumplimiento de la norma de construcción sismorresistente NCSE-02**

Los parámetros que determinan el valor de las acciones sísmicas de acuerdo a la NCSE-02, se recogen en el punto 3.2.3.1 de esta memoria.

## **3.8.Cumplimiento de la instrucción de hormigón estructural EHE-08**

### **3.8.1. Bases de cálculo**

#### **3.8.1.1. Generalidades**

Para el tratamiento de aspectos específicos ó de detalle de la información contenida en este documento se podrá ampliar con el contenido de los eurocódigos 1 (bases de proyecto y acciones en estructuras) y 2 (proyecto de estructuras de hormigón).

#### **3.8.1.2. Modelización y análisis**

El análisis estructural se basa en modelos adecuados a cada una de las estructuras de acuerdo a DB-SE 3.4.

No se comprueba la seguridad frente a fatiga al tratarse de una estructura normal de edificación no sometida a carga variable repetida de carácter dinámico.

En el análisis estructural se han tenido en cuenta las diferentes fases de construcción, incluyendo el efecto del apeo provisional de los forjados.

Se han comprobado las situaciones transitorias correspondientes al proceso constructivo.

### **3.8.2. Descripción de la estructura.**

La estructura se resuelve mediante pilares de hormigón armado, núcleos de comunicación con pantallas de hormigón armado y forjados mediante losas de hormigón macizas.

Existen tres zonas con una estructura especial:

- Cubierta de auditorio: Resuelto con dos forjados de placas alveolares.
- Pasarela de comunicación a cotas +119.60 y +123.85: Resuelta mediante una estructura metálica de vigas de acero laminado soportando un tablero de hormigón de 20 cm. forjado por una prelosa de 6 cm. y hormigón "in situ" 14 cm.
- Cubierta de instalaciones: Forjado de chapa colaborante sujetado por estructura metálica.

### **3.8.3. Durabilidad**

Se proyecta una estructura de hormigón armado en la que se han prescrito las medidas necesarias para que dicha estructura alcance la duración de vida útil para la que ha sido proyectada (50 años), de acuerdo a las condiciones de agresividad ambiental.

La tipología estructural así como las formas y detalles constructivos desarrollados tienen por objetivo minimizar los posibles mecanismos de degradación del hormigón).

#### **3.8.3.1. Clase general de exposición (art. 8.2.1)**

La clase de exposición o tipo de ambiente de los diferentes elementos de hormigón del proyecto, según las tablas 8.2.2 y 8.2.3 de la EHE-08, son:

- Estructura de cimentación y muros de sótano, enterrados: clase IIa+Qb.
- Elementos de hormigón visto al exterior: clase IIIa.
- Elementos interiores: Clase I

#### **3.8.3.2. Recubrimientos (art.37.2.4)**

Se define como la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana.

La tabla siguiente refleja los diferentes recubrimientos nominales de proyecto para los distintos elementos. El valor del recubrimiento nominal define los separadores que hay que utilizar.

Los valores de esta tabla definen los recubrimientos necesarios por exigencias de durabilidad a partir de los valores de recubrimiento mínimo del art. 37.2.4.1 y de las tablas 37.2.4.1 a, 37.2.4.1b y 37.2.4.1c de la EHE-08 función del tipo de ambiente, tipo de cemento, resistencia del hormigón y vida útil del edificio. El recubrimiento nominal de proyecto cubre la situación más desfavorable entre lo mínimo especificado en la EHE-08 y las exigencias especificadas en el DB-SI (seguridad contra incendios), recogidas en el apartado 3.9 de esta memoria

Los parámetros comunes para todos los elementos son:

Vida útil: 50 años

Tipo de cemento: CEM II/A-42,5N

Elemento de hormigón	Clase de exposición	Resistencia hormigón	Recubrimiento mínimo s. EHE-08	Recubrimiento nominal-proyecto
Elementos hormigonados contra el terreno,( pilotes, zapatas)	IIa+Qb	30 N/mm <sup>2</sup>	50-70 mm	50-70mm
Muros de sótano y contención	IIa+Qb	30 N/mm <sup>2</sup>	30 mm	30 mm
Estructura interior.	I	30 N/mm <sup>2</sup>	25 mm	30 mm
Estructura exterior	IIIa	30 N/mm <sup>2</sup>	40 mm	40 mm
Placas alveolares pretensadas	I	40 N/mm <sup>2</sup>	15 mm	40 mm

Los recubrimientos deberán garantizarse mediante la disposición de separadores que cumplirán lo especificado en el art.37.2.5. Se dispondrán según las prescripciones de la tabla 69.8.2 de la Instrucción EHE-08. Podrán ser de hormigón, mortero ó plástico rígido y específicamente diseñado para este fin, debiendo ser resistentes a la alcalinidad del hormigón y no inducir corrosión en las armaduras.

Se prohíbe expresamente el empleo de madera así como el de cualquier material residual de construcción, aunque sea de ladrillo u hormigón. En el caso de que puedan quedar vistos, se prohíbe el empleo de materiales metálicos. Los materiales componentes de los separadores, no podrán contener amianto.

### 3.8.3.3. Requisitos de dosificación y comportamiento del hormigón

Para garantizar la durabilidad del hormigón, así como su colaboración a la protección de las armaduras frente a la corrosión, deberá elaborarse un hormigón con una permeabilidad reducida.

En la tabla adjunta se indican los parámetros de dosificación (máxima relación a/c y mínimo contenido cemento en función de la clase de exposición según la tabla 37.3.2.a de la EHE-08:

Parámetro de dosificación	Clase de exposición	Clase de exposición	Clase de exposición
	I	IIa+Qb	IIIa
Máxima relación (a/c)	0,60	0,50	0,50
Mínimo contenido de cemento (kg/m <sup>3</sup> )	250	350	300

De acuerdo al anejo 4 de la EHE-08, recomendaciones para la elección del tipo de cemento, el cemento utilizado en obra es CEM II/A.-42,5N.

### 3.8.4. Características de los Materiales

Las características resistentes de los materiales que forman tanto la cimentación como la estructura de hormigón armado, son las que se indican a continuación.

#### 3.8.4.1. Acero

EHE-08	Mallas electrosoldadas	Resto de estructura
Designación (art. 32.2. 33.2)	B-500-T	B-500-S
Limite elástico $f_y$ en N/mm <sup>2</sup> (art.32.1, 32.3)	500 N/mm <sup>2</sup>	
Diagrama tensión deformación (art.39.5)	Rectangular/parábola-rectángulo	
Nivel de control (art. 82)	Normal	

Coeficiente de minoración $\gamma_c$ (art.15.3)	situación persistente o transitoria: 1,15 situación accidental: 1.00
Distintivo de calidad (art.87)	Marcado CE

### 3.8.4.2. Hormigón in situ

<b>EHE-08</b>	<b>Pozos</b>	<b>Pilotes</b>	<b>Cimentacion y muros</b>	<b>Estructura exterior</b>	<b>Estructura interior</b>
Designación (art. 39.2)	HM-20/B/20/IIa+Qb	HA-30/F/20/IIa+Qb	HA-30/B/20/IIa+Qb	HA-30/B/20/IIIa	HA-30/B/20/I
Resistencia característica (art. 39.2, 39.4)	20 N/mm <sup>2</sup>	30 N/mm <sup>2</sup>	30 N/mm <sup>2</sup>	30 N/mm <sup>2</sup>	30 N/mm <sup>2</sup>
Diagrama tensión deformación (art.39.5)	Rectangular/parábola-rectángulo				
Módulo de deformación longitudinal (art.39.6)	$E_{0,28} = 34.000 \text{ N/mm}^2$				
Coeficiente de dilatación térmica (art.39.10)	$1 \cdot 10^{-5} \text{ m/m}^\circ\text{C}$				
Nivel de control (art. 86)	Estadístico				
Coeficiente de minoración $\gamma_c$ (art.15.3 EHE)	situación persistente o transitoria: 1,50 situación accidental: 1.15				
Forma de elaboración	En central				

### 3.8.5. Análisis estructural

#### 3.8.5.1. Modelo

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

Los modelos correspondientes a la estructura de hormigón y cimentaciones del proyecto se han realizado mediante software informático Tricalc, versión 7.1.01 de la empresa ARKTEC S.A.

El análisis de solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, tomando todos los elementos que definen la estructura (pilares, vigas, forjados y losas).

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos considerando 6 grados de libertad posibles para cada nudo y se crea la hipótesis de indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano. De esta forma se impiden los desplazamientos relativos entre los nudos del mismo plano (cada planta sólo puede girar y desplazarse en su conjunto).

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo en primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

### **3.8.5.2. Estabilidad lateral global**

El edificio ha sido proyectado de forma que, para materializar la trayectoria de las fuerzas horizontales, de cualquier dirección en planta, hasta cimentación; Se considera los forjados indeformables en su propio plano y, por lo tanto, su comportamiento es el de un diagrama rígido.

### **3.8.5.3. Traslacionalidad**

Se considera la estructura como intraslacional, siendo asumidas las acciones horizontales por los forjados, repartidas a los pilares y transmitidas a cimentación.

Se comprueba que los desplazamientos producidos no provocan condiciones de inestabilidad global ni local, ni resulta sobrepasada la capacidad resistente de los elementos.

### **3.8.6. Verificación de los E.L.U.**

Condiciones que se verifican

#### **3.8.6.1. Estado límite de equilibrio (art.41)**

Se comprueba que, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc.), aplicando los métodos de la Mecánica Racional y teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones.

$$E_{d,estab} \geq E_{dr, desestab}$$

donde:

$E_{d,estab}$  Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras.

$E_{dr,desestab}$  Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras.

#### **3.8.6.2. Estado límite de inestabilidad (art.43)**

Se hace la comprobación en soportes aislados, estructuras porticadas y estructuras reticulares en general, en que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados.

Se limita dicha comprobación a los casos en que pueden despreciarse los efectos de torsión.

No es de aplicación en los casos en que la esbeltez mecánica  $\lambda$  de los soportes es superior a 200.

Por tratarse de una estructura intraslacional, el cálculo global de esfuerzos se realiza según la teoría de primer orden. A partir de los esfuerzos así obtenidos, se efectúa una comprobación de los efectos de segundo orden de cada soporte considerado aisladamente, de acuerdo al art. 43.5)

En los soportes aislados con esbeltez mecánica inferior a la esbeltez límite inferior,  $l_{inf}$ , determinada en el art.43.1.2 y asociada a una pérdida de capacidad portante del soporte de un 10% respecto de un soporte no esbelto, pueden despreciarse los efectos de segundo orden.

Para los soportes con esbelteces comprendidas en  $l_{in}$  y 100 se aplica el método aproximado del art. 43.5.1 (Flexión compuesta recta) o art.43.5.2 (Flexión compuesta esviada) de la EHE-08

Para los soportes con esbelteces comprendidas en 100 y 200 se aplica el método de comprobación general establecido en el art. 43.2 de la EHE-08

### **3.8.6.3. Estado límite de agotamiento frente a cortante (Art.44)**

El análisis de la capacidad resistente frente a esfuerzos cortantes, se realiza mediante el método general de cálculo de Bielas y Tirantes (Artículos 24º y 40º de la EHE-08). Este análisis no es válido para elementos lineales, placas, losas y forjados unidireccionales o asimilables, calculados según lo indicado en el art.44.2 y para los que se establece las siguientes consideraciones:

La comprobación de agotamiento de la sección por compresión oblicua en el alma se realiza en el borde del apoyo, limitándose la resistencia a compresión del hormigón a 0,6 veces la característica ( $f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$ )

En elementos sin armadura de cortante no es necesaria la comprobación de agotamiento de la sección por comprobación oblicua en el alma, según EHE-08 art.44.2.3.

La comprobación de agotamiento de la sección por tracción en el alma se realiza a una distancia de un canto útil del borde del apoyo directo, (excepto en piezas sin armaduras de cortante en regiones no fisuradas, para las que se seguirá lo indicado en el art.44.2.3.2.11)

### **3.8.6.4. Estado límite de agotamiento por torsión en elementos lineales (Art.45)**

Se comprueba en elementos lineales (aquellas cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces y media su canto total y cuya anchura es igual ó inferior a cuatro veces dicho canto) exclusivamente sometidos a torsión pura ó a esfuerzos combinados de torsión y flexión, cortante y axil.

La resistencia a torsión de las secciones se calcula utilizando una sección cerrada de pared delgada según EHE-08 art.45.2.1.

El estado límite de agotamiento por torsión, se comprueba según EHE-08, art. 45.2.2

La resistencia a compresión del hormigón en la comprobación de las bielas comprimidas frente al esfuerzo torsor de agotamiento esta limitada a 0,6 veces la característica ( $f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$ ).

Cuando se dan efectos combinados de torsión con flexión y axil las armaduras longitudinales para torsión y flexocompresión (o flexotracción) se calculan por separado, suponiendo la actuación de ambos tipos de esfuerzo de forma independiente, debiendo combinarse las armaduras de la forma definida en el art.45.3.2.1

En los casos de torsión combinada con cortante, los cálculos para el dimensionamiento de estribos se realizan de forma independiente, utilizando en ambos cálculos el mismo ángulo para las bielas de compresión. Las armaduras así calculadas se suman, disponiéndose las de torsión en el perímetro exterior de la sección. (art.45.3.2.2)



### **3.8.6.5. Estado límite de punzonamiento (art.46)**

La comprobación a punzonamiento se realiza en una superficie, denominada superficie crítica, ubicada a una distancia igual a 2d desde el perímetro del área cargada o del soporte (cara de pilar), siendo d el canto útil de la losa en estudio.

El área crítica se calcula se calcula como producto del perímetro crítico  $u_1$  por el canto útil d. El perímetro crítico se define en el art. 46.2.

Las losas que no llevan armadura de punzonamiento, cumplen la condición del art. 46.3:  $t_{sd} \leq t_{rd}$

Las zonas de losas que requieren de armadura de punzonamiento, cumplen lo especificado en el art. 46.4. Se realiza 3 comprobaciones, en la zona con armadura transversal según 46.4.1, en la zona exterior a la armadura de punzonamiento, según 46.4.2, y en la zona adyacente al soporte o carga, según 46.4.3.

### **3.8.6.6. Estado límite de agotamiento por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones (art.47)**

Se comprueba este estado límite para aquellas piezas hormigonadas por fases, constituyéndose como junta la superficie de contacto entre los hormigones vertidos en edades distintas.

En secciones con armadura transversal, solo se considera la contribución de la armadura de cosido a la resistencia a rasante de la junta, en la sección de estudio, si la cuantía geométrica de armadura transversal cumple:

$$\frac{A_{st}}{s.p} \geq 0,001$$

Siendo:

$A_{st}$ , la sección de barras de acero que, eficazmente ancladas, cosen la junta.

S, separación de las barras de cosido según el plano de la junta.

P, superficie de contacto por unidad de longitud.

Se cuidarán especialmente las condiciones de ejecución en lo que a limpieza y preparación de la superficie se refiere.

Respecto de la humedad de la superficie sobre la que se hormigona, es preferible tender a seca que a excesivamente húmeda.

### **3.8.6.7. Estado límite de fatiga**

No se comprueba este estado límite por tratarse de una estructura de edificación con acciones variables normales, tal como prescribe la Instrucción EHE en su apdo. 48.1.

## **3.8.7. Verificación de los E.L.S.**

### Condiciones que se verifican

#### **3.8.7.1. Estado límite de figuración (art.49)**

La evaluación del comportamiento de la sección para la comprobación de este estado límite se realiza considerando un comportamiento elástico lineal del hormigón comprimido y de las armaduras, despreciando la capacidad resistente a tracción del hormigón.

Las fisuras tratadas en este artículo 49 de la EHE-08, corresponden a aquellas producidas por acciones directas o deformaciones impuestas, no incluyendo las fisuras debidas a retracción plástica, asentamiento plástico o las producidas por las reacciones químicas expansivas en el hormigón

endurecido. Las especificaciones correspondientes a dosificación de hormigones, fabricación puesta en obra y curado se han recogido como notas en los planos correspondientes.

Se comprueba que bajo la combinación más desfavorable de acciones, las tensiones de compresión en el hormigón son:

$$s_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$$

Siendo:

$s_c$ ; tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.

$f_{ck,j}$ ; valor supuesto en proyecto para la resistencia característica a  $j$  días (edad del hormigón en la fase considerada).

La fisuración debida a esfuerzo cortante y torsión, se controla sin necesidad de comprobaciones adicionales, si se cumplen las indicaciones de los art. 44 y 45 de la EHE-08, respectivamente.

Los criterios de comprobación para la fisuración debida a la tracción son:  $w_k \leq w_{max}$

El cálculo de la abertura características se define en el art. 49.2.4,

La tabla adjunta indica los valores de la abertura máxima de fisura,  $w_{max}$ , para elementos de hormigón armado y pretensado, en ausencia de requerimientos específicos, y bajo la combinación de acciones frecuentes para los distintos ambientes. Se especifican los que son aplicables para el proyecto.

Clase de exposición	Wmax (mm)			
	Hormigón armado		Hormigón pretensado	
	EHE-08	proyecto	EHE-08	proyecto
I	0,4	☒	0,2	☒
IIa, IIb, H	0,3	☐	0,2 <sup>(1)</sup>	☐
IIIa, IIIb, IV, F, Qa <sup>(2)</sup>	0,2	☒	Descompresión	☐
IIIc, Qb <sup>(2)</sup> , Qc <sup>(2)</sup>	0,1	☒	Descompresión	☐

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.

(2) la limitación relativa a la clase Q solo es de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

### 3.8.7.2. Estado límite de deformación (art.50)

La comprobación del estado límite de deformación se realiza para todos aquellos elementos en los que su deformación pueda ocasionar la puesta fuera de servicio de la construcción por razones funcionales ó estéticas. Se calcula:

- la flecha total a plazo infinito, considerada como la suma de la flecha instantánea producida por todas las cargas más la flecha diferida (debida a las cargas permanentes y cuasipermanente a partir de su actuación.)
- la flecha activa respecto a un elemento dañable, producida a partir del instante en que se construye el elemento.

El cálculo de flechas instantáneas se realiza con el método simplificado especificado en el art. 5.2.2.2

El cálculo de flechas diferidas, producidas por cargas de larga duración, resultantes de la deformación por fluencia y retracción, se realizan con el método especificado en el art. 5.2.2.3.

Con carácter general se establece como valor límite para el cálculo de la flecha de un elemento, en términos relativos a la longitud, para la flecha total el valor menor entre  $L/250$  y  $L/500 + 1\text{cm}$ , y para la flecha activa  $L/400$  cm.

En el caso de forjados unidireccionales, la flecha total a plazo infinito no excederá el menor de los valores  $L/250$  y  $L/500 + 1$  cm. Para forjados que sustentan tabiques o muros, la flecha activa no excederá del menor de los valores  $L/500$  y  $L/1000 + 0,5\text{cm}$ , siendo L la luz del vano, y en el caso de voladizos, 1,6 veces el vuelo.

No se comprueban flechas en aquellos elementos con una relación luz/canto útil igual o inferior a los valores indicados en la tabla 50.2.2.1a (vigas y losas sometidas a flexión simple).

### **3.8.7.3. Estado límite de vibraciones (Art.51)**

En las estructuras de hormigón armado del proyecto, dimensionadas para resistir cargas estáticas, el comportamiento frente a vibraciones transitorias queda justificado al poseer todos los forjados una frecuencia propia para el primer modo de vibración mayor de 8 Hz, considerando la inercia bruta de la sección en el cálculo de la frecuencia de oscilación y teniendo en cuenta un porcentaje de amortiguamiento del 3%.

## **3.9. Cumplimiento del CTE. Resistencia al fuego de la estructura**

Independientemente de las prescripciones recogidas en el presente desarrollo, el mantenimiento del edificio deberá ser tal que durante toda la vida útil del mismo se garanticen las exigencias de seguridad en caso de incendio recogidas en normativa.

La resistencia al fuego de los elementos de la estructura se determina de tal forma que, durante la duración del incendio, el valor de cálculo de las acciones (la situación de incendio se considera accidental y por lo tanto  $\gamma_f = 1$ ) no supera el valor de resistencia de dicho elemento.

### **3.9.1. Uso del edificio y resistencia al fuego de los elementos estructurales**

Según la clasificación recogida en el anejo A del documento CT-DB-SI el edificio se clasifica como de docente

La resistencia al fuego de los elementos estructurales principales del edificio (forjados, vigas y soportes) será; en general:

Plantas de aparcamiento: (resistencia al fuego-REI 120)

Plantas sobre rasante: (resistencia al fuego REI 90)

### **3.9.2. Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado**

Los valores de resistencia al fuego dados en este proyecto son aplicables a hormigones de densidad normal, confeccionados con árido de naturaleza silíceo. Si los hormigones se confeccionan con áridos de naturaleza caliza, se puede aplicar una reducción de un 10% (en vigas, losas y forjados) tanto en las dimensiones de la sección recta como en la distancia equivalente al eje mínimas.

Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden ser mayores, habiéndose adoptado en proyecto el valor más restrictivo de ambos criterios.

#### **3.9.2.1. Soportes y muros**

En la tabla siguiente se recogen las dimensiones mínimas de lado menor, b, y distancia mínima equivalente al eje,  $a_m$ , recogidas por el DB-SI para las resistencias al fuego consideradas en el proyecto y los valores reales de proyecto:

Resistencia al fuego	Lado menor/distancia mínima eq al eje: $b_{min}/a_{min}$ (m)					
	Soportes		Muro de carga expuesto por una cara		Muro de carga expuesto por ambas caras	
	DB-SI	Proyecto	DB-SI	Proyecto	DB-SI	Proyecto
R-90	250/30	300/30	140/20	300/30	160/25	200/35
R-120	250/40	300/40	160/25	300/30	180/35	200/35

### 3.9.2.2. Vigas

Para vigas con 3 caras expuestas al fuego se adoptan los valores de la tabla siguiente, en función de las resistencias a fuego consideradas en proyecto:

Resistencia al fuego normalizado	Dimensión mínima $b_{min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm)					Anchura mínima del alma $b_{o,min}$ (mm)	
	DB-SI				Proyecto	DB-SI	Proyecto
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	Mínimos		
R 90	150/40	200/35	250/30	400/25	400/30	100	400
R 120	200/50	250/45	300/40	500/35	400/35	120	400

En el caso de vigas expuestas en todas sus caras se verifica además que el área de la sección transversal de la viga es mayor de  $2 (b_{min})^2$ .

Para resistencias al fuego R-90 ó mayores, la armadura de negativos en vigas continuas se prolonga hasta el 33% de la longitud del tramo, con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en los extremos.

### 3.9.2.3. Losas Macizas

En la siguiente tabla se muestran los valores considerados de espesor mínimo y distancia mínima equivalente al eje en función de las resistencias al fuego consideradas en proyecto.

Resistencia al fuego	Espesor mínimo $h_{min}$ (mm)		Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm) <sup>(1)</sup>						
			Flexión en una dirección		Flexión en dos direcciones				
	DB-SI	Proyecto	DB-SI	Proyecto	$L_y/l_x^{(2)} \leq 1,5$		$1,5 < L_y/l_x^{(2)} \leq 2$		
				DB-SI	Proyecto	DB-SI	Proyecto	DB-SI	Proyecto
REI 90	100	350	25	30	15	30	25	30	
REI 120	120	350	35	35	20	35	30	35	

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

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

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

#### **3.9.2.4. Forjados bidireccionales con casetones recuperables**

No procede.

#### **3.9.2.5. Forjados unidireccionales**

En los forjados de chapa colaborante tipo 76/383 con capa de compresión de 15 y 6 cm.. se dispone una armadura inferior adicional para cumplir la capacidad REI 90 requerida en proyecto. Para ello se aplican los criterios de recubrimiento de viga expuesta en por las tres caras debido a la forma de la chapa.

En los forjados de placas alveolares (50+15 y 32+8) cumplirán los recubrimientos relativos a losas de hormigón con flexión en una dirección más 15 mm. debido al uso de acero pretensado.

En la tabla adjunta se muestran los valores mínimos a cumplir para espesor mínimo y distancia mínima.

Resistencia al fuego	Espesor mínimo $h_{min}$ (mm)		Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm) <sup>(1)</sup>	
			Flexión en una dirección	
	DB-SI	Proyecto	DB-SI	Proyecto
REI 90	100	400	25+15 = 40	40

#### **3.9.3. Resistencia al fuego de las estructuras metálicas**

La protección de las estructuras metálicas se realizará mediante proyección con vermiculita o aplicación de pintura intumescente dependiendo de las zonas. (Ver resto de la documentación del proyecto).

En Donostia, marzo de 2010.

Por LKS Ingeniería, S.Coop.

Fdo.: Javier de la Fuente Carazo  
Arquitecto  
Colegiado nº 2.095

Santiago Pérez Ocariz  
Arquitecto  
Colegiado nº: 2.391