

**MEMORIA TÉCNICA DE ESTRUCTURA**

**PROYECTO: EJECUTIVO  
EDIFICIO DE EQUIPAMIENTOS  
PARC CENTRAL**

**BIS 2500 - VERSIÓN 02**

**BARCELONA, 31 DE JULIOL DE 2007**

<b>A. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>4</b>
A.1. DATOS GENERALES .....	4
A.2. ESTRUCTURA .....	4
A.3. CIMENTACIÓN .....	5
A.4. ESTADOS LÍMITE Y VARIABLES BÁSICAS .....	5
A.4.1. Estados Límite Últimos .....	5
A.4.2. Estados Límite de Servicio .....	6
A.4.3. Variables básicas .....	7
A.5. VERIFICACIONES BASADAS EN COEFICIENTES PARCIALES. COMBINACIONES .....	8
A.5.1. Capacidad portante. Estados Límite Últimos .....	8
A.5.2. Aptitud al servicio. Estados Límite de Servicio .....	9
A.5.3. Valores de los coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) .....	11
A.5.4. Valores de los coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ ) .....	11
<b>B. ACCIONES A CONSIDERAR .....</b>	<b>12</b>
B.1. ACCIONES PERMANENTES .....	12
B.1.1. Peso propio .....	12
B.2. ACCIONES VARIABLES .....	13
B.2.1. Sobrecarga de uso .....	13
B.2.2. Acciones sobre barandillas y elementos divisorios .....	13
B.2.3. Acción del viento .....	13
B.2.4. Acciones térmicas y reológicas .....	14
B.2.5. Nieve .....	15
B.3. ACCIONES ACCIDENTALES .....	16
B.3.1. Sismo .....	16
<b>C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....</b>	<b>18</b>
C.1. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	19
C.1.1. Representación de elementos .....	19
C.1.2. Condiciones para la aplicación del método matricial .....	19
C.1.3. Método matricial .....	20
C.1.4. Análisis modal espectral .....	22
C.2. PROGRAMAS DE CÁLCULO .....	23
C.2.1. CypeCAD 2007.1 .....	23
C.2.2. WINEVA 5 .....	23
<b>D. *SISTEMA ESTRUCTURAL * .....</b>	<b>24</b>
D.1. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO .....	25
D.1.1. Materiales .....	25



D.1.2. Durabilidad .....	27
D.1.3. Bases de cálculo .....	29
D.1.4. Estados Límite Último .....	32
D.1.5. Estados Límite de Servicio .....	34
D.1.6. Soluciones constructivas .....	36
<b>E. CIMENTACIÓN.....</b>	<b>42</b>
<i>E.1. GENERALIDADES .....</i>	<i>43</i>
<i>E.2. BASES DE CÁLCULO.....</i>	<i>46</i>
E.2.1. Estados límite y variables básicas .....	46
E.2.2. Verificaciones basadas en coeficientes parciales. Combinaciones.....	47
E.2.3. Tipo de construcción y grupo de terreno .....	51
<i>E.3. ACCIONES A CONSIDERAR .....</i>	<i>53</i>
E.3.1. Acciones sobre el edificio.....	53
E.3.2. Acciones del edificio sobre la cimentación .....	53
E.3.3. -Acciones geotécnicas sobre la cimentación .....	53
<i>E.4. CIMENTACIONES DIRECTAS .....</i>	<i>54</i>
E.4.1. Bases de cálculo .....	54
E.4.2. Estados Límite Último .....	59
E.4.3. Estados Límite de Servicio.....	61
<i>E.5. CIMENTACIONES PROFUNDAS .....</i>	<i>64</i>
E.5.1. Bases de cálculo .....	64
E.5.2. Estados Límite Último .....	67
E.5.3. Estados Límite de Servicio.....	73
E.5.4. Cálculo de elementos pantalla .....	75
<i>E.6. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN .....</i>	<i>76</i>
E.6.1. -Bases de cálculo .....	76
E.6.2. Estados Límite Último .....	81
E.6.3. Estados Límite de Servicio.....	84
<i>E.7. SISTEMAS ESTRUCTURALES .....</i>	<i>86</i>
E.7.1. Hormigón armado.....	86
<i>E.8. MÉTODOS DE CÁLCULO DE POZOS .....</i>	<i>88</i>
<i>E.9. LISTADO DE REACCIONES .....</i>	<i>89</i>
E.9.1. Términos generales.....	89

## A. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

### A.1. DATOS GENERALES

La presente memòria trata el cálculo estructural de un edificio de equipamientos en C/Leonardo da Vinci 70-81 i c/ Diego de Almagro 42-46, Sabadell. El proyecto se denomina 'Parque Central'

El edificio, compuesto por dos bloques de forma rectangular, ocupa un solar de forma poligonal y consta d'una planta soterrada i 7 plantes sobrerasant. Dos d'aquestes plantes són comuns als dos edificis.

Las planta sótano está destinada a aparcamiento, mientras que la planta baja se destina a accesos i servicios. El resto de las plantas de los dos bloques se destina a uso residencial.

### A.2. ESTRUCTURA

Las tipologías estructurales serán,

- La cimentación y la contención de tierras están explicados en la parte correspondiente de la presente memoria, no obstante, la cimentación se ejecutará con bataches de ancho 45cm. y un muro perimetral sobre bataches.
- La estructura vertical se organiza con una retícula de pilares de hormigón armado. El edificio se escalona a medida que va ganando en altura. El escalonado se realiza disminuyendo la línea de pilares y con pilares metálicos apeados.
- El techo de la planta sótano es una losa de hormigón armado de 27cm y en las plantas superiores se plantean forjados reticulares de hormigón armado de 30cm de canto (25+5cm).
- Los voladizos laterales de pequeñas dimensiones se ejecutarán con losas macizas de hormigón armado y a su vez se utilizarán de nervios perimetrales
- Las escaleras estan formadas por losas de hormigón armado de 16cm sujetos por elementos estructurales existentes.
- Se considera la disposición de distintas juntas de dilatación que se situarán en los límites entre bloques



### A.3. CIMENTACIÓ

El sistema estructural tindrà una cimentació de bataches de hormigón armado bajo pilares de hormigón armado, anclándose estos un mínimo de 6 metros al estrato resistente, exceptuando los pilares A10 y A14 que se anclaran 7m en dicho estrato.

La contención se resolverá mediante muros de hormigón armado con bataches en los muros de sótano y con zapata corrida y pozos de cimentación en los muros exteriores de urbanización.

### A.4. ESTADOS LÍMITE Y VARIABLES BÁSICAS

#### A.4.1. Estados Límite Últimos

Se han considerado como Estados Límite Último los siguientes:

- Aquellos debidos a la pérdida del equilibrio del edificio.
- Los debidos al fallo por una deformación excesiva.
- Los debidos al fallo por transformación de la estructura o parte de ella en un mecanismo.
- Los debidos al fallo por rotura de los elementos estructurales o de sus uniones.
- Los debidos al fallo por inestabilidad de elementos estructurales incluyendo los efectos del tiempo como la corrosión o la fatiga.

##### A.4.1.1. Estado Límite Último de Estabilidad

La verificación de que hay suficiente estabilidad del conjunto del edificio y de partes independientes del mismo, se ha llevado a cabo para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, cumpliendo la condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Siendo:

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

##### A.4.1.2. Estado Límite Último de Resistencia

Por otra parte se ha verificado que haya suficiente resistencia de la estructura portante, de los elementos estructurales, secciones, puntos o uniones entre elementos, para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, cumpliendo la siguiente condición.

$$E_d \leq R_d$$



Siendo:

- $E_d$  valor de cálculo del efecto de las acciones
- $R_d$  valor de cálculo de la resistencia correspondiente

El valor de cálculo de la resistencia de una estructura, elemento, sección punto o unión entre elementos se obtiene de cálculos basados en sus características geométricas a partir de modelos de comportamiento del efecto analizado, y de la resistencia de cálculo,  $f_d$ , de los materiales implicados, que en general se expresa como cociente entre la resistencia característica,  $f_k$ , y el coeficiente de seguridad del material, cuyo valor se define para cada uno de los sistemas constructivos en su capítulo correspondiente (ver apdo. **D. \*SISTEMA ESTRUCTURAL**)

#### **A.4.2.Estados Límite de Servicio**

Los Estados Límite de Servicio previstos han sido:

- Los relativos a las deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afectan a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios o al funcionamiento de las instalaciones.
- Las vibraciones.
- Los daños o el deterioro que puedan afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

##### *A.4.2.1. Flechas*

Al considerar la integridad de los elementos constructivos, se ha admitido 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 toma un valor menor que:

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



#### A.4.2.2. Desplazamientos horizontales

Cuando se considere 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 es suficiente que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.

#### A.4.2.3. Vibraciones

El CTE establece que un edificio se comporta adecuadamente ante vibraciones debidas a acciones dinámicas, si la frecuencia de la acción dinámica (frecuencia de excitación) se aparta suficientemente de sus frecuencias propias.

En el cálculo de la frecuencia propia se han tenido en cuenta las posibles contribuciones de los cerramientos, separaciones, tabiquerías, revestimientos, solados y otros elementos constructivos, así como la influencia de la variación del módulo de elasticidad y, en el caso de los elementos de hormigón, la de la fisuración.

#### A.4.3. Variables básicas

Aparte de las acciones, que detallamos en otro capítulo, se han adoptado las siguientes variables como básicas a la hora de realizar la modelización del comportamiento de la estructura:

- Datos geométricos.
- Materiales

## A.5. VERIFICACIONES BASADAS EN COEFICIENTES PARCIALES. COMBINACIONES.

Para la verificación de los estados límites mediante coeficientes parciales, en lo que a determinación del efecto de las acciones y de la respuesta estructural se refiere, se han utilizado valores de cálculo de las variables de acuerdo al DB SE Bases de Cálculo. Dichos valores se han obtenido multiplicando o dividiendo el valor característico por el correspondiente coeficiente parcial. Los valores de cálculo así considerados no tienen en cuenta la influencia de errores humanos groseros, que se evitarán por medio de una dirección de obra, utilización, inspección y mantenimiento adecuados.

### A.5.1. Capacidad portante. Estados Límite Últimos

-El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a **situaciones persistentes o transitorias** se determina combinándolas por medio de la expresión:

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

Donde:

- $\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$  es el valor de cálculo de las acciones permanentes.
- $\gamma_P \cdot P$  es el valor de cálculo del pretensado, si existiera.
- $\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$  es el valor de cálculo de una acción variable cualquiera.
- $\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$  es el valor de cálculo de combinación del resto de las acciones.

-Cuando se trata de **acciones en situaciones extraordinarias**, se emplea la expresión:

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

Donde:

- $\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$  es el valor de cálculo de las acciones permanentes.
- $\gamma_P \cdot P$  es el valor de cálculo del pretensado, si existiera.
- $A_d$  es el valor de cálculo del pretensado, si existiera.
- $\gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$  es el valor de cálculo de una acción variable, en valor de cálculo frecuente.
- $\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$  es el valor de cálculo de combinación del resto de las acciones, en valor de cálculo casi permanente.



En situación extraordinaria, todos los valores de los coeficientes de seguridad se toman iguales a cero si su efecto es favorable, o uno, si resultan desfavorables.

-En los casos en los que la acción accidental sea una **acción sísmica**, todas las acciones variables concomitantes se han considerado con su valor casi permanente, de acuerdo con la expresión:

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

Donde:

- $\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$  es el valor de cálculo de las acciones permanentes.
- $\gamma_P \cdot P$  es el valor de cálculo del pretensado, si existiera.
- $\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$  es el valor de cálculo de una acción variable cualquiera.
- $\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$  es el valor de cálculo de combinación del resto de las acciones.

#### A.5.2. Aptitud al servicio. Estados Límite de Servicio

Según el artículo 4.3.2 del DB-SE Seguridad estructural, 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:

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

Donde se considera la acción simultánea de:

- $G_{k,j}$ , que representa a todas las acciones permanentes, en valor característico.
- $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ , que representa a todas las acciones variables, en valor casi permanente

En cuanto a las **acciones de corta duración reversibles**, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión:

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

Donde se considera la acción simultánea de:

- $G_{k,j}$ , que representa a todas las acciones permanentes, en valor característico.
- $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ , que representa una acción variable cualquiera, en valor frecuente, debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;



-  $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$  representa al resto de acciones variables, en valor casi permanente

Finalmente, las **acciones de corta duración irreversibles** se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característico, a partir de la expresión:

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

Donde se considera la acción simultánea de:

- $G_{k,j}$ , que representa a todas las acciones permanentes, en valor característico.
- $Q_{k,1}$ , que representa una acción variable cualquiera, en valor característico, debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$  representa al resto de acciones variables, en valor de combinación.

**A.5.3. Valores de los coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )**

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		Desfavorable	Favorable
Resistencia	Permanente		
	-Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	-Empuje del terreno	1,35	0,70
	-Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		<b>Desestabilizadora</b>	<b>Estabilizadora</b>
	Permanente		
	-Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	-Empuje del terreno	1,35	0,80
	-Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

**A.5.4. Valores de los coeficientes de simultaneidad ( $\Psi$ )**

	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (categorías según DB-SE-AE)			
-Zonas residenciales (cat. A)	0,7	0,5	0,3
-Zonas administrativas (cat. B)	0,7	0,5	0,3
-Zonas destinadas al público (cat. C)	0,7	0,7	0,6
-Zonas comerciales (cat. D)	0,7	0,7	0,6
-Zonas de tránsito y aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (cat. F)	0,7	0,7	0,6
-Cubiertas transitables (cat. G)		(1)	
-Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (cat. H)	0	0	0
Nieve			
-Altitudes >1000 m	0,7	0,5	0,2
-Altitudes <1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

<sup>1</sup> En cubiertas transitables se adoptaran los valores correspondientes al uso desde el que se accede



## B. ACCIONES A CONSIDERAR

### B.1. ACCIONES PERMANENTES

#### B.1.1. Peso propio

##### Forjados:

-Peso propio forjado reticular canto 25+5	5,05kN/ m <sup>2</sup>
-Peso propio forjado losa canto 27cm	6,75kN/ m <sup>2</sup>
-Peso propio solados (vivienda):	1,00 kN/m <sup>2</sup>
-Peso estimado revestimiento (cubierta):	2,00 kN/m <sup>2</sup>
-Peso tabiques (ancho<8 cm):	1,00 kN/m <sup>2</sup>

##### Escaleras:

-Peso propio losa canto 16:	4,00 kN/m <sup>2</sup>
-Peso propio formación escalones y revestimiento:	1,50 kN/m <sup>2</sup>

##### Cerramientos:

-Fachadas:	9,00 kN/m
-Tabiques de ancho>8 cm:	6,50 kN/m

Para determinar los pesos propios de otros elementos se han tomado los siguientes pesos específicos aparentes:

-Fábrica de bloques huecos de mortero:	16,00 kN/m <sup>3</sup>
-Fábrica de ladrillo macizo:	18,00 kN/m <sup>3</sup>
-Fábrica de ladrillo perforado:	15,00 kN/m <sup>3</sup>
-Fábrica de ladrillo hueco:	12,00 kN/m <sup>3</sup>
-Hormigón armado:	25,00 kN/m <sup>3</sup>

El peso de otros materiales de construcción se ha estimado según la tabla C.1 del anexo C del DB-SE Acciones en la Edificación.

## B.2. ACCIONES VARIABLES

### B.2.1. Sobrecarga de uso

#### B.2.1.1. Cargas uniformes

Según la clasificación de la **Tabla 3.1 del artículo 3.1.1 Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación** se han considerado las siguientes cargas distribuidas uniformemente:

Uso residencial (subcategoría de uso A1):

Carga uniforme 2,00 kN/m<sup>2</sup>

Cubierta transitable de acceso privado (categoría de uso F):

Carga uniforme 2,00 kN/m<sup>2</sup>

Cubierta accesible únicamente para conservación con pendiente inferior a 40° (subcategoría de uso G1):

Carga uniforme 1,00 kN/m<sup>2</sup>

Locales comerciales (subcategoría D1)

Carga uniforme 5,00 kN/m<sup>2</sup>

### B.2.2. Acciones sobre barandillas y elementos divisorios

Según la clasificación de la **Tabla 3.2 del artículo 3.2 Documento Básico SE-AE** se han considerado las siguientes cargas horizontales aplicadas a 1,2 m del borde superior del elemento, o sobre el mismo si éste está situado a menor altura, en barandillas y petos

Carga horizontal 0,80 kN/m

### B.2.3. Acción del viento

Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. En cada caso se considera la dirección o direcciones que producen las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudian ordinariamente bajo la acción del viento en la dirección de sus ejes principales y en ambos sentidos. En casos especiales, por ejemplo, en estructuras reticulares abiertas, construcciones con caras dentadas o con estructuras oblicuas en las fachadas, se estudian además las acciones en las direcciones sesgadas que sean más desfavorables.

La acción de viento  $q_e$  se ha considerado como una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, de valor<sup>1</sup>:

<sup>1</sup> Según artículo 3.2 Documento Básico SE-AE *Acciones en la edificación*

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

donde:

- $q_b$  es la presión dinámica del viento obtenida mediante el anejo **D.2 del DB-SE-AE** en función del emplazamiento geográfico de la obra.

- Emplazamiento: Sabadell

Presión dinámica del viento:  $q_b = 0,5 \text{ kN/m}^2$

- $c_e$  es el coeficiente de exposición, variable según la cota del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se ubica la construcción, determinado según lo establecido en el **artículo 3.2.3 del DB- SE-AE**.

-Grado de aspereza del entorno: Zona IV (zona urbana en general, industrial o forestal).

-Altura del punto considerado: 25,6 m

Coeficiente de exposición:  $c_e = 2,4$

- $c_p$  es el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de dicha superficie. Su valor se establece en los **artículos 3.2.4 y 3.2.5 del DB- SE-AE**.

Esbeltez en el plano paralelo al viento:  $\sim 0,6747$

Coeficiente eólico de presión:  $c_p = +0,75$

Coeficiente eólico de succión:  $c_s = -0,4$

#### B.2.4. Acciones térmicas y reológicas

Debido a las dimensiones del proyecto, se ha considerado necesario dividir el conjunto en tres bloques separados por juntas de dilatación mediante conectores.

Los efectos globales de la acción térmica sobre la estructura se obtienen a partir de las variaciones de temperatura extrema de los elementos estructurales en invierno y verano, en relación a una temperatura de referencia media anual (**artículo 3.3.1.3 del DB-SE-AE**).



### B.2.5.Nieve

Para cubiertas planas de edificios de pisos situados en localidades de altitud inferior a 1000 metros, se considerado una carga de nieve de  $1,0 \text{ kN/m}^2$ . Para cubiertas inclinadas se considera una carga de  $0,4 \text{ kN/m}^2$ .



## B.3. ACCIONES ACCIDENTALES

### B.3.1.Sismo

La Norma Sismorresistente (NCSE-02) será de aplicación en el proyecto, construcción, reforma y conservación de las edificaciones del territorio nacional, sea cual sea la clase y destino del mismo, según con lo indicado en el DB-SE Acciones en la edificación.

Por lo tanto, el facultativo autor del proyecto de una obra está obligado a tener en cuenta la Norma, de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 1, apartado 1.3.1 de dicha Norma.

No obstante, quedan exentas de la consideración de la acción sísmica todas aquellas edificaciones indicadas en el apartado 1.2.3 de “Criterios de aplicación de la norma”, recogido en el Capítulo 1 de la Norma NCSE-02.

Para los edificios incluidos en el ámbito de aplicación de dicha Norma, se ha calculado la construcción para resistir la acción sísmica mediante los procedimientos descritos en el Capítulo 3 de la Norma.

En lo referente a las estructuras especiales, se han tenido en cuenta como a mínimo las prescripciones sísmicas de tipo general contenidas en la Norma y las específicas que sean necesarias para el correcto planteamiento del problema sismorresistente. Los Organismos competentes llevarán a cabo el estudio y publicación de las reglamentaciones específicas.

Según la Norma NCSE-02 “Norma básica de construcción sismorresistente: Parte general y edificación”, los valores adoptados en el proyecto son:

- Situación obra:	Sabadell (Barcelona)
- Aceleración sísmica básica:	$a_b=0,04g$
- Coeficiente de contribución:	$K=1,0$
- Tipo de terreno:	III
- Coeficiente amplificación del terreno:	$S=1,28$
- Aceleración sísmica de cálculo:	$a_c=0,05g$
- Importancia del edificio:	Normal
- Número de plantas sobre rasante:	8
- Tipología estructural:	Forjados reticulares

Dado que el edificio objeto del proyecto cumple las siguientes condiciones:

- es de importancia normal
- la aceleración sísmica, tanto básica como de cálculo, es inferior a  $0,04g$



- la estructura está formada por pórticos bien trabados en todas direcciones
- el número de plantas es igual o inferior a 7+cubierta

No es obligatoria la aplicación de la normativa sismorresistente (Art. 1.2.3 de la NCSE-02). En base a esto se ha optado por no considerar la acción sísmica.



## C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL



## C.1. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

### C.1.1. Representación de elementos

En términos generales el edificio se modeliza con un sistema tridimensional alámbrico (simplificación por barras) que admite en combinación una modelización más exacta de las superficies continuas por el Método de los Elementos Finitos.

En este aspecto es importante indicar que todos los elementos superficiales, en especial los forjados y los muros resistentes, están modelizados con este método.

Los muros resistentes se modelizan como elementos finitos tridimensionales de cuatro vértices. Los otros tipos de elementos, ya sean vigas, pilares, diagonales, forjados reticulares y losas de forjado o cimentación se modelizan como elementos lineales tipo barra con sección transversal adaptada a la realidad.

Una viga, un pilar o una diagonal están formados por dos nudos unidos mediante una 'barra'. Un forjado reticular o una losa de forjado se constituyen por una retícula de 'nervios' que, con sus intersecciones, forman un conjunto de 'nudos' y 'barras'. De forma similar, un muro resistente está formado por un conjunto de elementos finitos yuxtapuestos definidos por sus nudos o vértices.

### C.1.2. Condiciones para la aplicación del método matricial

Para la validez de este método, las estructuras a calcular han de cumplir o se ha de suponer el cumplimiento de los siguientes principios:

#### C.1.2.1. Teoría de las pequeñas deformaciones.

Se supone que la geometría de una estructura no cambia apreciablemente bajo la aplicación de las cargas. Este principio es en general válido, excepto en los casos en los que la deformación es excesiva (puentes colgantes, arcos esbeltos, etc.). Implica además, que se menosprecian los esfuerzos producidos por los desplazamientos de las cargas originados al desplazarse la estructura.

Este mismo principio establece que se menosprecien los cambios de longitud entre los extremos de una barra debidos a la curvatura de la misma o a desplazamientos producidos en una dirección ortogonal a su directriz.

#### C.1.2.2. Linealidad.

Este principio supone que la relación tensión-deformación, y por tanto, la relación carga deflexión, es constante. Esto es generalmente válido en los materiales elásticos, pero hay que garantizar que el material no llega al punto de fluencia en ninguna de sus secciones.

#### C.1.2.3. Superposición.

Este principio establece que la secuencia de aplicación de las cargas no altera los resultados finales. Como consecuencia de este principio, es válido el uso de las "fuerzas equivalentes en los nudos" calculadas a partir de las cargas existentes en las barras; esto es, para el cálculo de los desplazamientos y giros de los nudos se



sustituyen las cargas existentes en las barras por sus cargas equivalentes aplicadas a los nudos.

#### *C.1.2.4. Equilibrio.*

La condición de equilibrio estático establece que la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre la estructura, más las reacciones, será igual a cero. Así mismo, han de estar en equilibrio todos los nudos y todas las barras de la estructura, con lo que la suma de fuerzas y momentos internos y externos en todos los nudos de la estructura ha de ser igual a cero.

#### *C.1.2.5. Compatibilidad.*

Este principio supone que la deformación y consecuentemente el desplazamiento de cualquier punto de la estructura es continuo y tiene un solo valor.

#### *C.1.2.6. Condiciones de contorno.*

Para poder calcular una estructura, se han de imponer una serie de condiciones de contorno. Se pueden definir en cualquier nudo restricciones absolutas (soportes y apoyos) o relativas (resortes) al desplazamiento y al giro en los tres ejes generales de la estructura, así como desplazamientos impuestos (asentamientos).

#### *C.1.2.7. Unicidad de las soluciones.*

Para un conjunto dado de cargas externas, tanto la forma deformada de la estructura y las fuerzas internas así como las reacciones tienen un valor único.

### **C.1.3. Método matricial**

El cálculo de las solicitaciones en las barras se ha realizado mediante el método matricial espacial de la rigidez, suponiendo una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones en las barras y considerando los seis grados de libertad posibles de cada nudo.

A título indicativo, se muestra a continuación la matriz de rigidez de una barra, donde se pueden observar las características de las secciones que han sido utilizadas para el cálculo de esfuerzos.

$$\begin{array}{cccccc}
 \frac{E \cdot A_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \\
 0 & 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{L^3} & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \frac{G \cdot I_x}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2} & 0 & \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & 0 \\
 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L}
 \end{array}$$

$E$  es el módulo de deformación longitudinal y  $G$  es el módulo de deformación transversal calculado en función del coeficiente de Poisson y de  $E$ .

Cuando en una estructura se definen vigas, pilares, diagonales, forjados y muros resistentes, el método de cálculo de esfuerzos consiste en formar un sistema de ecuaciones lineales que relacionan los grados de libertad que se desean obtener, los desplazamientos y giros de los nudos y de los nodos, con las acciones exteriores, las cargas, y las condiciones de borde, soportes y empotramiento.

De forma matricial, se trata de la ecuación:

$$[K] \cdot \{D\} = \{F\}$$

donde '[K]' es la matriz de rigidez de la estructura, '{D}' es el vector de desplazamientos y giros de los nudos y nodos, y '{F}' es el vector de fuerzas exteriores. Una vez resuelto el sistema de ecuaciones, y por tanto, obtenidos los desplazamientos y giros de los nudos y nodos de la estructura, es posible obtener los esfuerzos (en el caso de las vigas, pilares, diagonales y nervios de los forjados y losas) y las tensiones (en el caso de los muros resistentes) de toda la estructura.

Para obtener el sistema '[K] x {D} = {F}', se opera de igual forma que con una estructura formada exclusivamente por nudos y barras: cada parte de la estructura (barra, trozo de nervio o elemento finito) posee una matriz de rigidez elemental,  $[K]^e$ , que después de transformarla al sistema de ejes generales de la estructura, se puede sumar o ensamblar en la matriz general de la estructura. La única diferencia entre las barras y los elementos finitos es la dimensión y significado de cada fila o columna sus matrices de rigidez elementales. Se puede deducir, por tanto, que el método matricial espacial de cálculo de estructuras de barras es un caso particular del método de los elementos finitos, en el que el elemento finito es una barra.



#### **C.1.4. Análisis modal espectral**

Para considerar los efectos de las acciones sísmicas definidas por la Norma NCSE se realiza un cálculo de la estructura mediante el método del "Análisis Modal Espectral", recomendado por la misma. De esta forma pueden obtenerse los modos y períodos de vibración propios de la estructura, datos que pueden ser utilizados para la combinación de la estructura con cargas armónicas y la posibilidad de 'entrada en resonancia' de la misma.



## C.2. PROGRAMAS DE CÁLCULO

### C.2.1. CypeCAD 2007.1

Cálculo de edificios de hormigón armado.

CYPE Ingenieros, S.A.  
Avda. Eusebio Sempere, 5  
03003 Alacant

### C.2.2. WINEVA 5

Cálculo de estructuras bidimensionales.

Ramon Sastre Sastre  
E.T.S. Arquitectura del Vallès  
Universitat Politècnica Catalunya

## D. \*SISTEMA ESTRUCTURAL\*

## D.1. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

### D.1.1. Materiales

Las siguientes dosificaciones propuestas son de carácter indicativo. La constructora puede presentar dosificaciones alternativas que la Dirección Facultativa deberá aceptar, siempre y cuando cumplan las relaciones de agua/cemento máximas y las cuantías de cemento mínimas y máximas indicadas para cada tipo de exposición en la instrucción EHE. El uso de aditivos y/o adiciones no se permitirá sin la aceptación previa de la Dirección Facultativa.

#### D.1.1.1. HA-25/B/20/I.

Para forjados reticulares, jácenas y pilares se ha empleado la siguiente tipificación, de acuerdo con la norma EHE, "Instrucción de Hormigón Estructural", y con la norma RC-03 "Instrucción para la Recepción de Cementos".

Esto exige determinar las siguientes especificaciones:

- a) Acero:
  - Límite elástico: 500 N/mm<sup>2</sup>
  - Tipo de acero: B 500 S
  - Control acero: Normal
- b) Hormigón:
  - Resistencia característica, a los 7 días: 17,5 N/mm<sup>2</sup>
  - Resistencia característica, a los 28 días: 25,0 N/mm<sup>2</sup>
  
  - Cemento: CEM I 42,5
  
  - Áridos: Triturado, tamaño máximo 20 mm.
  - Aditivos: No se admiten sin autorización explícita de la Dirección Facultativa
  - Relación A/C máx.: 0,65
  - Cemento mín: 250 Kg/m<sup>3</sup>
  - Consistencia: Blanda
  - Asentamiento en cono de Abrams: 6 – 9 cm.
  - Ensayo sistemático del Cono de Abrams, Tolerancia ±1 cm.
  
  - Compactación: Por vibrado normal
  
  - Control de hormigón: Normal
  - Número de series de probetas por ensayo: Una serie
  - Número de probetas por serie: Seis unidades
  - Frecuencia de ensayos: Según plano de control y calidad
  - Tipo de probetas: Cilíndricas, de Ø=15 cm., h=30 cm.
  - Edad de rotura: 2 Uds. a 7 días / 2 Uds. a 28 días / 2 Uds. a reserva



**D.1.1.2. HA-25/P/20/IIa.**

Para zapatas y riostras se ha empleado la siguiente tipificación, de acuerdo con la norma EHE, "Instrucción de Hormigón Estructural", y con la norma RC-03 "Instrucción para la Recepción de Cementos".

Esto exige determinar las siguientes especificaciones:

- a) Acero:
  - Límite elástico: 500 N/mm<sup>2</sup>
  - Tipo de acero: B 500 S
  - Control acero: Normal
- b) Hormigón:
  - Resistencia característica, a los 7 días: 17,5 N/mm<sup>2</sup>
  - Resistencia característica, a los 28 días: 25,0 N/mm<sup>2</sup>
  - Cemento: CEM I 42,5
  - Áridos: Triturado, tamaño máximo 20 mm.
  - Aditivos: No se admiten sin autorización explícita de la Dirección Facultativa
  - Relación A/C máx.: 0,60
  - Cemento mín: 275 Kg/m<sup>3</sup>
  - Consistencia: Plástica
  - Asentamiento en cono de Abrams: 3 – 5 cm.
  - Ensayo sistemático del Cono de Abrams, Tolerancia ±1 cm.
  - Compactación: Por vibrado normal
  - Control de hormigón: Normal
  - Número de series de probetas por ensayo: Una serie
  - Número de probetas por serie: Seis unidades
  - Frecuencia de ensayos: Según plano de control y calidad
  - Tipo de probetas: Cilíndricas, de Ø=15 cm., h=30 cm.
  - Edad de rotura: 2 Uds. a 7 días / 2 Uds. a 28 días / 2 Uds. a reserva

**D.1.1.3. HA-25/F/20/IIa.**

Para batches se ha empleado la siguiente tipificación, de acuerdo con la norma EHE, "Instrucción de Hormigón Estructural", y con la norma RC-03 "Instrucción para la Recepción de Cementos".

Esto exige determinar las siguientes especificaciones:

- c) Acero:
  - Límite elástico: 500 N/mm<sup>2</sup>
  - Tipo de acero: B 500 S
  - Control acero: Normal



## d) Hormigón:

- Resistencia característica, a los 7 días: 17,5 N/mm<sup>2</sup>
- Resistencia característica, a los 28 días: 25,0 N/mm<sup>2</sup>
  
- Cemento: CEM I 42,5
  
- Áridos: Triturado, tamaño máximo 20 mm.
- Aditivos: No se admiten sin autorización explícita de la Dirección Facultativa
- Relación A/C máx.: 0,60
- Cemento mín: 275 Kg/m<sup>3</sup>
- Consistencia: Fluída
- Asentamiento en cono de Abrams: 10 – 15 cm.
- Ensayo sistemático del Cono de Abrams, Tolerancia ±1 cm.
  
- Compactación: Por vibrado normal
  
- Control de hormigón: Normal
- Número de series de probetas por ensayo: Una serie
- Número de probetas por serie: Seis unidades
- Frecuencia de ensayos: Según plano de control y calidad
- Tipo de probetas: Cilíndricas, de Ø=15 cm., h=30 cm.
- Edad de rotura: 2 Uds. a 7 días / 2 Uds. a 28 días / 2 Uds. a reserva

**D.1.2. Durabilidad**

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

La elección de los parámetros determinados en el apartado anterior (**D.1.1. Materiales**) garantiza el cumplimiento de las prescripciones de la norma en lo relativo a dosificaciones. No obstante, hay que tener en cuenta otros aspectos, que se indican a continuación.

**D.1.2.1. Recubrimientos**

El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie del hormigón más cercana.

En el caso de las armaduras pasivas o armaduras activas pretensas, se han previsto los siguientes recubrimientos:

- a) Cuando se trata de armaduras principales, el recubrimiento deberá ser igual o superior al diámetro de dicha barra (o diámetro equivalente si se trata de un



- grupo de barras) y a 0,80 veces el tamaño máximo del árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo del árido.
- b) Para cualquier clase de armaduras pasivas (incluso estribos) o armaduras activas pretesas, el recubrimiento no será, en ningún punto, inferior a los valores mínimos recogidos en la tabla adjunta en función de la clase de exposición ambiental (determinados según la **tabla 8.2.2 de la EHE**). Para garantizar estos valores mínimos, se prescribirá en el proyecto un valor nominal del recubrimiento  $r_{nom}$ , tal que:

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

donde:

-  $r_{nom}$  es el recubrimiento nominal

-  $r_{min}$  es el recubrimiento mínimo

-  $r$  es el margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución.

El recubrimiento nominal es el valor que debe prescribirse en el proyecto y reflejarse en los planos, y que servirá para definir los separadores.

El recubrimiento mínimo es el valor a garantizar en cualquier punto del elemento; su valor se recoge en la tabla adjunta. El margen de recubrimiento es función del nivel de control de ejecución, y su valor es:

-  $r_{min} = 0$  mm en elementos prefabricados con control intenso de ejecución.

-  $r_{min} = 5$  mm en el caso de elementos *in situ* con nivel intenso de control de ejecución.

-  $r_{min} = 10$  mm en el resto de los casos.

**Tabla de recubrimientos mínimos según la clase de exposición (EHE 37.2.4)**

Resistencia característica del hormigón [N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo de elemento	RECUBRIMIENTO MÍNIMO [mm] SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN							
		I	Ila	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa
$25 \leq f_{ck} < 40$	General	20	25	30	35	35	40	35	40
	Elementos prefabricados y láminas	15	20	25	30	30	35	30	35
$f_{ck} \geq 40$	General	15	20	25	30	30	35	30	35
	Elementos prefabricados y láminas	15	20	25	25	25	30	25	30

**D.1.2.2. Fisuración**

Ver apartado **D.1.5.Estados Límite de Servicio**

**D.1.2.3. Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos**

En el caso particular de existencia de sulfatos, el cemento deberá poseer la característica adicional de resistencia a los sulfatos, según la UNE 80303:96, siempre que su contenido sea igual o mayor que 600 mg/l en el caso de aguas, o igual o mayor que 3000 mg/kg, en el caso de suelos.

**D.1.3.Bases de cálculo**

**D.1.3.1. Coeficientes parciales de seguridad del hormigón y del acero de armar**

La norma EHE facilita la siguiente tabla cuyos valores hemos empleado para el cálculo:

Situación de proyecto	Hormigón $\gamma_c$	Acero pasivo y activo $\gamma_s$
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Dependiendo del tipo de control previsto en obra, han de mayorarse, por otra parte, las acciones. Estos coeficientes de mayoración se presentan en la siguiente tabla:

Tipo de acción	Nivel de control de ejecución		
	INTENSO	NORMAL	REDUCIDO
Permanente	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,60$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,60$	$\gamma_{G^*} = 1,80$
Variable	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 1,60$	$\gamma_Q = 1,80$

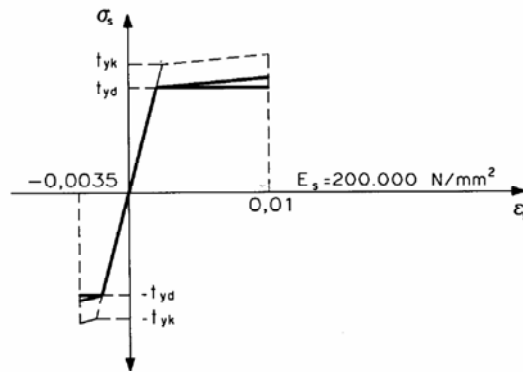


**D.1.3.2. Diagrama tensión-deformación de cálculo del acero de armar**

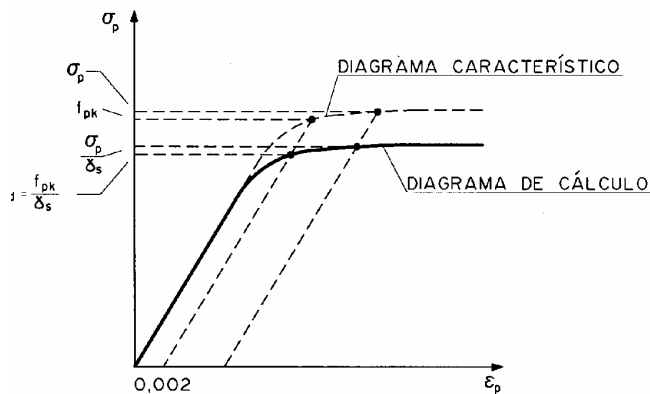
El diagrama tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, asociado a un porcentaje del 5 por 100 de diagramas tensión-deformación más bajos.

A falta de datos experimentales precisos, se ha supuesto que el diagrama característico adopta la forma de las figuras adjuntas, facilitadas por la EHE.

La figura superior muestra el diagrama para armaduras pasivas y la inferior para activas.



**1. Diagrama tensión deformación para armaduras pasivas**



**2. Diagrama tensión deformación para armaduras activas**

**D.1.3.3. Resistencia de cálculo del acero de armar**

Para efectuar las comprobaciones de los correspondientes Estados Límite, se ha empleado la resistencia de cálculo del acero, obtenida mediante:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{para armaduras pasivas}$$



$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} \quad \text{para armaduras activas}$$

donde:

- $f_{yd}$  representa la resistencia de cálculo

- $f_{yk}$  es la resistencia característica

- $f_{pd}$  representa la resistencia de cálculo

- $f_{pk}$  es la resistencia característica

- $\gamma_s$  es el coeficiente parcial de seguridad correspondiente (según la tabla del epígrafe

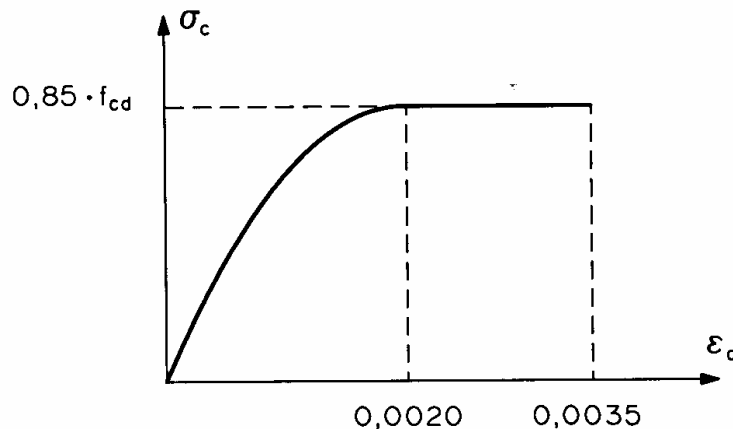
**D.1.3.1 Coeficientes parciales de seguridad del hormigón y del acero de armar.)**

Para los casos en que el control de la obra se ha previsto como reducido, se ha empleado un 75% del valor de cálculo, tal y como estipula la norma.

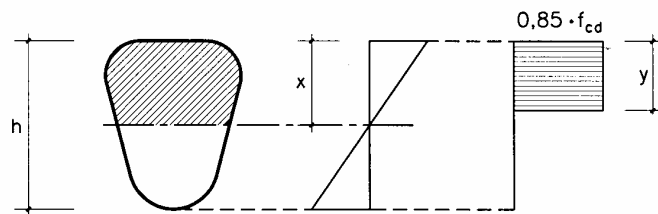
**D.1.3.4. Diagrama tensión-deformación de cálculo del hormigón**

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, se ha adoptado, según el caso, uno de los siguientes diagramas:

a) Diagrama parábola rectángulo



b) Diagrama rectangular



$$y = 0,8x \quad \text{para } x \leq 1,25h$$

$$y = h \quad \text{para } x > 1,25h$$

**D.1.3.5. Resistencia de cálculo del hormigón**

La resistencia de cálculo del hormigón, análogamente a la del acero, se obtiene:



$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$$

donde:

- $f_{cd}$  es el valor de cálculo de la resistencia del hormigón
- $f_{ck}$  es el valor característico de la resistencia, es decir el valor mínimo de resistencia que debe garantizarse en cada amasada de obra, según la EHE.
- $\gamma_s$  es el coeficiente parcial de seguridad correspondiente (según la tabla del epígrafe **D.1.3.1 Coeficientes parciales de seguridad del hormigón y del acero de armar**)

#### D.1.3.6. Retracción y fluencia del hormigón

Los fenómenos de retracción y fluencia se han calculado de acuerdo con lo que dictan los **apartados 39.7 y 39.8 de la EHE**.

#### D.1.3.7. Coeficientes de dilatación térmica y de Poisson adoptados para el hormigón

De acuerdo con lo establecido en la EHE, se han adoptado los siguientes valores:

- Coeficiente de Poisson=0,20
- Coeficiente de dilatación térmica= $10^{-5}$

#### D.1.4.Estados Límite Último

Para el caso concreto de estructuras de hormigón armado, los Estados Límite Último que deben comprobarse son los siguientes:

- a) Estado Límite de Equilibrio
- b) Estado Límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales
- c) Estado Límite de inestabilidad
- d) Estado Límite de agotamiento frente a cortante
- e) Estado Límite de agotamiento por torsión
- f) Estado Límite de punzonamiento

A continuación se ofrece una explicación más exhaustiva de su cumplimiento.

##### D.1.4.1. Estado límite de equilibrio

Se ha comprobado que en todos los nudos se igualen las cargas aplicadas con los esfuerzos de las barras.

##### D.1.4.2. Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales

Se han comprobado a rotura los elementos sometidos a esfuerzos de flexión y axil debidos a las cargas mayoradas.

Para ello, se ha verificado que las disposiciones relativas a las armaduras requeridas por la norma se cumplan para las situaciones de:

- a) Flexión simple o compuesta
- b) Compresión simple o compuesta



## c) Tracci3n simple o compuesta

Asimismo, se han respetado las cuantías geométricas mínimas establecidas por la norma.

En el cálculo de pilares, se han considerado las excentricidades mínimas de la carga en dos direcciones (no simultáneas).

*D.1.4.3. Estado límite de inestabilidad (pandeo)*

En general, se ha evitado el cálculo de segundo orden considerando la estructura como intraslacional y comprobando soporte a soporte a partir del método aproximado de la EHE. Se ha optado por la aproximación de flexión compuesta recta.

*D.1.4.4. Estado límite de agotamiento frente a cortante*

El método general empleado ha sido la modelización de bielas y tirantes explicada en la EHE.

En base a esto, se ha comprobado la resistencia del hormig3n, las armaduras longitudinales y las transversales frente a las sollicitaciones tangentes de cortante producidas por las cargas mayoradas.

Los valores de  $V_{u1}$  y  $V_{u2}$  (esfuerzos cortantes de agotamiento por compresi3n y por tracci3n, respectivamente) se han diferido a partir de las siguientes fórmulas:

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

-en piezas sin armadura de cortante

$$V_{u2} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

-en piezas con armadura de cortante

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Donde:

- $f_{cd}$  es las resistencia de cálculo del hormig3n

- $f_{ck}$  es las resistencia característica del hormig3n

- $b_0$  es el ancho de la pieza

- $d$  es el canto útil

$$-\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (d \text{ en mm})$$

- $\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq 0,02$  es la cuantía geométrica de la armadura longitudinal

$$-V_{cu} = 0,10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

$$-V_{su} = A_{90} \cdot f_{y90,d} \cdot 0,90 \cdot d$$

Se ha supuesto que el ángulo que forman las bielas de compresi3n y el eje de la pieza es  $\theta=45^\circ$ .

En el caso de  $V_{u2}$  se ha omitido la consideraci3n del efecto de armaduras activas.



Las comprobaciones orientadas al cumplimiento del Estado Límite Último de Esfuerzo Cortante han sido las siguientes:

- a) En borde de apoyo:  $V_{rd} \leq V_{u1}$
- b) A una distancia igual a un canto útil del borde de apoyo  $V_{rd} \leq V_{u2}$
- c) El cumplimiento de todas las disposiciones relativas a las armaduras enumeradas en el **apartado 44.2.3.2 de la EHE**.

#### *D.1.4.5. Estado límite de agotamiento por torsión.*

Se ha comprobado la resistencia del hormigón, las armaduras longitudinales y las transversales frente a las sollicitaciones normales y tangenciales de torsión producidas en las barras por las cargas mayoradas. También se han verificado los efectos combinados de la torsión con la flexión y el cortante.

#### *D.1.4.6. Estado límite de punzonamiento*

Se ha comprobado la resistencia a punzonamiento en zapatas, forjados reticulares, losas de forjado y losas de cimentación producido en la transmisión de sollicitaciones a los o por los pilares. No se ha realizado la comprobación de punzonamiento entre vigas y pilares.

### **D.1.5.Estados Límite de Servicio**

En lo que respecta a los Estados Límite de Servicio, deben respetarse los siguientes límites:

- a) Estado Límite de fisuración
- b) Estado Límite de deformación

Para el cumplimiento de tales Estados Límite, deben considerarse las siguientes cuestiones:

#### *D.1.5.1. Estado Límite de Fisuración*

Se han tenido en cuenta las prescripciones de la **norma EHE** en este aspecto. El método propuesto por la misma se refiere a las fisuras causadas por acciones directas o deformaciones impuestas. Otras fisuras, como las debidas al asiento plástico, permanecen fuera de su ámbito.

Las medidas más apropiadas para evitar este tipo de fisuración hay que tomarlas en obra, durante la ejecución, con una puesta y un curado adecuados.

Para cumplir con el E.L.S. de Fisuración, se ha considerado suficiente el cumplimiento de las siguientes limitaciones según el ambiente definido para el proyecto:

Clase de exposición	Fisura máxima
I	0,4 mm
Ila, IIb, H	0,3 mm
IIIa, IIIb, IV, F	0,2 mm
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1 mm

Las armaduras transversales se han diseñado de manera tal que limiten las fisuras producidas por el esfuerzo cortante y el torsor (**arts. 49.3 y 49.4 EHE**).

#### D.1.5.2. Estado Límite de Deformación

Para el cumplimiento de la normativa, el diseño de vigas y losas se ha realizado teniendo en cuenta las limitaciones de las siguientes relaciones de luz/canto:

SISTEMA ESTRUCTURAL	Elementos fuertemente armados (vigas) ( $\rho = A_s / b_0 d = 0,012$ )	Elementos débilmente armados (losas) ( $\rho = A_s / b_0 d = 0,004$ )
Viga simplemente apoyada. Losas uni o bidireccional simplemente apoyada	14	20
Viga continua <sup>1</sup> en un extremo. Losas unidireccional Continua <sup>1,2</sup> en un solo lado	18	24
Viga continua <sup>1</sup> en ambos extremos. Losas unidireccional continua <sup>1,2</sup>	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losa sobre apoyos aislados <sup>3</sup>	16	22
Recuadros interiores en losa sobre apoyos aislados <sup>3</sup>	17	25
Voladizo	6	9

<sup>1</sup> Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.

<sup>2</sup> En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.

<sup>3</sup> En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.



## D.1.6. Soluciones constructivas

### D.1.6.1. Forjados reticulares y losas macizas de forjado

Los forjados reticulares responden a la tipología de losa aligerada de canto constante; con bloques aligerantes perdidos o recuperables (casetones). Las losas de forjado responden a la tipología de placas macizas de canto constante.

Un mismo plano (horizontal o inclinado) puede contar con uno o varios forjados reticulares y/o losas. Un mismo pilar - ábaco puede pertenecer a varios forjados reticulares y/o losas.

#### a) Modelización.

Los forjados reticulares y las losas de forjado se han modelizado como un conjunto de barras de sección constante en dos direcciones ortogonales entre sí. Dichas barras, junto con las del resto de la estructura conforman la matriz de rigidez de la misma. El cálculo de solicitaciones se ha realizado mediante el método matricial espacial de la rigidez, suponiendo una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones, y presentando cada nudo seis grados de libertad, a menos que se opte por la opción de indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano o la consideración del tamaño de los pilares ya comentadas en el apartado 5 de esta Memoria. No se utilizan simplificaciones del tipo 'pórticos virtuales' o 'líneas de rotura'.

Las cargas introducidas en los forjados reticulares y losas se han considerado concentradas en los nudos (puntos de intersección de los nervios de ambas direcciones).

#### b) Nervios (forjados reticulares)

Se ha definido la geometría del nervio como una sección en T mediante una poligonal de 12 vértices. En función de ella, por integración, se han obtenido las características geométricas y mecánicas del mismo:  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $I_z$  y  $A_x$ , equivalentes a las del resto de barras de la estructura. No se consideran características mecánicas diferenciales debidas a proximidad de zunchos o ábacos.

#### c) Ábacos

Se consideran ábacos del mismo canto al del forjado reticular o losa de forjado o de mayor canto que ellos (ábacos resaltados). Se modelizan como un conjunto de barras de sección constante en dos direcciones ortogonales. Si el pilar no coincide con uno de los nudos de la retícula, se han introducido barras ficticias, paralelas a los nervios, que lo unen a los nervios más próximos. Para la definición de sus características geométricas y mecánicas, se han dividido los ábacos, en cada dirección, en bandas colindantes de sección rectangular.

En el caso de ábacos de losas macizas, su rigidez a la torsión es la misma que la del resto de la losa.

#### d) Dimensiones de los diferentes elementos

Las dimensiones de los diferentes elementos vienen fijadas en la norma EHE. Concretamente, se cumplen las mencionadas a continuación.

Nervios (forjados reticulares)



Su ancho mínimo,  $b$ , es

$$b \geq 7 \text{ cm.}$$

$b \geq d/4$ ; siendo 'd' el canto del bloque aligerante

El espesor de la capa de compresión,  $t$ , es

$$t \geq 5 \text{ cm.}$$

Si los nervios carecen de cercos, se debe cumplir:

$d \leq 80 \text{ cm.}$ , siendo 'd' el canto útil del forjado

$a \leq 100 \text{ cm.}$ , siendo 'a' la distancia entre nervios

$a \leq 8 b$ , siendo 'b' el ancho mínimo del nervio

#### e) Comprobación a punzonamiento

Se realiza la comprobación a punzonamiento indicada por el artículo 46. de la Norma EHE con las siguientes salvedades (la nomenclatura utilizada es la indicada por dicha Norma):

No se realiza la comprobación a punzonamiento si al pilar de estudio acometen zunchos de canto superior al canto del ábaco.

No es necesaria armadura de punzonamiento si se verifican:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

siendo

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d}; F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}; \rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}; \xi = 1 + \sqrt{200/d}$$

Es opcional la consideración o no del parámetro  $\beta$  (que reduce la capacidad resistente a punzonamiento de los pilares de medianera y esquina). También es opcional la reducción del la parte del perímetro crítico perpendicular y próxima al borde del forjado.

En ningún caso la resistencia total a punzonamiento,  $N_d$  supera el valor

$$f_{1cd} = 0,30 \cdot f_{cd}.$$

No se considera la incidencia de agujeros próximos a los soportes (opcional, según EHE).

No se consideran los lados del perímetro crítico que disten menos de  $6d$  de un borde, ya sea exterior o interior.

Cuando es necesario colocar armadura a punzonamiento, el programa calcula la armadura de la rama más desfavorable, dimensionando todas las ramas por igual con esta armadura.



Se comprueba la no necesidad de armadura de punzonamiento en un perímetro crítico a distancia  $2 \cdot d$  exterior al armado de punzonamiento (equivale a 4 veces el canto útil del borde del pilar).

f) Criterios de armado

Los criterios considerados en el armado de los forjados reticulares siguen las especificaciones de la **Norma EHE**, así como las especificaciones particulares expuestas en el artículo 56 ("Placas o losas") de la mencionada Norma.

No se utilizan redondos de diámetro superior a la décima parte del canto total del forjado reticular ni de diámetro superior a 25 mm.

No se tiene en cuenta la flexión lateral (flexión en el plano del forjado) en el cálculo del armado, aunque sí el axil (de compresión o tracción) existente.

Se permite, de forma opcional, considerar una redistribución (plastificación) de momentos flectores  $M_z$  en vanos de hasta un 15% del momento negativo, afectando tanto al armado de los nervios como de los ábacos. Esta redistribución se realiza vano a vano de cada nervio de forma independiente. Para la definición de los 'apoyos' (y por tanto los vanos) se utilizan los 'picos' de los momentos negativos de la hipótesis de carga permanente.

Se realizará esta redistribución siempre que el momento máximo positivo sea no menor de  $\frac{1}{4}$  del máximo negativo ni mayor del máximo negativo y existan momentos negativos en ambos extremos (o próximos a cero). No se descenderá la gráfica de aquel extremo en que exista momento positivo.

g) Cálculo del armado de nervios

Se ha considerado un diagrama parábola – rectángulo de respuesta de las secciones, y limitando la profundidad de la fibra neutra en el caso de flexión simple. En el caso de reticulares, el armado se calcula por nervios. En el caso de losas, el armado se calcula con la misma discretización realizada para el cálculo de esfuerzos: en bandas de ancho fijo a las que denominaremos 'nervios' por su similitud con los nervios de un forjado reticular.

h) Armadura base longitudinal (losas de forjado)

En toda la superficie de la losa de forjado se dispone un armado longitudinal en la cara inferior, siendo opcional en la cara superior, y en ambas direcciones. Estará constituido por barras o mallas electrosoldadas de un mismo diámetro y separación (aunque pueden ser diferentes para cada cara y dirección).

La separación entre redondos debe ser menor o igual a 25 cm y a dos veces el canto de la losa. Si no existe armado base superior, estas separaciones mínimas serán respetadas por la armadura longitudinal superior de refuerzo.

La cuantía geométrica mínima total en cada dirección (repartiéndola como 40% en superior y 60% en inferior si existe armado base superior e inferior; o como 100% en inferior en el caso de existir sólo armado base inferior) es, expresadas en tanto por mil de área de la sección de la losa (art. 42.3.5 de EHE):

ACERO B400S: 2.0 ‰

ACERO B500S: 1.8 ‰



Esta armadura base, además de como armadura de reparto, se considera en el cálculo de los refuerzos (tanto como armadura de tracción como de compresión).

Armadura longitudinal de refuerzo de nervios

El armado longitudinal de nervios se dispone exclusivamente en una capa de redondos, respetándose la limitación de Norma sobre distancia entre ellos: 1,25 veces el tamaño máximo del árido, 2 cm. para redondos de diámetro menor de 20 mm. y un diámetro para el resto. No se consideran grupos de barras. Un tercio de la armadura inferior máxima de cada nervio se prolonga en toda su longitud. Para este armado se considera como nervio una alineación de nervios entre bordes exteriores o interiores (debidos a huecos) del forjado.

Como armadura de negativos mínima en los bordes de los forjados y losas se coloca, al menos, un armado constituido por barras cuya separación sea como máximo la máxima permitida por normativa (25 cm o dos veces el canto de la losa, según EHE) y con una cuantía, en cm<sup>2</sup>/m, de al menos 0,025·d, siendo 'd' el canto útil de la losa en centímetros. La longitud de dichos redondos será de al menos 2 veces el canto de la losa. Esta armadura no será necesaria si el forjado o losa dispone de una armadura base superior. Esta armadura podría sustituirse por el armado transversal de los zunchos de borde, aunque no se realiza de forma automática.

En el caso de forjados reticulares, el armado longitudinal del nervio existente en la sección límite nervio - ábaco, se prolonga en toda la longitud del ábaco.

En el caso de reticulares, se comprueba la cuantía geométrica mínima de tracción indicada por la normativa (art. 42.3.5 de EHE), considerándolos a estos efectos como vigas de sección rectangular de ancho el ancho de cortante ( $b_w$ ) y canto el del forjado.

i) Armadura transversal

En el caso de que sea necesaria armadura transversal, se cumplen las separaciones mínimas impuestas por EHE. Dicha armadura transversal se realiza mediante cercos ortogonales a la directriz del nervio. Las ramas laterales toman la inclinación respecto a la horizontal 'g' inicial de los paramentos laterales del nervio (la inclinación del lado lateral inferior del polígono que define la geometría del nervio). En cada barra de la retícula, la armadura transversal es constante.

Se cumple que la contribución de la armadura transversal a la resistencia del esfuerzo cortante,  $V_{su}$ , es:

$$V_{su} = \sum (A_s \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \text{sen}(\theta))$$

donde

- $A_s$ : Sección, por unidad de longitud, según un plano horizontal, de las armaduras transversales que atraviesan dicho plano.



- $f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura transversal, no mayor de 400 MPa.

- $d$ : Canto útil.

- $\theta$ : Ángulo que forman las ramas con la dirección perpendicular al plano del forjado.

El ancho eficaz,  $b_w$ , es:

-El ancho mínimo del nervio si la sección considerada está solicitada con momentos positivos.

-El ancho del nervio, a una altura desde el borde inferior del mismo ' $d/4$ ', si la sección está solicitada con momentos negativos, siendo ' $d$ ' el canto útil de la sección.

j) Cálculo del armado de ábacos

Los ábacos de forjados reticulares, y los ábacos resaltados de forjados reticulares, losas macizas y de cimentación, cuentan con armadura longitudinal en ambas direcciones y caras.

Se calcula por separado el armado longitudinal en las dos direcciones.

Para el cálculo del armado se considera la sección completa del ábaco, (ancho del ábaco por canto del ábaco) teniendo en cuenta el sumatorio de solicitaciones de toda la sección. Se considera la contribución del armado longitudinal de los nervios (que como queda dicho, se prolonga en el interior de los ábacos). Dicho armado, se suplementa, si es necesario, mediante refuerzos, dispuestos en ambas direcciones y tanto en la cara superior como la inferior. En los cuatro casos, los refuerzos se disponen equidistantes entre sí y en toda la superficie del ábaco.

Si en el ábaco existen zunchos de canto superior al del ábaco, no se consideran los esfuerzos ni el armado del zuncho para el cálculo del armado del ábaco.

Si en el ábaco existen zunchos del mismo o menor canto que el ábaco, sus esfuerzos serán resistidos por la armadura del ábaco. Si además dichos zunchos son de sección predefinida, su armadura será tenida en cuenta en el cálculo del armado del ábaco.

La separación entre redondos debe ser menor o igual a 25 cm. La cuantía geométrica mínima total en cada dirección (superior más inferior) es:

-ACERO B400S: 2.0 ‰

-ACERO B500S: 1.8 ‰

Cuantías expresadas en tanto por mil de área de la sección del ábaco. Además, en cada cara (superior e inferior) existe una cuantía mínima de un tercio de la mencionada. En todo caso, existe un armado mínimo consistente en barras del diámetro mínimo que fijado y separadas 25 cm.

En el caso de que un ábaco sea común a más de un forjado reticular o losa (con direcciones de nervios diferentes), se considera un armado en cada cara (superior e inferior) constituido por redondos del mismo diámetro y a la misma separación en dos direcciones ortogonales.



El anclaje de la armadura superior se realiza en prolongación recta, y el de la armadura inferior con barras dobladas, aunque las barras inferiores que coincidan con los nervios pueden anclarse en prolongación recta.

**Armadura transversal de ábacos**

La armadura transversal de ábacos (armadura de punzonamiento) es opcional (Ver LISTADO DE OPCIONES). Si no se desea armado de punzonamiento, se invalidan los ábacos que la precisen. La armadura de punzonamiento se dispone mediante barras longitudinales y cercos verticales en las dos direcciones de los nervios. Conforman, en cada dirección, una 'jaula' de anchura la del soporte y de longitud no mayor a la del ábaco ni menor a  $2d$  contado desde la cara del soporte. El primer cerco se dispone a una distancia de  $0,5d$  del soporte. El resto, se disponen separados una misma distancia que es menor de  $0,75d$  (en todos los casos, 'd' es el canto útil del ábaco).

Cuando es necesario colocar armadura a punzonamiento, el programa calcula la armadura de la rama más desfavorable, dimensionando todas las ramas por igual con esta armadura.

Si existen en el ábaco zunchos de canto superior al del ábaco, no se realiza la comprobación a punzonamiento del ábaco. Se considera que el punzonamiento se transforma en cortante que es asumido por los estribos del o los zunchos.

**Cálculo del armado de zunchos**

Tanto para zunchos de borde como interiores, se distinguen dos casos:

- A.** El canto del zuncho es menor o igual al máximo canto de los forjados o losas a los que pertenece.
- B.** El canto del zuncho es mayor al máximo canto de los forjados o losas a los que pertenece.

Si un ábaco o un zuncho están en el límite de una losa y un forjado reticular, a efectos del armado se supone que pertenecen al forjado reticular.

El armado longitudinal se calcula para la combinación de esfuerzos (axiles y flectores) en las secciones del zuncho no embebidas en un ábaco (caso de zunchos de tipo 'A' pertenecientes a forjados reticulares) o en toda su longitud (caso de zunchos de tipo 'B' o pertenecientes a losas de forjado).

El armado transversal se calcula para la combinación de esfuerzos (cortantes y torsores) en las secciones del zuncho no embebidas en un ábaco (zunchos de tipo 'A') o en toda su longitud (zunchos de tipo 'B').



## E. CIMENTACIÓ



ACREDITADO POR ENAC

## E.1. GENERALIDADES

El sistema estructural tendrá una cimentación de bataches de hormigón armado bajo pilares de hormigón armado, anclándose estos un mínimo de 6 metros en el estrato resistente (capa C), excepto los pilares A10 y A14 que se anclaran 7m en el estrato C.

El terreno situado en el solar se conoce a través del proyecto del estudio geotécnico con nº 1125-0506, realizado por la empresa SONDGEA-Sondeos y Geotecnia Aplicada con fecha 15 de Junio de 2006.

El terreno está situado en la población de Sabadell, la comarca del Vallés Occidental, dentro de la unidad Depresión del Vallès.

El Vallès constituye una depresión que tiene una extensión en dirección SO-NE, paralela a la costa del Mediterráneo. Sus límites naturales són, en oriente la Serralada Litoral Catalana, i a poniente la Serralada Prelitoral Catalana.

Los sedimentos neogénicos que se encuentran en el área estudiada corresponden al Mioceno, predominantemente compuestos por facias continentales. En líneas generales, la disposición sedimentaria y tectónica tiene un buzamiento bastante constante hacia de NO con una inclinación que raramente supera los 15°, aunque al acercarnos a la Serralada Prelitoral, estos buzamientos son variables y la serie se encuentra tectonizada.

En los sondeos realizados, y en la vertical de estos, diferenciamos los siguientes niveles geotécnicos;

### Capa R: Relleno

Se trata de un material de relleno de 15 a 20cm de espesor, constituida por arenas y gravas pequeñas de litologías distintas con un poco de arcilla. Presenta una tonalidad clara y una compacidad densa. Por debajo de este primer subnivel encontramos otros materiales de relleno antrópico principalmente en el sector Norte de la parcela. En este sector encontramos arcillas de color marrón oscuro con tonalidades grises, ricas en arenas y gravas pequeñas de pizarra, cuarzo, restos orgánicos, etc... Tiene una consistencia rígida y humedad baja. En el resto del terreno, a excepción de la zona Sur de la parcela encontramos unos materiales muy semejantes a los naturales de la zona. Son materiales arcillosos y limosos de color marrón oscuro o con tonalidades claras debido a la presencia de carbonato cálcico presente en forma de ramificaciones y/o nódulos.



### Capa A:

Formada por una mezcla de arcillas limosas con porcentajes de arena muy variable y con tonalidades entre marrones a marrones rojizos, y localmente, de color marrón claro debido a la presencia en gran cantidad de carbonato cálcico. Tiene una humedad baja y una consistencia muy rígida, llegando a profundidades aproximadas de entre 2,5 a 3,8 metros.

### Capa B:

Es un nivel intercalado a la capa A y está formado por una arcilla limosa de color marrón a marrón claro un poco anaranjada debido a la gran cantidad de carbonato cálcico presente en forma de nódulos y ramificaciones. Presenta una humedad media y una consistencia rígida.

### Capa C

Se detecta por debajo de la capa A i B, con un espesor comprobado superior a 5,5 metros aunque por datos de la geología regional y sondeos cercanos a la zona se conoce que el espesor de esta capa es superior a la quinzena de metros. Está formada por una mezcla de materiales detríticos cuaternarios con una distribución muy aleatoria. Dentro de esta capa predomina una mezcla de gravas heterométricas de diámetro igual o inferior a los 2-3cm con arena media y matriz arcillosa de color marrón. Tiene una humedad baja y una compacidad densa a muy densa. Aunque con los sondeos efectuados no detectan ningún nivel semicementado se conoce que esta capa puede presentar zonas cementadas con un grado muy variable, presentándose problemas de ripabilidad.

### Hidrogeología

No se ha detectado la presencia de nivel freático o restos de aguas colgadas. Esto no implica que no se pueda desarrollar un nivel, colgar los materiales más granulares o circulaciones de agua entre límites estratigráficos en condiciones de pluviometría alta así como la aparición de agua en la perforación, no detectada durante la ejecución de los ensayos, debido a la baja permeabilidad y/o permisividad del terreno.

Así pues, la presencia de niveles lenticulares y/o canaliformes con mayor presencia de materiales granulares, rodeados de materiales arcillosos (impermeables), favoreciendo la hipótesis de encontrar aguas colgadas relacionadas con el régimen pluviométrico y la estación del año.

Durante la ejecución se comprobará la coincidencia de las previsiones del estudio geotécnico con la realidad, especialmente respecto a la uniformidad del estrato de la cimentación.



Cualquier modificación de las características del proyecto tendrá que ser consultada a la Dirección Facultativa, y aprobada por ésta.



## E.2. BASES DE CÁLCULO

El Código Técnico de la Edificación, en su Documento Básico DB-SE Bases de Cálculo establece los principios y requisitos relativos a la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio proyectado, así como la aptitud al servicio, incluyendo su durabilidad. De acuerdo con el mismo, denominaremos capacidad portante a la aptitud del edificio para asegurar la estabilidad del conjunto y la resistencia necesarios, intrínsecamente relacionado con los Estados Límite Últimos. La aptitud al servicio, por su parte, es la que asegura el funcionamiento de la obra, el confort de los usuarios y la que mantiene el aspecto visual, y se relaciona con los Estado Límite de Servicio.

El comportamiento de la cimentación se ha comprobado frente a capacidad portante (Estados Límite Último) y frente a su aptitud al servicio (Estado Límite de Servicio).

Las situaciones de dimensionado se han clasificado en:

- Persistentes, referidas a las condiciones normales de uso.
- Transitorias, referidas a unas condiciones aplicables durante un corto periodo, como la ausencia de drenajes durante la construcción.
- Extraordinarias, incluido el sismo.

### E.2.1. Estados límite y variables básicas

#### E.2.1.1. Estados límite últimos

Además de los considerados en el apartado 3.2.1 del DB-SE-Bases de cálculo, se han tenido en cuenta los siguientes:

- Estabilidad.
- Resistencia.
- Capacidad estructural.

#### E.2.1.2. Estados límite de servicio

En lo que respecta a estados límite de servicio para las cimentaciones, de acuerdo con el DB-SE Cimientos se han considerado:

- Los movimientos excesivos de la cimentación que puedan inducir esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura que soportan.
- Las vibraciones que al transmitirse a la estructura puedan producir falta de confort en las personas o reducir la eficacia funcional.
- Los daños o el deterioro que puedan afectar negativamente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

#### E.2.1.3. Variables básicas

Se aportan como variables básicas para la modelización del comportamiento de la estructura, aparte de las acciones:



-El modelo geotécnico, con los niveles freáticos y las características del terreno adaptadas a cada estado límite en el cálculo. En el apartado **E.2.3.Tipo de construcción y grupos de terreno** se detallan los datos correspondientes a este punto extraídos del estudio geotécnico (ver *¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.*).

-Las características de los materiales.

-Los datos geométricos tales como cotas y pendientes del terreno, niveles de excavación, etc.

## E.2.2.Verificaciones basadas en coeficientes parciales. Combinaciones

### E.2.2.1. Estados límite Últimos

Los valores de cálculo que deben tomarse en cuenta para las acciones se han calculado de acuerdo a la fórmula:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left( \gamma_F \cdot F_{repr}, \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right)$$

Donde:

- $E_d$  es el valor de cálculo de las acciones.

- $\gamma_E$  es el coeficiente parcial de efecto de las acciones.

- $\gamma_F$  es el coeficiente parcial de las acciones.

- $\gamma_M$  es el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales.

- $F_{repr}$  es el valor representativo de las acciones que intervienen en la situación de dimensionado a considerar.

- $X_K$  es el valor característico de los materiales

- $a_d$  es el valor de cálculo de los datos geométricos.

En cuanto al valor de cálculo de la resistencia del terreno, lo determinaremos por medio de la expresión:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left( \gamma_F \cdot F_{repr}, \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right)$$

Donde:

- $\gamma_R$  es el coeficiente parcial de resistencia.

Para ambos casos, el DB facilita la siguiente tabla de coeficientes parciales:



**Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales para elementos de cimentación y contención**

Situación de dimensionado	Tipo Estado Límite	Materiales		Acciones	
		$\gamma_R$	$\gamma_M$	$\gamma_E$	$\gamma_F$
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 <sup>(1)</sup>	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 <sup>(2)</sup>	1,0	1,0	1,0
	Vuelco <sup>(2)</sup>				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 <sup>(3)</sup>	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- <sup>(4)</sup>	- <sup>(4)</sup>	1,6 <sup>(5)</sup>	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 <sup>(6)</sup>	1,0	1,0
	Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1	1,0	0,6 <sup>(7)</sup>	1,0
	Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 <sup>(7)</sup>	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0
Extraordinaria	Hundimiento	2,0 <sup>(8)</sup>	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,1 <sup>(2)</sup>	1,0	1,0	1,0
	Vuelco <sup>(2)</sup>				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,2	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,2	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- <sup>(4)</sup>	- <sup>(4)</sup>	1,0	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	2,3	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	2,3	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1,0	1,0	0,8	1,0
	Modelo de Winkler	1,0	1,0	0,8	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,2	1,0	1,0

**Notas:**

<sup>(1)</sup> En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hinca con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga, el valor adoptado es 2,0.

<sup>(2)</sup> De aplicación en cimentaciones directas y muros.

<sup>(3)</sup> En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se ha considerado el empuje pasivo.

<sup>(4)</sup> Los correspondientes de los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la instrucción EHE.

<sup>(5)</sup> Se ha aplicado a elementos de hormigón estructural cuyo nivel de ejecución es intenso o normal, según la Instrucción EHE. En los casos en los que el nivel de control de ejecución es reducido, el coeficiente  $\gamma_E$  adoptado, para situaciones persistentes o transitorias, es 1,8.

<sup>(6)</sup> El coeficiente  $\gamma_M$  será igual a 2,0 al no existir edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la pantalla.

<sup>(7)</sup> Afecta al empuje pasivo.

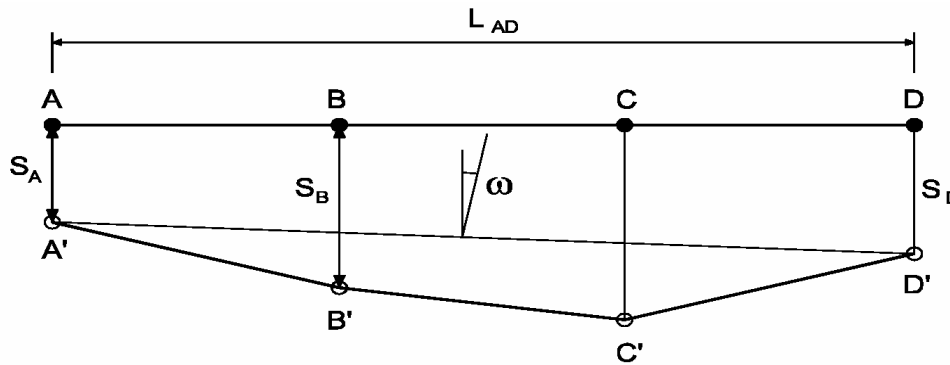
<sup>(8)</sup> En pilotes, se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas; para métodos basados en pruebas dinámicas de hinca con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga, se ha tomado 1,5.



E.2.2.2. *Estados Límite de Servicio*

Se han empleado los siguientes parámetros a verificar para estados límite, definidos en el gráfico:

- Asentamientos,  $s$
- Asentamientos diferenciales,  $\delta s$
- Distorsión angular,  $\beta$
- Inclinación respecto a la vertical,  $\omega$
- Desplazamiento horizontal,  $x$
- Desplazamiento horizontal diferencial,  $\delta x$
- Distorsión horizontal,  $\varepsilon$
- Vibraciones de corta duración
- Vibraciones estacionarias



En base a estos parámetros se ha verificado:

- El movimiento de la cimentación, en base al tipo de estructura y materiales del edificio.
- La distribución de cargas
- El proceso constructivo y el uso final.
- Que en ningún caso la distorsión angular sobrepase los límites de la tabla siguiente:

Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular  $\beta$

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



-Que las vibraciones de corta duración se mantengan entre los límites prescritos en las tablas 2.4 y 2.5 del DB-SE Cimientos que aquí adjuntamos:

**Tabla 2.4. Valores de referencia para el valor pico de la vibración del terreno en su mayor componente frente a vibraciones de corta duración (UNE 22-381-93)**

Clase de edificio	Frecuencia principal (Hz)		
	2-15	15-75	>75
	Velocidad [mm/s]	Desplazamiento <sup>(1)</sup> [mm]	Velocidad [mm/s]
Edificios y naves industriales ligeras con estructuras de hormigón armado o metálicas.	20	0,212	100
Edificios de viviendas y otros similares en su construcción y/o en su utilización.	9	0,095	45
Edificios especialmente sensibles a las vibraciones.	4	0,042	20

**Tabla 2.5. Valores de referencia para la velocidad de vibración (mm/s) de las cimentaciones frente a vibraciones de corta duración**

Clase de edificio	Cimientos			Nivel del techo del piso mas alto habitable	Forjados o Techos
				Vibraciones horizontales en dos direcciones	Vibración vertical en el centro
	Valor máx de las 3 componentes del vector velocidad			Todas las frecuencias	Todas las frecuencias
	Frecuencias				
<10 Hz	10 a 15 Hz	50 a 100 Hz			
Edificios utilizados para actividades industriales y edificios industriales	20	20 a 40	40 a 50	40	20
Edificios de viviendas y otros similares. Edificios con enlucidos	5	5 a 15	15 a 20	15	
Edificios espacialmente sensibles a las vibraciones	3	3 a 8	8 a 10	8	

### E.2.3. Tipo de construcción y grupo de terreno

En base al CTE se establecen las siguientes tablas con las que se clasifican tipos de construcción y grupos de terreno:

**Tabla 3.1. Tipo de construcción**

Tipo	Descripción <sup>(1)</sup>
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m <sup>2</sup>
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

(1)En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.



**Tabla 3.2. Grupo de terreno**

Grupo	Descripción	
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.	
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.	
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos:	
	a)	Suelos expansivos
	b)	Suelos colapsables
	c)	Suelos blandos o sueltos
	d)	Terrenos kársticos en yesos o calizas
	e)	Terrenos variables en cuanto a composición y estado
	f)	Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m
	g)	Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos
	h)	Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades
	i)	Terrenos con desnivel superior a 15°
	j)	Suelos residuales
k)	Terrenos de marismas	

En función a esto, nuestro edificio se inscribiría dentro del tipo de construcción C-0, grupo de terreno T-1.



### E.3. ACCIONES A CONSIDERAR

De acuerdo con el DB-SE Cimientos se ha realizado la distinción de las acciones entre aquellas que actúan sobre el edificio y las geotécnicas que se transmiten o generan a través del terreno en que se apoya.

#### E.3.1. Acciones sobre el edificio

Véanse los criterios del capítulo **B. ACCIONES A CONSIDERAR** de esta memoria.

#### E.3.2. Acciones del edificio sobre la cimentación

Tanto para situaciones persistentes y transitorias como para extraordinarias, se han tomado los siguientes valores de coeficientes parciales de seguridad:

-Efecto favorable:  $\gamma=0$

-Efecto desfavorable:  $\gamma=1$

Las formulas respectivas para las combinaciones son las mismas que para el resto del edificio (ver apartado *¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.. ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.*).

#### E.3.3.-Acciones geotécnicas sobre la cimentación

Para cada situación de dimensionado se han tenido en cuenta los valores representativos de:

- Las acciones actuantes directamente sobre el terreno y que, por proximidad, pudieran afectar a la cimentación.
- Las cargas y empujes debidos al peso propio del terreno.
- Las acciones del agua existente en el interior del terreno.

## E.4. CIMENTACIONES DIRECTAS

### E.4.1. Bases de cálculo

#### E.4.1.1. Concepto de hundimiento

En un cimiento, la aplicación de una carga vertical creciente  $V$ , da lugar a un asiento creciente. Las diversas formas que pueden adoptar las curvas presión – asiento dependen en general de la forma y tamaño de la zapata, de la naturaleza y resistencia del suelo y de la carga aplicada (tipo, velocidad de aplicación, frecuencia, etc.).

La carga  $V$  para la cual se alcanza el hundimiento es función de la resistencia al corte del terreno, de las dimensiones y forma de la cimentación, de la profundidad a la que está situada, del peso específico del terreno y de las condiciones del agua subálvea.

#### E.4.1.2. Rigidez relativa terreno-estructura. Esfuerzos sobre los elementos de cimentación

La transmisión de las cargas del edificio al terreno plantea un complejo problema de interacción entre los tres elementos implicados: estructura, cimentación y terreno. Los principales factores a considerar en dicho proceso de interacción han sido el tipo y características del terreno, la forma y dimensiones de la cimentación y la rigidez relativa terreno-estructura y terreno-cimentación.

Aparte de la rigidez de la cimentación, la propia rigidez de la estructura a cimentar inducirá también restricciones al movimiento y a la respuesta asociada del terreno. En el caso más general, cuando el terreno tiende a asentar por efecto de la presión aplicada, la estructura redistribuirá sus esfuerzos, modificando a su vez las solicitaciones sobre los cimientos y el terreno.

La situación de equilibrio final dependerá por tanto de la rigidez relativa del conjunto terreno - cimiento - estructura.

En la actualidad no se dispone de métodos analíticos que permitan determinar con exactitud las cargas de estructura y su redistribución en función de la respuesta del terreno y los esfuerzos sobre los cimientos correspondientes al equilibrio final.

Salvo en los casos en que tanto la estructura como la cimentación se consideren rígidas, los esfuerzos en zapatas corridas, emparrillados y losas de cimentación se han evaluado teniendo en cuenta los fenómenos de interacción terreno-estructura.

#### E.4.1.3. Modelos de interacción

Para casos sencillos y habituales, en general para los edificios de tipo C-0, C-1 y C-2 y grupo de terreno T1 y T2, se han empleado métodos basados en el modelado del terreno por medio de coeficientes de balasto, sistema éste que, aunque sujeto a limitaciones, cuenta con una amplia experiencia práctica.

Para aquellas situaciones en las que las características del terreno o la estructura resulten especialmente complejas (en el sentido de no ajustarse a la práctica



habitual), se ha optado por emplear métodos avanzados incorporando modelos de comportamiento del terreno más acordes con la realidad.

Para situaciones en las que el terreno resultaba heterogéneo en sentido horizontal, se han empleado herramientas de cálculo que permitieran introducir módulos de balasto variables capaces de reproducir dicha heterogeneidad.

En el estado actual del conocimiento la obtención de parámetros de deformabilidad del terreno y la estimación de asentos están sujetas a incertidumbres considerables. Para edificios de categorías C-3 y C-4 se han llevado a cabo análisis de sensibilidad con el fin de estudiar la influencia en el dimensionado final de posibles desviaciones de los parámetros característicos seleccionados.

#### *E.4.1.4. Presión admisible y de hundimiento*

De acuerdo con el DB-SE se han utilizado los siguientes términos en cuanto a la identificación de las presiones en relación con los principios clásicos de la mecánica del suelo:

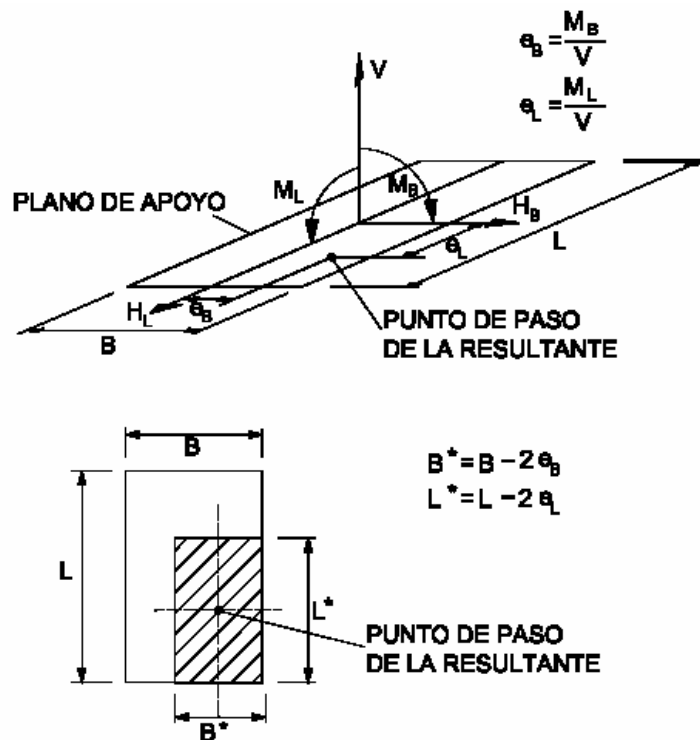
- a) Presión total bruta ( $q_b$ ): Es la presión vertical total que actúa en la base del cimiento, definida como el cociente entre la carga total actuante, incluyendo el peso del cimiento y aquello que pueda gravitar sobre él, y el área equivalente del cimiento.
- b) Presión efectiva bruta ( $q'_b$ ): Es la diferencia entre la presión total bruta y la presión intersticial de equilibrio, ( $u$ ), al nivel de la base del cimiento;
- c) Presión total neta ( $q_{neta}$ ): Es la diferencia entre la presión total bruta ( $q_b$ ) y la presión vertical total existente en el terreno ( $q_0$ ) al nivel de la base del cimiento (sobrecarga que estabiliza lateralmente el cimiento). La presión total neta ( $q_{neta}$ ) es, por tanto, el incremento de presión vertical total a que se ve sometido el terreno por debajo del cimiento debido a las cargas de la cimentación;
- d) Presión efectiva neta ( $q'_{neta}$ ): Es la diferencia entre la presión efectiva bruta ( $q'_b$ ) y la presión efectiva vertical ( $q'_0$ ) al nivel de la base del cimiento, debida a la sobrecarga. La presión total neta es igual a la efectiva neta.
- e) Presión vertical de hundimiento ( $q_h, q'_h$ ): Es la resistencia característica del terreno  $R_k$  para el estado límite último de hundimiento. Puede expresarse en términos de presiones totales o efectivas, brutas o netas;
- f) Presión vertical admisible ( $q_{adm}, q'_{adm}$ ). Es el valor de cálculo de la resistencia del terreno ( $R_d$ ). Puede expresarse en términos de presiones totales o efectivas, brutas o netas.
- g) Presión vertical admisible de servicio ( $q_s, q'_s$ ): Es la presión vertical admisible de una cimentación teniendo en cuenta no sólo la seguridad frente al hundimiento, sino también su tolerancia a los asentos. Es por tanto igual o menor que la presión vertical admisible. Puede expresarse en términos de presiones totales o efectivas, brutas o netas.

En cimentaciones sobre todo tipo de suelos la presión admisible o valor de cálculo de la resistencia del terreno  $R_d$  se ha determinado mediante la expresión:

$$R_d = \frac{R_d}{\gamma_R}$$

**E.4.1.5. Área equivalente de un cimiento**

El área equivalente de un cimiento es la máxima sección cobaricéntrica con la componente vertical de la resultante de la sollicitación en la base del cimiento.



Para cualquier situación de dimensionado donde existiera excentricidad de la resultante de las acciones respecto al centro geométrico del cimiento, se han realizado las comprobaciones pertinentes de los estados últimos de hundimiento, adoptando un cimiento equivalente de las siguientes dimensiones:

- a) Ancho equivalente,

$$B^* = B - 2 \cdot e_B$$

- b) Largo equivalente,

$$L^* = L - 2 \cdot e_L$$



Donde:

- B y L son las dimensiones reales de la zapata.
- e<sub>B</sub>, e<sub>L</sub> son las excentricidades según las dos direcciones ortogonales de la zapata, supuesta de sección rectangular en planta.

Los cimientos no rectangulares se han asimilado a otros parecidos conservando la misma superficie y el mismo momento de inercia respecto al eje del momento resultante.

Calculadas esas dimensiones equivalentes se ha obtenido el valor de la presión total bruta media, definida por:

$$q_b = \frac{V}{B^* \cdot L^*}$$

Donde:

- V es la componente vertical de la resultante de las acciones en la base del cimiento, incluyendo el peso de éste y de aquello que gravite libremente sobre él.

En zapatas rectangulares, cuando la excentricidad de la resultante fuera menor de 1/20 del lado respectivo, se ha tomado como sección equivalente la sección real.

En los casos en los que se han incluido elementos estructurales destinados a centrar la resultante de las acciones (vigas centradoras, tirantes, contribución de forjados, etc.), el área equivalente de la cimentación se ha calculado como la definida por sus dimensiones reales en planta.

El predimensionado de las zapatas combinadas se ha establecido de forma que el cimiento pueda ser analizado como rígido, hipótesis que permite considerar una tensión uniforme sobre el terreno, tanto en las zonas alejadas de los pilares como en su proximidad.

Las condiciones de rigidez que cumplen las dimensiones de las zapatas combinadas son las siguientes:

Vuelos:

$$v \leq \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}}$$

Vano central:

$$l \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}}$$

donde,

- l la luz del vano (máxima) entre pilares;
- v vuelo (máximo) en la dirección longitudinal y transversal;
- B el ancho de la zapata (dirección transversal);
- E<sub>c</sub> el módulo de deformación del material de la zapata representativo del tipo de carga y su duración;



- $I_c$  el momento de inercia de la zapata en un plano vertical, transversal (perpendicular al plano de alineación de pilares), respecto a la horizontal que pasa por su centro de gravedad;

- $k_{sB}$  el módulo de balasto de cálculo, representativo de las dimensiones del cimiento.

También se ha determinado, para cada situación de dimensionado, el ángulo “ $\delta$ ” que mide la desviación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical, así como sus componentes según dos direcciones ortogonales:

$$\tan \delta = \frac{H}{V}$$

$$\tan \delta_B = \frac{H_B}{V}$$

$$\tan \delta_L = \frac{H_L}{V}$$

Donde:

-H es la componente horizontal de la resultante de las acciones.

- $H_B$  y  $H_L$  son las componentes de H en dos direcciones ortogonales.

#### E.4.1.6. Coeficiente de balasto

El método de cálculo utilizado se basa en la hipótesis de que si ‘ $\sigma$ ’ es la presión transmitida en un punto por el cimiento al suelo, el asiento ‘ $y$ ’ producido está ligado a ‘ $\sigma$ ’ por la relación

$$y = \frac{\sigma}{K}$$

donde

-‘K’ es el módulo de balasto y tiene dimensiones de fuerza por unidad de volumen.

La determinación de ‘K’ se realiza por métodos experimentales, generalmente mediante ensayos de carga con placa. Sin embargo, el dato obtenido para un mismo suelo depende de numerosos factores (forma y tamaño de la placa, presión ejercida, velocidad y repetitividad de la aplicación de la carga, etcétera).

Por tanto, se ha adaptado (modificándolo) el valor de ‘K’ obtenido en ensayo a la estructura objeto de esta memoria.

Las expresiones que permiten esta adaptación son totalmente experimentales, y por tanto, aproximadas. Por ejemplo, en el CTE DB SE-C se proponen las siguientes:

La conversión del módulo para placa de 30 cm,  $k_{sp30}$ , o placa de 60 cm,  $k_{sp60}$ , al coeficiente de referencia,  $k_{sB}$ , se puede obtener mediante las siguientes expresiones:

Zapata cuadrada de lado B (en metros) y terreno cohesivo:



$$k_{sB} = k_{sp30} \frac{0,3}{B}$$

$$k_{sB} = k_{sp60} \frac{0,6}{B}$$

Zapata cuadrada de lado B (en metros) y terreno granular:

$$k_{sB} = k_{sp30} \left( \frac{B+0,3}{2 \cdot B} \right)^2$$

$$k_{sB} = k_{sp60} \left( \frac{B+0,3}{2 \cdot B} \right)^2 \cdot \left( \frac{2 \cdot 0,6}{0,6+0,3} \right)^2$$

Zapata rectangular de lados B y L, con L > B:

$$k_{sBL} = k_{sB} \left( 1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right)$$

En el caso de losas de cimentación, 'b' no es el lado de la losa, sino el tamaño de la losa, alrededor de los pilares, que es eficaz a la hora de transmitir presiones al terreno. En los casos habituales puede tomarse entre ½ y ¼ de la distancia media entre pilares.

Para otros casos de terrenos estratificados en los cuales el ensayo de carga con placa no es totalmente fiable, se han adoptado parámetros de deformabilidad más representativos.

#### E.4.1.7. Capacidad portante del terreno

Para el cálculo de la cimentación superficial sobre la Capa A, se ha considerado la tensión admisible siguiente para zapata cuadrada:

$$Q_{ad} = 2,50 \text{ kg/cm}^2$$

#### E.4.2. Estados Límite Último

De acuerdo con la norma, los estados límite último que siempre habrán de verificarse para las cimentaciones directas, son:

- Hundimiento;
- Deslizamiento;
- Vuelco;
- Estabilidad global;
- Capacidad estructural del cimient.



La verificación de estos estados límite para cada situación de dimensionado se realizó utilizando las expresiones:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \text{ en vuelco}$$

$$E_d \leq R_d, \text{ para la resistencia del terreno}$$

Asimismo, se emplearon los coeficientes de seguridad parciales para la resistencia del terreno y para los efectos de las acciones del resto de la estructura sobre la cimentación definidos en la **tabla 2.1**.

#### *E.4.2.1. Capacidad estructural del cimiento. Zapatas*

Considerando los aspectos referentes a zapatas recogidos en la Norma EHE, se han realizado las siguientes comprobaciones:

- a) Comprobación a punzonamiento y cortante de zapatas simples.

La Norma EHE define la sección de cálculo S2, situada a una distancia 'd' de la cara del pilar, y que tiene en cuenta la sección total del elemento de cimentación, donde d es el canto útil de la zapata. Dichos valores se miden según la dirección en la que se realicen las comprobaciones. En la comprobación a cortante se verifica que el cortante existente en la sección S2 es menor o igual a  $V_{u2}$  (cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura transversal). En la comprobación a punzonamiento se verifica que la tensión tangencial producida por el cortante en un perímetro crítico situado alrededor del pilar y a una distancia 2·d de su cara no supera la máxima tensión tangencial  $\tau_{rd}$ .

- b) Comprobación a flexión de zapatas simples.

En la Norma EHE se define la sección de cálculo S1, situada a 0,15b, interior a la cara del pilar de lado b, para pilares de hormigón mientras que para pilares de acero se toma como referencia la sección en la cara del pilar. El cálculo de la armadura a flexión se realiza en dicha sección y de manera que no sea necesaria la armadura de compresión. La armadura mínima colocada cumple una separación máxima entre barras de 30 cm. y la siguiente cuantía geométrica mínima de la sección de hormigón.

- c) Criterios de armado de zapatas tipo M o de hormigón en masa.

Se dimensiona el canto para que exista en la base de la zapata una máxima tensión de tracción igual a la máxima tensión de cálculo del hormigón a flexo tracción, a efectos de que no sea necesaria la colocación de armadura. Se coloca no obstante una armadura mínima recomendada a efectos de redistribución de esfuerzos en la base, compuesta por barras separadas 30 cm.

- d) Comprobación de punzonamiento de zapatas tipo M.

Se comprueba que la tensión tangencial resistida por un perímetro definido a distancia h/2 de la cara del pilar no sea mayor de  $2 \cdot f_{ctd,fl}$ , donde  $f_{ctd,fl}$  es la resistencia de cálculo del hormigón a flexotracción, de valor:



$$f_{ctd,fl} = \frac{0,37}{\gamma_c} \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

donde  $f_{ck}$  es la resistencia característica del hormigón, en MPa.

e) Comprobación a cortante de zapatas tipo M.

Se comprueba que la tensión tangencial resistida por una sección paralela a cada uno de los lados y a distancia  $h$  de la cara del pilar, no es mayor que la resistencia de cálculo del hormigón a flexotracción, donde  $f_{ctd,fl}$  tiene el valor definido anteriormente.

f) Para el cálculo de la flexión longitudinal de zapatas combinadas se considera el modelo de viga apoyada en los pilares, con vano central y dos voladizos, según el caso, determinándose las armaduras longitudinales superior e inferior. Las cuantías geométricas mínimas consideradas en cada dirección (superior más inferior) son, en relación a la sección de hormigón (EHE Art.42.3.5):

B 400 S	2,0 ‰
B 500 S	1,8 ‰

Para el cálculo de la sección transversal, la zapata se divide en cinco tramos, definidos al considerar un área delimitada al valor de un canto a cada lado de los pilares.

-Tramo 1: se extiende desde el borde de la zapata hasta una línea separada a un canto del primer pilar.

-Tramo 2: es el área situada debajo del primer pilar, de ancho dos veces el canto de la zapata.

-Tramo 3: es el área comprendida entre los dos pilares, de ancho su separación menos dos veces el canto de la zapata.

-Tramo 4: se sitúa debajo del segundo pilar, teniendo como ancho dos veces el canto de la zapata.

-Tramo 5: es el tramo comprendido entre una línea a distancia de un canto desde el pilar, y el borde de la zapata.

A partir de una hipótesis de voladizo de longitud el mayor de los vuelos en sentido transversal se calcula la armadura longitudinal en los tramos 2 y 4. En los tramos 1, 3 y 5 se coloca una armadura que cubra al menos un momento igual al 20% del longitudinal, respetando las cuantías geométricas mínimas.

Para la comprobación de la armadura transversal se han calculado unas dimensiones tales que no sea necesaria la disposición de estribos.

### E.4.3.Estados Límite de Servicio



En la estimación de asientos diferenciales, dependiendo del tipo estructural se ha prestado especial atención a las consideraciones incluidas en el apartado **Rigidez relativa terreno-estructura** del CTE DB-SE-Cimientos, Anejo E.

En situaciones de poco riesgo, con experiencia local abundante, la comprobación de los estados límite de servicio no ha requerido más información del terreno, aparte de las comprobaciones de los perfiles geotécnicos, que las condiciones hidrogeológicas y las propiedades índice básicas



ACREDITADO POR ENAC

## E.5. CIMENTACIONES PROFUNDAS

### E.5.1. Bases de cálculo

En lo específico al cálculo de pilotes y micropilotes, nos hemos basado en el método de los Estado Límite descrito en el capítulo de esta memoria **E.1 GENERALIDADES**. Las expresiones empleadas relativas a coeficientes parciales ahí explicadas también son de aplicación en estas tipologías.

Como acciones consideradas tenemos:

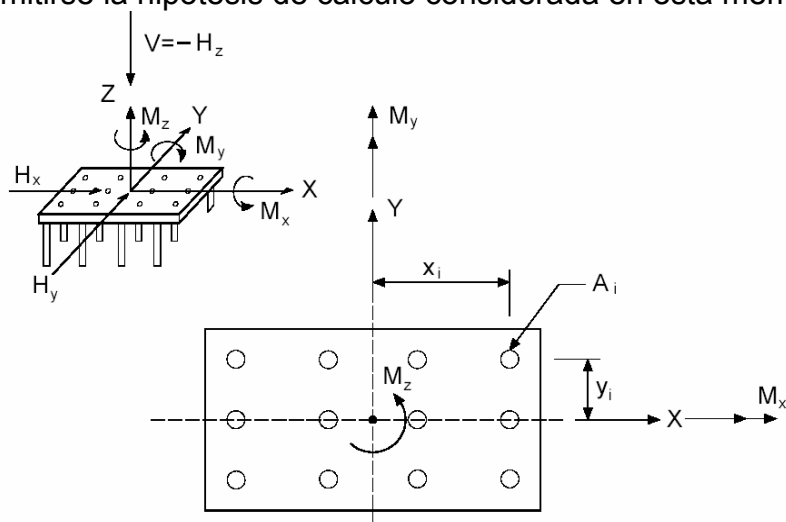
- Efectos “parásitos” inducidos por acciones derivadas del movimiento del propio terreno.
- El peso propio del encepado de unión entre pilotes
- Las acciones del resto de la estructura que apoya sobre la cimentación

Se han tenido en cuenta además, tal como dicta el DB-SE-Cimientos, los siguientes puntos:

- El diseño de un encepado lo suficientemente rígido como para modelizarlo como infinitamente rígido.
- Los empujes horizontales en suelos blandos.
- La posible influencia de la hincas de los pilotes en los edificios colindantes.
- La posible expansividad del terreno con su consiguiente efecto de “rozamiento negativo”.
- El posible ataque químico por parte del terreno o de las aguas.

#### E.5.1.1. Hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza

La figura adjunta muestra la distribución de las resultantes de las acciones que se ha de dar para admitirse la hipótesis de cálculo considerada en esta memoria:



Compresión:

$$N_i = \frac{A_i}{\sum A_i} \cdot V \pm \frac{A_i y_i}{\sum A_i y_i^2} \cdot M_x \pm \frac{A_i x_i}{\sum A_i x_i^2} \cdot M_y$$

Cortantes:

$$H_{xi} = \frac{A_i}{\sum A_i} \cdot H_x \pm \frac{A_i^2 y_i}{\sum A_i^2 (x_i^2 + y_i^2)} \cdot M_z$$

$$H_{yi} = \frac{A_i}{\sum A_i} \cdot H_y \pm \frac{A_i^2 x_i}{\sum A_i^2 (x_i^2 + y_i^2)} \cdot M_z$$

### E.5.1.2. Consideración de empujes horizontales en suelos blandos

Cuando se edifica sobre suelos blandos en profundidad, las cargas colocadas en superficie producen desplazamientos horizontales del terreno que pueden afectar negativamente a las cimentaciones próximas pilotadas. Por tanto, si en ese tipo de terreno se proyecta un edificio contiguo a una construcción pilotada, debe evitarse una cimentación superficial.

Los pilotes ejecutados en taludes pueden estar sometidos también a cargas horizontales importantes.

Se ha prescindido de la consideración de los empujes horizontales sobre los pilotes una vez comprobado que la máxima componente de estos empujes fuera inferior al 10% de la carga vertical

Para el cálculo se ha seguido el método simplificado que se indica a continuación.

- a) Se ha estimado el valor del empuje horizontal de acuerdo con la siguiente expresión:

$$p_h = p_v - 2 \cdot c_u$$

Siendo:

- $p_v$  la presión vertical en la parte superior del estrato blando, considerando un reparto a 30° de las presiones en superficie.

- $c_u$  la resistencia al corte sin drenaje.

- b) Se ha supuesto que cada pilote soporta una carga por unidad de longitud igual al valor menor de los siguientes:

- $P_p = p_h \cdot S$ , siendo S la separación entre ejes de pilotes;

- $P_p = p_h \cdot 3D$ , siendo D el diámetro del pilote;

- $P_p = p_h \cdot H$ , siendo H el espesor del estrato blando.

- c) Cuando existan varias filas de pilotes se podrá suponer que los esfuerzos se distribuyen entre las sucesivas filas de acuerdo con la siguiente expresión:



$$p'_h = p_h - \frac{P_p}{S}$$

que se aplicará de forma sucesiva a cada fila.

d) Una vez calculado el valor de  $P_p$  se han obtenido los valores de los momentos flectores en los pilotes como una viga, suponiendo, según los casos, las condiciones en los apoyos del tipo:

- Empotramiento en cabeza;
- Empotramiento a 0,5 m en la capa resistente inferior;
- Empotramiento a 1 m en capas resistentes situadas por encima de la capa blanda si su espesor es superior a 8 diámetros. En caso contrario, como una articulación (apoyo).

### E.5.1.3. Rozamiento negativo

La situación de rozamiento negativo se produce cuando el asiento del terreno circundante al pilote es mayor que el asiento del pilote. En esta situación, el pilote soporta, además de la carga que le transmite la estructura, parte del peso del terreno. Como consecuencia, el rozamiento negativo hace que aumente la carga total de compresión que el pilote tiene que soportar.

Debe estudiarse el posible desarrollo de rozamiento negativo cuando se dé alguna de las circunstancias siguientes:

- a) consolidación por su propio peso de rellenos o niveles de terreno de reciente deposición;
- b) consolidación de niveles compresibles bajo sobrecargas superficiales;
- c) variaciones del nivel freático;
- d) humectación de niveles colapsables;
- e) asientos de materiales granulares inducidos por cargas dinámicas (vibraciones, sismo);
- f) subsidencias inducidas por excavaciones o disolución de materiales profundos. En general, es suficiente una pequeña diferencia de asientos para que se produzca la situación de rozamiento negativo. Un asiento de 1 cm puede producir ya efectos notables.

El rozamiento lateral por fuste se puede reducir notablemente en pilotes prefabricados (hormigón, metálicos o madera) tratándolo mediante pinturas bituminosas.

El rozamiento unitario negativo en el fuste se calculará con la expresión:

$$F_{s,neg} = \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot \sigma'_{vi}$$

Siendo:

- $i$ , cada una de las unidades geotécnicas consideradas a lo largo del pilote;
- $\beta=0,25$ , en arcillas y limos blandos;  $=0,1$  en arenas flojas y  $=0,8$  en arenas densas;
- $\sigma'_{vi}$ , la tensión efectiva en el punto del fuste considerado.



Los pilotes exteriores de los grupos de pilotes se han considerado sometidos al mismo rozamiento negativo que si estuviesen aislados, especialmente los situados en las esquinas.

### E.5.2.Estados Límite Último

De acuerdo con la norma, los estados límite último que siempre habrán de verificarse para las cimentaciones profundas, son:

- a) estabilidad global
- b) hundimiento
- c) rotura por arrancamiento
- d) rotura horizontal de terreno bajo cargas del pilote
- e) capacidad estructural del pilote

#### E.5.2.1. Hundimiento de un pilote aislado

La resistencia característica al hundimiento de un pilote aislado se considerará dividida en dos partes: resistencia por punta y resistencia por fuste.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

Siendo:

- $R_{ck}$  la resistencia frente a la carga vertical que produce el hundimiento;
- $R_{pk}$  la parte de la resistencia que se supone soportada por la punta;
- $R_{fk}$  la parte de la resistencia que se supone soportada por el contacto pilote-terreno en el fuste.

Para estimar ambas componentes de la resistencia se supondrá que son proporcionales a las áreas de contacto respectivas de acuerdo con las expresiones:

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p$$

$$R_{fk} = \int_0^L \tau_f \cdot p_f \cdot dz$$

Siendo:

- $q_p$  la resistencia unitaria por la punta
- $A_p$  el área de la punta
- $\tau_f$  la resistencia unitaria por el fuste
- $L$  la longitud del pilote dentro del terreno
- $p_f$  el perímetro de la sección transversal del pilote
- $z$  la profundidad contada desde la parte superior del pilote en contacto con el terreno

#### E.5.2.2. Rotura por arrancamiento

Si el pilote está sometido a tracción, la sollicitación no debe superar la capacidad resistente al arrancamiento. Se puede considerar que la resistencia al arrancamiento es igual al 70% de la resistencia por fuste a compresión, establecida en la determinación de la carga de hundimiento.



En los pilotes sometidos a tracción se debe prestar un especial cuidado a los problemas de posible corrosión.

### E.5.2.3. Rotura horizontal del terreno bajo cargas del pilote

La carga de rotura horizontal del terreno "R<sub>nk</sub>" para un pilote se puede estimar con el esquema de cálculo que se indica en la figura:

HIPOTESIS ADMISIBLE:

$$s(z) = (9c + 3\gamma z \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}) \cdot D$$

$$E = \int_0^{L-\Delta} s(z) \cdot dz$$

$$\Delta = \frac{R}{s(L)}$$

CONDICIONES DE EQUILIBRIO:

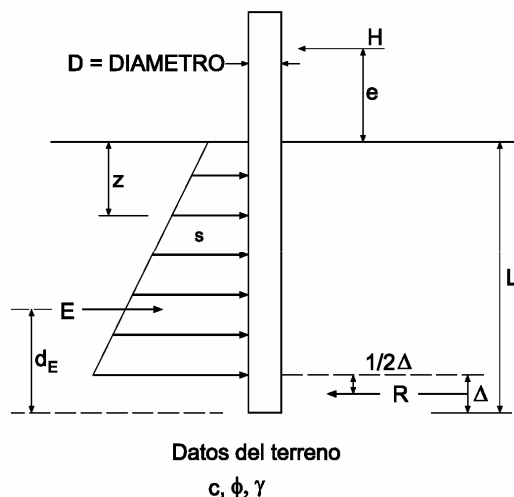
$$H = E - R$$

$$H \cdot (e + L - \frac{1}{2} \Delta) = E (d_E - \frac{1}{2} \Delta)$$

CASO PARTICULAR DE DESPLAZAMIENTO RIGIDO HORIZONTAL

$$\Delta = 0 \quad R = 0$$

$$H = \int_0^L s(z) \cdot dz$$



El punto donde se aplica la carga H es un punto de momento flector nulo que se debe decidir en función de cálculos estructurales.

En el caso de utilizar pruebas de carga en la estimación de la carga horizontal de rotura, se pueden reducir los coeficientes de seguridad en función de la importancia de las pruebas. El coeficiente de seguridad ha sido, en ningún caso, inferior al 70% de los valores recogidos en la **tabla 2.1**.

En el caso de grupo de pilotes, la resistencia frente a esfuerzos horizontales del terreno situado alrededor del grupo se ha estimado como el menor valor de los dos siguientes:

- la suma de las resistencias horizontales del terreno alrededor de cada pilote, calculadas individualmente;
- la resistencia horizontal del terreno correspondiente a un pilote equivalente cuyo diámetro fuese la anchura del grupo y cuya profundidad fuese igual a la profundidad media de los pilotes

En los casos en los que este aspecto resulta crítico, se han utilizado procedimientos de cálculo más detallados.

### E.5.2.4. Capacidad estructural del pilote

La obtención de esfuerzos en el pilote se ha llevado a cabo considerando una atenuación de los mismos en la parte enterrada, de acuerdo con la norma.



Para su armado, se ha llevado a cabo el mismo proceso que para los pilares del resto de la estructura (ver capítulo correspondiente de esta memoria), pero siguiendo la recomendación del CTE-DB-SE-Cimientos, apdo. 5.3.8.2-4 de considerar una resistencia característica de 18 MPa para el hormigón.

#### E.5.2.5. Capacidad estructural del encepado

Se han utilizado los criterios específicos de encepados de la norma española de hormigón, EHE, en su artículo 59 (Elementos de Cimentación). Para que un encepado pueda considerarse rígido, debe cumplirse:

$$V_{\max} \leq 2h$$

siendo

- $V_{\max}$  el máximo vuelo de los pilotes del encepado; definido como la distancia entre la cara del pilar o soporte y el eje del pilote
- $h$  el canto del encepado, que no será menor de 40 cm ni del diámetro de los pilotes.

También se ha comprobado que este canto permita el anclaje en prolongación recta y compresión de la armadura longitudinal de los pilotes.

Además, la distancia entre la cara de los pilotes y la del encepado no será menor de 25 cm ni de  $\frac{1}{2}$  del diámetro de los pilotes.

Los encepados rígidos se calculan por el método de 'bielas' de hormigón comprimidas y tirantes traccionados constituidos por barras de acero.

Los encepados de un pilote deben arriostrarse al menos por dos vigas de cimentación en dos direcciones sensiblemente ortogonales. Estas vigas son las encargadas de absorber los momentos transmitidos por la estructura y los derivados por la no coincidencia entre el eje del pilar y el del pilote.

Este encepado está formado por una única biela con nudos multicomprimidos (CCC), que se han comprobado de acuerdo con el apartado de "cargas concentradas sobre macizos" de la EHE. Esto se realiza según la expresión:

$$N_d \leq A_c \cdot f_{3cd}$$

siendo

- $N_d$  el axil transmitido al pilote
- $A_c$  el área cargada, que es la menor entre las secciones del pilar y el pilote
- $f_{3cd}$  la resistencia a compresión del nudo de hormigón. En EHE viene dada por la expresión:

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \cdot f_{cd} \geq 3,3 \cdot f_{cd}$$

donde

- $A_{c1}$  es la mayor entre el área de la sección del pilar y la del pilote
- $f_{cd}$  es la resistencia a compresión del hormigón



Es necesario disponer una armadura horizontal en las caras superior e inferior del encepado y en ambas direcciones cuya cuantía mecánica sea al menos (en cada cara y dirección):

$$T_d = 0,25 \cdot N_d \cdot \left( \frac{a - a_1}{a} \right) = A_s \cdot f_{ytd}$$

siendo

- a la dimensión mayor entre la de la sección del pilar y la del pilote
- a<sub>1</sub> la dimensión menor entre la de la sección del pilar y la del pilote
- f<sub>ytd</sub> la tensión de tracción del tirante, que limitada respecto a la del acero a 400 MPa.

Los encepados de dos pilotes deben arriostrarse al menos por una viga de cimentación en una dirección sensiblemente ortogonal a la línea que une ambos pilotes. Esta viga es la encargada de absorber los momentos según el eje paralelo a la línea que une los pilotes transmitidos por la estructura y los derivados por la no coincidencia del eje del pilar en la línea que une los pilotes. En todo caso no se permite que la proyección del eje del pilar sobre la línea que une los pilotes quede exterior a la zona delimitada por los ejes de los pilotes.

En general se forma un tirante horizontal que une los ejes de los pilotes en la zona inferior del encepado y dos bielas inclinadas que unen los pilotes al pilar. En casos extremos, en los que debido a un momento de gran magnitud, uno de los pilotes quede traccionado, el esquema de celosía formado por bielas y tirantes es algo más complejo, con un tirante en la parte superior del encepado y una biela inclinada en sentido contrario.

En todo caso, bajo el pilar se forma un nudo multicomprimido (CCC) que se ha comprobado de forma análoga al encepado de un pilote, y sobre los pilotes se forman sendos nudos de unión entre bielas y tirantes (CCT).

Los nudos tipo CCT se han comprobado de forma que el hormigón no supere la tensión de compresión f<sub>2cd</sub>, que en EHE es f<sub>2cd</sub> = 0,70 · f<sub>cd</sub>.

Para la armadura principal se ha evaluado la tensión T<sub>d</sub> a la que está sometido el tirante (o tirantes), con la que poder calcular una armadura que cumpla T<sub>d</sub> < A<sub>s</sub> · f<sub>ytd</sub>. Esta armadura se ancla a partir del eje de los pilotes. En el caso más sencillo, en el que el eje del pilar es equidistante de los ejes de los pilotes y se sitúan en un mismo plano vertical, esta tensión se ha calculado con la expresión:

$$T_d = \frac{N_d \cdot (v + 0,25 \cdot a)}{0,85 \cdot d}$$

siendo

- N<sub>d</sub> el axil del pilote más solicitado
- v el vuelo de los pilotes
- a la dimensión del pilar
- d el canto útil del encepado



El o los tirantes tienen un ancho igual al ancho del pilote más dos veces la distancia entre el fondo del encepado y el eje de las armaduras del tirante.

En cuanto a la armadura secundaria, además del armado del o los tirantes, se ha diseñado la siguiente armadura:

- a) Longitudinal superior e inferior con una cuantía no menor de 1/10 de la de la cara opuesta, que se extenderá a lo largo del encepado.
- b) Horizontal y vertical dispuesta en retícula en las caras laterales.

La armadura vertical consta de cercos cerrados que atan la armadura longitudinal. La armadura horizontal consiste en cercos cerrados que atan a la armadura vertical anterior. La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, es de al menos el 4‰. Si el ancho supera la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto. La capacidad mecánica total de la armadura vertical no será menor de  $N_d/4,5$ , siendo  $N_d$  el axil de cálculo del soporte.

Para encepados de cuatro pilotes, en general se forman tres tirantes horizontales que unen los ejes de los pilotes en la zona inferior del encepado y tres bielas inclinadas que unen los pilotes al pilar. En casos extremos, en los que debido a un momento de gran magnitud, alguno de los pilotes quedase traccionado, el esquema de celosía formado por bielas y tirantes es algo más complejo, con tirantes también en la parte superior del encepado y una biela inclinada en sentido contrario.

En todo caso, bajo el pilar se forma un nudo multicomprimido (CCC) que se comprueba de forma análoga al encepado de un pilote, y sobre los pilotes se forman nudos de unión entre bielas y tirantes (CCT).

Los nudos tipo CCT se comprueban de forma que el hormigón no supere la tensión de compresión  $f_{2cd}$ , que en EHE es  $f_{2cd} = 0,70 \cdot f_{cd}$ .

Para la armadura principal se ha evaluado la tensión  $T_d$  a la que están sometidos los tirantes, con lo que se ha calculado una armadura que cumpliera  $T_d < A_s \cdot f_{ytd}$ . Esta armadura se ancla a partir del eje de los pilotes. En el caso más sencillo, en el que el eje del pilar está situado en el baricentro de los pilotes, esta tensión se ha calculado con la expresión:

$$T_d = 0,68 \cdot \frac{N_d}{d} \cdot (0,58 \cdot l - 0,25 \cdot a)$$

siendo

- $N_d$  el axil del pilote más solicitado
- $l$  la distancia entre ejes de pilotes
- $a$  la dimensión del pilar
- $d$  el canto útil del encepado

Los tirantes conforman unas bandas o fajas situadas entre los ejes de los pilotes que tienen un ancho igual al ancho del pilote más dos veces la distancia entre el fondo del encepado y el eje de las armaduras del tirante. Se ha igualado la armadura de los tres tirantes o bandas, para facilitar la ejecución del mismo.



En cuanto a la armadura secundaria, además del armado de los tirantes, se ha dispuesto la siguiente armadura:

- a) Longitudinal superior e inferior de las bandas, con una cuantía no menor de 1/10 de la de la cara opuesta, a lo largo del encepado.
- b) Vertical consistente en cercos cerrados que atan la armadura longitudinal de las bandas. La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón de la banda perpendicular a su dirección, es de al menos el 4‰. Si el ancho supera la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto. La capacidad mecánica total de esta armadura (en la dirección vertical) será no menor de  $N_d/4,5$ , siendo  $N_d$  el axil de cálculo del soporte.
- c) Horizontal consistente en cercos cerrados que recorren perimetralmente el encepado y atan a la armadura vertical anterior.

La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, es de al menos el 4‰. Si el ancho supera la mitad del canto, la sección de referencia se toma con un ancho igual a la mitad del canto.

Para el caso de encepados de cuatro pilotes, en general se forman cuatro tirantes horizontales que unen los ejes de los pilotes en la zona inferior del encepado y cuatro bielas inclinadas que unen los pilotes al pilar. En casos extremos, en los que debido a un momento de gran magnitud, alguno de los pilotes quedase traccionado, el esquema de celosía formado por bielas y tirantes es algo más complejo, con tirantes también en la parte superior del encepado y bielas inclinadas en sentido contrario.

En todo caso, bajo el pilar se forma un nudo multicomprimido (CCC) que se ha comprobado de forma análoga al encepado de un pilote, y sobre los pilotes se forman nudos de unión entre bielas y tirantes (CCT).

Los nudos tipo CCT se han comprobado de forma que el hormigón no supere la tensión de compresión  $f_{2cd}$ , que en EHE es  $f_{2cd} = 0,70 \cdot f_{cd}$ .

Para el armado principal se ha evaluado la tensión  $T_d$  a la que están sometidos los tirantes, con lo que se calcula una armadura que cumpla  $T_d < A_s \cdot f_{ytd}$ . Esta armadura se ancla a partir del eje de los pilotes. En el caso más sencillo, en el que el eje del pilar está situado en el baricentro de los pilotes, y el encepado es cuadrado, esta tensión se ha calculado con la expresión

$$T_d = \frac{N_d}{0,85 \cdot d} \cdot (0,50 \cdot l - 0,25 \cdot a)$$

siendo

- $N_d$  el axil del pilote más solicitado

- $l$  la distancia entre ejes de pilotes

- $a$  la dimensión del pilar

- $d$  el canto útil del encepado

Los tirantes conforman unas bandas o fajas situadas entre los ejes de los pilotes que tienen un ancho igual al ancho del pilote más dos veces la distancia entre el fondo



del encepado y el eje de las armaduras del tirante. Se iguala la armadura de los cuatro tirantes ó bandas, para facilitar la ejecución del mismo.

Para la armadura secundaria, además del armado de los tirantes, se coloca la siguiente armadura:

- Longitudinal superior e inferior de las bandas, con una cuantía no menor de 1/10 de la de la cara opuesta, a lo largo del encepado.
- Horizontal, entre las bandas, de cuantía no menor a 1/4 de la de las bandas.
- Vertical, de cercos cerrados, que atan la armadura longitudinal de las bandas. La capacidad mecánica total de esta armadura (en la dirección vertical) será no menor de  $N_d/4,5$ , siendo  $N_d$  el axil de cálculo del soporte.
- Horizontal, consistente en cercos cerrados, que recorren perimetralmente el encepado y atan a la armadura vertical anterior.

La cuantía de estas armaduras, referida al área de la sección de hormigón perpendicular a su dirección, es de al menos el 4‰. Si el ancho supera la mitad del canto, la sección de referencia se ha tomado con un ancho igual a la mitad del canto.

### E.5.3.Estados Límite de Servicio

Los Estados Límites de Servicio en las cimentaciones están normalmente asociados a los movimientos. Estos son:

- Asientos
- Movimientos horizontales

#### E.5.3.1. Asientos en pilotes

En lo relativo a los asientos en pilote se ha adoptado la siguiente fórmula:

$$s_i = \left( \frac{D}{40R_{ck}} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) \cdot P$$

Donde:

- S es el asiento del pilote individual aislado;
- D el diámetro del pilote (para formas no circulares se obtendrá el diámetro equivalente);
- P la carga sobre la cabeza;
- $R_{ck}$  la carga de hundimiento;
- $l_1$  la longitud del pilote fuera del terreno;
- $l_2$  la longitud del pilote dentro del terreno;
- A el área de la sección transversal del pilote;
- E el módulo de elasticidad del pilote;
- $\alpha$  un parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno,  $\alpha=1$  para pilotes que trabajan principalmente por punta y  $\alpha=0.5$  para pilotes flotantes. Para situaciones intermedias, se adoptará el siguiente valor de  $\alpha$ :



$$\alpha = \frac{1}{R_{ck}} \cdot (0,5R_{fk} + R_{pk})$$

- $R_{pk}$  es la carga de hundimiento por punta;
- $R_{fk}$  es la carga de hundimiento por fuste.

Para pilotes columna, trabajando por punta en roca, separados más de tres diámetros, el efecto grupo se ha considerado despreciable.

Para otras situaciones se ha supuesto toda la carga del grupo uniformemente repartida en un plano situado a la profundidad "z" bajo la superficie del terreno:

$$z = \alpha l_2$$

con los significados de " $\alpha$ " y " $l_2$ " indicados anteriormente y con unas dimensiones transversales  $B_1 \times L_1$  dadas por:

$$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1-\alpha) l_2$$

$$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1-\alpha) l_2$$

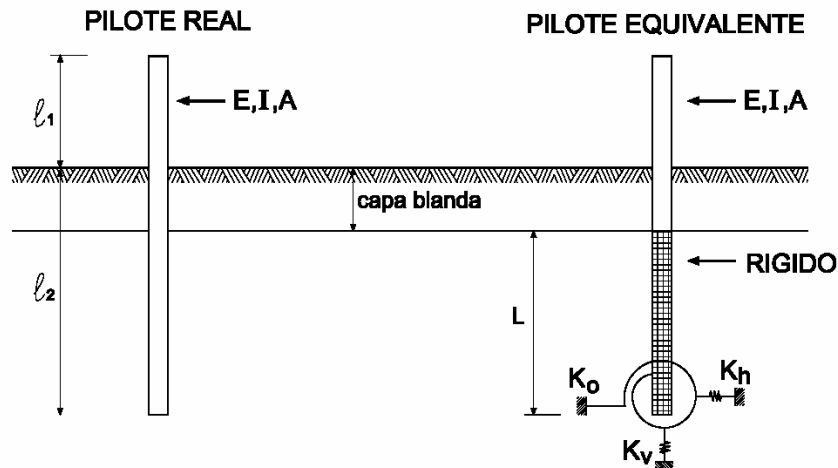
siendo  $B_{\text{grupo}}$  y  $L_{\text{grupo}}$  las dimensiones del grupo, considerando planos exteriores tangentes a los pilotes.

El cálculo del asiento debido a esta carga vertical repartida en profundidad se ha estimado de acuerdo con los procedimientos generales de cálculo de asientos de cimentaciones superficiales ya descritos.

### E.5.3.2. Movimientos horizontales en pilotes

Para el cálculo de los movimientos horizontales se ha empleado la teoría de "viga elástica" o "coeficiente de balasto".

La figura siguiente ilustra este concepto:



Para estimar el movimiento horizontal en agrupaciones, en aquellos casos en los que éste no resultase crítico, se ha considerado cada pilote del grupo sustituido, en su parte enterrada, por una varilla rígida virtual soportada por los resortes indicados en la figura, pero afectando a la longitud elástica por un coeficiente de mayoración,  $m$ .

Para la primera fila de pilotes, se ha empleado la siguiente expresión:

$$m = 1 + 0,5 \left( \frac{D}{S_1} \right)^2 \leq 1,10$$

para las filas siguientes.

$$m = \left( 1 + 0,5 \left( \frac{D}{S_1} \right)^2 \right) \cdot \left( 1 + \left( \frac{D}{S_2} \right)^2 \right) \leq 1,30$$

Siendo

- D el diámetro del pilote
- S la separación entre ejes

#### E.5.4.Cálculo de elementos pantalla

Los elementos pantalla (bataches) irán encastados en el estrato C de gravas arcillosas y arcillas detríticas de color marron-ocre-verdoso. La clava de los bataches será de 6,0m dentro del estrato C, a excepción de los bataches de los pilares A10 y A14, que tendrán una clava de 7,0m.

Las capacidades de carga admisibles para la cimentación mediante elementos pantalla de 45cm de ancho són las siguientes:

- Resistència por fuste
  - Capa A. Arcilla limosa: 0,40 kg/cm<sup>2</sup>
  - Capa B. Arena limosa: 0,80 kg/cm<sup>2</sup>
  - Capa C. Paquete detrítico: 1,00 kg/cm<sup>2</sup>
- Resistència por punta
  - Capa C. Paquete detrítico: 14,25 kg/cm<sup>2</sup>

Estos valores ya estan afectados por los coeficientes de seguridad de 2 para fuste y 3 para la resistència por punta.



## E.6. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Dentro de este apartado vamos a definir los criterios para el cálculo de los siguientes tipos de sistemas de contención de tierras:

- Pantallas continuas de hormigón
- Pantallas de pilotes
- Pantallas de tablestacas
- Muros

### E.6.1.-Bases de cálculo

El método de cálculo es el de verificación de los Estados Límite facilitado por la normativa vigente.

Las acciones principales que se han tenido en cuenta para este tipo de elementos de cimentación son:

- El peso propio del elemento de contención
- El empuje y el peso del terreno circundante
- Los empujes debidos al agua
- Las sobrecargas sobre la estructura de contención o sobre el terreno del trasdós
- Los efectos sísmicos
- Excepcionalmente, los empujes por terrenos expansivos.

#### E.6.1.1. Cálculo del empuje activo

El empuje activo  $P_a$  se define como la resultante de los empujes unitarios,  $\sigma'_a$ , que puede determinarse mediante las siguientes fórmulas:

$$K_A = \left( \frac{\operatorname{cosec}\beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' - i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right)$$

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

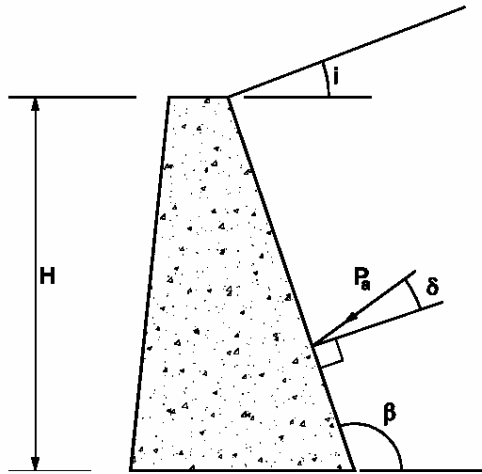
$$\sigma'_{ah} = \sigma'_a \cdot \operatorname{sen}(\beta + \delta)$$

Donde

- $K_A$  es el coeficiente de empuje activo.

- $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$  es la tensión efectiva vertical, siendo  $\gamma'$  el peso específico efectivo del terreno y  $z$  la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro.

- $\sigma'_{ah}$  es la componente horizontal del empuje del terreno.
- $\phi'$  es el ángulo de rozamiento interno.
- $c'$  es la cohesión del terreno o relleno del trasdós.
- $\beta$ ,  $i$  son los ángulos indicados en la figura adjunta.
- $\delta$  es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno o relleno.



En un terreno granular, homogéneo, el empuje activo,  $P_a$ , sobre un paramento vertical, debido exclusivamente al terreno, se calcula por medio de la fórmula:

$$P_a = \frac{K_A \cdot \gamma' \cdot H^2}{2}$$

Donde

- $\gamma'$  es el peso específico efectivo (aparente o sumergido) del terreno.
- $K_A$  es el coeficiente de empuje activo.
- $H$  es la altura del muro

Si, por otra parte, nos encontramos ante el cálculo de un muro vertical, con terreno horizontal y ángulo de rozamiento nulo ( $\delta=0$ ), calcularemos el valor de  $K_A$  por medio de la siguiente fórmula:

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

#### E.6.1.2. Cálculo del empuje pasivo

El empuje pasivo,  $P_p$  se define como la resultante de los empujes unitarios  $\sigma'_p$ . Éstos pueden determinarse por medio de las fórmulas siguientes:

$$K_P = \left( \frac{\operatorname{cosec}\beta \cdot \operatorname{sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \cdot \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right)$$

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

$$\sigma'_{ph} = \sigma'_p \cdot \operatorname{sen}(\beta - \delta)$$

Donde

- $K_P$  es el coeficiente de empuje activo.

- $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$  es la tensión efectiva vertical, siendo  $\gamma'$  el peso específico efectivo del terreno y  $z$  la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro.

- $\sigma'_{ph}$  es la componente horizontal del empuje del terreno.

- $\phi'$  es el ángulo de rozamiento interno.

- $c'$  es la cohesión del terreno o relleno del trasdós.

- $\beta$ ,  $i$  y  $\delta$  son los ángulos indicados en la figura adjunta.

### E.6.1.3. Cálculo del coeficiente de empuje en reposo

Es difícil su determinación por depender de los esfuerzos tectónicos a los que haya estado sometido el terreno en su historia geológica, del grado de consolidación y de la compacidad alcanzada por el terreno natural o artificialmente. A falta de una valoración basada en la experiencia local, ensayos "in situ", información geológica u otras, puede estimarse con los siguientes criterios:

- a) Para una superficie de terreno horizontal, el coeficiente  $K_o$  de empuje en reposo, que expresa la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical (esto es, el peso de las tierras), se puede determinar mediante:

$$K_o = (1 - \operatorname{sen}\phi) \cdot \sqrt{R_{oc}}$$

siendo:

- $\phi'$  el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno

- $R_{oc}$  la razón de sobreconsolidación definida como el cociente entre la presión efectiva de sobreconsolidación y la presión efectiva actual. La fórmula no se debería utilizar para valores extremadamente altos de  $R_{oc}$ , superiores a 25-30.

- b) Si el terreno se eleva a partir del muro con un ángulo  $i \leq \phi'$  con respecto a la horizontal, la componente horizontal del empuje de tierras efectivo  $\sigma'_{ho}$  se puede relacionar con la tensión efectiva debida al peso por la relación  $K_{oi}$  que es igual a:



$$K_{oi} = K_o \cdot (1 - \sin(i))$$

La dirección del empuje de tierras se puede suponer, entonces, paralela a la superficie del terreno.

**E.6.1.4. Empujes del terreno sobre el elemento de contención**

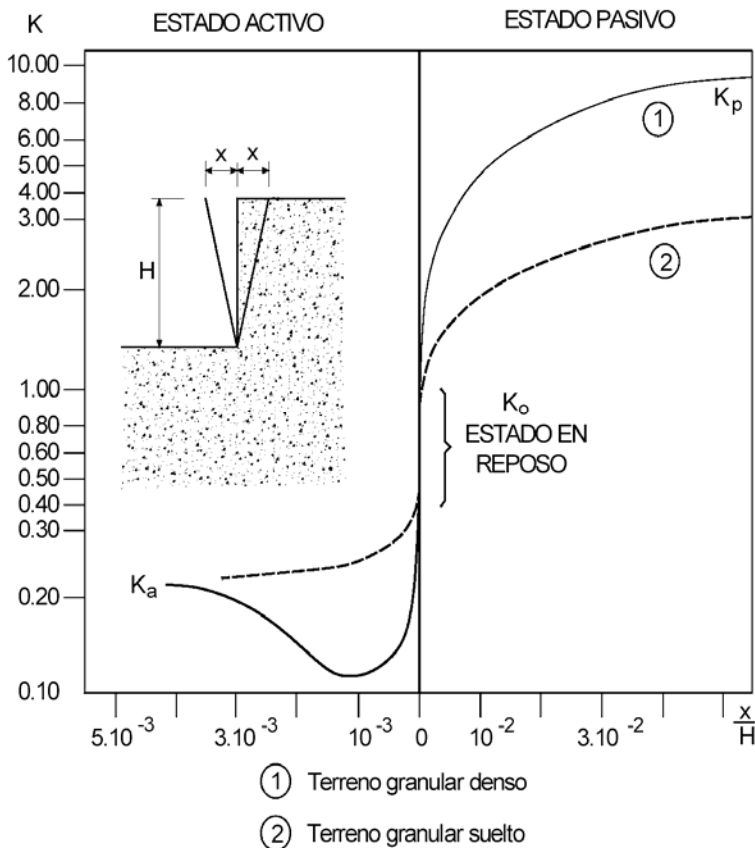
Se ha supuesto la siguiente ley de empujes unitarios:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma'_z + u_z$$

Donde:

- $\sigma_h$  es la tensión horizontal total a la profundidad considerada
- $K$  es el coeficiente de empuje correspondiente
- $\sigma'_z$  es la tensión efectiva vertical a la profundidad considerada
- $u_z$  es la presión intersticial a la profundidad considerada

A título orientativo, para la correcta valoración de los parámetros de cálculo y la evaluación de los empujes sobre los elementos de contención, el DB-SE Cimentaciones facilita el siguiente diagrama donde puede verse la relación entre el empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo:



**E.6.1.5. Empuje del agua**

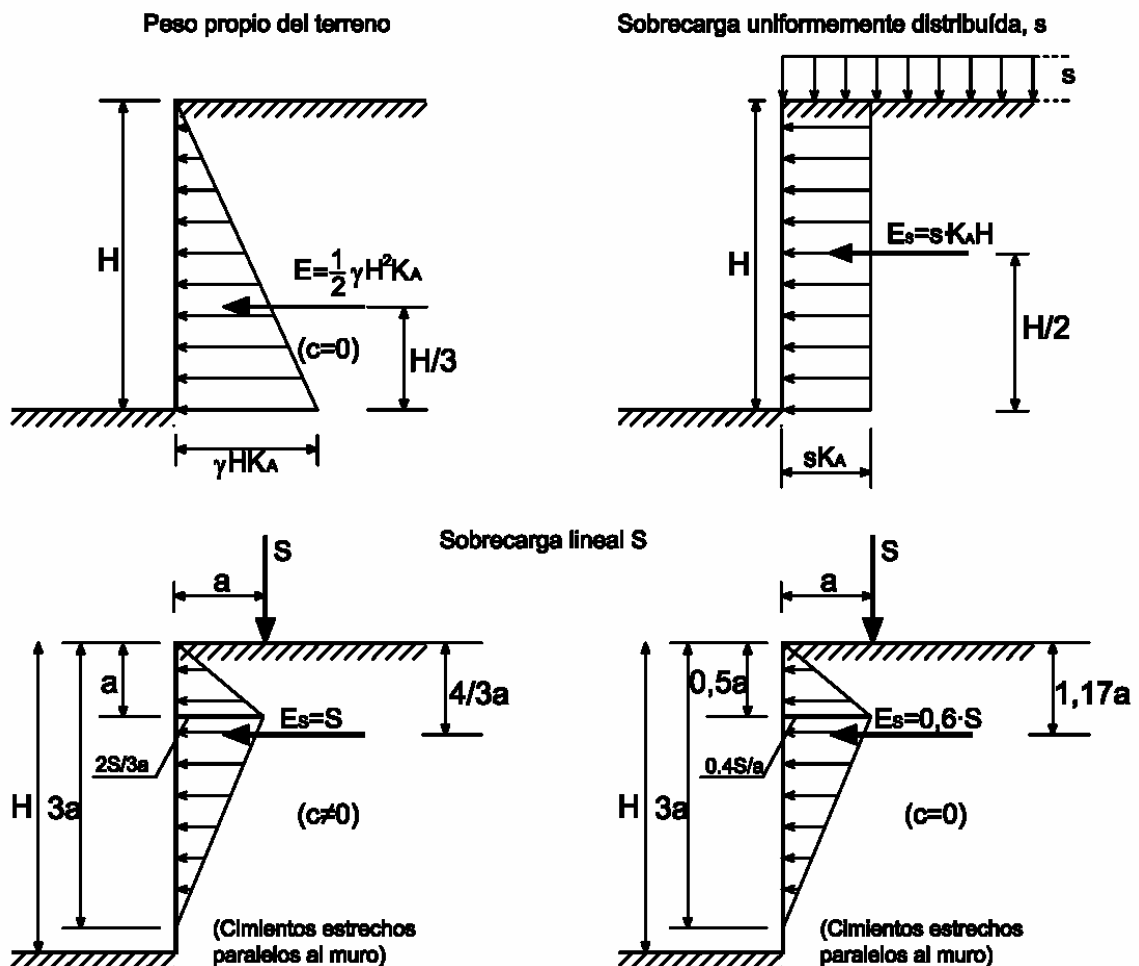
Los cálculos se han efectuado por el método de las presiones efectivas.

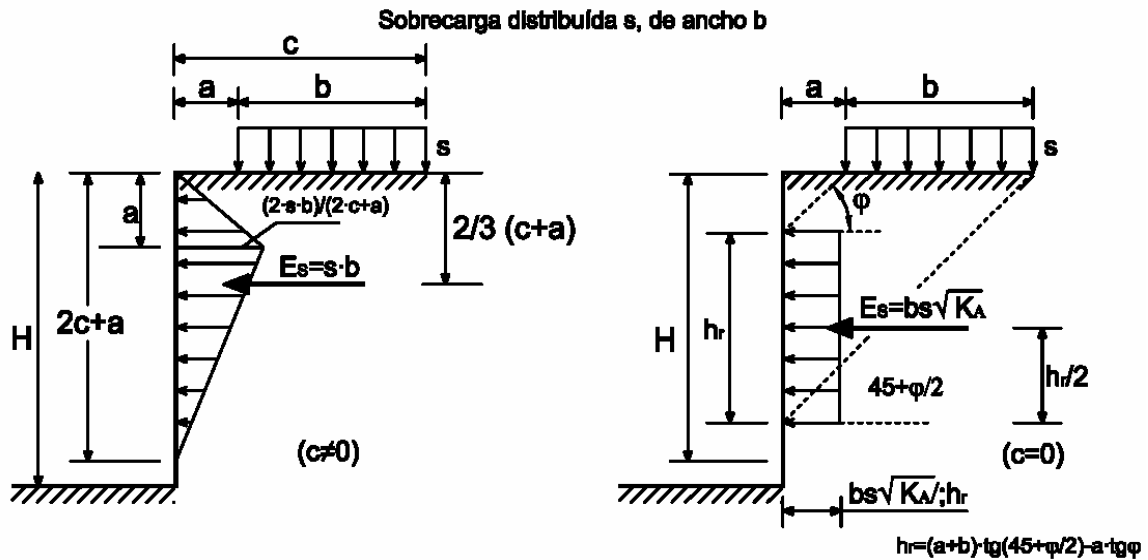
**E.6.1.6. Empujes debidos a sobrecargas**

Cuando la magnitud de la sobrecarga es reducida en comparación con el empuje total sobre el elemento de contención (por debajo del 30% del total), la obtención de los empujes se ha efectuado mediante la Teoría de la Elasticidad, aplicando el Principio de Superposición.

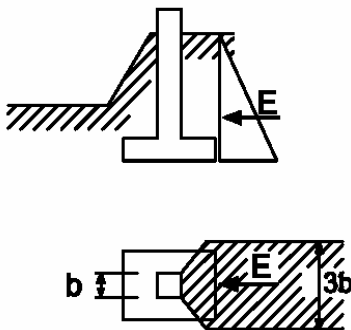
Para casos de sobrecargas elevadas se han empleado métodos de análisis en los que se ha tenido en cuenta la no linealidad del problema.

En otros casos, más sencillos, se ha adoptado la simplificación que facilita la norma y que queda representada en las siguientes figuras:

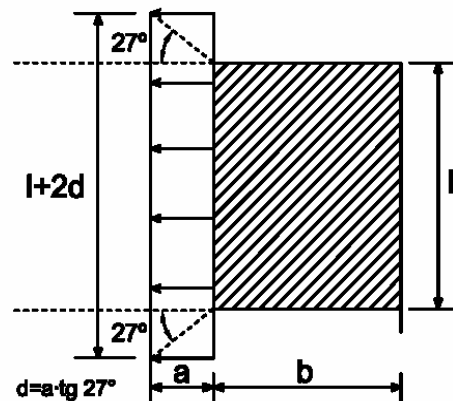




Empuje del terreno sobre elementos aislados



Distribución en planta si la sobrecarga es de longitud l



## E.6.2.Estados Límite Último

En elementos de contención deben considerarse al menos los siguientes estados límite último:

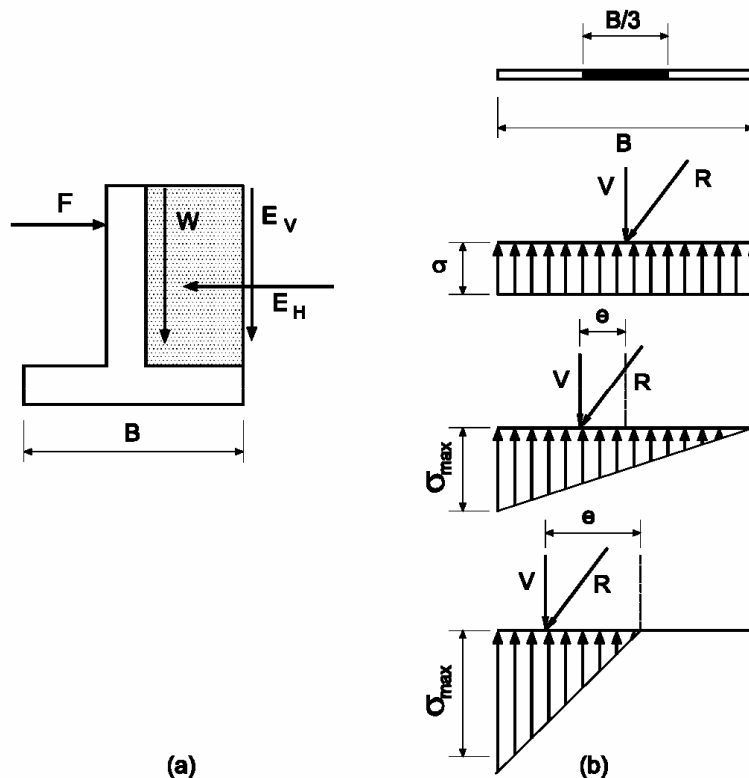
- a) Estabilidad
- b) Deslizamiento, en el caso de muros de contención
- c) Vuelco en el caso de muros de contención
- d) Capacidad estructural
- e) Fallo combinado del terreno y del elemento estructural

La norma facilita métodos de cálculo para los siguientes Estado Límites:

**E.6.2.1. Vuelco de muros de contención**

De acuerdo con el CTE-DB-SE-Cimientos, en general puede prescindirse de esta comprobación cuando la resultante de las fuerzas que actúan sobre el muro, incluido el peso propio y la resultante de posibles elementos de sostenimiento (anclajes, forjados o arriostramientos intermedios), tenga su punto de aplicación dentro del núcleo central de la base. En el caso de bases rectangulares indefinidas, el núcleo central es una faja de ancho B/3.

En zapatas rectangulares, si V es la componente vertical de la resultante sobre la base del muro y e su excentricidad, puede suponerse que las presiones del terreno siguen una ley lineal, con valores extremos según la figura adjunta.



De esta manera, se presentan los siguientes casos:

-Si  $e < B/6$ , entonces  $\sigma_{max} = \frac{V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$

-Si  $e = 0$ , entonces  $\sigma_{max} = \frac{V}{B}$

-Si  $e = B/6$ , entonces  $\sigma_{max} = 2 \frac{V}{B}$

-Si  $e > B/6$ , se produciría el despegue de uno de los bordes, aumentando notablemente la tensión en el otro borde.

### *E.6.2.2. Capacidad estructural del elemento de contención*

Los criterios de armado de pantallas y muros han sido los que prescribe la norma EHE. En el caso de pantallas, para el dimensionado se ha considerado el peso propio de tal manera que podemos incorporar un esfuerzo axial en la sección transversal que proporciona una economía de armaduras. De esta manera, se calculan a flexión simple o compuesta en planos verticales perpendiculares a la pantalla.

En pantallas continuas y de pilotes "in situ" se ha seguido la recomendación del CTE-DB-SE-Cimientos de calcular con una resistencia característica de 18 Mpa.

### *E.6.2.3. Fallo combinado del terreno y de la pantalla*

En suelos cohesivos puede producirse la rotura del fondo de la excavación debida al descenso de la tensión vertical por efecto de la excavación. Asimismo, en suelos muy preconsolidados, la tensión efectiva horizontal bajo el fondo de la excavación se reduce en menor proporción que la vertical pudiendo alcanzarse estados de plastificación. Por este motivo, se ha comprobado la seguridad respecto a un levantamiento del fondo de la excavación por agotamiento de la resistencia a cortante frente a las presiones verticales. La fórmula empleada es la siguiente:

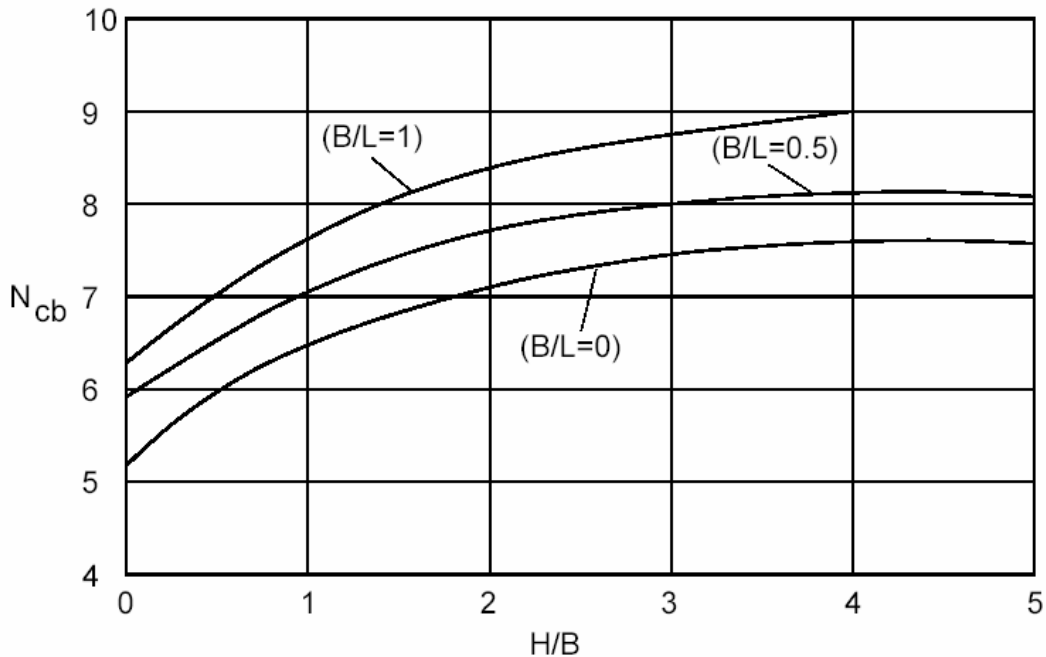
$$\sigma \leq N_{cb} \cdot \frac{C_u}{\gamma_M}$$

Siendo

$\sigma$  la tensión vertical total a nivel del fondo de la excavación

$c_u$  la resistencia al corte sin drenaje del terreno existente bajo el fondo de la excavación.

$N_{cb}$  un factor de capacidad de carga en función de la anchura, la longitud y la profundidad de la excavación, definido en el gráfico adjunto



### E.6.3.Estados Límite de Servicio

En los elementos de contención deben considerarse al menos los siguientes estados límite de servicio:

- Movimientos o deformaciones de la estructura de contención o de sus elementos de sujeción que puedan causar el colapso o afectar a la apariencia o al uso eficiente de la estructura, de las estructuras cercanas o de los servicios próximos;
- 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.

#### E.6.3.1. Movimientos o deformaciones del elemento de contención

Los valores de cálculo de las presiones de tierras en estados límite de servicio se han obtenido considerando valores característicos de todos los parámetros del suelo. En cada caso se han adoptado los valores característicos de las acciones permanentes o variables o efectos de las acciones permanentes o variables solicitando al elemento de contención.

El valor de cálculo de los empujes de tierras se evaluará tomando en consideración el estado inicial de tensiones, la resistencia y deformabilidad del suelo y la deformabilidad de los elementos estructurales.

Los desplazamientos y deformaciones admisibles de los elementos de contención y el terreno y las estructuras próximas de nueva ejecución, correspondientes a la misma obra, son:

**-Distorsión horizontal: 1/2000**

**-Distorsión angular: 1/300**

Se ha efectuado una estimación conservadora de las deformaciones y desplazamientos de los elementos de contención y de su efecto en estructuras y servicios próximos, basada en la experiencia de construcciones similares de la zona. Se ha analizado si las acciones variables, tales como las vibraciones provocadas por el proceso de ejecución o las cargas de tráfico, pueden afectar a los movimientos del elemento de contención o a estructuras o servicios próximos.

De acuerdo con la norma estos cálculos han tomado en consideración el proceso de ejecución de la obra.



## E.7. SISTEMAS ESTRUCTURALES

### E.7.1. Hormigón armado

En el diseño y cálculo de los elementos estructurales se han tenido en cuenta los criterios expuestos en el “**Código técnico de la edificación (CTE) Seguridad en caso de Incendio**”, que aparecen en el Anejo C (Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón armado)

#### **PILARES:**

Para cumplir una **R-120** según la tabla C.2, dimensiones y recubrimientos mecánicos mínimos para pilares de hormigón armado y sección circular o rectangular, se pide una dimensión mínima de 25cm y un recubrimiento mecánico equivalente mínimo de 40mm.

Todos los pilares del edificio tienen un ancho mínimo de 25cm y el recubrimiento geométrico es, como mínimo, de 30mm según un ambiente de exposición I.

Si tenemos en cuenta los diámetros mínimos de las armaduras de 16mm para las barras longitudinales y de 6mm para los estribos, obtenemos una distancia entre eje de las barras longitudinales hasta la cara expuesta más cercana de:  $30+6+(16/2) = 44\text{mm}$ , de forma que:

**Todos los pilares del edificio cumplen como mínimo una R-120.**

#### **FORJADOS DE LOSA MACIZA**

Para cumplir una **REI-120** según la tabla C.4, para losas macizas sobre apoyos continuos, nos pide una dimensión mínima de 10cm y un recubrimiento mecánico equivalente de 25mm (para dos direcciones y una relación entre luces entre 1,5 y 2).

El canto de estas losas es de 27cm y el recubrimiento geométrico es, como mínimo, de 35mm según un ambiente de exposición I.

Si tenemos en cuenta los diámetros mínimos de 12mm del armado básico inferior, obtenemos una distancia entre el eje de las barras inferiores hasta la cara expuesta más cercana de  $22+(12/2) = 28\text{mm}$ , de forma que:

**Las losas bajo rasante cumplen como mínimo una REI-120.**



## FORJADOS RETICULARES

Para la totalidad de plantas del edificio el forjado reticular se resuelve mediante casetones perdidos, nervios de 15cm con intereje de 85cm. Su canto es de 22+5cm. El recubrimiento geométrico es, como mínimo de 30mm considerando un Ambiente de Exposición I.

Según el apartado c.2.3.4 del anexo C: *“Para el espesor de la capa de compresión, ancho de alma y ancho del nervio se podrán tener en cuenta los espesores de solado o cualquier otro elemento que mantenga su función aislante durante el periodo de resistencia del fuego”*.

Para cumplir una **R-90** según la tabla **C.5**, para forjados unidireccionales se necesita un ancho de nervio mínimo de 12cm., el recubrimiento mecánico de 40mm y el espesor mínimo de la capa de compresión de 8cm.

El ancho efectivo de los nervios del forjado es de 15cm más 4cm de espesor, 2cm para cada cara del bloque de hormigón (casetón) se consigue así un total de 19cm (> 12cm)

El recubrimiento geométrico es de 30mm. Si consideramos como mínimo un diámetro de 12mm. del armado base inferior y le añadimos los 12mm mínimos de enyesado (equivale a 21mm) estamos hablando de un recubrimiento mecánico de  $30+(12/2)+21=57\text{mm}$  (> 40mm)

Respecto al espesor de la capa de compresión, si a los 5 cm le añadimos 2 cm de la cara superior del bloque de hormigón (casetón), y los 3 cm de la sub-base de pavimento, tenemos un total de  $5+2+3= 10\text{ cm}$  (>8 cm). De forma que:

**Los forjados sobre rasante cumplen como mínimo una REI-90.**



## E.8. MÉTODOS DE CÁLCULO DE POZOS

El método de cálculo de pozos es similar al de una zapata aislada muy rígida: no se considera el rozamiento lateral y la tensión admisible se analiza igual que en el caso de un zapata aislada considerando la tensión uniformemente distribuida en el estrato resistente y siendo las vigas centradoras las responsables de asumir la carga debida a las excentricidades.

Por tanto, para el cálculo de la tensión máxima bajo la cimentación se utiliza la expresión simplificada:

$$\sigma_{m\grave{a}x} = \frac{N}{aa \cdot bb}$$

donde,

$\sigma_{max}$  es la tensión máxima sobre la base de la zapata

$N$  es la carga vertical

$aa$  es el lado de la cimentación paralelo al eje X

$bb$  es el lado de la cimentación paralelo al eje Z

La tensión máxima bajo la cimentación se calcula según los ábacos de H. J. Plock, admitiendo un valor máximo de  $1,25 \sigma_{adm}$ .

Se siguen las indicaciones de la NBE EA-88 Art.8.6, "...cuando la situación de cargas sobre la cimentación produzca por su excentricidad presiones no uniformes sobre el terreno, será admisible en los bordes un aumento del 25% en la presión admisible, siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de soporte no exceda la presión admisible".



## E.9. LISTADO DE REACCIONES

### E.9.1.Términos generales

El siguiente listado de reacciones es un extracto de los cálculos realizados con el programa CYPE. Las reacciones representan valores sin mayorar.

Para la obtención de tales valores se ha recurrido al método de cálculo mencionado en el apartado **C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**.

### BLOC A

Pilars	N	Mx	My	Qx	Qy
A1	208,99	2,4	2,13	2,4	2,14
A2	96,56	0,46	1,38	0,42	0,62
A3	334,31	0,71	4,91	0,71	5,13
A4	172,05	0,31	1,72	0,14	0,92
A5	98,84	1,02	0,87	0,66	0,67
A6	358,24	1,63	10,51	1,82	11,95
A7	354,14	0,5	3,02	0,52	3,16
A8	164,83	0,24	2,66	0,07	1,26
A9	164,89	0,15	0,57	0,08	0,45
A10	399,73	0,06	3,6	0,07	4,15
A11	366,55	0,22	2,39	0,23	2,53
A12	164,17	0,25	2,6	0,08	1,23
A13	160,18	0,03	0,9	0,01	0,75
A14	384,38	2,2	2,09	2,44	2,41
A15	367,06	0,32	3,27	0,32	3,45
A16	160,68	0,22	2,51	0,08	1,22
A17	165,26	0,01	1,73	0,02	1,07
A18	354,71	0,03	1,05	0,03	1,08
A19	282,31	0,17	0,76	0,18	0,78
A20	140,6	0,17	1,53	0,05	0,96
A21	123,74	0,19	1,33	0,14	0,88
A22	220,9	0,22	2,04	0,23	2,09
A23	221,78	0,12	1,67	0,12	1,71
A24	108,15	0,31	1,24	0,16	0,82
A25	76,25	1,07	1,4	0,78	1,01
A26	188,81	0,02	1,53	0,02	1,54
A27	149,08	0,18	1,17	0,18	1,19
A28	77,32	1,03	1,79	0,81	1,2
A29	25,02	0,14	0,08	0,08	0,05
A30	21,82	0,14	0,07	0,08	0,04

**BLOC B**

Pilars	N	Mx	My	Qx	Qy
B1	5,86	0,64	0,09	0,82	0,09
B2	0,92	0,05	0,02	0,06	0,02
B3	0,47	0	0	0	0
B4	0,65	0,02	0,01	0,02	0,01
B5	0,47	0	0	0	0
B6	0,58	0,02	0,01	0,02	0,01
B7	0,47	0	0	0	0
B8	190,74	0,84	0,9	0,89	0,96
B9	216,2	1,08	1,7	1,15	1,82
B10	217,27	0,39	1,71	0,42	1,83
B11	216,2	1,08	1,7	1,15	1,82
B12	201,66	0,82	3,56	0,87	3,81
B13	216,2	1,08	1,7	1,15	1,82
B14	293,01	0,85	1,85	0,93	2,02
B15	329,66	0,72	1,38	0,78	1,53
B16	329,86	0,76	1,36	0,84	1,5
B17	329,66	0,72	1,38	0,78	1,53
B18	345,95	0,7	5,23	0,76	5,83
B19	329,66	0,72	1,38	0,78	1,53
B20	356,21	0,12	0,76	0,12	0,87
B21	364,17	0,01	1,3	0,01	1,48
B22	362,27	0,28	1,06	0,28	1,19
B23	364,17	0,01	1,3	0,01	1,48
B24	363,55	0,82	3,89	0,88	4,66
B25	364,17	0,01	1,3	0,01	1,48
B26	72,92	0,02	0,41	0,02	0,45
B27	3,4	0,02	0,25	0,02	0,26
B28	3,99	2,48	0,48	2,66	0,53

## BLOC C

Pilars	N	Mx	My	Qx	Qy
C1	25,98	0,03	0,09	0,02	0,12
C2	3,53	0,04	0,05	0,03	0
C3	29,41	0,03	0,17	0,02	0,18
C4	99,82	0,19	0,4	0,19	0,39
C5	63,72	0,25	0,79	0,25	0,79
C6	110,7	0,05	0,05	0,05	0,05
C7	109,89	0,15	0,06	0,15	0,06
C8	24,97	0,01	0,38	0	0,29

Barcelona, 31 de juliol de 2007

Firmado: David Garcia Carrera, Arquitecto  
Director Técnico  
Consultors BIS arquitectes