



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEJO Nº 11 – ANÁLISIS Y CÁLCULOS ESTRUCTURALES

PARTE 1 – BASES DE CÁLCULO Y ACCIONES

Proyecto básico y estructural de piscina cubierta y aparcamiento subterráneo en AV/ Augusta. Jávea (Alicante)

Grado en Ingeniería Civil

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	BASES DE CÁLCULO.....	3
2.1.	NORMATIVA APLICADA.....	3
2.2.	MATERIALES	3
2.3.	MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE.....	3
2.3.1.	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	4
2.3.2.	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	5
2.4.	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	6
3.	ACCIONES.....	6
3.1.	ACCIONES PERMANENTES	6
3.1.1.	PESO PROPIO	6
3.1.2.	CARGAS MUERTAS	6
3.2.	ACCIONES VARIABLES.....	7
3.2.1.	SOBRECARGA DE USO	7
3.2.2.	VIENTO	8
3.3.	ACCIONES TÉRMICAS	13
3.4.	NIEVE	14
3.5.	ACCIONES ACCIDENTALES	15
3.5.1.	SISMO	15

1. Introducción

El objeto del presente documento es la justificación, definición y el cálculo de las estructuras que conforman la estructura de la piscina, así como todos los elementos interiores formados por vigas y forjados y el cálculo de todos los elementos estructurales que forman el aparcamiento subterráneo.

Concretamente se centra en justificar la elección de los materiales y las dimensiones de los elementos. Se escogen los coeficientes de seguridad que equilibren el funcionamiento seguro y duradero de la obra.

También se evalúa y se comprueba la resistencia mecánica, la deformabilidad, la durabilidad de la obra en su conjunto, así como de todos los elementos estructurales.

Para finalizar, el presente documento se ha dividido en 4 partes diferenciadas que son las siguientes:

- Parte 1 – Bases de cálculo y acciones
- Parte 2 – Análisis y dimensionamiento de la estructura para envoltorio del edificio.
- Parte 3 – Análisis y dimensionamiento de muros pantalla, forjados de piscina y estructura de graderío.
- Parte 4 – Análisis y dimensionamiento de cimentación, forjados de aparcamiento y vaso de piscina.

2. Bases de cálculo

2.1. Normativa aplicada

Para definir las acciones que actúan sobre la estructura de la piscina, los coeficientes parciales de seguridad, los coeficientes de simultaneidad y las combinaciones de acciones para los diferentes estados límites últimos y de servicio se han utilizado las siguientes normativas:

- CTE – Documento Básico de Seguridad Estructural
- CTE – Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación
- CTE – Documento Básico – Seguridad en caso de incendio
- NCSE-02 – Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación
- UNE-EN 1991-1-4 – Eurocódigo 1: Acciones en estructuras – Parte 1-4: Acciones generales - Viento

Para el dimensionado y cálculo de la estructura metálica para envoltorio del edificio y el resto de perfiles metálicos usados en las demás estructuras se ha utilizado la siguiente normativa:

- EAE 2011 – Instrucción Española de Acero Estructural

Para el dimensionado y cálculo de los elementos de hormigón como los forjados de piscina, pilares y forjados de aparcamientos, así como los muros pantallas y la losa de cimentación se ha utilizado la siguiente normativa:

- EHE-08 – Instrucción Española de Hormigón Estructural
- EC-02 – Eurocódigo 2. Proyectos de estructuras de hormigón.

Para definir la geometría de las instalaciones interiores de la piscina, el vaso de la piscina y garantizar el cumplimiento de la línea de visión de la estructura de graderío, se han utilizado las siguientes normativas:

- UNE-EN 13200-1 – Instalaciones para espectadores – Parte 1: Características generales para espacios de visión de espectadores
- NIDE 3 – Piscinas Cubiertas (2005)

- Reglamento de Instalaciones Térmicas en Edificios (RITE)
- UNE-EN 12193. Iluminación de instalaciones deportivas

Para definir la distribución del aparcamiento y garantizar un correcto funcionamiento de éste se ha utilizado la siguiente ordenanza:

- Ordenanza Reguladora de las Condiciones Funcionales de Aparcamientos. (BOP 245 de 15-X-94)

2.2. Materiales

En este apartado se definen las propiedades mecánicas de los materiales que se utilizarán para llevar a cabo la actuación.

En la estructura del edificio de la piscina se han utilizado perfiles normalizados de acero S275, los cuales presentan las siguientes propiedades mecánicas:

- Densidad (ρ): 7850 kg/m³
- Tensión en límite elástico (f_y): 275 N/mm² ($t < 40$ mm) y 255 N/mm² (40 mm $< t < 80$ mm)
- Tensión de rotura (f_u): 430 N/mm² ($f_u < 580$ N/mm² ($t < 40$ mm) y 410 N/mm² ($f_u < 560$ N/mm² (40 mm $< t < 80$ mm)
- Módulo de elasticidad o de Young (E): 210000 N/mm²
- Módulo de elasticidad transversal (G): 81000 N/mm²
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,3
- Coeficiente de dilatación térmica (α): $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Conductividad eléctrica (σ): $3 \cdot 10^6 \text{ } \Omega^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$
- Resistencia a tracción (Rm): 410 – 560 N/mm² (3 mm $< t < 100$ mm) y 400 – 540 N/mm² (100 mm $< t < 125$ mm)

El acero de las armaduras pasivas, tanto en los pilares de hormigón del aparcamiento como en las estructuras de las cimentaciones del tipo B500S, que presenta las siguientes propiedades:

- Límite elástico: $f_y = 500$ N/mm²
- Carga unitaria de rotura: $R_m = 550$ N/mm²
- Alargamiento de rotura: $\epsilon_{uk} = 12 \%$
- Alargamiento del acero bajo máxima carga: $\epsilon_u = 10\%$
- El último material a definir es el hormigón armado empleado (HA-25):
- Resistencia característica a compresión tras 28 días: $f_{ck} = 25$ MPa
- Valor medio de la resistencia a tracción: $f_{ctm} = 2.6$ MPa
- Módulo de elasticidad: $E_{cm} = 31$ GPa
- Deformación unitaria última de compresión: $\epsilon_{cu} = 3,5\%$

2.3. Método de los estados límite

Según la EAE 2011 se definen como estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para la que ha sido proyectada.

De forma general, los estados límite se clasifican en:

- Estados límite últimos.
- Estados límite de servicio.

Las situaciones de proyecto a considerar son las siguientes:

- Situaciones persistentes, que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura.
- Situaciones transitorias, como son las que se producen durante la construcción o reparación de la estructura.
- Situaciones accidentales, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura.

Debe comprobarse que una estructura no supere ninguno de los estados límite anteriormente definidos en cualquiera de las situaciones de proyecto indicadas anteriormente, considerando los valores de cálculo de las acciones, de las características de los materiales y de los datos geométricos.

El procedimiento a seguir para la comprobación, consiste en deducir, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura y la respuesta de la estructura para la situación límite en estudio. El estado límite quedara garantizado si se verifica, con una fiabilidad aceptable, que la respuesta estructural no es inferior al efecto de las acciones aplicadas.

La definición de las acciones actuantes en la estructura se establece en la normativa aplicada, mencionada anteriormente, relativa a acciones. A continuación, se fijan reglas para la definición de los valores de cálculo de las acciones y sus combinaciones, siempre que no se haya indicado otra cosa en su correspondiente normativa para una acción determinada.

Es necesario remarcar que para las estructuras de hormigón las situaciones de proyecto consideradas son análogas a las mencionadas anteriormente para estructuras metálicas, según el CTE – Documento de Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación. En este caso, los coeficientes de seguridad y simultaneidad son idénticos.

2.3.1. Estados límite últimos

El método de los estados límite últimos engloba todos aquellos estados que producen el fallo de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Como estados límite últimos deben considerarse los debidos a:

- La pérdida del equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido.
- El fallo por perdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella, o de algún o algunos elementos estructurales que constituyen la estructura.
- El fallo por agotamiento de la resistencia de la estructura o de las secciones de los elementos estructurales que constituyen la misma.
- El fallo por agotamiento de la resistencia de las uniones.

En la comprobación de os estado límite últimos que consideran el colapso o rotura de una sección o elemento estructural, se debe satisfacer, la condición:

$$E_d \leq R_d$$

donde

R_d Valor de cálculo de la respuesta de la estructura.

E_d Valor de cálculo del efecto de las acciones.

Para la evaluación del estado límite de equilibrio se debe satisfacer la siguiente condición:

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

donde

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

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

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecerán las posibles combinaciones de acciones. Cada combinación estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes, pudiendo ser cualquiera de las acciones variables determinante.

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definen con las siguientes expresiones:

En situaciones persistentes o transitorias:

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

En situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En situaciones en las que actúa la acción sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde

$G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes..

$G^*_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.

$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.

$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$ Valor representativo cuasi-permanente de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante y la acción accidental, o con la acción sísmica.

A_k Valor característico de la acción accidental.

$A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

Los coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos quedan recogidos en la siguiente tabla, extraída de la EAE 2011:

Tipo de acción	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones accidentales	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla Nº1 – Coeficientes parciales para las acciones, aplicable para ELU. EAE 2011

En el estado límite de equilibrio para la parte favorable se adoptará un coeficiente $\gamma_G = 0,9$ y para la parte desfavorable se adoptará un coeficiente $\gamma_G = 1,1$, para situaciones de servicio, o $\gamma_G = 0,95$ para la parte favorable y $\gamma_G = 1,05$ para la parte desfavorable.

Los coeficientes de simultaneidad se han extraído del CTE - DB de Seguridad Estructural, debido a que no se consideran acciones concomitantes sobre la estructura la sobrecarga de uso con la acción del viento o la nieve. Estos coeficientes se pueden observar en la siguiente tabla:

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para 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

Tabla Nº2 – Coeficientes de simultaneidad para las diferentes cargas posibles

2.3.2. Estados límite de servicio

El método de los estados límite de servicio incluye todas aquellas situaciones para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto requeridos.

En la comprobación de los estados límite de servicio se debe satisfacer la siguiente condición:

$$C_d \geq E_d$$

donde

C_d Valor límite admisible para el estado a comprobar (deformaciones, vibraciones, etc.).

E_d Valor de cálculo del efecto de las acciones (tensiones, nivel de vibración, etc.).

Como estados límite de servicio deben considerarse los siguientes:

- Estado límite de deformaciones. Es el producido por deformaciones que pueden afectar a las acciones aplicadas o a la apariencia o al uso de la estructura o causar daños en elementos no estructurales.
- Estado límite de vibraciones. Es el que se produce por vibraciones que pueden ser desagradables o causar inquietud a los usuarios, o provocar daños en la estructura o equipos.
- Los daños y el deterioro que pueda afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de estructura.

Para estos estados límite se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Combinación poco probable

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

Combinación frecuente:

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

Combinación cuasi-permanente:

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

Donde los coeficientes quedan definidos en el apartado anterior.

Los coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite de servicio quedan recogidos en la siguiente tabla, extraída de la EAE 2011:

Tipo de acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Tabla N°3— Coeficientes parciales para las acciones aplicables para ELS. EAE 2011

Los coeficientes de simultaneidad para las diferentes combinaciones de carga quedan definidos en la tabla N° 2 del apartado anterior.

2.4. Coeficientes de seguridad

Los valores de los coeficientes parciales para la resistencia en la comprobación de los estados límite últimos son los que se indican en la siguiente tabla:

Materiales	Coeficiente seguridad materiales (γ)
Hormigón	1,5
Acero B500S	1,15
Acero S275	1,05
Uniones	1,25/1,10

Los valores de los coeficientes parciales para la resistencia en la comprobación de los estados límite de servicios son todos iguales a la unidad.

3. Acciones

En este apartado se hablará de las acciones que actúan sobre las diferentes estructuras que componen la obra, siendo estas, la estructura principal que contiene a la piscina y la estructura auxiliar que incluye ciertas instalaciones, los forjados y estructuras interiores y las estructuras del aparcamiento subterráneo.

Para el cálculo de las acciones se aplica lo estipulado en el Documento Básico Seguridad Estructural-Acciones en la edificación del CTE. El objeto de esta normativa, es verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio, establecidos en el DB-SE.

Están fuera del alcance de este Documento Básico las acciones y las fuerzas que actúan sobre elementos tales como aparatos elevadores o puentes grúa, o construcciones como los silos o los tanques.

3.1. Acciones permanentes

Las acciones permanentes (G) son aquellas que actúan en todo momento sobre la estructura con una posición constante.

3.1.1. Peso propio

Estructura principal y estructura auxiliar

El peso propio a tener en cuenta es de los elementos estructurales. Se determinará con el programa de cálculo CYPE 2015 donde se define el tipo de acero utilizado para los perfiles metálicos que constituyen los pilares y vigas que forman los pórticos, así como la cubierta, siendo un Acero S275.

Forjados y estructuras interiores

El peso propio a tener en cuenta en las estructuras interiores queda definido por perfiles metálicos que conforman los pilares y las vigas que dan lugar a los forjados.

Los elementos que apoyarán en los perfiles metálicos que formarán parte del forjado serán de un hormigón HA-35, y el peso propio lo tiene en cuenta el programa de cálculo CYPE 2015 al asignarle unas determinadas dimensiones al elemento a dimensionar.

Aparcamiento subterráneo

El peso propio a tener en cuenta en las estructuras que conforman el aparcamiento subterráneo es el de los forjados y el de los pilares de hormigón armado HA-30, que se realizará con ayuda del programa de cálculo CYPE 2015.

3.1.2. Cargas muertas

La carga muerta de los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimiento (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos) y equipo fijo se han elegido del catálogo de MetalPanel.

- Carga muerta de cubierta = 20kg/m^2
- Carga muerta de cerramiento = 18kg/m^2

Para la carga muerta del aparcamiento subterráneo se ha tomado un valor de 2 kN/m^2 en todas las plantas, siendo esta más que suficiente para tener en cuenta cargas de pavimento, pinturas anticorrosivas, etc.

En los forjados de la piscina también se ha considerado una carga muerta de 2 kN/m^2 para tener en cuenta el peso de falsos techos, baldosas, etc. La carga muerta a tener en cuenta en gradass se desarrolla en el Anejo N°11 – Parte 4, al ir está en función de la grada elegida.

3.2. Acciones variables

Las acciones variables son las que pueden actuar en la estructura o no en determinadas ocasiones.

Se consideran acciones variables las sobrecargas, la acción del viento, la acción térmica y la nieve.

3.2.1. Sobrecarga de uso

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

Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. Los valores característicos que se adoptaran se pueden extraer de la tabla 3.1. del DB – SE – Acciones en la edificación. Dichos valores incluyen tanto los efectos derivados de uso normal, personas, mobiliario, enseres, mercancías habituales, contenido de los conductos, maquinaria y en su caso vehículos, así como los derivados de la utilización poco habitual, como acumulación de personas, o de mobiliario con ocasión de un traslado.

Asimismo, para comprobaciones locales de capacidad portante, debe considerarse una carga concentrada actuando en cualquier punto de la zona. Dicha carga se considerará actuando simultáneamente con la sobrecarga uniformemente distribuida en las zonas de uso de tráfico y aparcamiento de vehículos ligeros, y de forma independiente y no simultánea con ella en el resto de los casos.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾ (6)	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
			Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla Nº4– Valores de la sobrecarga según el CTE -DB Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación.

Estructura principal y estructura auxiliar

Para las estructuras se trata de cubiertas accesibles únicamente para conservación (G), y dentro de esta sección se trata de una cubierta ligera sobre correas sin forjado (G1), por lo que la carga uniforme es de 0,4 kN/m².

Según el CTE, se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1kN/m² y hay que tener en cuenta que esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables. Para estar del lado de la seguridad se escoge 1 kN/m².

Esta sobrecarga de uso se distribuye entre correas, las cuales se sitúan a una distancia de 2,021 metros para que tengan una disposición equidistante a lo largo de la celosía.

Como cada correa tiene una inclinación diferente al tratarse de una celosía cilíndrica, se ha calculado la inclinación de cada una de las correas como la media de la pendiente que tiene cada uno de los tramos entre los que se encuentra situada. Con este ángulo se ha obtenido el valor en proyección horizontal de la sobrecarga y de la carga muerta.

A continuación, se puede observar una tabla Excel que muestra las cargas muertas y la sobrecarga que actúan sobre las correas, teniendo en cuenta su inclinación y el área tributaria de cada correa. Estos valores son los que se han introducido en el programa de cálculo, para su posterior dimensionado.

En la tabla únicamente aparece hasta la correa número 13 que es la que se encuentra en cumbrera, siendo hasta la correa número 25 cargas simétricas.

ESTRUCTURA PRINCIPAL				
Nº CORREA	Alpha	DIST	SC	CM
1	13,625	0	1,473	0,379
2	13,047	2	1,969	0,505
3	11,875	4	1,978	0,505
4	11,259	6	1,982	0,505
5	10,071	8	1,990	0,505
6	8,312	10	2,000	0,505
7	7,124	12	2,005	0,505
8	5,937	14	2,010	0,505
9	4,751	16	2,014	0,505
10	3,564	18	2,017	0,505
11	2,375	20	2,019	0,505
12	1,186	22	2,021	0,505
13	0	24	2,021	0,505

ESTRUCTURA AUXILIAR		
Nº CORREA	SC	CM
1	1,473	0,379
2	1,969	0,505
3	1,978	0,505
4	1,982	0,505
5	1,990	0,505
6	2,000	0,505
7	2,005	0,505
8	2,010	0,505
9	2,014	0,505
10	2,017	0,505
11	2,019	0,505

Forjados y estructuras interiores

En una de las zonas de la primera planta queda ubicado un gimnasio por lo que, en la categoría de uso se trata de una zona de acceso al público (C), destinada a gimnasio o actividades físicas (C4), por lo que la carga uniforme es de 5 kN/m² y la carga concentrada de 7 kN.

La grada se trata de una zona de acceso al público (C), de aglomeración (C5) con una carga uniforme de 5 kN/m² y una carga concentrada de 4 kN.

Aparcamiento subterráneo

La sobrecarga de uso a tener en cuenta en el aparcamiento subterráneo es la de una zona de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30kN) (E) que tiene un valor de 5 kN/m² y una carga concentrada de 20 kN.

Las cargas concentradas de tráfico deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m² para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m² para losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m² para elementos primarios como vigas, ábacos de soportes o zapatas.

Se debe considerar una sobrecarga de uso en el aparcamiento causada por el vaso de la piscina que supone una sobrecarga de 20 kN/m².

3.2.2. Viento

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo de viento.

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

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

donde:

- q_b Presión dinámica del viento
- c_e Coeficiente de exposición
- c_p Coeficiente eólico o de presión exterior

Presión dinámica del viento

En el anejo D del DB de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación, se pueden obtener el valor de la presión dinámica del viento. El valor básico puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Siendo

- δ Densidad del aire
- v_b Valor básico de la velocidad del viento.

El CTE ya tiene calculados estos valores en función de la situación geográfica de la localidad donde tenga lugar la actuación. El valor de la presión dinámica es, respectivamente 0,42 kN/m², 0,45 kN/m² y 0,52 kN/m² para las zonas A, B y C del siguiente mapa:

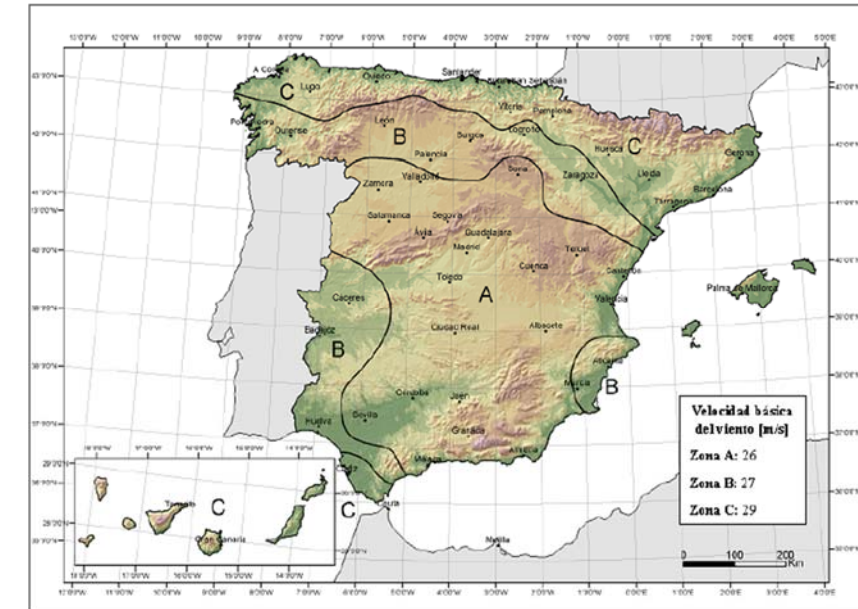


Imagen 1 – Mapa dividido por zonas según el valor de la presión dinámica del viento. Fuente: CTE

Jávea está ubicada en la zona B, por lo que el valor de la presión dinámica es de 0,45 kN/m².

Coeficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 3.4. extraída del DB – SE – Acciones en la Edificación, siendo la altura del punto considerado la media respecto a la rasante media de la fachada de barlovento.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e								
Grado de aspereza del entorno		Altura del punto considerado (m)						
		3	6	9	12	15	18	24
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9

Tabla Nº 5 – Valores del coeficiente de exposición c_e . CTE-DB-SE

El grado de aspereza del entorno donde se encuentran la estructura esa variable por la localización de Jávea. En la imagen anterior, se puede observar como el grado de aspereza del entorno es de grado I para la fachada Norte-Este, ya que están situadas próximas al mar, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud. Por otro lado, las demás fachadas tienen una orientación Sur-Oeste, siendo de grado II, al tratarse de un terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado y no siendo de grado I por estar en la parte de atrás del edificio.

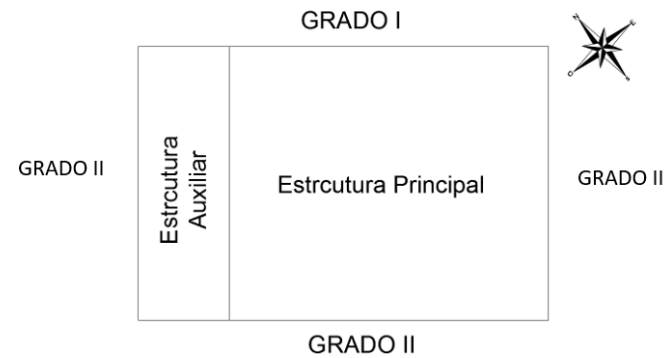


Imagen 2 – Grado de aspereza del entorno en la estructura. Fuente: Propia.

Si se considera el punto más alto de la estructura que son 14 metros en la cumbrera de la cubierta, por lo que dividiéndolo entre dos buscando el punto medio, sale 7 metros. Escogiendo un valor de 7 metros para estar del lado de la seguridad se obtiene el valor del coeficiente de exposición interpolando linealmente entre dos valores que es de 3,0.

Procediendo del mismo modo, para una altura de 9 metros del punto más alto de la estructura principal se obtiene un valor del coeficiente de exposición de 2,7.

En el anejo D del DB de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación, se puede calcular el coeficiente de exposición de manera más precisa.

El coeficiente de exposición c_e para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200 m, puede determinarse con la expresión:

$$c_e = F \cdot (F + 7k)$$

$$F = k \cdot \ln(\max(z, Z)/L)$$

Siendo k , L , Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la siguiente tabla extraída del CTE:

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Tabla Nº 6– Grado de aspereza del entorno. CTE-DB-SE

Para el grado de aspereza del entorno I se adoptan los valores $k=0,156$, $L=0,003$ m y $Z=1$ m.

$$F = 0,156 \cdot \ln\left(\frac{7}{0,003}\right) = 1,2098$$

$$c_e = 1,2098 \cdot (1,2098 + 7 \cdot 0,156) = 2,7846$$

Para el grado de aspereza del entorno II se adoptan los valores $k=0,17$, $L=0,01$ m y $Z=1$ m.

$$F = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{7}{0,01}\right) = 1,1136$$

$$c_e = 1,1136 \cdot (1,1136 + 7 \cdot 0,17) = 2,5655$$

Coeficientes de presión exterior o eólico

Los coeficientes de presión exterior o eólico, c_p , dependen de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia.

A efectos del cálculo de la estructura, se puede utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3. del CTE que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones del viento. A los efectos locales tales como correas, paneles de cerramiento, o anclajes, deben utilizarse los valores correspondientes a la zona o zonas en que encuentra ubicado dicho elemento.

Dado que el viento puede soplar en dos direcciones diferentes y a su vez en dos sentidos, en la siguiente imagen se puede observar los cuatro casos de dirección del viento que se han considerado para el cálculo de las cargas de viento:

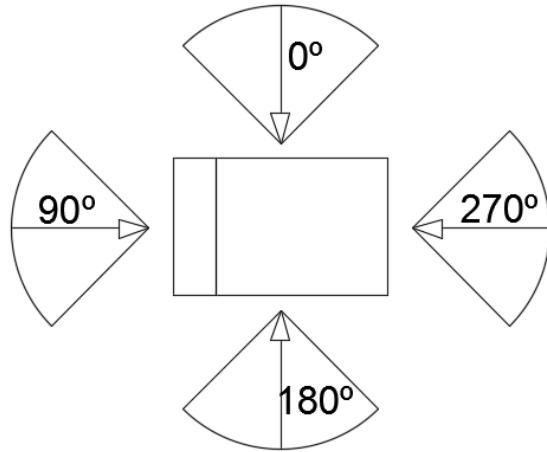
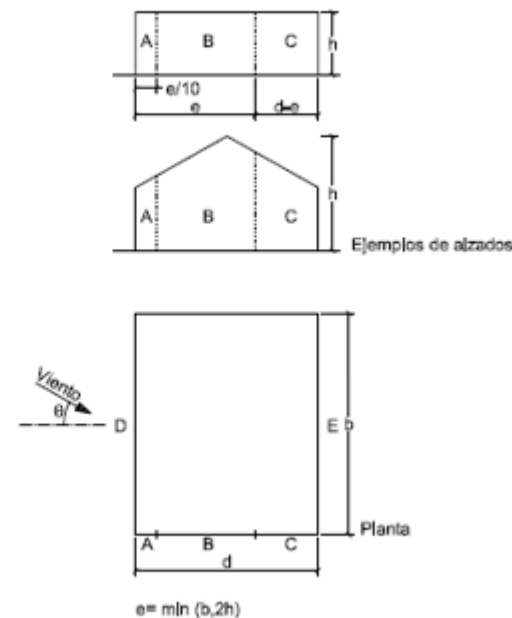


Imagen 3 – Distintas direcciones del viento sobre la estructura. Fuente: Propia.

En primer lugar, se calcula el coeficiente de presión exterior de los paramentos verticales para cada una de las zonas las cuales quedan definida en función de las dimensiones de la estructura como se muestra en la tabla D.3. Paramentos verticales extraída del anejo D del DB de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación del CTE.

Tabla D.3 Paramentos verticales



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Tabla Nº 7– Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales CTE-DB-SE

Se define h como la altura total del edificio desde la rasante siendo de 14 metros; d como el ancho del edificio siendo 48 metros y b como la longitud que es de 75 metros.

COEFICIENTE DE PRESION EXTERIOR cp						
A(m ²)	h/d	A	B	C	D	E
≥10	<1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

A continuación, se muestra en las siguientes tablas la acción del viento sobre los paramentos verticales para las direcciones definidas anteriormente para cada una de las diferentes zonas de influencia obtenidas en función de la geometría de la estructura tal y como se observa en la imagen anterior.

Viento 0º	A	B	C	D	E
qe (kN/m ²)	-1,39	-0,92	-0,58	0,92	-0,58
Viento 180º	A	B	C	D	E
qe (kN/m ²)	-1,39	-0,92	-0,58	0,92	-0,58

Viento 90º	A	B	C	D	E
qe (kN/m ²)	1,50	1,00	0,63	-1,00	0,63
Viento 270º	A	B	C	D	E
qe (kN/m ²)	-1,50	-1,00	-0,63	1,00	-0,63

Una vez definido el coeficiente de presión exterior para los paramentos verticales, solo queda determinarlo para las cubiertas. En este caso se debe separar el cálculo para la cubierta cilíndrica de la estructura principal y la cubierta de la estructura auxiliar que presenta una geometría de cubierta a un agua.

Para el cálculo de las zonas donde actúa el viento, es necesario saber la geometría de ambas estructuras la cual se puede ver detalladamente al principio de este documento en el apartado 3. Descripción de la solución adoptada.

Estructura auxiliar – Cubierta a un agua.

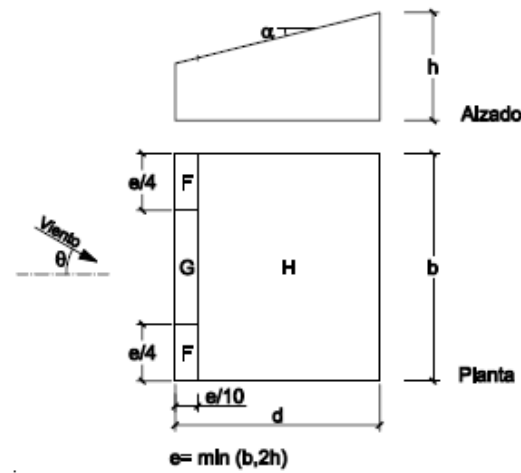
Viento 90°

Para el cálculo del coeficiente de presión exterior cuando el viento sopla con una dirección de 90° sobre una cubierta a un agua, como la de la estructura auxiliar se utiliza la tabla D.5. Cubiertas a un agua extraída del anejo D del DB de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación del CTE.

La cubierta tiene una pendiente de 5,71°. Como los coeficientes de presión exterior no están recogidos para esta inclinación, se debe interpolar linealmente tal y como dice el CTE.

Tabla D.5 Cubiertas a un agua.

a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



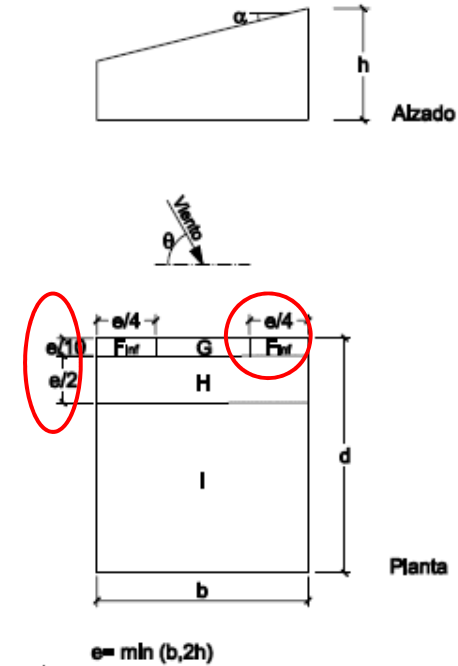
Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3
	≤ 1	0,2	0,2	0,2
	≤ 1	-2,0	-1,5	-0,3
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2
	≤ 1	0,7	0,7	0,4
	≤ 1	-1,5	-1,5	-0,2
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0
	≤ 1	0,7	0,7	0,6
	≤ 1	-0,0	-0,0	-0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7
	≤ 1	0,7	0,7	0,7
	≤ 1	0,7	0,7	0,7
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8
	≤ 1	0,8	0,8	0,8
	≤ 1	0,8	0,8	0,8

Tabla N° 8– Coeficientes de presión exterior en cubiertas a un agua 1 CTE-DB-SE

COEFICIENTE DE PRESION EXTERIOR c_p			
Pendiente de la cubierta	F	G	H
5,71°	-1,64	-1,17	-0,58

Viento 0° y 180°

c) Dirección del viento $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$				
		F_{inf}	F_{sup}	G	H	I
5°	≥ 10	-2,1	-2,1	-1,8	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,4	-2,6	-2,0	-1,2	-0,5
15°	≥ 10	-1,6	-2,4	-1,9	-0,8	-0,7
	≤ 1	-2,4	2,9	-2,5	-1,2	-1,2
30°	≥ 10	-1,3	-2,1	-1,5	-1,0	-0,8
	≤ 1	-2,0	-2,9	-2,0	-1,3	-1,2
45°	≥ 10	-1,3	-1,5	-1,4	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,4	-2,0	-1,3	-1,2
60°	≥ 10	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-0,7
	≤ 1	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
75°	≥ 10	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-2,0	-1,3	-0,5

Tabla N° 9– Coeficientes de presión exterior en cubiertas a un agua 2. CTE-DB-SE

COEFICIENTE DE PRESION EXTERIOR c_p					
Pendiente de la cubierta	F_{inf}	F_{sup}	G	H	I
5,71°	-2,06	-2,12	-1,81	-0,61	-0,51

NOTA: Rodeado en rojo se muestran errores que se han encontrado en la imagen del CTE y que han sido contrastados con la norma UNE-EN 1991-1-4 – Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones del viento.

F_{inf} pasa a ser F_{sup}

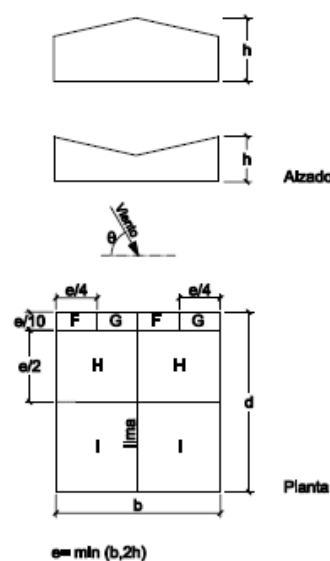
$e/2$ va acotado hasta el borde superior y no hasta donde comienza la zona F

Estructura principal

Viento 90º y 270º

La estructura principal se ha asemejado a una cubierta a dos aguas para un cálculo más preciso para el viento 90º y 270º. Para el cálculo de los coeficientes de presión exterior se ha dividido la cubierta en dos tramos con una pendiente de 8,296º y 0º respectivamente y se ha interpolado linealmente entre los valores de la siguiente tabla para obtener dichos coeficientes.

b) Dirección del viento $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45º	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30º	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15º	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5º	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5º	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15º	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30º	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45º	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60º	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75º	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Nota:

- No se deben mezclar valores positivos y negativos en una sola cara.

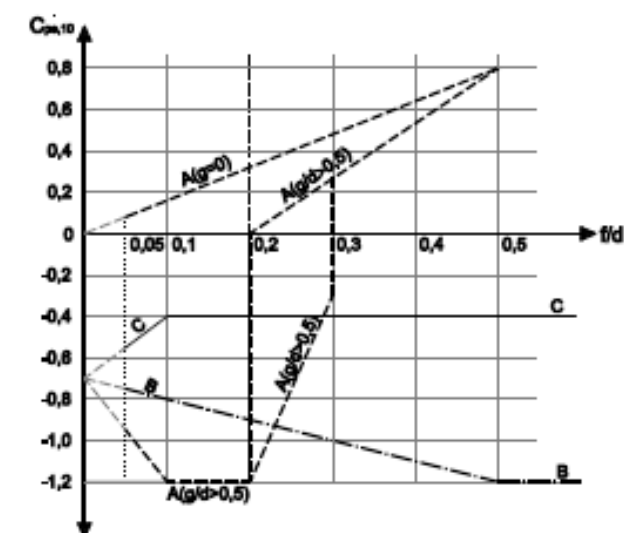
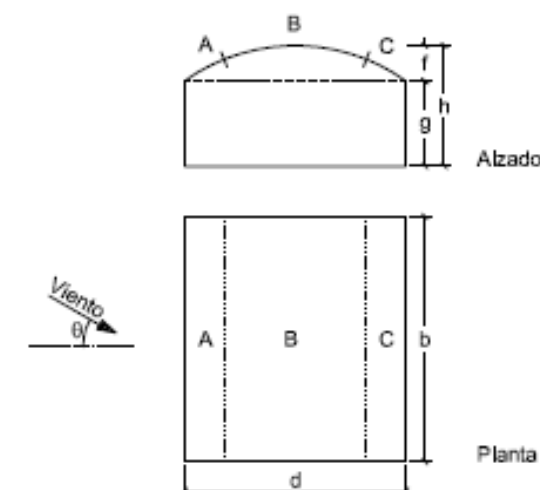
Tabla Nº 10– Coeficientes de presión exterior en cubiertas a dos aguas. CTE-DB-SE

COEFICIENTE DE PRESION EXTERIOR c_p					COEFICIENTE DE PRESION EXTERIOR c_p				
Pendiente de la cubierta	F	G	H	I	Pendiente de la cubierta	F	G	H	I
8,296º	-1,58	-1,30	-0,69	-0,59	0º	-1,70	-1,25	-0,70	-0,60

Viento 90º y 270º

Para el viento 90º y 270º se utiliza la tabla D.12. Cubiertas cilíndricas extraída del anejo D del DB de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación del CTE.

Tabla D.12 Cubiertas cilíndricas



Notas:

- Para $0 < g/d < 0,5$, el coeficiente de presión exterior, $c_{pe,10}$, correspondiente a la superficie A, se obtendrá mediante interpolación lineal.
- Para $0,2 \leq f/d \leq 0,3$ y $g/d \geq 0,5$, se adoptará el más desfavorable de los dos posibles valores del coeficiente de presión exterior, $c_{pe,10}$, correspondiente a la zona A.

Tabla Nº 11 – Coeficientes de presión exterior en cubiertas a dos aguas. CTE-DB-SE

COEFICIENTE DE PRESION EXTERIOR c_p				
f/d	g/d	A	B	C
0,083	0,208	0,10	-0,80	-0,45

Resumen de la acción del viento en las cubiertas

Estructura auxiliar

Viento 0º	Finf	Fsup	G	H	I
qe (kN/m²)	-2,38	-2,45	-2,09	-0,71	-0,59

Viento 90º	F	G	H
qe (kN/m²)	-1,90	-1,35	-0,67

Viento 180º	Finf	Fsup	G	H	I
qe (kN/m²)	-2,59	-2,66	-2,26	-0,77	-0,64

Estructura principal – Cubierta a dos aguas

Viento 90º	Alpha	F	G	H	I
qe (kN/m²)	8.296	-1,82	-1,50	-0,80	-0,68

Viento 270º	Alpha	F	G	H	I
qe (kN/m²)	8.296	-1,82	-1,50	-0,80	-0,68

Viento 90º	Alpha	F	G	H	I
qe (kN/m²)	0	-1,96	-1,44	-0,81	-0,69

Viento 270º	Alpha	F	G	H	I
qe (kN/m²)	0	-1,96	-1,44	-0,81	-0,69

Estructura principal – Cubierta cilíndrica

Viento 0º	A	B	C
qe (kN/m²)	0,12	-0,92	-0,52

Viento 180º	A	B	C
qe (kN/m²)	0,13	-1,00	-0,56

3.3. Acciones térmicas

Los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior. La magnitud de las mismas depende de una serie de condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

Las variaciones de la temperatura en el edificio conducen a deformaciones de todos los elementos constructivos, en particular, los estructurales. En los casos en los que estén impedidas, producen tensiones en los elementos afectados.

Los efectos de juntas de dilatación pueden contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 metros de longitud.

Los efectos globales de la acción térmica pueden obtenerse a partir de la variación de temperatura media de los elementos estructurales, en general, separadamente para los efectos de verano, dilatación, y de invierno, contracción, a partir de una temperatura de referencia de 10°C.

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Tabla Nº 12 – Temperatura mínima del aire exterior (°C)CTE-DB-SE

En el anejo E del DB de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación, se pueden obtener el valor de la temperatura anual máxima del aire (Figura E.1) y el valor de la temperatura mínima del aire exterior (Tabla E.1).

Jávea se encuentra situada a una altitud de 0 m.s.n.m. y en la zona 5 de clima invernal según la figura E.2 que se muestra en el apartado siguiente, por lo que la temperatura mínima que se llega alcanzar es de -5 °C

Por otro lado, la temperatura anual máxima del aire oscila entre los 44 y 46, por lo que se adopta un valor de 45°C, como se puede observar a continuación.

Debido a estos valores la variación máxima anual de temperatura es de unos 50°C.

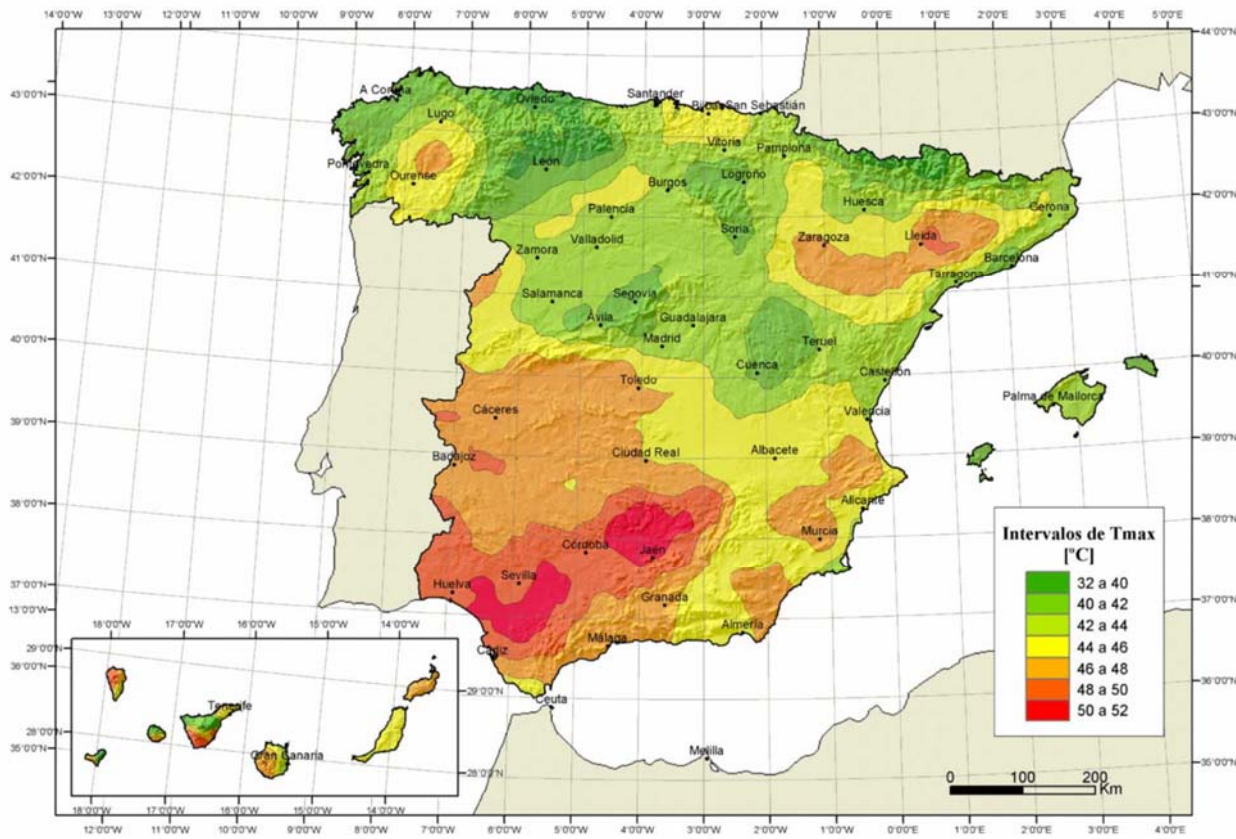


Imagen 4 –. Isotermas de la temperatura anual máxima del aire (Tmax en °C). CTE-DB-SE

Al estar la estructura resistente aislada con el panel sándwich, las variaciones reales son pequeñas, influyendo solo en deformaciones despreciables.

3.4. Nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

Los modelos de carga de este apartado solo cubren los casos de depósito natural de nieve, debido a que la cubierta de la actuación no es accesible y no se producirán acumulaciones debidas a redistribuciones artificiales de la nieve. Del mismo modo, deben tenerse en cuenta las condiciones constructivas particulares que faciliten la acumulación de nieve.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , pueden tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

donde

μ Coeficiente de forma de la cubierta

s_k Valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

El valor de la sobrecarga de nieve se obtiene en el anejo E del DB de Seguridad Estructural – Acciones en la edificación en la tabla E.2 en función de la altura y de la zona en la que se encuentre la actuación.



Imagen 5 –. Identificación gráfica de las zonas climáticas de invierno. Fuente: CTE

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla Nº13 – Valores de la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m2). CTE-DB-SE

Como se ha dicho anteriormente, Jávea se encuentra en la zona de clima invernal 5 a una altura de 0 m.s.n.m. por lo que le corresponde un valor característico de carga de nieve de 0,2 kN/m².

En cuanto al coeficiente de forma, el CTE no especifica ningún valor para cubiertas cilíndricas ni ninguna otra que se asemeje, por lo que para estar del lado de la seguridad se adopta un valor de 1.

A continuación, se puede observar una tabla Excel que muestra la carga de nieve, teniendo en cuenta su inclinación y el área tributaria de cada correa. Estos valores son los que se han introducido en el programa de cálculo, para su posterior dimensionado.

En la tabla únicamente aparece hasta la correa número 13 que es la que se encuentra en cumbrera, siendo hasta la correa número 25 cargas simétricas, en el caso de la estructura principal y las 11 correas de la estructura auxiliar.

ESTRUCTURA PRINCIPAL			
Nº CORREA	Alpha	DIST	N
1	13,625	0	0,295
2	13,047	2	0,394
3	11,875	4	0,396
4	11,259	6	0,396
5	10,071	8	0,398
6	8,312	10	0,400
7	7,124	12	0,401
8	5,937	14	0,402
9	4,751	16	0,403
10	3,564	18	0,403
11	2,375	20	0,404
12	1,186	22	0,404
13	0	24	0,404

ESTRUCTURA AUXILIAR	
Nº CORREA	N
1	0,295
2	0,394
3	0,396
4	0,396
5	0,398
6	0,400
7	0,401
8	0,402
9	0,403
10	0,403
11	0,404

3.5. Acciones accidentales

3.5.1. Sismo

Las acciones sísmicas están reguladas en la NSCE, Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación.

Según la NSCE – 02, la estructura de la piscina se clasifica como una construcción de importancia normal, ya que de trata de una estructura que cuya destrucción por un terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Esta norma podrá no aplicarse, en edificaciones de importancia normal cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad. También, podrá no aplicarse en construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0,08g.

A continuación, se puede observar el mapa de peligrosidad sísmica extraído de la NCSE-02, del cual se puede obtener el valor de la aceleración básica, a_b .

Jávea está localizada en una zona con un valor de aceleración básica del viento mayor que 0,04g y menor que 0,08g ($0,04g < a_b < 0,08g$).

Por lo expuesto anteriormente, se puede despreciar la acción sísmica en nuestro modelo estructural debido a que la estructura cuenta con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones.

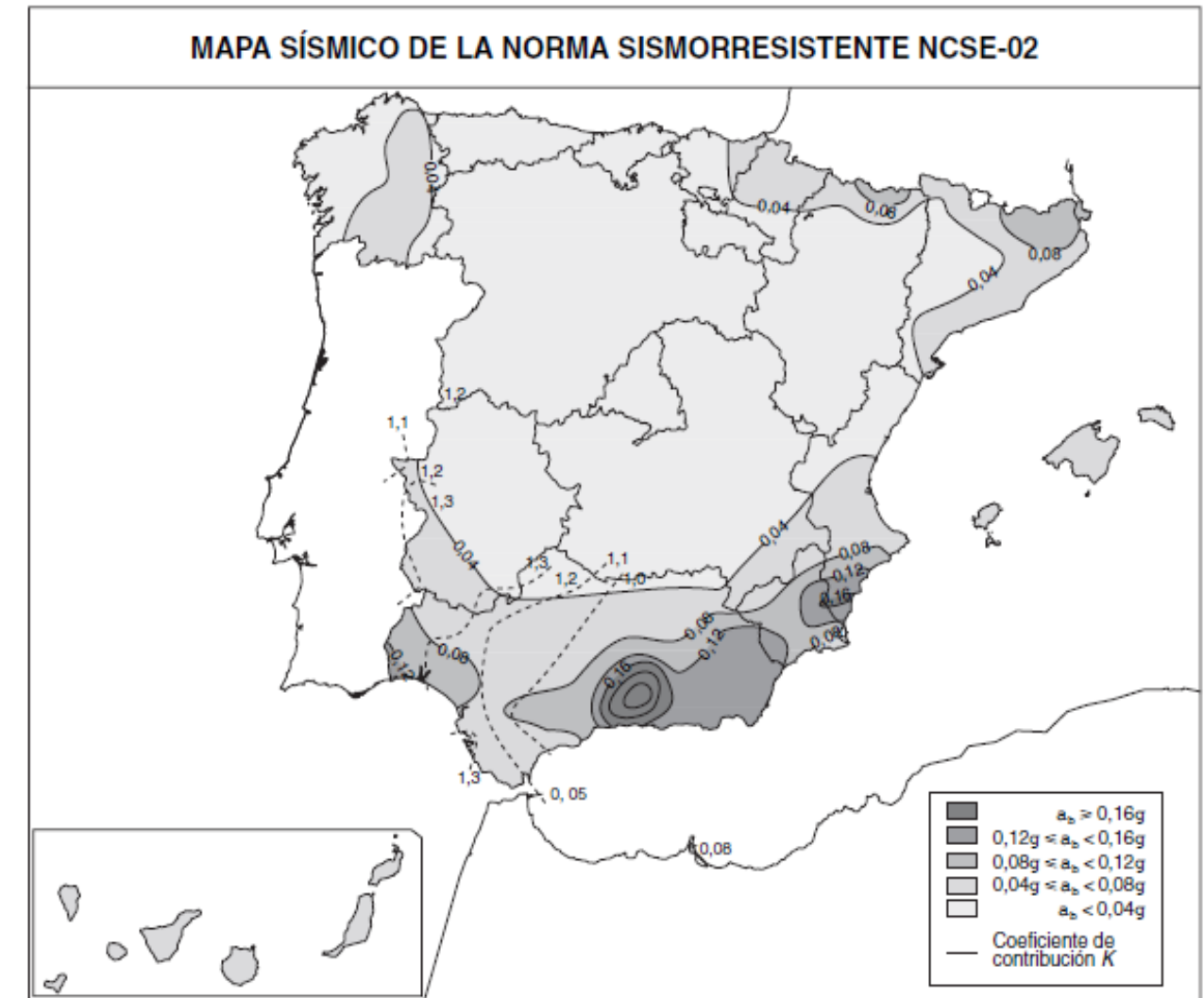


Imagen 6 –. Mapa sísmico de España según la Norma Sismorresistente NCSE-02