

Proyecto básico de terminal exterior de atraque para  
cruceros de tamaño medio en Benidorm (Alicante).  
Obra de atraque exterior.

Anejo nº 12  
Cálculos estructurales

Autor:

Víctor Martí Grau

## ÍNDICE

1. Introducción	pág. 2
2. Métodos de verificación	pág. 2
3. Valoración de acciones	pág. 3
4. Situaciones de proyecto	pág. 4
5. Espaldón	pág. 6
6. Paredes exteriores	pág. 12
7. Paredes interiores	pág. 31
8. Solera	pág. 33
9. Zapata	pág. 39
10. Viga cantil	pág. 43

## 1. Introducción

Este anejo contiene toda la información relacionada con el cálculo estructural de los elementos de hormigón de la estructura que conforma la obra. Desde la explicación de los métodos de verificación basados en los estados límite últimos, las combinaciones de acciones según cada situación, y la descripción detallada de cada situación, hasta el análisis de los esfuerzos de la estructura y el cálculo de la armadura en diversas secciones.

Los elementos estructurales que son objeto de análisis y cálculo son el espaldón, las paredes exteriores del cajón, las paredes interiores del mismo, la solera, y las zapatas.

Las sobrecargas de atraque y amarre no intervienen en los esfuerzos sobre las paredes exteriores porque se ha decidido hormigonar la parte superior de las celdas donde actúan estas cargas concentradas, a fin de evitar roturas locales y cuantías excesivas de armadura.

## 2. Métodos de verificación

El método utilizado para la verificación de la seguridad estructural y la aptitud al servicio es el llamado “Método de los estados límite”.

Los estados límite son situaciones en las que al ser superadas se considera que la estructura deja de cumplir algunas de las funciones para las que ha sido proyectada. Estos estados límite se dividen en los siguientes:

- 1- Estados límite últimos (ELU)
- 2- Estados límite de servicio (ELS)
- 3- Estados límite de durabilidad

Los estados límite últimos engloban aquéllos que producen el fallo de la estructura por pérdida de equilibrio, colapso o rotura total o parcial. Los estados límite de servicio son aquéllos para los que se dejan de cumplir los requisitos de funcionalidad, comodidad o aspecto. Los estados límite de durabilidad son los que producen degradación de los materiales bajo acciones de tipo físicas y químicas.

En los estados límite últimos, la resistencia de los materiales esta afectada por un coeficiente de seguridad minorador, expresado en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 – Coeficientes parciales de seguridad de los materiales en ELU

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

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

El proceso de cálculo de los estados límite se basa en obtener una combinación de acciones que debe cumplir la inequación que representa al estado límite que se está calculando.

### 3. Valoración de acciones

El método para la valoración y la combinación de acciones utilizado en los cálculos estructurales de este anejo es el llamado “Método de los coeficientes parciales de seguridad”.

Las combinaciones de acciones para estado límite último y para estado límite de servicio, según cada situación o combinación, se muestran en las figuras 3.1 y 3.2 respectivamente. Los coeficientes parciales de seguridad para ELU y ELS se muestran en las tablas 3.1 y 3.2 respectivamente.

— Situaciones permanentes o transitorias:

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

— Situaciones accidentales:

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

— Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{l > 1} \gamma_{Q,l} \Psi_{2,l} Q_{k,l}$$

donde:

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes.
$G_{k,j}^*$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
$P_k$	Valor característico de la acción del pretensado.
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante.

Figura 3.1 Combinaciones en ELU

— Combinación poco probable o característica:

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

— Combinación frecuente:

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

— Combinación cuasipermanente:

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

Figura 3.2 Combinaciones en ELS

Tabla 3.1 Coeficientes de seguridad para acciones en ELU

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 3.2 Coeficientes de seguridad para acciones en ELS

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Los coeficientes de combinación  $\psi_i$  para las acciones en obras marítimas se definen en la ROM 0.2-90 mediante las tablas 3.3, 3.4 y 3.5.

Tabla 3.3

ACCIÓN	$\psi_0$
$Q_H$ - Cargas Hidráulicas	1,00*
$Q_T$ - Cargas del Terreno	1,00
$Q_V$ - Cargas Variables de Uso o Explotación	0,70
$Q_M$ - Cargas Medioambientales	0,70
$Q_D$ - Cargas de Deformación	1,00
$Q_C$ - Cargas de Construcción	1,00

Tabla 3.4

ACCIÓN	$\psi_1$
$Q_H$ - Cargas Hidráulicas	1,00*
$Q_T$ - Cargas del Terreno	1,00
$Q_V$ - Cargas Variables de Uso o Explotación	0,60
$Q_M$ - Cargas Medioambientales	0,30
$Q_D$ - Cargas de Deformación	1,00
$Q_C$ - Cargas de Construcción	1,00

Tabla 3.5

ACCIÓN	$\psi_2$
$Q_H$ - Cargas Hidráulicas	1,00*
$Q_T$ - Cargas del Terreno	1,00
$Q_V$ - Cargas Variables de Uso o Explotación	0,50
$Q_M$ - Cargas Medioambientales	0,00
$Q_D$ - Cargas de Deformación	1,00
$Q_C$ - Cargas de Construcción	1,00

#### 4. Situaciones de proyecto

Los cajones que forman la estructura, tanto en la parte dique como en la parte muelle, están sometidos desde el momento de su fabricación a diversas situaciones de proyecto. En cada situación estará solicitado por unas acciones diferentes que deben ser resistidas garantizando la resistencia, seguridad, funcionalidad y durabilidad.

Las situaciones que se presentan en este proyecto son las siguientes:

- I. Transporte del cajón en flotación
- II. Fondeo del cajón
- III. Relleno de celdas
- IV. Muelle en servicio
- V. Dique en servicio

A continuación se van a describir las acciones que intervienen en cada situación así como los elementos estructurales que pueden resultar críticos para su diseño en estado límite último.

##### Situación I: Transporte del cajón en flotación

En esta situación el cajón está solicitado por las acciones de peso propio, el empuje de Arquímedes, el peso del agua en la celda, el peso del agua sobre las zapatas, y los empujes hidrostáticos del agua.

Los elementos críticos de diseño son las paredes exteriores. El nivel del lastre líquido es de 1.5 metros y las celdas están incomunicadas, sin desnivel de lastre entre celdas.

##### Situación II: Fondeo del cajón

Las acciones que solicitan al cajón en esta fase son las mismas que en la fase anterior. Los elementos críticos de diseño son las paredes exteriores. La razón de considerar esta situación es que al elevar el nivel del lastre en celdas la resultante de las presiones sobre las paredes exteriores se desplaza hacia la coronación del cajón.

El nivel del lastre en esta situación es de 3.5 metros.

##### Situación III: Relleno de celdas

En esta situación sólo interviene la acción de empuje del relleno de celdas sobre las paredes, considerando el efecto silo, suponiendo que se rellena una celda completamente y las contiguas están vacías. No existe desnivel de agua entre celdas.

En esta situación los elementos críticos de diseño son las paredes interiores.

Situación IV: Muelle en servicio

Durante el funcionamiento del muelle las acciones que solicitan al cajón son el peso propio, el empuje de Arquímedes, los pesos de agua sobre celdas y sobre zapatas, el empuje del agua debido al desnivel entre las celdas y el agua exterior, el empuje del relleno en las paredes de las celdas, el empuje de las tierras del trasdós, el peso de las tierras sobre la zapata del trasdós, y las acciones de sobrecarga de servicio.

El nivel de agua en las celdas se considerará que está en coronación y el nivel del agua exterior estará 0.8 metros por debajo del nivel medio, según indica el Manual de Cajones para zonas sin marea astronómica significativa.

Los elementos críticos en esta situación son las paredes exteriores y la cimentación. También son críticos los esfuerzos de tracción transmitidos a las paredes interiores debido al empuje sobre las paredes exteriores.

Situación V: Dique en servicio

En la situación de dique en servicio las acciones son las mismas que en la parte muelle sustituyendo la sobrecarga de uso por la acción del oleaje. El oleaje da lugar a dos combinaciones posibles según se considere el seno o la cresta de la ola.

Los elementos críticos son las paredes exteriores y la cimentación, pero también hay que comprobar las tracciones transmitidas a paredes interiores.

## 5. Espaldón

El cálculo estructural del elemento “espaldón” se realiza de forma independiente del resto de la estructura, modelizándolo como un muro empotrado a la pared exterior del cajón. Los cálculos se realizan sobre una sección recta tipo de un metro de ancho, que representa un metro de muro en su dirección longitudinal. Se dimensiona para la situación V, dique en servicio.

El espaldón está solicitado por la acción del oleaje en el paso de seno y por su peso propio. La figura 5.1 ilustra las acciones sobre la estructura.

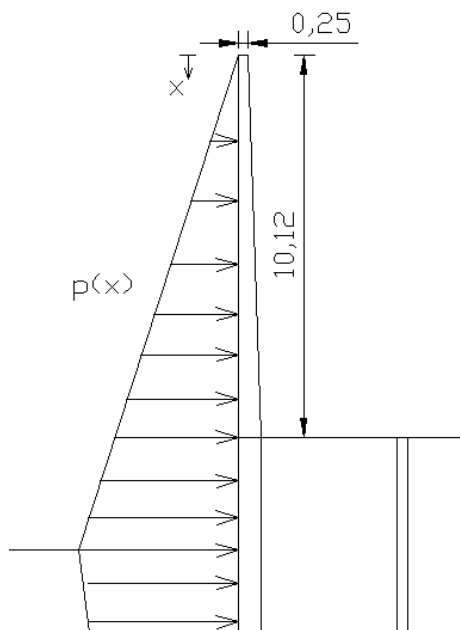


Figura 5.1 Modelo estructural

Las leyes de esfuerzos producidos por la acción permanente de peso propio son:

$$N_w(x) = \int \gamma_h \cdot A(x) \cdot dx = 0.4323x^2 + 6.25x \text{ (kN)}$$

$$V_w(x) = 0 \text{ (kN)}$$

$$M_w(x) = 0 \text{ (kN)}$$

La acción del oleaje, sabiendo que al nivel del mar vale 105.39 kN/m<sup>2</sup> y que en la coronación del espaldón vale 0 kN/m<sup>2</sup>, sigue la siguiente ley:

$$p(x) = 8.0328x \text{ (kN)}$$

Las leyes de esfuerzos producidos por la acción variable del seno del oleaje son:

$$N_o(x) = 0 \text{ (kN)}$$

$$V_o(x) = \frac{p(x) \cdot x}{2} = 4.0164x^2 \text{ (kN)}$$

$$M_o(x) = \int V(x) \cdot dx = 1.3388x^3 + C \text{ (kNm)} \quad C=0$$

Tabla 5.1 – Datos generales	
Clase de exposición	IIIc+Qb+E
Recubrimiento mínimo	40 mm
Recubrimiento nominal	60 mm
Hormigón	HA-40/B/20/IIIc+Qb+E
Acero	B500S
Recubrimiento mecánico	76 mm

Cálculo de la sección de empotramiento  $x = 10.12 \text{ m}$  – ELU Solicitaciones normales

$$M_d = 1.5 \cdot M_o(10.12) = 2081.37 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1 \cdot N_w(10.12) = 107.52 \text{ kN}$$

Dimensionamiento de armadura en dos capas. La comprobación de borde en el diagrama de interacción axil-momento flector es innecesaria puesto que la magnitud del momento flector positivo fuerza a que la curvatura de la sección sea positiva.

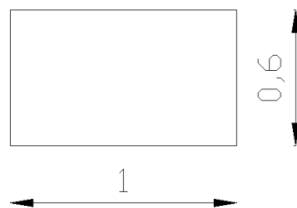


Figura 5.2 Geometría de la sección

$$\text{Canto útil, } d = h - r_{mec} = 0.6 - 0.076 = 0.524 \text{ m}$$

$$d' = h - d = 0.076 \text{ m}$$

$$\text{Ancho, } b = 1 \text{ m}$$

Determinar la zona de dimensionamiento:

$$M_{1d} = M_d + N_d \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2105.45448 \text{ kNm}$$

$$M_{2d} = M_d + N_d \cdot \left(d' - \frac{h}{2}\right) = 2057.28552 \text{ kNm}$$



$$x_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = 0.323233716 \text{ m}$$

$$M_{1c}(x_{lim}) = f_{cd} \cdot 1000 \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_{lim} \cdot (d - 0.4 \cdot x_{lim}) = 2721.759003 \text{ kNm}$$

$$M_{2c}(x_{lim}) = f_{cd} \cdot 1000 \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_{lim} \cdot (d' - 0.4 \cdot x_{lim}) = -367.49337 \text{ kNm}$$

$0 \leq M_{1d} \leq M_{1c}(x_{lim})$  La zona de dimensionamiento es la C.

El criterio de dimensionamiento es que la armadura de compresión es igual a 0. Ahora se pueden resolver las ecuaciones de equilibrio de la sección.

$$M_{1d} = M_{1c}(x_0) = f_{cd} \cdot 1000 \cdot b \cdot 0.8 \cdot x_0 \cdot (d - 0.4 \cdot x_0)$$

$$x_0 = 0.228043266 \text{ m}$$

$$N_d = N_c(x_0) - f_{yd} \cdot A_s = (f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b \cdot x_0 - f_{yd} \cdot A_s) \cdot 1000$$

$$A_s = 0.010942027 \text{ m}^2$$

Disposiciones de armadura para flexión simple o compuesta:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{W}{z} \cdot f_{ct,m,fl}$$

$$W = \frac{I}{y} = \frac{b \cdot h^2}{6} = 0.06 \text{ m}^3$$

$$z = 0.8h = 0.48 \text{ m}$$

$$f_{ct,m,fl} = 3.50882129 \text{ Mpa}$$

$$A_s \geq 0.001472 \text{ m}^2$$

Cuantías geométricas mínimas:

En el caso de muros y armaduras de acero B500S se debe disponer una cuantía de armadura del 0.9‰ en la cara de tracción y un 0.27‰ en la cara de compresión.

$$A_s = 0.0009 \cdot 0.6 = 5.4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A'_s = 0.00027 \cdot 0.6 = 1.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Tabla 5.2 – Armado frente a solicitaciones normales

Armadura de tracción	109.420 cm <sup>2</sup>
Armadura de compresión	1.620 cm <sup>2</sup>

#### ELU solicitaciones tangenciales

Han de verificarse dos condiciones.

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (1)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (2)$$

$$V_{rd} = V_d + V_{cd}$$

La comprobación (1) se realiza en la sección del empotramiento ( $x = 10.12 \text{ m}$ ), y la comprobación (2) se realiza en una sección situada a una distancia de un canto útil del empotramiento ( $x = 9.596 \text{ m}$ ).

El esfuerzo de agotamiento por compresión en el alma,  $V_{u1}$  vale:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$f_{1cd} = 0.6 \cdot f_{cd} = 16 \text{ Mpa}$$

$$K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} = 1.00672$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} = 0.1792 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ y } \theta = 45^\circ$$

$$C = N_d + A_s \cdot f_{yd} = 4864.923 \text{ kN}$$

$$V_d = 1.5 \cdot V_o(10.12) = 617.006 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = V_d - C \cdot \tan \alpha' = 617.006 - 168.253 = 448.753 \text{ kN}$$

$\alpha'$  es el ángulo de inclinación del intradós del muro,  $1.980784^\circ$ .

$$V_{u1} = 4220.17 \text{ kN} \geq V_{rd}$$

Cumple la comprobación (1).

El esfuerzo de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante,  $V_{u2}$  vale:

$$V_{u2} = \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

Con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[ \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{\frac{3}{2}} f_{cv}^{\frac{1}{2}} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

$$h(9.596) = 0.582 \text{ m} \quad d(9.596) = 0.506 \text{ m}$$

$$V_d(9.596) = 555.92 \text{ kN}$$

$$N_d(9.596) = 99.783 \text{ kN} \quad M_d(9.596) = 1774.507 \text{ kNm}$$

$$C = f_{cd} \cdot 1000 \cdot 0.8 \cdot x(9.596) = 4204.335 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = V_d - C \cdot \tan \alpha' = 554.764 - 145.41 = 409.354 \text{ kN}$$

$$f_{cv} = f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.629$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.02$$

$$V_{u2} = 439.136 \text{ kN} \geq V_{rd}$$

Cumple la condición (2) sin necesidad de armadura de cortante.

#### Cálculo de la sección de empotramiento $x = 10.12 \text{ m}$ – ELS Fisuración

Fisuración por compresión:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 0.6 f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$$

$$N_{pp} = 107.52 \text{ kN}$$

$$M_{pp} = 1387.58 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2} = \frac{107.52}{0.6} + \frac{1387.58}{0.018} \cdot 0.3 = 23\,305.53 \text{ kPa}$$

Cumple la condición.

Fisuración por tracción:

$$w_k \leq W_{m\acute{a}x} = 0.1$$

$$N_{qp} = 107.52 \text{ kN}$$

$$M_{qp} = \psi_2 \cdot 1387.58 = 0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = 179.2 \text{ Kpa} > 0$$

No fisura, por tanto la abertura de fisura es 0. Cumple la condición.

Cálculo de la armadura necesaria en otras secciones del muro

Sección x =	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
10.12	109.42	1.62
9	87.715	1.515
8	64.671	1.422
7	46.007	1.329
6	31.145	1.235
5	19.644	1.142
4	9.527	1.049
3	8.679	0.955
2	7.83	0.862
1	6.982	0.768

Se ha comprobado que en todas las secciones se cumplen las comprobaciones de tensiones tangenciales sin armadura de cortante y el estado límite de fisuración. Esta tabla incluye el incremento de tracción en armaduras longitudinales debida al cortante.

Armaduras horizontales

El muro dispone de juntas verticales de contracción en cada junta entre cajones.

La cuantía de armadura mínima horizontal es del 3.2‰ para los primeros 2.5 m de altura, y del 2‰ para el resto del muro. La armadura calculada debe repartirse entre las dos caras del muro.

$$S_1 = 1.392 \text{ m}^2$$

$$A_{1,min} = 0.0032 \cdot S_1 = 44.54 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 2.909 \text{ m}^2$$

$$A_{2,min} = 0.002 \cdot S_1 = 58.18 \text{ cm}^2$$

Además en la coronación del muro se dispondrá una armadura horizontal de 2Ø20 para evitar la formación de fisuras verticales.

Disposición de armaduras

Tabla 5.3 – Armadura vertical a disponer

Tramo ( $x_1 - x_2$ )	As	As'
10.12-7	14Ø32	4Ø12
7-4.5	6Ø32	4Ø12
4.5-2	6Ø20	4Ø12
2-0	4Ø16	4Ø12

Longitudes de anclaje y solape (posición I):

$$l_b = m\phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \phi$$

$$l_{b,net} \cong \frac{l_b \beta A_{s,nec}}{A_{s,real}}$$

$$l_s = \alpha \cdot l_{b,net}$$

$$m(f_{ck} = 40 \text{ Mpa}) = 1.1$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$$

$\beta$ : 1 para prolongación recta, 0.7 para patilla o gancho

Valores de  $\alpha$ 

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 69.5.2.2.a)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a Tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10 \phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

$$l_{s1} = 2 \cdot 1.1 \cdot 32^2 \cdot 1 \cdot \frac{109.42}{112.59} = 2189.4 \text{ mm} \sim 2.20 \text{ m}$$

$$l_{a1} = 1.1 \cdot 32^2 \cdot 0.7 \cdot \frac{40.675}{112.59} = 284.85 \text{ mm} \rightarrow \text{min: } 0.40 \text{ m}$$

$$l_{s2} = 2 \cdot \frac{500}{20} \cdot 20 \cdot 1 \cdot \frac{16.794}{48.25} = 348.06 \text{ mm} \sim 0.35 \text{ m}$$

$$l_{s3} = 2 \cdot \frac{500}{20} \cdot 16 \cdot 1 \cdot \frac{7.83}{18.85} = 332.31 \text{ mm} \sim 0.35 \text{ m}$$

$$l_{a2} = \frac{500}{20} \cdot 16 \cdot 0.7 \cdot \frac{6.982}{8.04} = 243.15 \text{ mm} \sim 0.25 \text{ m}$$

$$l_{s4} = 1 \cdot \frac{500}{20} \cdot 12 \cdot 1 \cdot \frac{1.62}{4.52} = 107.52 \text{ mm} \sim 0.15 \text{ m}$$

$$l_{a3} = \frac{500}{20} \cdot 12 \cdot 1 \cdot \frac{0.768}{4.52} = 50.97 \text{ mm} \rightarrow \text{min: } 0.15 \text{ m}$$

Tabla 5.4 – Armadura horizontal a disponer

Tramo ( $x_1 - x_2$ )	Intradós	Trasdós
10.12-7.62	8Ø12 p.m.	8Ø12 p.m.
7.62-0	4Ø12 p.m.	4Ø12 p.m.

La longitud de solape para la armadura horizontal es de 15 cm.

## 6. Paredes exteriores

Según los modelos de análisis estructural del Manual de Cajones, las acciones que solicitan las paredes exteriores e interiores producen esfuerzos de flexión en planos horizontales fundamentalmente, excepto en los empotramientos de las paredes con la solera donde aparecen también flexiones en planos verticales .

Por lo tanto el cálculo de los esfuerzos de flexión horizontales en las paredes del cajón se obtiene de considerar secciones horizontales de un metro de altura, de longitud igual al ancho de una celda y considerando que se halla empotrada en las paredes interiores perpendiculares más próximas. Puesto que el valor de las acciones es variable en la dirección vertical, será necesario calcular la armadura en diversas secciones situadas a diferente altura.

Los esfuerzos de flexión verticales se obtienen de las gráficas para el cálculo simplificado que se ofrecen en el anexo I del Manual de Cajones. Estas gráficas se han calculado para un cajón de celdas cuadradas de 4 metros entre ejes, de tal manera que resultan esfuerzos ligeramente superiores a los que corresponden a la geometría del cajón de este proyecto, cuyas celdas tienen 3.9 metros entre ejes.

### Esfuerzos en situación I

El calado del cajón en la fase de flotación con un lastre líquido de 1.5 m, es de 11.564 m. Las acciones sobre la pared exterior se representan en la siguiente figura.

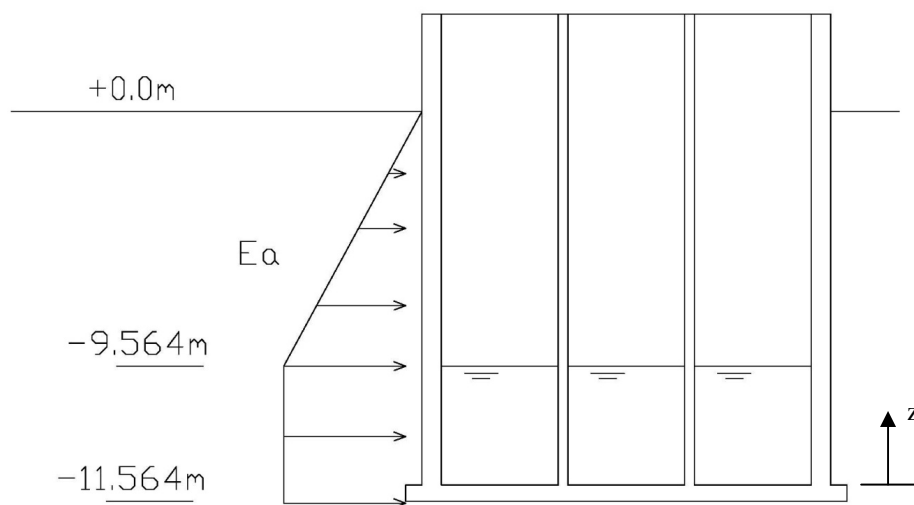


Figura 6.1 Acciones sobre la pared exterior en situación I

$$E_a = 1.35 \cdot 10.1 \cdot h_{prof}$$

$$M_{zi} = 1.2675 \cdot E_a$$

$$M_{ze} = -0.63375 \cdot E_a$$

Los momentos  $M_{zi}$  y  $M_{ze}$  son los flectores de eje vertical que traccionan la cara interior y la cara exterior respectivamente. Los flectores positivos son los que traccionan la cara exterior de la pared.

Tabla 6.1 – Momentos flectores de eje vertical en situación I (ELU)			
Sección z (m)	Ea (kN/m²)	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	130.40514	165.288515	-82.64425748
1.5	130.40514	165.288515	-82.64425748
2	123.58764	156.647334	-78.32366685
3	109.95264	139.364971	-69.6824856
4	96.31764	122.082609	-61.04130435
5	82.68264	104.800246	-52.4001231
6	69.04764	87.5178837	-43.75894185
7	55.41264	70.2355212	-35.1177606
8	41.77764	52.9531587	-26.47657935
9	28.14264	35.6707962	-17.8353981
10	14.50764	18.3884337	-9.19421685
11	0.87264	1.1060712	-0.5530356
12	0	0	0

Los momentos flectores de eje horizontal se hacen prácticamente nulos a una distancia igual al ancho de la placa contada desde el empotramiento con la solera. Por tanto sólo se considerará su valor máximo como constante a lo largo de los primeros 3.6 metros de altura del fuste. Para el dimensionamiento frente a estos flectores se utiliza una sección tipo vertical de un metro de ancho.

En este caso el peso propio de la pared exterior produce una ley de axiles que resulta favorable para el cálculo a flexión, cuyo valor máximo se encuentra en la sección  $z=0$ .

$$N_z = 1 \cdot 1 \cdot 0.6 \cdot (14.5 - z) \cdot 25 = -15z + 217.5 \text{ (kN)}$$

**Tabla 6.2 – Momentos flectores de eje horizontal en situación I (ELU)**

Sección z (m)	Mxe (kNm)	Mxi (kNm)	Nz (kN)
0	117	-35	217.5
3.6	117	-35	163.5

El esfuerzo cortante máximo se calcula a una distancia de 0.85 m de la pared transversal, que equivale a 1 metro de distancia desde el eje de la pared transversal.

**Tabla 6.3 – Esfuerzo cortante máximo en situación I (ELU)**

V <sub>max,y</sub> (kN)
123.885

#### Esfuerzos en situación II

En esta fase el cajón está fondeado con un lastre de 3.5 metros. Las acciones son análogas con la única diferencia de que la ley de presiones sobre la pared se vuelve constante a menor profundidad, reduciendo las presiones pero aumentando la altura del fuste a la que solicitan la pared.

**Tabla 6.4 – Momentos flectores de eje vertical en situación II (ELU)**

Sección z (m)	Ea (kN/m²)	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	109.08	138.2589	-69.12945
3.5	109.08	138.2589	-69.12945
4	102.2625	129.617719	-64.80885938
5	88.6275	112.335356	-56.16767813
6	74.9925	95.0529938	-47.52649688
7	61.3575	77.7706313	-38.88531563
8	47.7225	60.4882688	-30.24413438
9	34.0875	43.2059063	-21.60295313
10	20.4525	25.9235438	-12.96177188

11	6.8175	8.64118125	-4.320590625
12	0	0	0

**Tabla 6.5 – Momentos flectores de eje horizontal en situación II (ELU)**

Sección z (m)	Mxe (kNm)	Mxi (kNm)	Nz (kN)
0	95	-30	217.5
3.6	95	-30	163.5

El esfuerzo cortante máximo es menor que en la situación I.

#### Esfuerzos en situación III

Esta situación no es crítica para el diseño de las paredes exteriores.

#### Esfuerzos en situación IV

Las solicitaciones sobre las paredes exteriores en la situación IV son debidas al empuje hidrostático del desnivel de agua entre las celdas y el mar, y al empuje del relleno de celdas considerando el efecto silo.

El desnivel de agua es de 3.8 metros, contando que el nivel en las celdas está en la cota de coronación +3.00 sobre el nivel medio del mar. De lo que se deduce que el nivel del mar se corresponde a una marea baja de -0.8 metros respecto al nivel medio.

El empuje horizontal del material de relleno sigue la siguiente ley de presiones:

$$e_r = 27.522 \cdot \left(1 - e^{\frac{-z}{4.587}}\right) + 2.4 \cdot e^{\frac{-z}{4.587}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

La combinación de acciones es:

$$1.5 \cdot E_r + 1.35 \cdot E_a$$

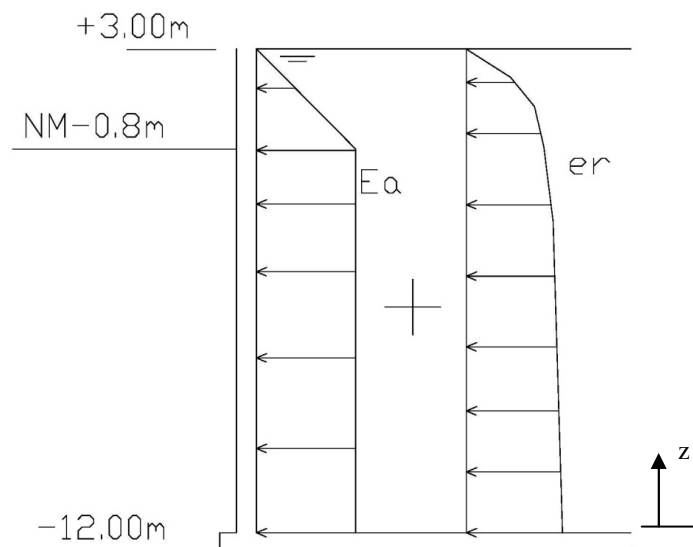


Figura 6.2 Acciones sobre la pared exterior en situación IV



Tabla 6.6 – Momentos flectores de eje vertical en situación IV (ELU)

Sección z (m)	Ea (kN/m²)	Er (kN/m²)	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	51.813	39.6860404	57.98751684	-115.975034
1	51.813	39.2970269	57.74097958	-115.481959
2	51.813	38.8132513	57.43438675	-114.868774
3	51.813	38.2116297	57.05310905	-114.106218
4	51.813	37.4634553	56.57895353	-113.157907
5	51.813	36.5330284	55.98929547	-111.978591
6	51.813	35.3759529	55.25599891	-110.511998
7	51.813	33.9370182	54.34407402	-108.688148
8	51.813	32.1475643	53.21000762	-106.420015
9	51.813	29.9222061	51.79968686	-103.599374
10	51.813	27.1547589	50.0458172	-100.091634
11	47.7225	23.7131718	45.27235703	-90.5447141
12	34.0875	19.433227	33.91876072	-67.8375214
13	20.4525	14.1107034	21.90443017	-43.8088603
14	6.8175	7.49163291	9.068412983	-18.136826
14.5	0	3.6	2.2815	-4.563

El axil de cálculo en esta situación debe considerar además la actuación favorable de la transmisión de parte del peso del relleno de celdas por el fuste debido al efecto silo.

$$p'_r = 27.522 \cdot \left(1 - e^{\frac{-z}{4.587}}\right) \cdot \tan 22.5 + 2.4 \cdot e^{\frac{-z}{4.587}} \cdot \tan 22.5$$

Tabla 6.7 – Momentos flectores de eje horizontal en situación IV (ELU)

Sección z (m)	Mxe (kNm)	Mxi (kNm)	Nz (kN)
0	20	-83	232.2592844
3.6	20	-83	177.5513263

**Tabla 6.8 – Esfuerzo cortante máximo en situación IV (ELU)**

$V_{max,y}$ (kN)
86.924

Los esfuerzos para el cálculo del estado límite de servicio se obtienen de dos combinaciones: la poco probable y la cuasi permanente. En esta situación, dado que no hay ninguna acción variable actuando, las dos combinaciones dan el mismo resultado que se englobará a continuación bajo la nomenclatura ELS.

**Tabla 6.9 – Momentos flectores de eje vertical en situación IV (ELS)**

Sección z (m)	$E_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$M_{ze}$ (kNm)	$M_{zi}$ (kNm)
0	38.38	26.4573603	41.0906771	-82.1813541
1	38.38	26.198018	40.9263189	-81.8526378
2	38.38	25.8755009	40.7219237	-81.4438473
3	38.38	25.4744198	40.4677385	-80.9354771
4	38.38	24.9756368	40.1516349	-80.3032697
5	38.38	24.3553522	39.7585295	-79.517059
6	38.38	23.5839686	39.2696651	-78.5393302
7	38.38	22.6246788	38.6617152	-77.3234304
8	38.38	21.4317095	37.9056709	-75.8113418
9	38.38	19.9481374	36.9654571	-73.9309141
10	38.38	18.1031726	35.7962106	-71.5924213
11	35.35	15.8087812	32.4218776	-64.8437552
12	25.25	12.9554846	24.2127259	-48.4254518
13	15.15	9.40713562	15.5630847	-31.1261694
14	5.05	4.99442194	6.36565241	-12.7313048
14.5	0	2.4	1.521	-3.042

Tabla 6.10 – Momentos flectores de eje horizontal en situación IV (ELS)

Sección z (m)	Mxe (kNm)	Mxi (kNm)	Nz (kN)
0	15	-57	232.2592844
3.6	15	-57	177.5513263

Esfuerzos en situación V

En esta situación las acciones que solicitan la pared exterior son el empuje hidrostático debido al desnivel del agua entre las celdas y el exterior, calculado de la misma manera que en la situación IV, el empuje del relleno considerando el efecto silo y la acción del oleaje que puede actuar tanto la cresta como el seno de la ola.

Las combinaciones de acciones por tanto son dos:

$$1.5 \cdot E_{so} + 1.5 \cdot E_r + 1.35 \cdot E_a$$

$$1.5 \cdot E_{co} - 1 \cdot E_r - 1 \cdot E_a$$

Además del análisis estructural ya empleado en las anteriores situaciones, en este caso dada la magnitud de los empujes del oleaje se utiliza un modelo en alzado para el cálculo de armaduras verticales. Este análisis consiste en estudiar una sección I empotrada en la solera que recibe las cargas correspondientes a la anchura de una celda.

El análisis estructural del espaldón, considerándolo como elemento exterior empotrado a la pared exterior del cajón, exige que en esta situación se consideren los esfuerzos transmitidos por ese empotramiento a la pared exterior.

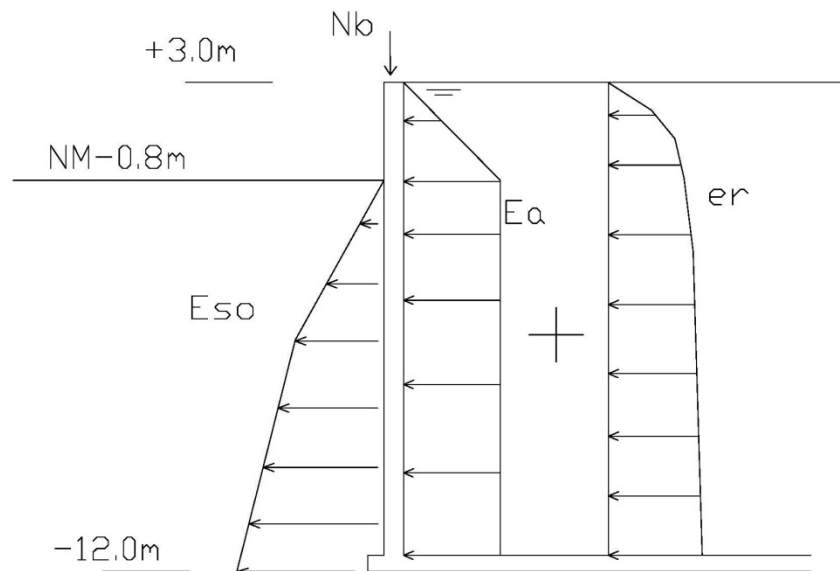


Figura 6.3 Acciones sobre la pared exterior en situación V (seno de la ola)

**Tabla 6.11 – Momentos flectores de eje vertical en situación V, seno oleaje (ELU)**

Sección z (m)	Ea (kN/m <sup>2</sup> )	Er (kN/m <sup>2</sup> )	Eso (kN/m <sup>2</sup> )	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	51.813	39.6860404	122.505	135.6250606	-271.250121
1	51.813	39.2970269	114.1256897	130.0681354	-260.136271
2	51.813	38.8132513	105.7463793	124.4511546	-248.902309
3	51.813	38.2116297	97.36706896	118.759489	-237.518978
4	51.813	37.4634553	88.98775862	112.9749455	-225.949891
5	51.813	36.5330284	80.60844827	107.0748996	-214.149799
6	51.813	35.3759529	70.88846939	100.1815664	-200.363133
7	51.813	33.9370182	55.80581633	89.71101012	-179.42202
8	51.813	32.1475643	40.72316327	79.01831234	-158.036625
9	51.813	29.9222061	25.64051021	68.04936021	-136.09872
10	51.813	27.1547589	10.55785715	56.73685917	-113.473718
11	47.7225	23.7131718	0	45.27235703	-90.5447141
12	34.0875	19.433227	0	33.91876072	-67.8375214
13	20.4525	14.1107034	0	21.90443017	-43.8088603
14	6.8175	7.49163291	0	9.068412983	-18.136826
14.5	0	3.6	0	2.2815	-4.563

**Tabla 6.12 – Esfuerzo cortante máximo en situación V (ELU)**

V <sub>max,y</sub> (kN)
203.304

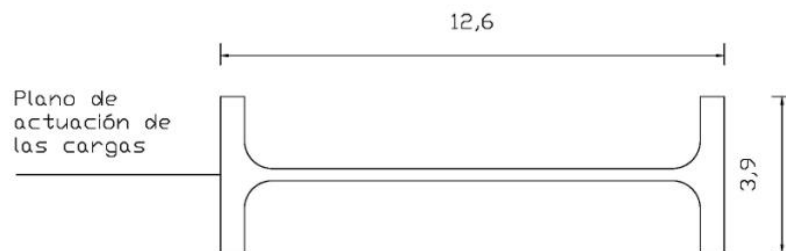
En el modelo de análisis en alzado intervienen el empuje del seno de la ola, el empuje activo de las tierras del trasdós y el peso propio de la estructura y del espaldón. Los empujes hidrostáticos y del relleno de celdas actúan sobre la pared del lado mar y la del lado tierra con igual magnitud y dirección pero sentido opuesto, de tal manera que se equilibran entre sí y no inducen esfuerzos sobre la sección que se analiza. El empuje de tierras tiene una componente vertical excéntrica que induce un momento flector de sentido favorable, no obstante sigue siendo una acción

desfavorable puesto que el empuje horizontal induce un momento flector opuesto de mayor magnitud.

**Tabla 6.13 – Acciones de cálculo en situación V, seno oleaje (ELU)**

Sección z (m)	Eso (kN/m)	Eth (kN/m)	Etv (kN/m <sup>2</sup> )	Mtv (kNm)	Npp (kN/m)
0	477.7695	328.709377	-119.6404291	-753.7347034	213.015
1	445.09019	309.096646	-112.5019787	-708.7624657	213.015
2	412.410879	289.483915	-105.3635283	-663.7902281	213.015
3	379.731569	269.871183	-98.22507784	-618.8179904	213.015
4	347.052259	250.258452	-91.0866274	-573.8457527	213.015
5	314.372948	230.645721	-83.94817699	-528.873515	213.015
6	276.465031	211.032989	-76.80972657	-483.9012774	213.015
7	217.642684	191.420258	-69.67127614	-438.9290397	213.015
8	158.820337	171.807527	-62.53282572	-393.956802	213.015
9	99.9979898	152.194795	-55.39437529	-348.9845644	213.015
10	41.1756429	132.582064	-48.25592487	-304.0123267	213.015
11	0	110.027423	-40.04670688	-252.2942534	213.015
12	0	80.6083259	-29.33903124	-184.8358968	213.015
13	0	51.1892288	-18.63135561	-117.3775403	213.015
14	0	21.7701318	-7.923679971	-49.91918382	213.015
14.5	0	7.06058329	-2.569842153	-16.19000556	213.015

A estas acciones se les añade además un axil de valor 145.151 kN y un momento de valor 870.912 kNm aplicados en la sección z = 14.5, que son la acción del peso propio del espaldón.



**Figura 6.4 Esquema estructural de la sección tipo**

Tabla 6.14 – Esfuerzos en la sección en situación V, seno oleaje (ELU)

Sección z (m)	N (kN)	V (kN)	Mx (kNm)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kPa)	$\sigma_{\text{mín}}$ (kPa)
0	4192.0825	5564.31	19724.7	1060.47396	-76.486331
1	3886.1955	4959.243	17276.15	954.005274	-41.8170477
2	3580.3095	4354.175	14827.602	847.536762	-7.14770474
3	3274.4235	3749.107	12379.054	741.06825	27.5216382
4	2968.5375	3144.038	9930.507	634.599767	62.1909524
5	2662.6515	2538.97	7481.959	528.131255	96.8602954
6	2356.7655	1933.902	5033.411	421.662742	131.529638
7	2050.8785	1328.834	2584.864	315.194142	166.198835
8	1772.7365	952.993	1325.613	246.25814	169.847886
9	1522.3395	806.378	1255.659	214.854765	142.476761
10	1271.9415	659.764	1185.705	183.451273	115.105519
11	1021.5435	513.15	1115.751	152.047781	87.7342765
12	771.1465	366.536	1045.797	120.644406	60.3631518
13	520.7485	219.921	975.843	89.2409143	32.9919097
14	270.3505	73.307	905.89	57.8374511	5.62063872
14.5	145.152	0	870.912	42.1357349	-8.06489484

N representa al axil de cálculo, V al cortante, Mx al momento de eje horizontal y  $\sigma$  a las tensiones calculadas mediante la ley de Navier.

El área de la sección es de 8.5206 m<sup>2</sup> y la inercia respecto de su eje mayor 218.5927 m<sup>4</sup>. El resultado del cálculo tensional indica que las tensiones mínimas no superan la resistencia a flexotracción del hormigón, y las tensiones máximas se alejan mucho de la resistencia a compresión del hormigón. Por tanto se puede asegurar que este caso no es crítico para el dimensionamiento de la armadura pasiva vertical del cajón.

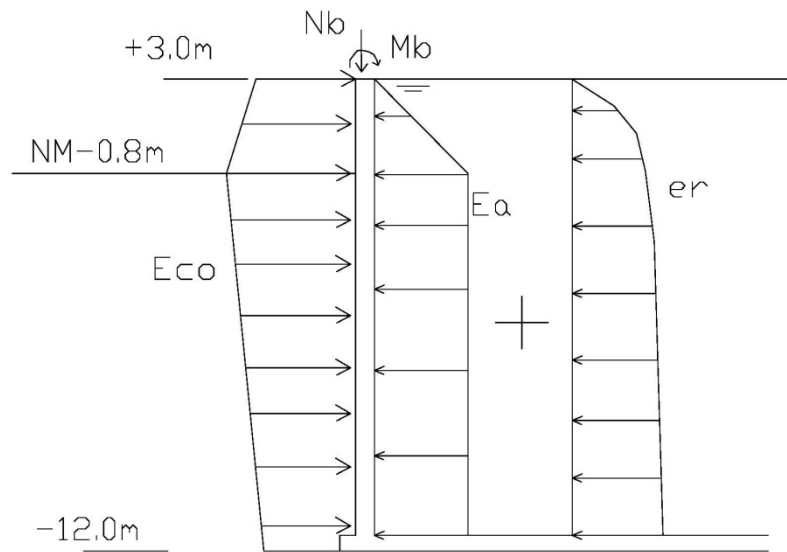


Figura 6.5 Acciones sobre la pared exterior en situación V (cresta de la ola)

Tabla 6.15 – Momentos flectores de eje vertical en situación V, cresta oleaje (ELU)					
Sección z (m)	Ea (kN/m²)	Er (kN/m²)	Eco (kN/m²)	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	38.38	26.4573603	128.0915625	40.08735068	-80.17470135
1	38.38	26.198018	130.8946875	42.02818932	-84.05637864
2	38.38	25.8755009	133.6978125	44.009065	-88.01813001
3	38.38	25.4744198	136.5009375	46.0397306	-92.07946121
4	38.38	24.9756368	139.3040625	48.13231476	-96.26462952
5	38.38	24.3553522	142.1071875	50.3019006	-100.6038012
6	38.38	23.5839686	144.9103125	52.56724544	-105.1344909
7	38.38	22.6246788	147.7134375	54.95167583	-109.9033517
8	38.38	21.4317095	150.5165625	57.48420057	-114.9684011
9	38.38	19.9481374	153.3196875	60.20089488	-120.4017898
10	38.38	18.1031726	156.1228125	63.14662179	-126.2932436
11	35.35	15.8087812	154.4702515	65.4736443	-130.9472886
12	25.25	12.9554846	142.4210899	66.04663985	-132.0932797

13	15.15	9.40713562	130.3719283	67.06012489	-134.1202498
14	5.05	4.99442194	118.3227668	68.62140103	-137.2428021
14.5	0	2.4	112.298186	69.64797536	-139.2959507

El cálculo del modelo en alzado para la cresta de la ola no es necesario puesto que al movilizar el empuje pasivo del relleno del trasdós los esfuerzos resultan menores que en el caso del seno del oleaje ya calculado. El esfuerzo cortante máximo es menor que el que produce el seno.

El estado límite de servicio en la situación V sólo contempla la combinación de acciones poco probable. Esto se debe a que en la combinación cuasi permanente la acción del oleaje se multiplica por un coeficiente de combinación cuyo valor es 0, resultando en una combinación igual a la de la situación IV.

**Tabla 6.16 – Momentos flectores de eje vertical en situación V, seno oleaje (ELS)**

Sección z (m)	Ea (kN/m <sup>2</sup> )	Er (kN/m <sup>2</sup> )	Eso (kN/m <sup>2</sup> )	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	38.38	26.4573603	81.67	92.84903956	-185.6980791
1	38.38	26.198018	76.0837931	89.14442276	-178.2888455
2	38.38	25.8755009	70.49758621	85.39976893	-170.7995379
3	38.38	25.4744198	64.91137931	81.60532517	-163.2106503
4	38.38	24.9756368	59.32517241	77.74896287	-155.4979257
5	38.38	24.3553522	53.73896552	73.81559888	-147.6311978
6	38.38	23.5839686	47.25897959	69.22004342	-138.4400868
7	38.38	22.6246788	37.20387755	62.23967258	-124.4793452
8	38.38	21.4317095	27.14877551	55.1112074	-110.2224148
9	38.38	19.9481374	17.09367347	47.79857264	-95.59714527
10	38.38	18.1031726	7.038571432	40.25690528	-80.51381056
11	35.35	15.8087812	0	32.42187761	-64.84375521
12	25.25	12.9554846	0	24.2127259	-48.42545179
13	15.15	9.40713562	0	15.5630847	-31.12616939
14	5.05	4.99442194	0	6.365652406	-12.73130481
14.5	0	2.4	0	1.521	-3.042



**Tabla 6.17 – Momentos flectores de eje vertical en situación V, cresta oleaje (ELS)**

Sección z (m)	Ea (kN/m <sup>2</sup> )	Er (kN/m <sup>2</sup> )	Eco (kN/m <sup>2</sup> )	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	38.38	26.4573603	85.394375	13.0280081	-26.0560162
1	38.38	26.198018	87.263125	14.37668659	-28.75337317
2	38.38	25.8755009	89.131875	15.76540211	-31.53080423
3	38.38	25.4744198	91.000625	17.20390756	-34.40781512
4	38.38	24.9756368	92.869375	18.70433156	-37.40866311
5	38.38	24.3553522	94.738125	20.28175724	-40.56351448
6	38.38	23.5839686	96.606875	21.95494193	-43.90988385
7	38.38	22.6246788	98.475625	23.74721216	-47.49442432
8	38.38	21.4317095	100.344375	25.68757674	-51.37515348
9	38.38	19.9481374	102.213125	27.81211089	-55.62422179
10	38.38	18.1031726	104.081875	30.16567765	-60.33135529
11	35.35	15.8087812	102.9801677	32.84180366	-65.68360732
12	25.25	12.9554846	94.94739329	35.9601846	-71.9203692
13	15.15	9.40713562	86.9146189	39.51905503	-79.03811006
14	5.05	4.99442194	78.88184451	43.62571655	-87.2514331
14.5	0	2.4	74.86545731	45.92498357	-91.84996715

**Resumen de solicitaciones**

Una vez calculados los esfuerzos sobre paredes exteriores en las 5 situaciones y discretizados cada metro de fuste, es necesario seleccionar para cada metro los más desfavorables de entre todas las situaciones y agruparlos en una tabla.

**Tabla 6.18 – Momentos flectores máximos de eje vertical (ELU)**

Sección z (m)	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	138.2589	-271.250121

1	165.288515	-260.136271
2	156.647334	-248.902309
3	139.364971	-237.518978
4	129.617719	-225.949891
5	112.335356	-214.149799
6	100.181566	-200.363133
7	89.7110101	-179.42202
8	79.0183123	-158.036625
9	68.0493602	-136.09872
10	63.1466218	-126.293244
11	65.4736443	-130.947289
12	66.0466399	-132.09328
13	67.0601249	-134.12025
14	68.621401	-137.242802
14.5	69.6479754	-139.295951

Tabla 6.19 – Momentos flectores máximos de eje horizontal (ELU)

Sección z (m)	Mxe (kNm)	Nz (kN)	Mxi (kNm)	Nz (kN)
0	117	217.5	-83	232.26
3.6	117	163.5	-83	177.55

Tabla 6.20 – Esfuerzo cortante máximo (ELU)

V <sub>max,y</sub> (kN)
203.304

Tabla 6.21 – Momentos flectores máximos de eje vertical (ELS)

Sección z (m)	Mze (kNm)	Mzi (kNm)
0	92.84903956	-185.698079
1	89.14442276	-178.288846
2	85.39976893	-170.799538
3	81.60532517	-163.21065
4	77.74896287	-155.497926
5	73.81559888	-147.631198
6	69.22004342	-138.440087
7	62.23967258	-124.479345
8	55.1112074	-110.222415
9	47.79857264	-95.5971453
10	40.25690528	-80.5138106
11	32.84180366	-65.6836073
12	35.9601846	-71.9203692
13	39.51905503	-79.0381101
14	43.62571655	-87.2514331
14.5	45.92498357	-91.8499671

Dimensionamiento de la armadura pasiva horizontal

Las características geométricas y mecánicas para el cálculo aparecen en la tabla 6.22.

Tabla 6.22 – Características geométricas y mecánicas de la sección

Ancho, b (m)	1	Acero	B500S
Canto, h (m)	0.6	Hormigón	HA-40/B/20/IIIc+Qb+E
Recubrimiento nominal (m)	0.06	w <sub>máx</sub> (mm)	0.1

Debido a la baja cuantía de armadura necesaria, el dimensionamiento se hace por el método directo expuesto en el Manual de Cajones, cuya funcionalidad ha sido probada con el cálculo seccional clásico.

Elementos sometidos a flexión pura o flexocompresión con un nivel bajo de compresión.

$$U_0 = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (3)$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_0 \cdot d} \quad (4)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (5)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{U_0} \quad (6)$$

La nomenclatura  $A_s$  hace referencia a la armadura de la cara exterior de la pared, y  $A_s'$  a la armadura de la cara interior, independientemente de que sea cara traccionada o comprimida en cada caso.

En caso de que la armadura necesaria incumpla la inequación (7), será necesario disponer una armadura mínima mecánica igual a  $\alpha \cdot A_s$ .

La cuantía mínima geométrica de armadura es del 3.2‰ repartida en las dos caras.

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h \quad (7)$$

$$\alpha = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (8)$$

**Tabla 6.23 – Cálculo de la armadura horizontal en cara exterior, parámetros**

Sección z (m)	Mze (kNm)	Uo (kN)	$\mu$	$\omega$
0	138.2589	12104	0.0213906	0.021624405
1	165.288515	12104	0.02557246	0.025908074
2	156.6473337	12104	0.02423555	0.024536569
3	139.3649712	12104	0.02156172	0.021799328
4	129.6177188	12104	0.02005369	0.020258897
5	112.3353563	12104	0.01737986	0.017533574
6	100.1815664	12104	0.0154995	0.015621514
7	89.71101012	12104	0.01387956	0.013977238
8	79.01831234	12104	0.01222525	0.012300901
9	68.04936021	12104	0.01052819	0.010584207
10	63.14662179	12104	0.00976967	0.009817866
11	65.4736443	12104	0.01012969	0.010181526
12	66.04663985	12104	0.01021834	0.010271093
13	67.06012489	12104	0.01037515	0.010429533
14	68.62140103	12104	0.0106167	0.01067366
14.5	69.64797536	12104	0.01077552	0.010834212

Tabla 6.24 – Cálculo de la armadura horizontal en cara exterior, área

Sección z (m)	As nec	As min mec	As min geo	As cm <sup>2</sup>
0	0.000602006	0.000779908	0.00096	9.6
1	0.00072126	0.000905186	0.00096	9.6
2	0.000683078	0.000866127	0.00096	9.6
3	0.000606876	0.000785212	0.00096	9.6
4	0.000563991	0.000737942	0.00096	9.6
5	0.000488121	0.00065125	0.00096	9.6
6	0.00043489	0.000588093	0.00096	9.6
7	0.000389115	0.000532242	0.00096	9.6
8	0.000342447	0.000473837	0.00096	9.6
9	0.000294656	0.000412493	0.00096	9.6
10	0.000273322	0.000384607	0.00096	9.6
11	0.000283446	0.000397878	0.00096	9.6
12	0.000285939	0.000401136	0.00096	9.6
13	0.00029035	0.000406889	0.00096	9.6
14	0.000297146	0.000415727	0.00096	9.6
14.5	0.000301616	0.000421523	0.00096	9.6

Tabla 6.25 – Cálculo de la armadura horizontal en cara interior, parámetros

Sección z (m)	Mzi (kNm)	Uo (kN)	$\mu$	$\omega$
0	-271.250121	12058.6667	0.04228234	0.043216159
1	-260.136271	12058.6667	0.04054992	0.041407197
2	-248.902309	12058.6667	0.03879877	0.039582147
3	-237.518978	12058.6667	0.03702435	0.037736362
4	-225.949891	12058.6667	0.03522096	0.035864078
5	-214.149799	12058.6667	0.03338157	0.033958147
6	-200.363133	12058.6667	0.03123251	0.0317361
7	-179.42202	12058.6667	0.02796822	0.028370667
8	-158.036625	12058.6667	0.02463467	0.024945821
9	-136.09872	12058.6667	0.021215	0.021444947
10	-126.293244	12058.6667	0.01968653	0.019884222

11	-130.947289	12058.6667	0.020412	0.02062469
12	-132.09328	12058.6667	0.02059064	0.020807106
13	-134.12025	12058.6667	0.0209066	0.021129836
14	-137.242802	12058.6667	0.02139334	0.021627211
14.5	-139.295951	12058.6667	0.02171339	0.021954384

Tabla 6.26 – Cálculo de la armadura horizontal en cara interior, área				
Sección z (m)	As' nec	As' min mec	As' min geo	As' cm <sup>2</sup>
0	0.001198597	0.001309908	0.00096	13.10
1	0.001148426	0.001274649	0.00096	12.75
2	0.001097808	0.001237343	0.00096	12.37
3	0.001046615	0.001197843	0.00096	11.98
4	0.000994688	0.001155957	0.00096	11.56
5	0.000941827	0.001111437	0.00096	11.11
6	0.000880199	0.001057136	0.00096	10.57
7	0.000786859	0.00096998	0.00096	9.70
8	0.000691871	0.000875209	0.00096	9.6
9	0.000594774	0.000771999	0.00096	9.6
10	0.000551488	0.000723923	0.00096	9.6
11	0.000572024	0.000746891	0.00096	9.6
12	0.000577084	0.000752505	0.00096	9.6
13	0.000586035	0.000762395	0.00096	9.6
14	0.000599829	0.000777531	0.00096	9.6
14.5	0.000608903	0.000787416	0.00096	9.6

#### Dimensionamiento de la armadura pasiva vertical

Los esfuerzos son claramente inferiores a los que solicitan a las armaduras horizontales, y la sección tiene las mismas características mecánicas y geométricas. Sin necesidad de cálculo se dispone la cuantía mínima geométrica en las dos caras

Tabla 6.26 – Armadura vertical		
Sección z (m)	As min geo	As cm <sup>2</sup>
0	0.00096	9.6
14.5	0.00096	9.6

Dimensionamiento frente a solicitaciones tangenciales

Dado que no hay inclinación en las paredes ni en las armaduras, el esfuerzo cortante efectivo es igual al esfuerzo cortante máximo de cálculo. Debe verificarse la ecuación (2).

$$V_{u2} = \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

Con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} = \left[ \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{\frac{3}{2}} f_{cv}^{\frac{1}{2}} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

$$V_{u2} = 340.04 \text{ kN}$$

No es necesario utilizar armadura frente a esfuerzo cortante.

Verificación del estado límite de servicio: fisuración

Para la fisuración por compresión se ha de comprobar que, bajo la combinación poco probable de acciones, se cumpla la siguiente inequación:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} \leq 0.6 f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$$

Primera combinación:  $N_z = 232.26 \text{ kN}$ ,  $M_{xi} = -57 \text{ kNm}$

$$\sigma = \frac{232.26}{0.6} - \frac{-57}{\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0.6^3} = 3553.77 \text{ kPa} = 3.55 \text{ Mpa}$$

Segunda combinación:  $N = 0 \text{ kN}$ ,  $M_{zi} = -185.7 \text{ kNm}$

$$\sigma = 0 - \frac{-185.7}{0.018} = 10316.67 \text{ kPa} = 10.32 \text{ Mpa}$$

Cumple las dos condiciones.

Para la fisuración por tracción se ha de verificar que la abertura característica de fisura sea menor al valor máximo exigido por durabilidad. No es necesario comprobar esta condición si la tensión mínima en el hormigón no supera a la resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.5088 \text{ Mpa}$$

En ausencia de esfuerzo axial, el momento de fisuración en ELS es:

$$M_{fis,s} = 3.5088 \cdot \frac{0.018}{0.3} \cdot 1000 = 210.53 \text{ kNm}$$

El valor máximo según el Manual de Cajones es de 0.1 mm en la zona de salpicadura, que comprende el tramo desde la coronación hasta la cota -5 m respecto al nivel medio del mar. En la zona sumergida la abertura máxima es de 0.2 mm.

$$w_k = 1.7 \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm}$$

$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,ef}}{A_s}$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left( 1 - 0.5 \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Observando los valores de la tabla 6.21 se aprecia que no existe ninguna sección donde los momentos de servicio en combinación cuasi permanente superen el momento de fisuración. Por tanto no fisura y cumple con el estado límite.

Armaduras a disponer**Tabla 6.27 – Armadura horizontal a disponer por metro de altura de pared**

Tramo ( $z_1 - z_2$ )	As	As'
0 – 7	9Ø12	12Ø12
7 – 14.5	9Ø12	9Ø12

**Tabla 6.28 – Armadura vertical a disponer por metro de longitud de pared**

Tramo ( $z_1 - z_2$ )	As	As'
0 – 14.5	9Ø12	9Ø12

**7. Paredes interiores**

El cálculo de las paredes interiores sigue un procedimiento de cálculo abreviado. Basta con conocer los flectores máximos que solicitan las paredes y disponer una armadura constante y simétrica. Las características geométricas y mecánicas son las mismas que para paredes exteriores salvo el espesor de la pared que es de 0.3 m.

Esfuerzos en situación III

La combinación de esfuerzos en ELU es la siguiente:

$$1.5 \cdot E_r$$

Del anexo I del Manual de Cajones se obtienen los valores máximos de los momentos de eje vertical, de eje horizontal y el cortante.

**Tabla 7.1 – Esfuerzos máximos en situación III, ELU**

Mz (kNm)	Mx (kNm)	Vy (kN)	Nx (kN)
58	50	54.5	300

Esfuerzos en situación IV

En esta situación los empujes sobre las paredes interiores están en equilibrio y no generan esfuerzos, pero hay que comprobar el axil de tracción que se genera por el empuje sobre las paredes exteriores. El valor máximo de este axil se da en la base, donde los empujes son máximos.

$$N_d = (1.5 \cdot E_r + 1.5 \cdot E_a) \cdot l_{celda} = (51.813 + 39.686) \cdot 3.9 = 356.846 \text{ kN}$$

Esfuerzos en situación V

Este cálculo es igual al anterior, añadiendo el empuje del seno del oleaje.

$$N_d = (1.5 \cdot E_r + 1.5 \cdot E_a + 1.5 \cdot E_{so}) \cdot l_{celda} = 834.616 \text{ kN}$$

$$N_{pp} = N_{qp} = (1 \cdot E_r + 1 \cdot E_a) \cdot 3.9 = 556.411 \text{ kN}$$



Dimensionamiento de la armadura horizontal

El cálculo se efectúa mediante el método directo para tracción simple o compuesta.

Primera combinación:  $N_x = 300 \text{ kN}$ ,  $M_z = 58 \text{ kNm}$

$$U_0 = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$w = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{U_0}$$

$$w = \frac{N_d}{2 \cdot U_0} + \frac{M_d}{(d - d') \cdot U_0}$$

$$w' = \frac{A'_s \cdot f_{yd}}{U_0} = \frac{N_d}{2 \cdot U_0} - \frac{M_d}{(d - d') \cdot U_0}$$

Como se va a armar simétricamente, sólo interesa la armadura  $A_s$  que se dispondrá en cada cara.

$$A_s = 0.001139 \text{ m}^2 = 11.39 \text{ cm}^2$$

Segunda combinación:  $N_x = 834.616 \text{ kN}$

$$A_s = \frac{N_d}{2 \cdot f_{yd}} = 0.00096 \text{ m}^2 = 9.6 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima mecánica:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.2 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$0.001139 \cdot \frac{500}{1.15} = 0.49522 \geq 0.2 \cdot \frac{40}{1.5} \cdot 1 \cdot 0.3 = 1.6$$

Es necesario disponer una cuantía  $\alpha_T \cdot A_s$

$$\alpha_T = 1.5 - 2.5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} b h} = 1.345$$

$$A_s = 1.345 \cdot 0.001139 = 0.001532 \text{ m}^2 = 15.32 \text{ cm}^2$$

La cuantía geométrica mínima es del 1.6‰ en cada cara.

$$A_s = 0.0016 \cdot 0.3 = 0.00048 \text{ m}^2 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Dimensionamiento de la armadura vertical

El momento de cálculo es 50 kNm. Dimensionamiento directo, flexión simple:

$$\mu = \frac{M_d}{U_0 \cdot d} = 0.0403$$

$$w = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.04115$$

$$A_s = 0.000502 \text{ m}^2$$

Armadura mínima mecánica:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.04 f_{cd} b h$$

$$0.218261 \geq 0.32$$

$$\alpha = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} = 1.159$$

$$A_s = 1.159 \cdot 0.000502 = 0.000582 \text{ m}^2 = 5.82 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima geométrica:

$$A_s = 4.8 \text{ cm}^2$$

Comprobación frente a solicitaciones tangenciales

$$V_{rd} = V_d = 54.5 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 197.56 \text{ kN}$$

Verificación de estado límite de servicio: fisuración

La resistencia a tracción media del hormigón es de -3.5088 Mpa.

La resistencia media a flexotracción es de -4.5615 Mpa.

El momento de fisuración es:

$$M_{fis,s} = \frac{4561.5 \cdot 0.3^3}{0.15 \cdot 12} = 68.4225 \text{ kNm}$$

El máximo axil de tracción en servicio es 556.411 kN.

$$\sigma = \frac{556.411}{0.3} = 1854.703 \text{ kPa}$$

La tensión de tracción es inferior a la resistencia media a tracción, por tanto no fisura. Se cumplen todas las comprobaciones de ELS.

Armaduras a disponer

Tabla 7.2 – Armadura horizontal a disponer por metro de altura de pared		
Tramo ( $z_1 - z_2$ )	As	As'
0 – 4	14Ø12	14Ø12
4 – 7	12Ø12	12Ø12
7 – 11	10Ø12	10Ø12
11 – 14.5	5Ø12	5Ø12

Tabla 7.3 – Armadura vertical a disponer por metro de longitud de pared		
Tramo ( $z_1 - z_2$ )	As	As'
0 – 14.5	6Ø12	6Ø12

## 8. Solera

El análisis estructural de la solera consiste en calcular una placa cargada uniformemente y empotrada en cuatro lados. La celda a comprobar será la que soporte una mayor reacción del terreno y la solera se armará de forma uniforme.

Acciones en situación V

Las combinaciones de acciones para el armado de la solera en ELU son cuatro:

- 1) Seno de la ola, carga vertical máxima:  $1.35(P_{0c} + P_l - P_a) + 1.35P_{rf} + 1.5P_{so} - 1P_c$
- 2) Seno de la ola, carga vertical mínima:  $1(P_{0c} + P_l - P_a) + 1P_{rf} + 1.5P_{so} - 1P_c$
- 3) Cresta de la ola, carga vertical máxima:  $1.35(P_{0c} + P_l - P_a) + 1.35P_{rf} - 1.5P_{co} - 1P_c$
- 4) Cresta de la ola, carga vertical mínima:  $1(P_{0c} + P_l - P_a) + 1P_{rf} - 1.5P_{co} - 1P_c$

La reacción del terreno  $P_c$  se calcula como la resultante de todas las acciones que actúan sobre el cajón en esta situación, admitiendo una distribución lineal. Para el cálculo de  $P_c$  se utilizan cuatro combinaciones de acciones:

- 1) Seno/máx:  $1.35(P_0 + P_l + P_{lz} - P_a) + 1.35(P_{rf} + P_r') + 1.5(E_{so} + P_{so}) + 1.5E_T + 1.35P_t$
- 2) Seno/mín:  $1(P_0 + P_l + P_{lz} - P_a) + 1(P_{rf} + P_r') + 1.5(E_{so} + P_{so}) + 1.5E_T + 1.35P_t$
- 3) Cresta/máx:  $1.35(P_0 + P_l + P_{lz} - P_a) + 1.35(P_{rf} + P_r') - 1.5(E_{co} + P_{co}) + 1E_T + 1.35P_t$
- 4) Cresta/mín:  $1(P_0 + P_l + P_{lz} - P_a) + 1(P_{rf} + P_r') - 1.5(E_{co} + P_{co}) + 1(E_T + P_t)$

Tabla 8.1 – Acciones externas características equivalentes sobre el terreno		
Acciones	Fuerzas verticales (kN)	Momentos respecto al cdg (kNm)
Po	1493.5	645.12
Pl	1377.408	0
Plz	108.07	0
Pa	-1648.32	0
Prf+Pr'	1636.488	0
Eso	0	2284.58
Pso	574.328	1301.81
Eco	0	-16 939.24
Pco	-574.328	-1301.81
Et (activo)	174.016	1455.83
Et (pasivo)	0	30 252.69
Pt	100.08	-660.24

Las fuerzas y momentos de la tabla 8.1 son los correspondientes a 1 metro de cajón en el sentido longitudinal. El momento generado por el peso propio se debe a la excentricidad del espaldón.

Las tensiones máximas se producen, en las cuatro combinaciones de acciones, al lado mar de la solera. La distribución de presiones es lineal, calculada según la ley de Navier.

Tabla 8.2 – Tensiones de reacción del terreno en situación V, ELU		
Combinación	Tensión máxima (kN/m <sup>2</sup> )	Tensión mínima (kN/m <sup>2</sup> )
1) Seno/máx	631.76	142.39
2) Seno/mín	548.08	73.35
3) Cresta/máx	334.32	148.07
4) Cresta/mín	255.53	68.94

Sabiendo que la distribución es lineal y la tensión máxima está en el lado mar, se puede calcular la tensión sobre cualquier punto de la solera.

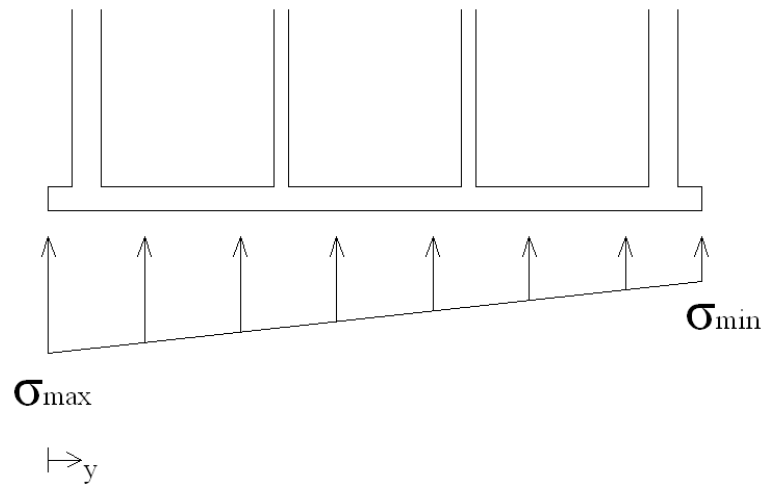


Figura 8.1 Esquema de tensiones en la solera

$$\sigma(y) = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}}{13.6} \cdot (13.6 - y) + \sigma_{m\acute{i}n}$$

Tabla 8.3 – Tensiones en bordes de la celda más solicitada (kPa) ELU				
y (m)	Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3	Combinación 4
1.1	592.183	509.683	319.254	240.443
4.7	462.642	384.020	269.953	191.051
<b>Media</b>	<b>527.413</b>	<b>446.851</b>	<b>294.603</b>	<b>215.747</b>

La tensión empleada para el análisis estructural, dado que el modelo elegido sólo admite cargas uniformes, es la media entre los dos bordes.

Tabla 8.4 – Acciones características sobre la solera	
Poc	12.5 kN/m <sup>2</sup>
Pl	146.45 kN/m <sup>2</sup>
Pa	-121.2 kN/m <sup>2</sup>
Prf	52.91 kN/m <sup>2</sup>
Pso	66.45 kN/m <sup>2</sup>
Pco	-66.45 kN/m <sup>2</sup>
Pc-1	-527.416 kN/m <sup>2</sup>
Pc-2	-446.851 kN/m <sup>2</sup>
Pc-3	-294.603 kN/m <sup>2</sup>
Pc-4	-215.747 kN/m <sup>2</sup>

**Tabla 8.4 – Resultado de la combinación de acciones (kN/m²) ELU**

Combinación 1	-305.35
Combinación 2	-256.516
Combinación 3	-271.887
Combinación 4	-224.762

En ELS existen dos combinaciones posibles, seno y cresta.

Combinación poco probable para ELS:

**Tabla 8.5 – Tensiones de reacción del terreno en situación V, ELSpp**

Combinación	Tensión máxima (kN/m²)	Tensión mínima (kN/m²)
1) Seno	443.69	117.53
2) Cresta	366.71	0

**Tabla 8.6 – Tensiones en bordes de la celda más solicitada (kPa) ELSpp**

y (m)	Combinación 1	Combinación 2
1.1	417.306	337.038
4.7	330.971	239.975
<b>Media</b>	<b>374.14</b>	<b>288.51</b>

**Tabla 8.7 – Resultado de la combinación de acciones (kN/m²) ELSpp**

Combinación 1	-217.03
Combinación 2	-264.6

Combinación cuasi permanente para ELS:

**Tabla 8.8 – Tensiones de reacción del terreno en situación V, ELSqp**

Combinación	Tensión máxima (kN/m²)	Tensión mínima (kN/m²)
1) Seno	285.12	191.64
2) Cresta	226.07	225.09

**Tabla 8.9 – Tensiones en bordes de la celda más solicitada (kPa) ELSqp**

y (m)	Combinación 1	Combinación 2
1.1	277.56	225.43
4.7	252.81	225.17
<b>Media</b>	<b>265.18</b>	<b>225.30</b>

**Tabla 8.10 – Resultado de la combinación de acciones (kN/m²) ELSqp**

Combinación 1	-174.52
Combinación 2	-134.64

Acciones en situación IV

Las combinaciones de acciones para el armado de la solera en ELU son dos:

- 1)  $1.35(P_{0c} + P_l - P_a) + 1.35P_{rf} - 1P_c$
- 2)  $1(P_{0c} + P_l - P_a) + 1P_{rf} - 1P_c$

La reacción del terreno  $P_c$  se calcula como la resultante de todas las acciones que actúan sobre el cajón en esta situación, admitiendo una distribución lineal. Para el cálculo de  $P_c$  se utilizan cuatro combinaciones de acciones:

- 1)  $1.35(P_0 + P_l + P_{lz} - P_a) + 1.35(P_{rf} + P'_r) + 1.5E_T + 1.35P_t$
- 2)  $1(P_0 + P_l + P_{lz} - P_a) + 1(P_{rf} + P'_r) + 1.5E_T + 1P_t$

**Tabla 8.11 – Tensiones de reacción del terreno**

Combinación	Tensión máxima (kN/m²)	Tensión mínima (kN/m²)
1	354.98	271.13
2	286.29	187.45

**Tabla 8.12 – Tensiones en bordes de la celda más solicitada (kPa)**

y (m)	Combinación 1	Combinación 2
1.1	348.202	278.30
4.7	326.006	252.134
<b>Media</b>	<b>337.104</b>	<b>265.216</b>

**Tabla 8.13 – Acciones características sobre la solera**

Poc	12.5 kN/m²
Pl	146.45 kN/m²
Pa	-121.2 kN/m²
Prf	52.91 kN/m²
Pc-1	-337.104
Pc-2	-265.216

Tabla 8.14 – Resultado de la combinación de acciones (kN/m<sup>2</sup>)

Combinación 1	-214.713
Combinación 2	-174.556

Cálculo de esfuerzos

La máxima carga sobre una celda es de 305.35 kPa de presión ascendente. Utilizando las tablas de teoría de placas de Timoshenko, los esfuerzos de flexión para placas cuadradas de lado “a” cargadas uniformemente son los siguientes:

$$\text{Carga: } q = -305.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Bordes de placa: } M_x = M_y = -0.0513qa^2 = 238.26 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Centro de placa: } M_x = M_y = 0.0231qa^2 = -107.29 \text{ kNm/m}$$

Según el Manual de Cajones la losa se empotra en los ejes de las paredes que la delimitan, de ese modo el lado de la placa mide 3.9 metros.

Los momentos de signo positivo indican que la cara traccionada es la inferior. Con este criterio se define  $A_s$  como la armadura de la cara inferior y  $A_s'$  la armadura de la cara superior, para todas las secciones.

$$\text{Esfuerzo cortante máximo a un canto útil del apoyo: } V_d = \frac{305.35 \cdot (3.9^2 - 4 \cdot 0.434^2)}{4 \cdot 3.9} = 282.97 \text{ kN/m}$$

Dimensionamiento frente a solicitaciones normales

Armadura inferior:

$$d = 0.5 - 0.066 = 0.434 \text{ m}$$

$$U_0 = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 9837.333 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_0 \cdot d} = 0.055806403$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.057457059$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{U_0}$$

$$A_s = 0.001300 \text{ m}^2 = 13 \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

Cuantía mínima mecánica:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$0.56522 \geq 0.5333$$

Armadura superior:

$$U_0 = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 9837.333 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_0 \cdot d} = 0.02512998$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.025454$$

$$\omega = \frac{A_s' \cdot f_{yd}}{U_0}$$

$$A_s' = 0.000576 \text{ m}^2 = 5.76 \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

Cuantía mínima mecánica:

$$A'_s \cdot f_{yd} \geq 0.04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$0.2504 \geq 0.5333$$

$$\alpha = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A'_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 1.26522$$

$$A'_s = 0.000576 \cdot 1.26522 = 0.000729 \text{ m}^2$$

Cuantía mínima geométrica:

$$A'_s = 0.0016 \cdot 0.5 = 0.0008 \text{ m}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

Verificación de solicitaciones tangenciales

$$V_d = 282.97 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 298.54 \text{ kN}$$

No es necesaria armadura de cortante.

Comprobación de fisuración

Fisuración por compresión:

$$q = -264.6 \text{ kPa}$$

$$M_{pp} = -0.0513qa^2 = 206.46 \text{ kNm/m}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0.5^3 = 0.0104167$$

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{206.46}{0.0104167} \cdot 0.25 = 4955 \text{ kPa} = 4.96 \text{ Mpa} < 0.6f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$$

Fisuración por tracción:

$$q = -174.52 \text{ kPa}$$

$$M_{qp} = 136.17 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{136.17}{0.0104167} \cdot 0.25 = -3268 \text{ kPa} = -3.27 \text{ Mpa} > f_{ct,m,fl} = 3.86 \text{ Mpa} \text{ No fisura.}$$

Armaduras a disponer

Tabla 8.15 – Armadura horizontal a disponer por metro en solera		
Dirección	As	As'
X	12Ø12	8Ø12
Y	12Ø12	8Ø12

## 9. Zapata

La zapata se modeliza como una ménsula empotrada en las paredes exteriores a una distancia del 15% del espesor de pared medida desde la cara exterior, 0.09 m. Existen dos zapatas a dimensionar con esfuerzos diferentes, la del lado puerto y la del lado mar. En el cálculo de la solera se ha podido comprobar que la situación V es la más desfavorable en cuanto a reacciones del terreno y por ello no se calcularán las acciones de la situación IV.



Acciones en situación V

Las combinaciones de acciones en ELU para la zapata del lado mar son:

- 1)  $1.35(P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1.5P_{so} - P_c$
- 2)  $(P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1.5P_{so} - P_c$

Las combinaciones para la zapata del lado puerto en ELU son:

- 3)  $1.35(P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1.5P_{co} - P_c + 1.35P_T$
- 4)  $(P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1.5P_{co} - P_c + P_T$

Las combinaciones para el cálculo de la reacción del terreno  $P_c$  son las mismas que las indicadas en el cálculo de la solera.

**Tabla 9.1 – Tensiones de reacción del terreno en situación V, ELU**

Combinación	Tensión máxima (kN/m <sup>2</sup> )	Tensión mínima (kN/m <sup>2</sup> )
1) Seno/máx	631.76	142.39
2) Seno/mín	548.08	73.35
3) Cresta/máx	334.32	148.07
4) Cresta/mín	255.53	68.94

**Tabla 9.2 – Tensiones en zapata lado mar (kPa) ELU**

y (m)	Combinación 1	Combinación 2
0	631.76	548.08
0.59	610.53	527.49
<b>Media</b>	<b>621.145</b>	<b>537.785</b>

**Tabla 9.3 – Tensiones en zapata lado tierra (kPa) ELU**

y (m)	Combinación 3	Combinación 4
13.6	148.07	68.94
13.01	156.15	77.04
<b>Media</b>	<b>152.11</b>	<b>72.99</b>

**Tabla 9.4 – Acciones características sobre las zapatas**

Poc	12.5 kN/m <sup>2</sup>
Plz	108.07 kN/m <sup>2</sup>
Pa	-121.2 kN/m <sup>2</sup>
Pso	82.91 kN/m <sup>2</sup>
Pco	-1.55 kN/m <sup>2</sup>
Pc-1	-621.145 kN/m <sup>2</sup>
Pc-2	-537.785 kN/m <sup>2</sup>

Pc-3	-152.11 kN/m <sup>2</sup>
Pc-4	-72.99 kN/m <sup>2</sup>
Pt	201.6 kN/m <sup>2</sup>

Tabla 9.5 – Resultado de la combinación de acciones (kN/m <sup>2</sup> ) ELU	
Combinación 1	-497.63
Combinación 2	-413.42
Combinación 3	117.725
Combinación 4	125.655

En ELS existen dos combinaciones. La combinación 1, seno de la ola, se emplea para la zapata del lado mar. La combinación 2, cresta de la ola, se utiliza para la zapata del lado puerto.

Combinación poco probable para ELS:

Tabla 9.6 – Tensiones de reacción del terreno en situación V, ELSpp		
Combinación	Tensión máxima (kN/m <sup>2</sup> )	Tensión mínima (kN/m <sup>2</sup> )
1) Seno	443.69	117.53
2) Cresta	366.71	0

Tabla 9.7 – Tensiones en zapatas (kPa) ELSpp		
	Combinación 1	Combinación 2
<b>Media</b>	<b>436.62</b>	<b>7.96</b>

Tabla 9.8 – Resultado de la combinación de acciones (kN/m <sup>2</sup> ) ELSpp	
Combinación 1	-353.71
Combinación 2	-10.14

Combinación cuasi permanente para ELS:

Tabla 9.9 – Tensiones de reacción del terreno en situación V, ELSqp		
Combinación	Tensión máxima (kN/m <sup>2</sup> )	Tensión mínima (kN/m <sup>2</sup> )
1) Seno	285.12	191.64
2) Cresta	226.07	225.09

Tabla 9.10 – Tensiones en zapatas (kPa) ELSqp		
	Combinación 1	Combinación 2
<b>Media</b>	<b>283.09</b>	<b>226.05</b>

Tabla 9.11 – Resultado de la combinación de acciones (kN/m²) ELSqp	
Combinación 1	-283.72
Combinación 2	-25.08

#### Cálculo de esfuerzos en la sección más desfavorable

La sección más desfavorable es la del empotramiento, a 0.59 m del extremo de la zapata. El momento flector en el empotramiento viene dado por la siguiente ecuación:

$$M_e = -p \cdot \frac{l^2}{2}$$

Momentos de cálculo en ELU:

$$M_1 = 497.63 \cdot \frac{0.59^2}{2} = 86.61 \text{ kNm}$$

$$M_2 = -125.66 \cdot \frac{0.59^2}{2} = -21.87 \text{ kNm}$$

Momentos de servicio:

$$M_{pp} = 353.71 \cdot \frac{0.59^2}{2} = 61.56 \text{ kNm}$$

$$M_{qp} = 283.72 \cdot \frac{0.59^2}{2} = 49.38 \text{ kNm}$$

Esfuerzo cortante máximo a un canto útil del empotramiento:

$$V_d = 497.63 \cdot (0.59 - 0.433) = 78.13 \text{ kN}$$

#### Dimensionamiento frente a solicitaciones normales

Utilizando el método de comprobación directa para flexión simple. As se refiere a la armadura inferior y As' a la armadura superior, independientemente de su estado tensional. Los momentos positivos traccionan la armadura inferior.

$$A_{s,nec} = 0.000464 \text{ m}^2$$

$$A'_{s,nec} = 0.000116 \text{ m}^2$$

Armadura mínima geométrica:

$$A_s = 0.0016 \cdot 0.5 = 0.0008 \text{ m}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

#### Verificación frente a solicitaciones tangenciales

$$V_{u2} = 298.54 \text{ kN Cumple.}$$

#### Comprobación de ELS fisuración

Fisuras por compresión:

$$\sigma_c = 61.56 \cdot \frac{0.25}{0.01042} = 1477 \text{ kPa} < 0.6f_{ck} = 24\,000 \text{ kPa}$$

Fisuras por tracción:

$$\sigma_{min} = -49.38 \cdot \frac{0.25}{0.01042} = -1184.74 \text{ kPa} > f_{ct,m,fl} = -3509 \text{ kPa}$$

Armaduras a disponer

Tabla 9.12 – Armadura horizontal a disponer por metro en las zapatas		
Dirección	As	As'
X	8Ø12	8Ø12
Y	8Ø12	8Ø12

## 10. Viga cantil

La armadura vertical que une la viga cantil con el cajón para solidarizar las cargas de amarre, debe soportar el tiro de amarras por sí solo sin contribución del hormigón.

El tiro de amarras vertical es de 14.4 toneladas.

$$T_v = 14.4 \cdot 9.81 = 141.264 \text{ kN}$$

La armadura necesaria para resistir esta tracción es:

$$A_s = \frac{141.264 \cdot 1.5}{500 \cdot 1000 / 1.15} = 0.000487 \text{ m}^2$$

Como el tiro de amarras se concentra en el área de la placa de anclaje del bolardo, que tiene 0.75 m de lado, es necesario que sea cual sea la posición relativa de la placa de anclaje respecto de las armaduras, haya siempre una cuantía suficiente para resistir la tracción. Esto se cumple disponiendo una armadura de Ø12 cada 0.25 m.

La longitud de anclaje de esta armadura es:

$$l_a = \frac{500}{20} \cdot 12 = 300 \text{ mm} = 0.30 \text{ m}$$