



PROYECTO BÁSICO DE PUENTE SOBRE LA RAMBLA DE ALCALÁ EN BENICARLÓ (CASTELLÓN). SOLUCIÓN A.

ANEJO Nº 4: DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Autora: Belén Piñol Gómez

Tutor: José Casanova Colón

Cotutora: Elvira Garrido de la Torre

ÍNDICE

1. OBJETO Y ALCANCE	4	5. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES.....	20
2. NORMATIVA Y RECOMENDACIONES	4	5.1. Identificación y descripción de los estribos.....	20
3. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	4	5.2. Recubrimientos	20
3.1. Estribo sur	4	5.3. Pilotes.....	20
3.1.1. Zona exterior a la rambla	4	5.3.1. Armado longitudinal	20
3.1.2. Zona interior a la rambla	7	5.3.2. Armadura mínima longitudinal.....	22
3.2. Estribo norte.....	9	5.3.2.1. Armadura mínima mecánica	22
3.2.1. Zona exterior a la rambla	9	5.3.2.2. Armadura mínima geométrica	22
3.2.2. Zona interior a la rambla	11	5.3.3. Armadura transversal	23
3.3. Resumen de resultados.....	13	5.3.4. Agotamiento por compresión.....	23
4. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS.....	14	5.3.5. Armado escogido y disposición	23
4.1. Introducción al cálculo geotécnico.....	14	5.3.6. Longitud de anclaje y solapo	23
4.1.1. Estados límite	14	5.4. Encepado	23
4.1.2. Cargas	14	5.4.1. Clasificación	23
4.2. Cálculo de la capacidad resistente del pilote individual.....	14	5.4.2. Armadura inferior	23
4.2.1. Peso efectivo	14	5.4.3. Armadura mínima inferior	24
4.2.2. Capacidad resistente por punta	14	5.4.3.1. Armadura mínima inferior por control de fisuración.....	24
4.2.3. Capacidad resistente por fuste	15	5.4.3.2. Armadura mínima mecánica inferior	25
4.2.4. Deformabilidad del pilote	15	5.4.4. Armadura superior.....	25
4.2.5. Tope estructural	16	5.4.5. Cercos verticales.....	25
4.2.6. Pandeo.....	16	5.4.6. Cercos horizontales.....	25
4.2.7. Carga admisible	16	5.4.7. Armado horizontal	25
4.3. Cálculo de la capacidad resistente del grupo de pilotes.....	16	5.4.8. Cálculo de longitudes de anclaje y solapo	25
4.3.1. Peso efectivo	16	5.4.8.1. Armadura inferior	25
4.3.2. Diámetro equivalente.....	17	5.4.8.2. Armadura superior.....	25
4.3.3. Capacidad resistente por punta	17	5.4.8.1. Armadura horizontal.....	26
4.3.4. Capacidad resistente por fuste	17	5.5. Muro frontal	26
4.3.5. Deformabilidad del grupo de pilotes	17	5.5.1. Acciones sobre el muro	26
4.3.6. Tope estructural	18	5.5.2. Estado límite de agotamiento para solicitaciones normales.....	27
4.3.7. Pandeo.....	18	5.5.3. Armadura mínima vertical de tracción	28
4.3.8. Carga admisible	18	5.5.3.1. Armadura mínima geométrica de tracción	28
4.4. Solución de cimentación	18	5.5.3.2. Armadura mínima mecánica de tracción	28
		5.5.3.3. Armadura mínima por control de fisuración	28
		5.5.4. Armadura mínima vertical de compresión	29
		5.5.5. Armadura mínima horizontal.....	29
		5.5.6. Armadura bajo carga concentrada en el apoyo	29
		5.5.7. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales	30
		5.5.8. Estado límite último de agotamiento por esfuerzo rasante.....	30
		5.5.9. Estado límite de servicio de limitación de tensiones.....	30
		5.5.10. Estado límite de servicio de fisuración	30
		5.5.11. Selección de armado.....	30
		5.5.12. Cálculo de longitudes de anclaje y solapo	31



5.5.12.1.	Armadura de tracción	31
5.5.12.2.	Armadura de compresión	31
5.5.12.3.	Armadura horizontal.....	31
5.6.	Murete de guarda	32
5.6.1.	Armadura de tracción.....	32
5.6.2.	Armadura de compresión.....	32
5.7.	Losa de transición	32
5.8.	Cajero.....	32
5.8.1.	Armadura de tracción.....	32
5.8.2.	Armadura de compresión.....	33
5.8.3.	Armadura horizontal	33
6.	REFERENCIAS	33

1. OBJETO Y ALCANCE

El objeto del presente anejo es definir a nivel de cálculo geotécnico la cimentación correspondiente a ambos estribos del puente sobre la Rambla de Alcalá en Benicarló (Castellón), en el marco del Trabajo Final de Grado del curso 2015-2016. Asimismo, se verificará la estabilidad durante la construcción, especificando posibles métodos de sostenimiento.

Los datos de partida provendrán del Anejo nº 3: Informe Geotécnico a este mismo proyecto básico, del estudio geotécnico realizado en el año 2004 y proporcionado por la profesora D^a María Elvira Garrido de la Torre, y de las referencias y normativa consultada.

En segundo lugar, se realizarán las comprobaciones estructurales oportunas, calculando el armado correspondiente de cada elemento de la subestructura y analizando los estados límite últimos y de servicio requeridos en cada caso.

2. NORMATIVA Y RECOMENDACIONES

La normativa y recomendaciones referenciadas en el presente anejo son las que se muestran a continuación:

- España. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras (2002). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC)*. Madrid.
- AENOR (2013). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. UNE-EN 1992-1-1:2013. Madrid: AENOR.
- España. Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, en el que se aprueba la *Instrucción de Hormigón Estructural* (EHE-08). BOE, 22 de agosto de 2008, núm. 203, p. 35176-35718.
- España. Dirección General de Carreteras (1992). *Nota de Servicio sobre Losas de Transición en Obras de Paso*. Madrid.
- España. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras (2012). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*. Madrid.

3. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En fase constructiva, será necesario realizar una excavación, con el objetivo de crear un espacio en el que poder ejecutar las subestructuras. Para ello, y aprovechando la rambla existente, se retirará un volumen de tierras suficiente a ambos márgenes para poder construir los estribos en condiciones de seguridad. Tomando como referencia el nivel medio del mar, la cota de excavación equivaldrá a -2,69 m (o, dicho en otras palabras, se profundizará 5,95 metros desde la coronación existente de las márgenes).

Sin embargo, en ambos extremos se sitúa el nivel freático por encima de esta cota. Por tanto, se deberán contemplar medidas que permitan su agotamiento provisional, hasta que alcance una profundidad suficiente para no provocar la inundación del área excavada. Se asumirá un nuevo nivel freático situado 30 cm por debajo de la cota de excavación, es decir, a -3 m. Esto afectará únicamente al recinto situado entre tablestacas, de manera que en su trasdós el nivel freático se mantendrá en su posición original.

Asimismo, con el objetivo de reducir al máximo la invasión de los terrenos adyacentes y la afección a los edificios existentes durante la ejecución de las subestructuras, se planteará un sistema de tablestacado metálico en la parte externa de ambos estribos, que contendrá un talud vertical en su trasdós.

Para ambos estribos se calculará en primer lugar el tablestacado de las zonas exteriores a la rambla (color rojo) y posteriormente el tablestacado de las zonas interiores a la rambla (color azul):

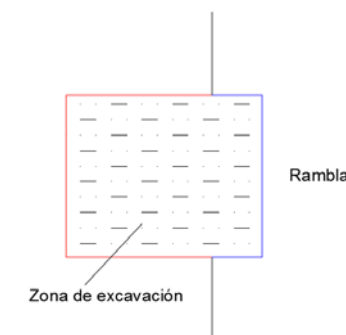


Figura 1. Esquema de zona de excavación y tablestacado. Elaboración propia con AutoCAD.

3.1. Estribo sur

3.1.1. Zona exterior a la rambla

El tablestacado se extenderá hasta el estrato de arcilla gruesa con margas, con el objetivo de no prolongar su longitud excesivamente. Además, a efectos de cálculo se adoptará un valor representativo de la maquinaria que opera en coronación, equivalente a $\sigma_0 = 10 \text{ kN/m}^2$.

El parámetro determinante será la longitud de empotramiento de las tablestacas. Para que sean estables, deberán introducirse en el terreno una distancia tal que permita compensar los empujes a los que se ven sometidas. Estos se resumen en la Figura 2:

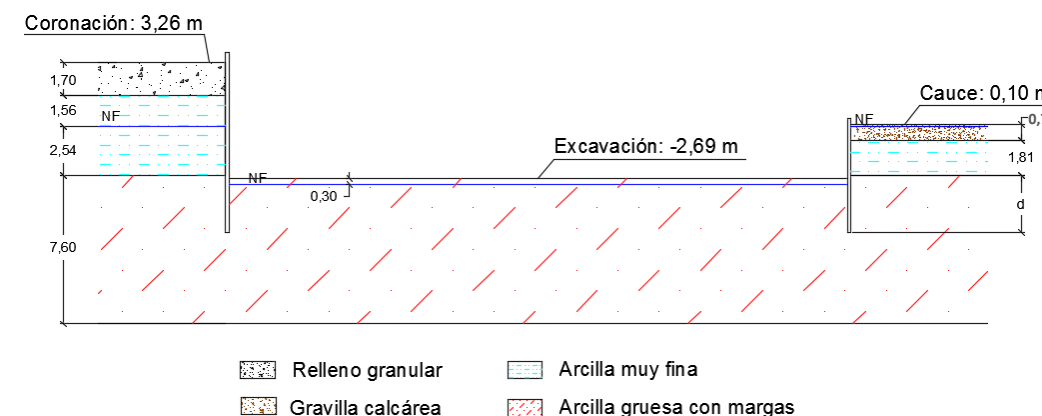


Figura 2. Estratos existentes en el estribo sur y posición de tablestacas. Elaboración propia con AutoCAD.

En primer lugar, se procederá al cálculo de los empujes activos, generados por las tierras situadas en el trasdós y la sobrecarga procedente de la maquinaria en coronación. Para ello, se recurrirá a la teoría de Rankine:

- Estrato de relleno de granular ($0 \text{ m} \leq z \leq 1,7 \text{ m}$):

Las características del material son las siguientes:

$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
16,42	0	35

La tensión total coincidirá con la efectiva, al no haber presencia de agua ($u = 0$):

$$\sigma_v = \sigma'_v = \sigma_0 + \gamma \cdot z = 10 + 16,42 \cdot z \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$k_a = \frac{1 - \tan 35^\circ}{1 + \tan 35^\circ} = 0,271$$

Como no hay cohesión efectiva, al tratarse de un análisis en un material granular, la ley de empujes activos quedará como sigue:

$$e'_a(z) = k_a \cdot \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} = 0,271 \cdot (16,42 z + 10) = 4,45z + 2,71 \quad \frac{kN}{m^2}$$

Los valores concretos del empuje activo al principio y al final del intervalo serán:

$$e'_a(z = 0 \text{ m}) = 4,45 \cdot 0 + 2,71 = 2,71 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$e'_a(z = 1,7 \text{ m}) = 4,45 \cdot 1,7 + 2,71 = 10,275 \quad \frac{kN}{m^2}$$

Las resultantes se obtendrán descomponiendo las leyes en figuras geométricas. La numeración impar corresponderá a rectángulos y la numeración par, a triángulos:

$$E'_{a1} = 2,71 \cdot 1,7 = 4,607 \quad \frac{kN}{m} \quad E'_{a2} = \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot (10,275 - 2,71) = 6,43 \quad \frac{kN}{m}$$

Sus puntos de aplicación, medidos desde el punto P, serán:

$$d_{Ea1-P} = 5,8 + d - \frac{1,7}{2} = 4,95 + d \text{ m} \quad d_{Ea2-P} = 5,8 + d - \frac{2}{3} \cdot 1,7 = 4,67 + d \text{ m}$$

- Estrato de arcilla muy fina sobre el nivel freático ($1,7 \text{ m} \leq z \leq 3,26 \text{ m}$):

Se parte de las siguientes características:

$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
14,64	0	25

La forma de proceder es idéntica, por lo que se resumirán los resultados por simplicidad y claridad expositiva. Cabe destacar que, en este caso y los siguientes, la cohesión efectiva es nula, al estar realizando un análisis a largo plazo sobre materiales arcillosos normalmente consolidados:

$$\sigma_v = \sigma'_v = (16,42 \cdot 1,7 + 10) + (z - 1,7) \cdot 14,64 = 14,64z + 13,026 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \tan 25^\circ}{1 + \tan 25^\circ} = 0,406$$

$$e'_a(z) = 0,406 \cdot (14,64z + 13,026) = 5,942z + 5,287 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{array}{l|l} e'_a(z = 1,7 \text{ m}) = 15,388 \text{ kN/m}^2 & e'_a(z = 3,26 \text{ m}) = 24,657 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{a3} = 24,005 \text{ kN/m} & E'_{a4} = 7,230 \text{ kN/m} \\ d_{Ea3-P} = 3,32 + d \text{ m} & d_{Ea4-P} = 3,06 + d \text{ m} \end{array}$$

- Estrato de arcilla muy fina bajo el nivel freático ($3,26 \text{ m} \leq z \leq 5,8 \text{ m}$):

Bajo el nivel freático, el material presenta las siguientes características:

$\gamma_{sat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
20,5	0	25

Las tensiones efectivas sí diferirán de las totales, al estar por debajo del nivel freático ($u \neq 0$):

$$\sigma_v = (14,64 \cdot 3,26 + 13,026) + (z - 3,26) \cdot 20,5 = 20,5z - 6,078 \text{ kN/m}^2$$

$$u = (z - 3,26) \cdot 10 = 10z - 32,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = (z - 3,26) \cdot 10 = 10,5z + 26,522 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \tan 25^\circ}{1 + \tan 25^\circ} = 0,406$$

$$e'_a(z) = 0,406 \cdot (10,5z + 26,522) = 4,262z + 10,764 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{array}{l|l} e'_a(z = 3,26 \text{ m}) = 24,657 \text{ kN/m}^2 & e'_a(z = 5,8 \text{ m}) = 35,481 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{a5} = 62,628 \text{ kN/m} & E'_{a6} = 13,747 \text{ kN/m} \\ d_{Ea5-P} = 1,27 + d \text{ m} & d_{Ea6-P} = 0,85 + d \text{ m} \end{array}$$

- Estrato de arcilla gruesa con margas bajo el nivel freático ($5,8 \text{ m} \leq z \leq 5,8 + d \text{ m}$):

Las características del material se resumen en la tabla siguiente:

γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
21	0	28

Las tensiones efectivas sí diferirán de las totales, al estar por debajo del nivel freático ($u \neq 0$):

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (20,5 \cdot 5,8 - 6,078) + (z - 5,8) \cdot 21 = 21z - 8,978 \text{ kN/m}^2 \\ u &= (z - 3,26) \cdot 10 = 10z - 32,6 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_v &= \sigma_v - u = 11z + 23,622 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = 0,361$$

$$e'_a(z) = 0,361 \cdot (11z + 23,622) = 3,971z + 8,528 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{array}{l|l} e'_a(z = 5,8 \text{ m}) = 31,562 \text{ kN/m}^2 & e'_a(z = 5,8 + d \text{ m}) = 3,971d + 31,562 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{a7} = 31,562d \text{ kN/m} & E'_{a8} = 1,896d^2 \text{ kN/m} \\ d_{Ea7-P} = d/2 \text{ m} & d_{Ea8-P} = d/3 \text{ m} \end{array}$$

Asimismo, se considerará el empuje causado por el agua presente bajo el nivel freático:

$$E'_{aw} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 = 0,5 \cdot (5,8 - 3,26 + d)^2 \cdot 10 = 5 \cdot (2,54 + d)^2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Con su correspondiente punto de aplicación:

$$d_{Eaw-P} = \frac{1}{3} \cdot (2,54 + d) = 0,85 + \frac{d}{3} \text{ m}$$

A continuación, se procederá de idéntica manera con los empujes pasivos, causados por las tierras situadas en el intradós:

- Estrato de arcilla gruesa con margas sobre el nivel freático ($0 \text{ m} \leq z \leq 0,3 \text{ m}$)

Sus características son:

γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
16	0	28

Los valores obtenidos son los siguientes:

$$\sigma'_v = \sigma_v = 16z \text{ kN/m}^2$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0,361} = 2,77$$

$$e'_p(z) = 2,77 \cdot 16z = 44,317z \text{ kN/m}^2$$

$$e'_p(z = 0,3 \text{ m}) = 13,295 \text{ kN/m}^2$$

$$E'_{p2} = 1,994 \text{ kN/m}$$

$$d_{Ep2-P} = d - 0,35 \text{ m}$$

- Estrato de arcilla gruesa con magas bajo del nivel freático ($0,3 \text{ m} \leq z \leq d - 0,15 \text{ m}$)

Los valores obtenidos son los siguientes:

γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
21	0	28

$$\sigma_v = (16 \cdot 0,3) + (z - 0,3) \cdot 21 = 21z - 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$u = (z - 0,3) \cdot 10 = 10z - 3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_v = 11z + 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1}{0,361} = 2,77$$

$$e'_p(z) = 2,77 \cdot (11z + 1,5) = 30,468z + 4,155 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{array}{l|l} e'_p(z = 0,3 \text{ m}) = 13,295 \text{ kN/m}^2 & e'_a(z = d - 0,15 \text{ m}) = 30,468d - 0,415 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{p3} = 13,295d - 5,983 \text{ kN/m} & E'_{p4} = 15,234d^2 - 13,71d + 3,085 \text{ kN/m} \\ d_{Ep3-P} = d/2 - 0,23 \text{ m} & d_{Ep4-P} = d/3 - 0,15 \text{ m} \end{array}$$

El empuje causado por el agua presente bajo el nivel freático también debe ser considerado:

$$E'_{pw} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 = 0,5 \cdot (d - 0,45)^2 \cdot 10 = 5 \cdot (d - 0,45)^2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Con su correspondiente punto de aplicación:

$$d_{Epw-P} = \frac{1}{3} \cdot (d - 0,45) = \frac{d}{3} - 0,15 \text{ m}$$

Una vez obtenidas las resultantes, se seguirá el modelo propuesto por Blum, y por tanto se tomarán momentos con respecto al punto P, que corresponde con el pie de la tablestaca, y minorando los empujes pasivos:

$$\sum M_P = 0 \rightarrow \sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - 0,6 \cdot \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{Epj-P} = 0 \rightarrow$$

$$\rightarrow 4,607 \cdot (4,95 + d) + 6,43 \cdot (4,67 + d) + 24,005 \cdot (3,32 + d) + 7,23 \cdot (3,06 + d) + 62,628 \cdot (1,27 + d) + 13,747 \cdot (0,85 + d) + 31,562d \cdot (d/2) + 1,896d^2 \cdot (d/3) + 5 \cdot (2,54 + d)^2 \cdot (0,85 + d/3) - 0,6 \cdot [1,994 \cdot (d - 0,35) + (13,295d - 5,983) \cdot (d/2 - 0,23) + (15,234d^2 - 13,71d + 3,085) \cdot (d/3 - 0,15) + 5 \cdot (d - 0,45)^2 \cdot (d/3 - 0,15)] = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior, se obtiene un valor de d igual a 21,4 m, al que se aplicaría un factor mayorador de 1,2, que resulta excesivo. En consecuencia, se recurrirá a anclajes en cabeza de las tablestacas, optando por una longitud total de estas de 13 m. Esto implica que el valor de d será $(13-5,8)/1,2 = 6$ m.

Actualizando los empujes obtenidos previamente, se determinan los siguientes resultados:

Empuje (kN/m)		Distancia a P (m)
$E'_{a1} = 4,607$	$\rightarrow$	$d_{Ea1-P} = 10,95$
$E'_{a2} = 6,43$	$\rightarrow$	$d_{Ea2-P} = 10,67$
$E'_{a3} = 24,005$	$\rightarrow$	$d_{Ea3-P} = 9,32$
$E'_{a4} = 7,23$	$\rightarrow$	$d_{Ea4-P} = 9,06$
$E'_{a5} = 62,628$	$\rightarrow$	$d_{Ea5-P} = 7,27$
$E'_{a6} = 13,747$	$\rightarrow$	$d_{Ea6-P} = 6,85$
$E'_{a7} = 189,372$	$\rightarrow$	$d_{Ea7-P} = 3$
$E'_{a8} = 62,256$	$\rightarrow$	$d_{Ea8-P} = 2$
$E'_{aw} = 364,658$	$\rightarrow$	$d_{Eaw-P} = 2,85$
$E'_{p2} = 1,994$	$\rightarrow$	$d_{Ep2-P} = 5,65$
$E'_{p3} = 73,787$	$\rightarrow$	$d_{Ep3-P} = 2,77$
$E'_{p4} = 469,249$	$\rightarrow$	$d_{Ep4-P} = 1,85$
$E'_{pw} = 154,013$	$\rightarrow$	$d_{Epw-P} = 1,85$

Nuevamente, se deberá cumplir la condición de momento nulo en el punto P, aunque en este caso añadiendo un término que corresponde a la reacción R en los anclajes. Suponiendo que estos se sitúan a 1 metro bajo la cota de coronación, se tendrá:

$$\sum M_P = 0 \rightarrow \sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{Epj-P} - R \cdot d_{R-P} = 0 \rightarrow R =$$

$$= \frac{\sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - 0,6 \cdot \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{Epj-P}}{10,8} = 174,1 \frac{kN}{m} \approx 200 \frac{kN}{m}$$

Por lo tanto, podría disponerse un conjunto de anclajes, situados cada metro, capaces de transmitir 200 kN.

Para elegir el perfil de tablestaca correspondiente, se dimensionará en base al momento máximo a resistir. Se calculará seguidamente la posición x en la que se produce este momento máximo, medida desde la coronación del terreno, y su valor:

Empuje (kN/m)		Distancia a X (m)
$E'_{a1} = 4,607$	$\rightarrow$	$d_{Ea1-x} = x - 1,7/2$
$E'_{a2} = 6,43$	$\rightarrow$	$d_{Ea2-x} = x - 1,7 \cdot 2/3$

$E'_{a3} = 24,005$	$\rightarrow$	$d_{Ea3-x} = x - 1,7 - 1,56/2$
$E'_{a4} = 7,23$	$\rightarrow$	$d_{Ea4-x} = x - 1,7 - 1,56 \cdot 2/3$
$E'_{a5} = 62,628$	$\rightarrow$	$d_{Ea5-x} = x - 1,7 - 1,56 - 2,54/2$
$E'_{a6} = 13,747$	$\rightarrow$	$d_{Ea6-x} = x - 1,7 - 1,56 - 2,54 \cdot 2/3$
$E'_{a7} = 189,372$	$\rightarrow$	$d_{Ea7-x} = (11,8 - x) - 6/2$
$E'_{a8} = 62,256$	$\rightarrow$	$d_{Ea8-x} = (11,8 - x) - 6/3$
$E'_{aw} = 364,658$	$\rightarrow$	$d_{Eaw-x} = (11,8 - x) - 8,54/3$
$E'_{p2} = 1,994$	$\rightarrow$	$d_{Ep2-x} = (11,8 - x) - (5,55 + 0,3/3)$
$E'_{p3} = 73,787$	$\rightarrow$	$d_{Ep3-x} = (11,8 - x) - (5,55/2)$
$E'_{p4} = 469,249$	$\rightarrow$	$d_{Ep4-x} = (11,8 - x) - (5,55/3)$
$E'_{pw} = 154,013$	$\rightarrow$	$d_{Epw-x} = (11,8 - x) - (5,55/3)$
$R = 174,1$	$\rightarrow$	$d_{R-Px} = x - 1$

Se obtiene que el momento máximo está situado en coronación ($x=0$), y toma un valor de 1740,8 kN·.

El valor del momento deberá relacionarse ahora con la tensión máxima admisible del acero. Asumiendo un límite elástico de 460000 KPa, que correspondería a un acero S460 AP, el módulo resistente será:

$$W = \frac{M_{Ed}}{\sigma_{adm}} = \frac{1,5 \cdot M}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{1,5 \cdot 1740,8}{\frac{460000}{1,05}} \cdot 10^6 = 5960,1 \text{ cm}^3$$

Cabe destacar que, a diferencia de en el resto de cálculos, en éste sí se aplican los preceptivos coeficientes parciales de seguridad, al ser un cálculo puramente estructural.

Empleando el Catálogo General 2010 de Tablestacas de Acero de la empresa ArcelorMittal, la sección escogida es la denominada CAZ 19:

Sección	b	h	Perímetro	Área de sección	Sección total	Masa ¹⁾	Momento de inercia		Módulo resistente elástico		Min. radio de giro	Área de recubrimiento ²⁾
							y-y	z-z	y-y	z-z		
	mm	mm	cm	cm ²	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	m ² /m
CAZ 19	1260	762	361	362	4951	284	242210	396600	6330	6035	25,9	3,41

3.1.2. Zona interior a la rambla

La tablestaca recayente al cauce estará sometida a un menor empuje activo, dado que la altura de las tierras en su trasdós equivaldrá al nivel de la rambla (0,1 m frente a 3,26 m del caso anterior). Por razones de simplicidad, se optará por mantener la misma longitud de empotramiento, verificando la necesidad de incluir anclajes.

En lo referente a los empujes activos, se tendrá:

- Estrato de gravilla calcárea ($0 \text{ m} \leq z \leq 0,7 \text{ m}$):

Para simplificar, se supondrá del lado de la seguridad que los primeros 10 cm también se encuentran saturados.
Por lo tanto, las características de este estrato son:

γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
20	0	30

$$\sigma_v = 20z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 10z \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \tan 30^\circ}{1 + \tan 30^\circ} = 0,333$$

$$e'_a(z) = 0,333 \cdot (10z + 10) = 3,333z + 3,333 \text{ kN/m}^2$$

$e'_a(z = 0 \text{ m}) = 3,33 \text{ kN/m}^2$	$e'_a(z = 0,7) = 6 \text{ kN/m}^2$
$E'_{a1} = 2,667 \text{ kN/m}$	$E'_{a2} = 1,067 \text{ kN/m}$
$d_{Ea1-P} = 2,21 + d \text{ m}$	$d_{Ea2-P} = 2,08 + d \text{ m}$

- Estrato de arcilla muy fina ($0,7 \text{ m} \leq z \leq 2,61 \text{ d m}$):

γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
20,5	0	25

$$\sigma_v = (20 \cdot 0,8 + 10) + (z - 0,8) \cdot 20,5 = 20,5z + 9,6 \text{ kN/m}^2$$

$$u = (z - 0,8) \cdot 10 = 10z - 8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10,5z + 17,6 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \tan 25^\circ}{1 + \tan 25^\circ} = 0,406$$

$$e'_a(z) = 0,406 \cdot (10,5z + 17,6) = 4,2621z + 7,143 \text{ kN/m}^2$$

$e'_a(z = 0,7 \text{ m}) = 10,552 \text{ kN/m}^2$	$e'_a(z = 2,61 \text{ m}) = 18,266 \text{ kN/m}^2$
$E'_{a3} = 19,1 \text{ kN/m}$	$E'_{a4} = 6,981 \text{ kN/m}$
$d_{Ea3-P} = 0,91 + d \text{ m}$	$d_{Ea4-P} = 0,6 + d \text{ m}$

- Estrato arcilloso de arcilla gruesa con margas ($2,61 \text{ m} \leq z \leq 2,61+d \text{ m}$):

γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
21	0	28

$$\sigma_v = (20,5 \cdot 2,61 + 9,6) + (z - 2,61) \cdot 21 = 21z + 8,295 \text{ kN/m}^2$$

$$u = (z - 2,61) \cdot 10 = 10z - 26,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 11z + 34,395 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \tan 28^\circ}{1 + \tan 28^\circ} = 0,361$$

$$e'_a(z) = 0,361 \cdot (11z + 34,395) = 3,971z + 12,418 \text{ kN/m}^2$$

$e'_a(z = 2,61 \text{ m}) = 22,783 \text{ kN/m}^2$	$e'_a(z = 2,61 + d \text{ m}) = 3,97d + 22,782 \text{ kN/m}^2$
$E'_{a5} = 22,783d \text{ kN/m}$	$E'_{a6} = 1,985d^2 \text{ kN/m}$
$d_{Ea5-P} = d/2 \text{ m}$	$d_{Ea6-P} = d/3 \text{ m}$

Asimismo, se considerará el empuje causado por el agua presente bajo el nivel freático:

$$E'_{aw} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 = 0,5 \cdot (d + 2,61)^2 \cdot 10 = 5 \cdot (d + 2,61)^2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Con su correspondiente punto de aplicación:

$$d_{Eaw-P} = \frac{d + 2,61}{3} \text{ m}$$

Los empujes pasivos son los mismos que se han obtenido para las otras tablestacas:

Empuje (kN/m)		Distancia a P (m)
$E'_{p2} = 1,994$	→	$d_{Ep2-P} = d - 0,35$
$E'_{p3} = 13,295 \cdot d - 5,983$	→	$d_{Ep3-P} = d/2 - 0,23$
$E'_{p4} = 15,23d^2 - 13,71 + 3,085$	→	$d_{Ep4-P} = d/3 - 0,15$
$E'_{pw} = 5 \cdot (d - 0,45)^2$	→	$d_{Epw-P} = d/3 - 0,15$

Nuevamente, tomando momentos con respecto al pie de la tablestaca, tenemos:

$$\sum M_P = 0 \rightarrow \sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - 0.6 \cdot \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{Epj-P} = 0 \rightarrow$$

$$\rightarrow 2,71 \cdot (2,21 + d) + 1,067 \cdot (2,08 + d) + 19,1 \cdot (0,91 + d) + 6,981 \cdot (0,6 + d)$$

$$+ 22,783d \cdot (d/2) + 1,985 \cdot d^2 \cdot (d/3) + 5 \cdot (d + 2,61)^2 \cdot \frac{d + 2,61}{3} - 0,6 \cdot [1,994$$

$$\cdot (d - 0,35) + (13,295d - 5,983) \cdot (d/2 - 0,23) + (15,234d^2 - 13,71d + 3,085) \cdot (d/3$$

$$- 0,15) + 5 \cdot (d - 0,45)^2 \cdot (d/3 - 0,15)] = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior, se obtiene un valor de d igual a 17,3 m.

Por tanto, será necesario disponer de anclajes para el correcto funcionamiento, y limitando la longitud total de la tablestaca como en el caso anterior, tomando el valor $d=6$ m. La longitud total de la tablestaca sería de $2,6+6 \cdot 1,2=9,8$ metros.

Actualizando los empujes obtenidos previamente, se determinan los siguientes resultados:

Empuje (kN/m)		Distancia a P (m)
$E'_{a1} = 2,67$	$\rightarrow$	$d_{Ea1-P} = 8,21$
$E'_{a2} = 1,067$	$\rightarrow$	$d_{Ea2-P} = 8,08$
$E'_{a3} = 19,1$	$\rightarrow$	$d_{Ea3-P} = 6,91$
$E'_{a4} = 6,981$	$\rightarrow$	$d_{Ea4-P} = 6,6$
$E'_{a5} = 136,578$	$\rightarrow$	$d_{Ea5-P} = 3$
$E'_{a6} = 71,46$	$\rightarrow$	$d_{Ea6-P} = 2$
$E'_{aw} = 370,66$	$\rightarrow$	$d_{Eaw-P} = 2,87$
$E'_{p2} = 1,994$	$\rightarrow$	$d_{Ep2-P} = 5,65$
$E'_{p3} = 73,787$	$\rightarrow$	$d_{Ep3-P} = 2,75$
$E'_{p4} = 470,014$	$\rightarrow$	$d_{Ep4-P} = 1,85$
$E'_{pw} = 154,0125$	$\rightarrow$	$d_{Epw-P} = 1,85$

$$\sum M_P = 0 \rightarrow \sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{Epj-P} - R \cdot d_{R-P} = 0 \rightarrow R =$$

$$= \frac{\sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - 0.6 \cdot \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{Epj-P}}{7,6} = 132,13 \frac{kN}{m} \approx 150 \frac{kN}{m}$$

Por tanto, dispondremos de anclajes que puedan soportar 150 kN cada metro

Para elegir el perfil de tablestaca correspondiente, se dimensionará en base al momento máximo a resistir. Se calculará seguidamente la posición x en la que se produce este momento máximo, medida desde la coronación del terreno, y su valor:

Empuje (kN/m)		Distancia a X (m)
$E'_{a1} = 2,67$	$\rightarrow$	$d_{Ea1-x} = x - 0,8 / 2$
$E'_{a2} = 1,067$	$\rightarrow$	$d_{Ea2-x} = x - 0,8 \cdot 2/3$
$E'_{a3} = 19,1$	$\rightarrow$	$d_{Ea3-x} = x - 0,8 - 1,81/2$
$E'_{a4} = 6,981$	$\rightarrow$	$d_{Ea4-x} = x - 0,8 - 1,81 \cdot 2/3$
$E'_{a5} = 136,578$	$\rightarrow$	$d_{Ea5-x} = x - 0,8 - 1,81 - 6/2$
$E'_{a6} = 71,46$	$\rightarrow$	$d_{Ea6-x} = x - 0,8 - 1,81 - 6 \cdot 2/3$

$$\begin{aligned} E'_{aw} &= 370,66 & \rightarrow & d_{Eaw-x} = 8.61 - x - 8.61/3 \\ E'_{p2} &= 1,994 & \rightarrow & d_{Ep2-x} = (x - 2,76) - 0,3 \cdot 2/3 \\ E'_{p3} &= 73,787 & \rightarrow & d_{Ep3-x} = (x - 3,06) - 5,55/2 \\ E'_{p4} &= 470,014 & \rightarrow & d_{Ep4-x} = (x - 3,06) - 5,5 \cdot 2/3 \\ E'_{pw} &= 154,0125 & \rightarrow & d_{Epw-x} = (x - 3,06) - 5,5 \cdot 2/3 \\ R &= 132,13 & \rightarrow & d_{R-x} = x-1 \end{aligned}$$

El momento máximo estará situado en coronación y tomará el valor de 493,1 kN·m.

El valor del momento deberá relacionarse ahora con la tensión máxima admisible del acero. Asumiendo un límite elástico de 460000 KPa, que correspondería a un acero S460 AP, el módulo resistente será:

$$W = \frac{M_{Ed}}{\sigma_{adm}} = \frac{1,5 \cdot M}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{1,5 \cdot 493,1}{\frac{460000}{1,05}} \cdot 10^6 = 1688,3 \text{ cm}^3$$

AZ 18		S = Perfil individual D = Perfil doble	Área de sección	Masa	Momento de inercia	Módulo resistente elástico	Radio de giro	Área de recubrimiento ¹⁾
			cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm	m²/m
Por m de pantalla			150,4	118,1	34200	1800	15,07	1,35

3.2. Estribo norte

3.2.1. Zona exterior a la rambla

Para el cálculo del tablestacado en el estribo con estrato de grava, se optará por mantener la misma longitud de empotramiento que en el estribo arcilloso, obteniendo el número de anclajes necesarios en este caso, situando estos un metro bajo cota de coronación. En la Figura 3 se observa la disposición de los estratos:

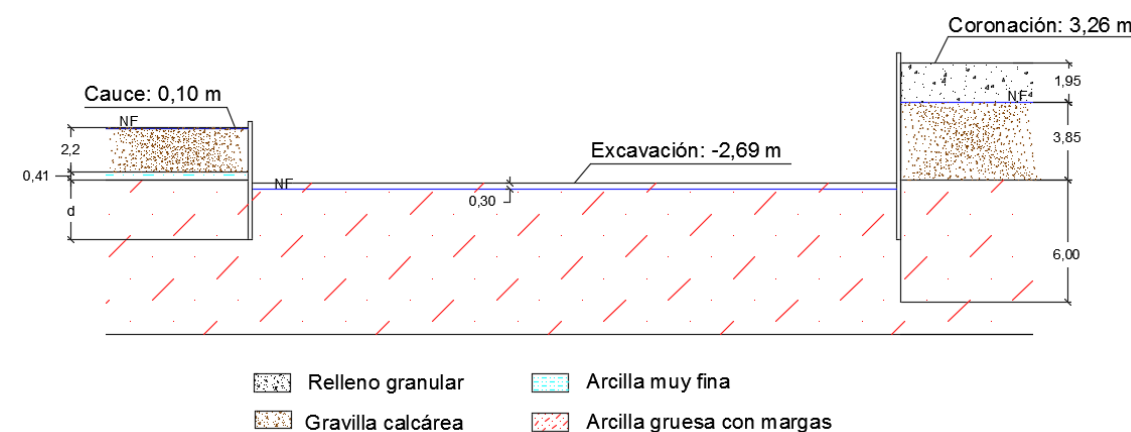


Figura 3. Estratos existentes en el estribo norte y posición de tablestacas. Elaboración propia con AutoCAD.

En primer lugar, se procederá al cálculo de los empujes activos, generados por las tierras situadas en el trasdós y la sobrecarga procedente de la maquinaria en coronación. Para ello, se recurrirá a la teoría de Rankine:

- Estrato de relleno granular ($0 \text{ m} \leq z \leq 1,95 \text{ m}$):

Las características del material son las siguientes:

$\gamma_{sat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
16,42	0	35

La tensión total coincidirá con la efectiva, al no haber presencia de agua ($u = 0$):

$$\sigma_v = \sigma'_v = 10 + 16,42 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0,271$$

$$e'_a(z) = 0,271 \cdot (10 + 16,42 \cdot z) = 4,45z + 2,71 \text{ kN/m}^2$$

$e'_a(z = 0 \text{ m}) = 2,71 \text{ kN/m}^2$	$e'_a(z = 1,95 \text{ m}) = 11,387 \text{ kN/m}^2$
$E'_{a1} = 5,284 \text{ kN/m}$	$E'_{a2} = 8,46 \text{ kN/m}$
$d_{Ea1-P} = 10,83 \text{ m}$	$d_{Ea2-P} = 10,5 \text{ m}$

- Estrato de gravilla calcárea bajo el nivel freático ($1,95 \text{ m} \leq z \leq 5,8 \text{ m}$):

Se parte de las siguientes características:

$\gamma_{sat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
20	0	30

En este caso, las tensiones efectivas sí diferirán de las totales, al estar por debajo del nivel freático ($u \neq 0$):

$$\sigma_v = (16,42 \cdot 1,95 + 10) + (z - 1,95) \cdot 20 = 20z + 3,019 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$u = (z - 1,95) \cdot 10 = 10z - 19,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10z + 22,519 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0,333$$

$$e'_a(z) = 0,333 \cdot (10z + 22,519) = 3,333z + 7,506 \text{ kN/m}^2$$

$e'_a(z = 1,95 \text{ m}) = 14,006 \text{ kN/m}^2$	$e'_a(z = 5,8 \text{ m}) = 26,84 \text{ kN/m}^2$
$E'_{a3} = 53,924 \text{ kN/m}$	$E'_{a4} = 24,704 \text{ kN/m}$
$d_{Ea3-P} = 7,93 \text{ m}$	$d_{Ea4-P} = 7,28 \text{ m}$

- Estrato de arcilla gruesa con margas bajo el nivel freático ($5,8 \text{ m} \leq z \leq 11,8 \text{ m}$):

Bajo el nivel freático, el material presenta las siguientes características:

$\gamma_{sat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
21	0	28

En este caso, las tensiones efectivas sí diferirán de las totales, al estar por debajo del nivel freático ($u \neq 0$):

$$\sigma_v = (20 \cdot 5,8 + 3,019) + (z - 5,8) \cdot 21 = 21z - 2,781 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$u = (z - 1,95) \cdot 10 = 10z - 19,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 11z + 16,719 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = 0,361$$

$$e'_a(z) = 0,361 \cdot (11z + 16,719) = 3,971z + 6,036 \text{ kN/m}^2$$

$e'_a(z = 5,8 \text{ m}) = 29,07 \text{ kN/m}^2$	$e'_a(z = 11,8 \text{ m}) = 52,898 \text{ kN/m}^2$
$E'_{a5} = 174,42 \text{ kN/m}$	$E'_{a6} = 71,485 \text{ kN/m}$
$d_{Ea5-P} = 3 \text{ m}$	$d_{Ea6-P} = 2 \text{ m}$

Asimismo, se considerará el empuje causado por el agua presente bajo el nivel freático:

$$E'_{aw} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 = 0,5 \cdot (11,8 - 1,95)^2 \cdot 10 = 485,1125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Con su correspondiente punto de aplicación:

$$d_{Eaw-P} = \frac{1}{3} \cdot (11,8 - 1,95) = 3,28 \text{ m}$$

Una vez obtenidos todos los empujes, tomaremos de nuevo momentos con respecto al pie de la tablestaca, incluyendo un término para los anclajes:

$$\begin{aligned} \sum M_P = 0 &\rightarrow \sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - 0,6 \cdot \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{E pj-P} - R \cdot d_{R-P} = 0 \rightarrow R = \\ &= \frac{\sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - 0,6 \cdot \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{E pj-P}}{10,8} = 199,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \approx 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Por lo tanto, podría disponerse un conjunto de anclajes, situados cada metro, capaces de transmitir 200 kN.

Para elegir el perfil de tablestaca correspondiente, se dimensionará en base al momento máximo a resistir. Se calculará seguidamente la posición x en la que se produce este momento máximo, medida desde la coronación del terreno, y su valor:

Empuje (kN/m)		Distancia a X (m)
$E'_{a1} = 6,5$	→	$d_{Ea1-P} = x - 1,95/2$
$E'_{a2} = 11,724$	→	$d_{Ea2-P} = x - 1,95 \cdot 2/3$
$E'_{a3} = 59,13$	→	$d_{Ea3-P} = x - 1,95 - 3,85/2$
$E'_{a4} = 24,704$	→	$d_{Ea4-P} = x - 1,95 - 3,85 \cdot 2/3$
$E'_{a5} = 183,206$	→	$d_{Ea5-P} = x - 1,95 - 3,85 - 6/2$
$E'_{a6} = 71,485$	→	$d_{Ea6-P} = x - 1,95 - 3,85 - 6 \cdot 2/3$
$E'_{aw} = 485,1125$	→	$d_{Eaw-P} = x - 1,95 - 9,85/2/3$
$E'_{p2} = 1,994$	→	$d_{Ep2-P} = (11,8-x) - (5,55+0,3/3)$
$E'_{p3} = 73,787$	→	$d_{Ep3-P} = (11,8-x) - (5,55/2)$
$E'_{p4} = 469,249$	→	$d_{Ep4-P} = (11,8-x) - (5,55/3)$
$E'_{pw} = 154,013$	→	$d_{Epw-P} = (11,8-x) - (5,55/3)$
$R = 202,7$	→	$d_{R-P} = 10,8 - x$

El valor del momento M es 2373,14 kN·m/m, que deberá relacionarse ahora con la tensión máxima admisible del acero. Asumiendo un límite elástico de 460000 KPa, que correspondería a un acero S460 AP, el módulo resistente será:

$$W = \frac{M_{Ed}}{\sigma_{adm}} = \frac{1,5 \cdot M}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{1,5 \cdot 2373,14}{\frac{460000}{1,05}} \cdot 10^6 = 8125 \text{ cm}^3$$

Cabe destacar que, a diferencia de en el resto de cálculos, en este sí se aplican los preceptivos coeficientes parciales de seguridad, al ser un cálculo puramente estructural.

Empleando el Catálogo General 2010 de Tablestacas de Acero de la empresa ArcelorMittal, la sección a emplear será la denominada CAZ 26:

Sección	b	h	Perímetro	Área de sección	Sección total	Masa ¹⁾	Momento de inercia		Módulo resistente elástico		Min. radio de giro	Área de recubrimiento ²⁾
							y-y cm ⁴	z-z cm ⁴	y-y cm ³	z-z cm ³		
CAZ 26	1260	854	377	440	5566	346	366820	480410	8555	7385	28,9	3,57

3.2.2. Zona interior a la rambla

La tablestaca recayente al cauce estará sometida a un menor empuje activo, dado que la altura de las tierras en su trasdós equivaldrá al nivel de la rambla (0,27 m.s.n.m. frente a 3,26 m.s.n.m. del caso anterior). Por razones de simplicidad, se optará por mantener la misma longitud de empotramiento, verificando la necesidad de incluir anclajes.

Para simplificar, se supondrá del lado de la seguridad que los primeros 10 cm también se encuentran saturados. Por lo tanto, las características de este estrato son:

En lo referente a los empujes activos, se tendrá:

- Estrato de relleno gravilla calcárea bajo nivel freático (0 m ≤ z ≤ 2,2 m):

γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
20	0	30

Las tensiones efectivas sí diferirán de las totales, al estar por debajo del nivel freático (u ≠ 0):

$$\sigma_v = 10 + 20z \frac{kN}{m^2}$$

$$u = 10z \frac{N}{m^2}$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \tan 30^\circ}{1 + \tan 30^\circ} = 0,333$$

$$e'_a(z) = 0,333 \cdot (10z + 10) = 3,333z + 3,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} e'_a(z = 0 \text{ m}) = 3,333 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{a1} = 7,333 \text{ kN/m} \\ d_{Ea1-P} = 7,51 \text{ m} \end{array} \right| \begin{array}{l} e'_a(z = 2,2 \text{ m}) = 10,667 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{a2} = 8,067 \text{ kN/m} \\ d_{Ea2-P} = 7,14 \text{ m} \end{array}$$

- Estrato de arcilla muy fina bajo nivel freático (2,2 m ≤ z ≤ 2,61 m):

γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
20,5	0	25

Las tensiones efectivas sí diferirán de las totales, al estar por debajo del nivel freático (u ≠ 0):

$$\sigma_v = (10 + 20 \cdot 2,2) + (z - 2,2) \cdot 20,5 = 20,5z + 8,9 \frac{kN}{m^2}$$

$$u = 10z \frac{N}{m^2}$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10,5z + 8,9 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \tan 25^\circ}{1 + \tan 25^\circ} = 0,406$$

$$e'_a(z) = 0,406 \cdot (10,5z + 8,9) = 4,262z + 3,612 \text{ kN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} e'_a(z = 2,2 \text{ m}) = 12,987 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{a3} = 5,325 \text{ kN/m} \\ d_{Ea3-P} = 6,21 \text{ m} \end{array} \right| \begin{array}{l} e'_a(z = 2,61 \text{ m}) = 14,735 \text{ kN/m}^2 \\ E'_{a4} = 0,358 \text{ kN/m} \\ d_{Ea4-P} = 6,14 \text{ m} \end{array}$$

- Estrato de arcilla gruesa con margas bajo nivel freático ($2,61 \text{ m} \leq z \leq 2,61 + d \text{ m}$):

$\gamma_{sat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
21	0	28

Las tensiones efectivas sí diferirán de las totales, al estar por debajo del nivel freático ($u \neq 0$):

$$\sigma_v = (8,9 + 20,5 \cdot 2,61) + (z - 2,61) \cdot 21 = 21z + 7,595 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$u = 10z \text{ N/m}^2$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 11z + 7,595 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = 0,361$$

$$e'_a(z) = 0,361 \cdot (11z + 7,595) = 3,971z + 2,742 \text{ kN/m}^2$$

$e'_a(z = 2,61 \text{ m}) = 13,107 \text{ kN/m}^2$	$e'_a(z = 8,61 \text{ m}) = 36,936 \text{ kN/m}^2$
$E'_{a5} = 78,644 \text{ kN/m}$	$E'_{a6} = 71,485 \text{ kN/m}$
$d_{Ea5-P} = 3 \text{ m}$	$d_{Ea6-P} = 2 \text{ m}$

Asimismo, se considerará el empuje causado por el agua presente bajo el nivel freático:

$$E'_{aw} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 = 0,5 \cdot (2,61 + 6)^2 \cdot 10 = 370,6605 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Con su correspondiente punto de aplicación:

$$d_{Eaw-P} = \frac{1}{3} \cdot (2,61 + 6) = 2,85 \text{ m}$$

Los empujes pasivos serán los mismos que los calculados en el estribo arcilloso. Se resumen todos los empujes en la siguiente tabla:

Empuje (kN/m)		Distancia a P (m)
$E'_{a1} = 7,33$	→	$d_{Ea1-P} = 7,51$
$E'_{a2} = 8,067$	→	$d_{Ea2-P} = 7,14$
$E'_{a3} = 5,325$	→	$d_{Ea3-P} = 6,21$
$E'_{a4} = 0,358$	→	$d_{Ea4-P} = 6,14$
$E'_{a5} = 78,644$	→	$d_{Ea5-P} = 3$
$E'_{a6} = 71,485$	→	$d_{Ea6-P} = 2$
$E'_{aw} = 370,67$	→	$d_{Eaw-P} = 2,85$
$E'_{p2} = 1,994$	→	$d_{Ep2-P} = 5,65$
$E'_{p3} = 73,787$	→	$d_{Ep3-P} = 2,77$
$E'_{p4} = 469,249$	→	$d_{Ep4-P} = 1,85$
$E'_{pw} = 154,013$	→	$d_{Epw-P} = 1,85$

De nuevo tomaremos momentos con respecto al pie de la tablestaca para calcular la fuerza que deben ser capaces de soportar los anclajes:

$$\sum M_P = 0 \rightarrow \sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - 0,6 \cdot \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{Epj-P} - R \cdot d_{R-P} = 0 \rightarrow R = \frac{\sum_i^n E'_{ai} \cdot d_{Eai-P} - 0,6 \cdot \sum_j^m E'_{pj} \cdot d_{Epj-P}}{7,8} = 110,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \approx 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Por lo tanto, podría disponerse un conjunto de anclajes, situados cada dos metros, capaces de transmitir 200 kN.

Para elegir el perfil de tablestaca correspondiente, se dimensionará en base al momento máximo a resistir. Se calculará seguidamente la posición x en la que se produce este momento máximo, medida desde la coronación del terreno, y su valor:

Empuje (kN/m)		Distancia a X (m)
$E'_{a1} = 7,33$	→	$d_{Ea1-P} = x - 2,2/2$
$E'_{a2} = 8,067$	→	$d_{Ea2-P} = x - 2,2 \cdot 2/3$
$E'_{a3} = 5,325$	→	$d_{Ea3-P} = x - 2,2 - 0,41/2$
$E'_{a4} = 0,358$	→	$d_{Ea4-P} = x - 2,2 - 0,41 \cdot 2/3$
$E'_{a5} = 78,644$	→	$d_{Ea5-P} = x - 2,2 - 0,41 - 6/2$
$E'_{a6} = 71,485$	→	$d_{Ea6-P} = x - 2,2 - 0,41 - 6 \cdot 2/3$
$E'_{aw} = 370,67$	→	$d_{Eaw-P} = 8,61 - x - 8,31/3$
$E'_{p2} = 1,994$	→	$d_{Ep2-P} = (11,8 - x) - (5,55 + 0,3/3)$
$E'_{p3} = 73,787$	→	$d_{Ep3-P} = (11,8 - x) - (5,55/2)$
$E'_{p4} = 469,249$	→	$d_{Ep4-P} = (11,8 - x) - (5,55/3)$
$E'_{pw} = 154,013$	→	$d_{Epw-P} = (11,8 - x) - (5,55/3)$
$R = 101,24$	→	$d_{R-P} = x - 1$

El valor del momento M es 193,4 kN·m/m, que deberá relacionarse ahora con la tensión máxima admisible del acero. Asumiendo un límite elástico de 460000 KPa, que correspondería a un acero S460 AP, el módulo resistente será:

$$W = \frac{M_{Ed}}{\sigma_{adm}} = \frac{1,5 \cdot M}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{1,5 \cdot 193,4}{\frac{460000}{1,05}} \cdot 10^6 = 662,2 \text{ cm}^3$$

Cabe destacar que, a diferencia de en el resto de cálculos, en este sí se aplican los preceptivos coeficientes parciales de seguridad, al ser un cálculo puramente estructural.

Empleando el Catálogo General 2010 de Tablestacas de Acero de la empresa ArcelorMittal, la sección a emplear será la denominada AZ 12:

AZ 12		S = Perfil individual D = Perfil doble	Área de sección	Masa	Momento de inercia	Módulo resistente elástico	Radio de giro	Área de recubrimiento ¹⁾
			cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	m ² /m
Por m de pantalla			125,7	98,7	18140	1200	12,02	1,23



3.3. Resumen de resultados

Tras realizar los cálculos oportunos, obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 1. Resumen de resultados. Módulo elástico y fuerza de anclaje en tablestacas

Zona tablestacas	ESTRIBO SUR		ESTRIBO NORTE	
	Exteriores a la rambla	Interiores a la rambla	Exteriores a la rambla	Interiores a la rambla
Módulo elástico (cm ²)	5690	1688	8125	662
Fuerza anclaje (kN/m)	200	150	200	150
Modelo de tablestaca	CAZ 19	AZ 18	CAZ 26	AZ 12

Observamos que los módulos elásticos difieren entre sí en gran medida. Por tanto, escogeremos el modelo de tablestaca anteriormente nombrado para cada caso. No obstante, observamos que la fuerza a transmitir por los anclajes es bastante similar. Dispondremos en la zona exterior a la rambla anclajes de 200 kN cada metro, y en las zonas interiores a la rambla, de 150 kN cada metro.

4. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS

4.1. Introducción al cálculo geotécnico

4.1.1. Estados límite

Se empleará la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera (GCOC) del Ministerio de Fomento para realizar los cálculos geotécnicos de la cimentación. Se considerará la capacidad portante dentro del estado límite último, y en cuanto a los estados límite de servicio se comprobarán los asentos.

4.1.2. Cargas

Para la combinación de acciones en el cálculo geotécnico, no se emplearán coeficientes de seguridad parciales tanto para el estado límite último como para el de servicio. Tal y como indica la GCOC, la incertidumbre que pueda resultar de los cálculos y el margen de seguridad correspondiente ya han sido considerados en los diferentes factores de seguridad de cada comprobación. Consecuentemente, no es necesario emplear coeficientes de seguridad parciales, a diferencia de como se procede típicamente en los cálculos estructurales.

Para realizar las comprobaciones se utilizarán las combinaciones casi permanente y característica. No se dispone de datos para definir las combinaciones accidentales:

- Combinación casi permanente:

Acciones permanentes:	Valor característico	$= G_k$
Acciones variables concomitantes:	Valor casi permanente	$= \psi_2 \cdot Q_k$

- Combinación característica:

Acciones permanentes	Valor característico	$= G_k$
Acción variable dominante	Valor característico	$= Q_k$
Acciones variables concomitantes:	Valor casi permanente	$= \psi_0 \cdot Q_k$

Los valores de los coeficientes ψ_0 y ψ_2 están definidos en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11) y son los siguientes:

Tabla 2. Valores de coeficientes de simultaneidad a considerar (IAP-11)

Acción		ψ_0	ψ_2
Sobrecarga de uso	Vehículos pesados	0,75	0
	Sobrecarga uniforme	0,4	0
Viento	En situación persistente	0,6	0
Acción térmica		0,6	0,5

4.2. Cálculo de la capacidad resistente del pilote individual

Para cada estribo se ha supuesto una disposición de los pilotes simétrica en dos filas. Se han considerado 10 pilotes por fila de 1 metro de diámetro y una longitud de 20 metros. La longitud exenta del pilote será 15 centímetros.

Dado que el encepado tiene una sección en planta de 20,85 x 6 metros, se ha tomado una separación en la dimensión mayor de 2 metros, y en la menor de 3 metros entre ejes. Para evaluar la resistencia del pilote, el diámetro equivalente a tomar, será igual al diámetro real del pilote (1 metro), dado que la sección del pilote es circular.

Cabe destacar asimismo que el método utilizado para el cálculo de los pilotes será el basado en los parámetros resistentes de Mohr-Coulomb.

Se han considerado los máximos esfuerzos para la comprobación de ambos estribos. Por otra parte, encontramos los mismos estratos bajo el plano de cimentación de ambos estribos, por lo que se realiza una única comprobación tanto para el estribo norte como para el sur (Plano nº 2 del Apéndice nº 1 al Anejo nº 3, Informe Geotécnico). Al ser éstos estratos arcillosos, las comprobaciones se realizarán a corto plazo, ya que este estado es siempre más restrictivo. Se considera para la comprobación a corto plazo una sobrecarga de 10 kN/m².

4.2.1. Peso efectivo

El peso del pilote será:

$$W_p = L_{tot} \cdot A \cdot \gamma_h = 19,85 \cdot 0,785 \cdot 24 = 375,2 \text{ kN}$$

El peso efectivo será el peso menos el empuje del agua en la zona sumergida del pilote. Este empuje será:

$$E = L_{sum} \cdot A \cdot \gamma_w = 19,85 \cdot 0,785 \cdot 10 = 155,9 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el peso efectivo del pilote será de:

$$W'_p = W_p - E = 375,2 - 155,9 = 219,3 \text{ kN}$$

4.2.2. Capacidad resistente por punta

Según el apartado 5.10.2.5.1 de la GCOC, la capacidad resistente del pilote por punta se calculará a corto plazo mediante la siguiente expresión:

$$q_p = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} + N_c^* \cdot c$$

donde:

q_p = Carga de hundimiento unitaria por punta.

c = Cohesión.

σ'_{vo} = Presión vertical efectiva a nivel de la punta del pilote.

N_q^*, N_c^* = Factores de capacidad de carga para cimentación profunda.

El cálculo de la presión efectiva vertical es válido para profundidades de la punta inferiores o iguales a 20 diámetros. En nuestro caso, la profundidad total del pilote desde el plano de cimentación es de 20 metros, igual a 20 diámetros (20 metros). Por tanto, calcularemos σ'_{vo} para la cota de la punta de los pilotes (25,65).

$$\sigma'_{vo} (25,65 \text{ m}) = 10 + 20 \cdot 3,5 + 22 \cdot 2,3 + 7,6 \cdot 21 + 9,3 \cdot 20 + 3 \cdot 20 - 10 \cdot (25,65 - 3,5) = 313,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_q^* = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \cdot e^{\pi \tan \phi} \cdot f_D = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin 0}{1 - \sin 0} \cdot e^{\pi \cdot \tan 0} \cdot 0,667 = 1$$

$$N_c^* = 9 \cdot f_D = 9 \cdot 0,667 = 6$$

donde:

ϕ = Ángulo de rozamiento interno del estrato en contacto con la punta del pilote.

f_d = Factor adimensional que tiene en cuenta el tamaño del pilote y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$f_d = 1 - \frac{D}{3} = 1 - \frac{1}{3} = 0,667 = \frac{2}{3}$$

Sustituyendo todos los valores obtenidos en la fórmula, calculamos:

$$q_p = 1 \cdot 313,6 + 6 \cdot 75 = 913,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{p, \text{corto plazo}} = 913,6 \cdot 0,785 = 717,5 \text{ kN}$$

Como ya hemos comentado en apartados anteriores, el valor es el mismo para los dos estribos ya que los pilotes de ambos atraviesan los mismos estratos, con lo que los parámetros a emplear en las fórmulas son iguales.

4.2.3. Capacidad resistente por fuste

Según el capítulo 5.10.2.5.2 de la GCOC, a expresión a utilizar a corto plazo en el caso de pilotes cuyo fuste esté en contacto con suelos arcillosos saturados es la siguiente:

$$\tau f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} < 70 \text{ kPa}$$

siendo:

s_u = Resistencia al corte sin drenaje al nivel considerado.

p_o = Presión de referencia, que se toma igual a 100 kPa.

Al hallar los mismos estratos en el estribo norte y en el sur, los cálculos serán idénticos, y se especifican a continuación:

Estrato de arcilla gruesa con margas:

$$\tau f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} = 100 \cdot \frac{100}{100 + 100} = 50 < 70 \text{ kPa}$$

Estrato de arcilla con grava:

$$\tau f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} = 75 \cdot \frac{100}{100 + 75} = 42,857 < 70 \text{ kPa}$$

Estrato de arcilla fina:

$$\tau f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} = 100 \cdot \frac{100}{100 + 100} = 50 < 70 \text{ kPa}$$

La resistencia total por fuste del pilote se calculará ponderando las resistencias obtenidas en cada estrato por su espesor, y multiplicando por el perímetro del pilote:

$$Q_{f, \text{corto plazo}} = (50 \cdot 7,6 + 42,85 \cdot 9,3 + 50 \cdot 3) \cdot 3,14 = 2090,3 \text{ kN}$$

En la siguiente tabla se recogen los valores de resistencia por punta y fuste obtenidos:

	Corto plazo
Resistencia punta (kN)	717,5
Resistencia fuste (kN)	2090,3
Resistencia total (kN)	3626,8

4.2.4. Deformabilidad del pilote

Según el capítulo 5.13.1 de la GCOC, el asiento, s , de la cabeza del pilote aislado se calcula mediante una expresión universal, independiente de las características del terreno. La fórmula es la siguiente:

$$K_v = \frac{N_p}{s} = \frac{1}{\left(\frac{D}{40 \cdot Q_h} + \frac{L_c}{A \cdot E} \right)}$$

siendo:

K_v = Rigidez vertical del pilote aislado.

N_p = Compresión vertical a la que se encuentra sometido el pilote.

s = Asiento en la cabeza del pilote aislado, al estar sometido a una compresión vertical de valor N_p .

D = Diámetro del pilote.

L_c = Longitud de cálculo, que será igual a la longitud del pilote disminuida en un tercio de la longitud de la parte enterrada para pilotes por fuste.

Q_h = Carga de hundimiento determinada en el apartado anterior.

A = Área neta de la sección transversal del pilote.

E = Módulo de elasticidad del pilote.

Según el capítulo 4.8.5 de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras, el asiento máximo de losas de cimentación es de 5 centímetros. Calcularemos la compresión vertical máxima a la que se puede ver sometido el pilote para cumplir este mínimo, y lo compararemos con la presión vertical existente.

La comprobación se realizará con el valor más desfavorable de la carga de hundimiento, que corresponde a la situación de corto plazo:

$$N_p = \frac{s}{\left(\frac{D}{40 \cdot Q_h} + \frac{L_c}{A \cdot E}\right)} = \frac{0,05}{\left(\frac{1}{40 \cdot 3626,87} + \frac{20 - 19,85/3}{0,785 \cdot 33600000}\right)} = 6756,6 \text{ kN}$$

4.2.5. Tope estructural

Según la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, se denomina tope estructural a la carga máxima de servicio de un pilote, limitada por el terreno y el propio pilote. En pilotes flotantes, debe alargarse la longitud hasta que la resistencia por fuste, una vez reducida por su coeficiente de seguridad, sea similar al tope estructural.

Los pilotes son perforados de hormigón “in situ”, con entibación provisional. Por tanto, el tope estructural tomará el siguiente valor, según el apartado 5.15.1 de la GCOC:

$$Q_{\text{tope estructural}} = 5000 \cdot 0,785 = 3925 \text{ kN}$$

4.2.6. Pandeo

El cálculo del pandeo es necesario cuando los pilotes atraviesan formaciones de escasa resistencia entre formaciones más resistentes. En nuestro caso, todos los estratos poseen una resistencia baja, por lo que esta comprobación no será necesaria.

4.2.7. Carga admisible

El coeficiente de seguridad frente a hundimiento en cimentaciones profundas, cuando el procedimiento de análisis está basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas), para cada combinación, es:

- Combinación casi permanente:
 - o Situaciones de largo plazo, $F_1 = 3$.
 - o Situaciones transitorias o de corto plazo, $F_2 = 2,6$.
- Combinación característica
 - o $F_2 = 2,6$.

La carga admisible por razones de hundimiento se obtendrá de la siguiente manera, y se recoge en la siguiente tabla para cada combinación:

$$Q_{\text{adm,hund}} = \frac{Q_{\text{hundimiento}}}{F}$$

Se recuerda que, al encontrar arcillas a lo largo de toda la longitud de los pilotes, el cálculo se realiza únicamente a corto plazo, al ser siempre esta comprobación la más desfavorable. Por tanto, el coeficiente de seguridad para la combinación casi permanente y la característica será el mismo, y toma el valor de 2,6.

	Corto plazo
$Q_{\text{hundimiento}} \text{ (kN)}$	3626,8
$Q_{\text{adm, casi-perm}} \text{ (kN)}$	1395
$Q_{\text{adm, caract}} \text{ (kN)}$	1395

En la siguiente tabla se recogen el conjunto de cargas admisibles obtenidas:

	Carga admisible (kN)
Hundimiento	1395
Deformabilidad del pilote	6756,6
Tope estructural	3925

La menor carga admisible es la correspondiente a la carga de hundimiento, tanto para la combinación de cargas casi permanente como característica. La carga útil se obtiene sustrayendo a la carga admisible el peso efectivo del pilote, de 218 kN:

$$Q_{\text{útil}} = Q_{\text{adm,min}} - W'_p = 1395 - 218 = 1177 \text{ kN}$$

4.3. Cálculo de la capacidad resistente del grupo de pilotes

4.3.1. Peso efectivo

El peso del pilote equivalente será la suma del conjunto de pilotes individuales más el terreno que los rodea. La sección que englobaría a todos los pilotes sería un rectángulo de 19 x 4 metros. Por tanto:

$$\begin{aligned} W_{p,\text{estribo}} &= A_t \cdot L \cdot \gamma_{\text{tierra}} - \pi \cdot R^2 \cdot L \cdot n^0 \cdot \gamma_{\text{tierra}} + \pi \cdot R^2 \cdot n^0 \cdot \gamma_h \\ &= 19 \cdot 4 \cdot (7,6 \cdot 21 + 9,3 \cdot 20 + 3 \cdot 20) - \pi \cdot 0,5^2 \cdot 20 \cdot (7,6 \cdot 21 + 9,3 \cdot 20 + 3 \cdot 20) + \pi \\ &\quad \cdot 0,5^2 \cdot 20 \cdot 19,85 \cdot 24 = 31864,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

El peso efectivo será el peso menos el empuje del agua en la zona sumergida del pilote. Este empuje será:

$$E = L \cdot A \cdot \gamma_w = 4 \cdot 19 \cdot 19,85 \cdot 10 = 15086 \text{ kN}$$

Por tanto, el peso efectivo del pilote será de:

$$W'_{p,\text{estribo}} = W_p - E = 31864,7 - 15086 = 16778,8 \text{ kN}$$

4.3.2. Diámetro equivalente

Según el apartado 5.1.1.3 de la GCOC, para obtener la capacidad resistente del grupo de pilotes, éstos se asimilarán a un gran pilote cuya sección transversal englobe a todas las secciones transversales de los pilotes y el terreno entre ellos.

La sección sería un rectángulo de 19 x 4 metros. Para evaluar la capacidad portante por punta, el diámetro equivalente se calculará de la siguiente manera:

$$D_{eq,punta} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 19 \cdot 4} = 9,83 \text{ m}$$

En caso de evaluar la resistencia por fuste, el diámetro equivalente será el siguiente:

$$D_{eq,fuste} = \frac{1}{\pi} \cdot \text{Perímetro} = \frac{1}{\pi} \cdot (2 \cdot 19 + 2 \cdot 4) = 14,64 \text{ m}$$

Según el apartado 5.10.4 de la GCOC, la longitud del pilote virtual equivalente será la media de las longitudes de todos los pilotes individuales, es decir, 20 metros. Asimismo, el contorno del pilote será el correspondiente al de la sección transversal considerada, y sobre él se aplicará la resistencia por fuste.

4.3.3. Capacidad resistente por punta

Según el capítulo 5.10.2.5.2 de la GCOC, a expresión a utilizar a corto plazo en el caso de pilotes cuyo fuste esté en contacto con suelos arcillosos saturados es la siguiente:

$$q_p = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} + N_c^* \cdot c$$

El cálculo de la presión efectiva vertical es válido para profundidades de la punta inferiores o iguales a 20 diámetros. En nuestro caso, la profundidad total del pilote desde el plano de cimentación es de 20 metros, igual a 20 diámetros (20 metros). Por tanto, calcularemos σ'_{vo} para la cota de la punta de los pilotes (25,65).

$$\sigma'_{vo} (25,65 \text{ m}) = 10 + 20 \cdot 3,5 + 22 \cdot 2,3 + 7,6 \cdot 21 + 9,3 \cdot 20 + 3 \cdot 20 - 10 \cdot (25,65 - 3,5) = 313,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_q^* = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \cdot e^{\pi \tan \phi} \cdot f_D = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin 0}{1 - \sin 0} \cdot e^{\pi \cdot \tan 0} \cdot 0,667 = 1$$

$$N_c^* = 9 \cdot f_D = 9 \cdot 0,667 = 6$$

$$f_d = 1 - \frac{D}{3} = 1 - \frac{9,83}{3} = -2,27 \geq \frac{2}{3} \rightarrow f_d = 0,667$$

Sustituyendo todos los valores obtenidos en la fórmula, calculamos:

$$q_p = 1 \cdot 313,6 + 6 \cdot 75 = 733,6 \frac{kN}{m^2}$$

La capacidad resistente total del pilote, tanto a corto como a largo plazo, se halla multiplicando la carga unitaria por punta por su área (76m²).

$$Q_{p,corto\ plazo} = 733,6 \cdot 6 = 69432,1 \text{ kN}$$

4.3.4. Capacidad resistente por fuste

Según el capítulo 5.10.2.5.2 de la GCOC, a expresión a utilizar a corto plazo en el caso de pilotes cuyo fuste esté en contacto con suelos arcillosos saturados es la siguiente:

$$\tau_f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} < 70 \text{ kPa}$$

Estrato de arcilla gruesa con margas:

$$\tau_f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} = 100 \cdot \frac{100}{100 + 100} = 50 < 70 \text{ kPa}$$

Estrato de arcilla con grava:

$$\tau_f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} = 75 \cdot \frac{100}{100 + 75} = 42,857 < 70 \text{ kPa}$$

Estrato de arcilla fina:

$$\tau_f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} = 100 \cdot \frac{100}{100 + 100} = 50 < 70 \text{ kPa}$$

La resistencia total por fuste del pilote se calculará ponderando las resistencias obtenidas en cada estrato por su espesor, y multiplicando por el perímetro del pilote (46 m):

$$Q_{f,corto\ plazo} = (50 \cdot 7,6 + 42,85 \cdot 9,3 + 50 \cdot 3) \cdot 46 = 42600 \text{ kN}$$

En la siguiente tabla se recogen los valores de resistencia por punta y fuste obtenidos para cada uno de los estratos:

	Corto plazo
Resistencia punta (kN)	69432,1
Resistencia fuste (kN)	42600
Resistencia total (kN)	112031,4

4.3.5. Deformabilidad del grupo de pilotes

Según el apartado 5.13.3 de la GCOC, para el cálculo de la deformabilidad del grupo de pilotes, se han de obtener unas dimensiones de ancho y longitud equivalentes, siendo n el número de filas de pilotes y m el número de columnas:

$$B_g = (n - 1) \cdot s + D = (2 - 1) \cdot 3 + 1 = 4 \text{ m}$$

$$L_g = (m - 1) \cdot s + D = (10 - 1) \cdot 2 + 1 = 19 \text{ m}$$

El cálculo está indicado para grupos de pilotes con formas no muy alargadas, con un máximo de $L_g/B_g \leq 5$. En este caso, $19/4 = 4,75$, por lo que el cálculo sí es posible.

El asiento el grupo de pilotes se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$s_g = s_0 + 0,8 \cdot \frac{N_g \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot [(B_g + H_1) \cdot (L_g + H_1)]^{1/2}}$$

donde:

- s_g = asiento del grupo. La limitación se situará en 25 milímetros.
- s_0 = asiento que tendría un pilote, considerado como pilote aislado y sometido a una carga axial igual a la media de las que corresponden a cada uno de los pilotes del grupo. La carga axial media toma el valor de 875 kN.

$$s = N_p \cdot \left(\frac{D}{40 \cdot Q_h} + \frac{L_c}{A \cdot E} \right) = 875 \cdot \left(\frac{1}{40 \cdot 3626,86} + \frac{20 - 19,85/3}{0,785 \cdot 33600000} \right) = 0,0064 \text{ m}$$

- N_g = carga vertical aplicada sobre el grupo
- E = módulo de elasticidad del terreno. Según el CTE, para una resistencia a compresión simple de 200 kN/m², el módulo de elasticidad es de 35 MPa.
- ν = coeficiente de Poisson del terreno. Según la GCOC, el valor del módulo de Poisson en arcillas se puede estimar en 0,4.
- B_g = ancho equivalente
- L_g = longitud equivalente
- H_1 = altura equivalente a un tercio de la longitud enterrada de los pilotes (6,62 m).

Por tanto:

$$N_g = (s_g - s_0) \cdot \frac{E \cdot [(B_g + H_1) \cdot (L_g + H_1)]^{1/2}}{0,8 \cdot (1 - \nu^2)} = (0,05 - 0,0064) \cdot \frac{35000 \cdot [(4 + 6,62) \cdot (19 + 6,62)]^{1/2}}{0,8 \cdot (1 - 0,4^2)} = 37384,5 \text{ kN}$$

4.3.6. Tope estructural

Como se ha comentado anteriormente, y conforme al apartado 5.13.1 de la GCOC, los pilotes son perforados de hormigón "in situ" y con entibación provisional. Por tanto, el tope estructural tomará el siguiente valor:

$$Q_{\text{tope estructural}} = 5000 \cdot (19 \cdot 4) = 380000 \text{ kN}$$

4.3.7. Pandeo

El cálculo del pandeo es necesario cuando los pilotes atraviesan formaciones de escasa resistencia entre formaciones más resistentes. En nuestro caso, todos los estratos poseen una resistencia baja, por lo que esta comprobación no será necesaria.

4.3.8. Carga admisible

La carga admisible se obtiene aplicando los mismos coeficientes que se definieron para cada combinación en el caso del análisis de pilotes aislados y recordando que la carga admisible por razones de hundimiento, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{\text{hundimiento}}}{F}$$

Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

	Corto plazo
$Q_{\text{hundimiento}} \text{ (kN)}$	112031,4
$Q_{\text{adm, casi-perm}} \text{ (kN)}$	43089
$Q_{\text{adm, caract}} \text{ (kN)}$	34089

En la siguiente tabla se recogen el conjunto de cargas admisibles obtenidas:

	Carga admisible (kN)
Hundimiento	43089
Deformabilidad del grupo	37384,5
Tope estructural	380000

Observamos que en este caso nuestra carga admisible viene condicionada por el asiento en cabeza del grupo de pilotes, con el valor de 37384,5 kN.

La carga útil se obtiene sustrayendo a la carga admisible el peso efectivo del pilote, de 16778,7 kN:

$$Q_{\text{útil}} = Q_{\text{adm, mín}} - W'_p = 37384,5 - 16778,7 = 20606 \text{ kN}$$

4.4. Solución de cimentación

En las siguientes tablas se recogen el conjunto de valores de carga admisibles obtenidos para un pilote individual y para un grupo de pilotes:

CARGA ADMISIBLE	Pilote individual	Grupo pilotes
$Q_{\text{útil, casi-perm}} \text{ (kN)}$	1177	20606
$Q_{\text{útil, caract}} \text{ (kN)}$	1177	20606



CARGA OBTENIDA	Pilote individual	Grupo pilotes
$Q_{\text{casi-perm}}$ (kN)	926,5	17495
Q_{caract} (kN)	784,5	12107

La solución que mejor se adapta a la capacidad resistente de nuestra cimentación profunda es aquella formada por dos filas de 10 pilotes con un diámetro de 1 m y longitud 20 metros, tal y como se ha planteado, con una separación longitudinal entre ellos de 2 metros y una separación transversal de 3 metros entre ejes.

En el Apéndice 1 a este Anejo (Reparto de esfuerzos a pilotes. Cálculos geotécnicos) se recogen las acciones que recaen sobre la subestructura en cada estribo, así como la reducción del sistema de fuerzas al centro del encepado y la distribución de las mismas por pilotes.

Comprobamos que se ajustan a los máximos establecidos para cada combinación de carga posible, lo que nos permite dar por válida la disposición de pilotes planteada.

5. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

5.1. Identificación y descripción de los estribos

El estribo norte del puente sobre la Rambla de Alcalá se sitúa en las coordenadas UTM $x=790.262.0316$; $y=4.478.376,6446$ y el estribo sur en las coordenadas UTM $x=790.279,8438$; $y=4.478.412,4597$. Consisten en un encepado rígido de 20 pilotes distribuidos en dos filas. La distancia entre neoprenos de apoyo del estribo norte y sur es de 42 metros. No obstante, y dado que la anchura entre márgenes del canal es de 40 metros, el muro quedará retranqueado. Existirá un cajero solidario al muro, separados ambos entre sí por 20 centímetros de poliestireno expandido, tal y como se observa en la Figura 4:

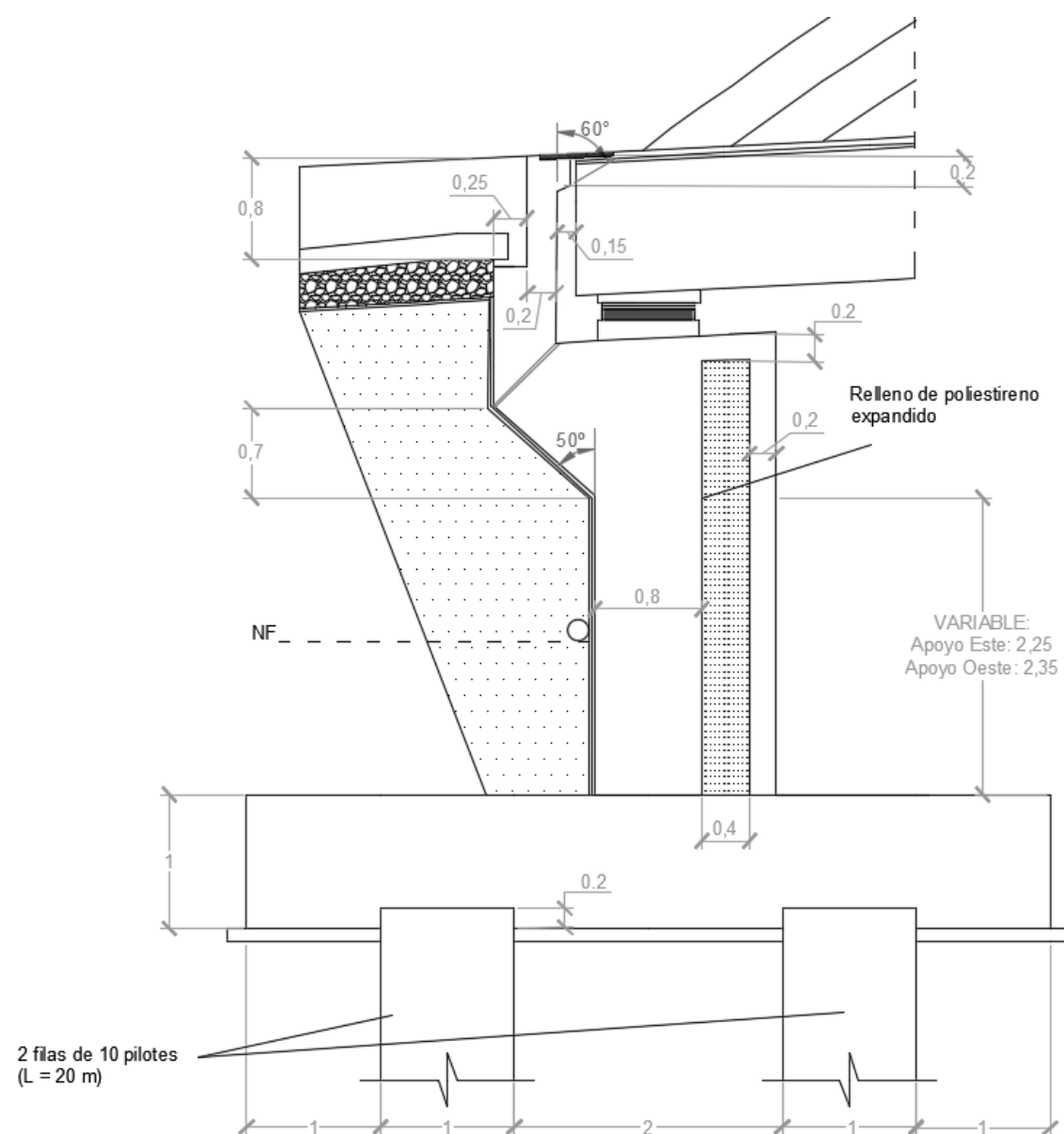


Figura 4. Geometría de los estribos. Elaboración propia con AutoCAD.

5.2. Recubrimientos

Según la tabla 4.1 del EC-2, se escoge la clase de exposición XS1 (equivalente a la clase IIIa de la EHE-08). Esta clase de exposición es característica de estructuras cercanas a la costa expuestas al aire saturado de sal, pero no en contacto directo con el agua de mar.

Para el encepado y los pilotes, al tratarse de una cimentación que va a estar enterrada, se corresponde con un ambiente XC2 (equivalente a la clase IIa de la EHE-08). Esta clase considera una exposición continua a la humedad. No obstante, para el muro del estribo, al estar expuesto en una zona cercana a la costa, el ambiente correspondiente es XS1. Para evitar confusiones usaremos la misma resistencia característica en todo el estribo, es decir, tanto el encepado y pilotes como el alzado del muro tendrán la misma resistencia característica.

A partir de estos dos datos, obtendremos el recubrimiento mínimo de armado. Cabe destacar asimismo que los incrementos $\Delta c_{dur,st}$ y $\Delta c_{dur,add}$ han sido considerados nulos, ya que no se ha empleado acero inoxidable.

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 16 \text{ mm} \\ 35 - 5 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{matrix} \right\} = 40 \text{ mm}$$

$$r_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

5.3. Pilotes

5.3.1. Armado longitudinal

El primer paso en el cálculo de armado de los pilotes es la obtención de la longitud de empotramiento equivalente. Esta se calcula mediante el método descrito por Jiménez Salas (1980).

El primer paso consiste en hallar la profundidad, L' , a la que situar el empotramiento ficticio. En arcillas, la expresión utilizada es la siguiente:

$$L' = 1,2 \cdot L_e = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{E/3}} = 1,2 \cdot \sqrt[4]{\frac{21836568 \cdot 0,049}{35000/3}} = 1,2 \cdot 3,09 = 3,71 \text{ m}$$

siendo

- $E_p = 22000 \cdot (0,1 + (f_{ck} + 8))^{0,3} = 22000 \cdot (0,1 + (30 + 8))^{0,3} = 21836,568 \text{ MPa}$
- $I_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^4 = 0,049 \text{ m}^4$
- $E = 35 \text{ MPa}$

El valor del módulo de elasticidad del terreno, E , se ha obtenido a partir de la Tabla D.23. del CTE para una resistencia a compresión simple de 200 kN/m^2 .

Al tratarse de un encepado de dos líneas con 10 pilotes en cada una, analizaremos nuestra estructura por pares enfrentados. La separación transversal entre pilotes será de 3 metros.

En la figura 3.76 del tomo de Jiménez Salas (1980), y a partir de la relación entre los valores de espaciamiento y la longitud L_e , para una disposición de pilotes 2x1 obtenemos un coeficiente de grupo $\alpha=1,3$.

Por tanto, la longitud de empotramiento equivalente del pilote será de:

$$L_g = \alpha \cdot L' = 1,3 \cdot 3,71 = 4,82 \text{ m}$$

Estableceremos para el cálculo del momento en punta de pilote dos casos distintos; uno correspondiente a la combinación 1 y otro a la combinación 2, en el cual se maximizan, respectivamente, axil y fuerza horizontal en cabeza de pilote. Por tanto:

- Combinación 1:

$$M_{m\acute{a}x} = 1,1 \cdot \left[m \cdot H \cdot \left(\frac{l + L_g}{2} \right) \right] = 1,1 \cdot \left[0,45 \cdot 211,3 \cdot \left(\frac{4,82}{2} \right) \right] = 252,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Combinación 2:

$$M_{m\acute{a}x} = 1,1 \cdot \left[m \cdot H \cdot \left(\frac{l + L_g}{2} \right) \right] = 1,1 \cdot \left[0,45 \cdot 297,9 \cdot \left(\frac{4,82}{2} \right) \right] = 355,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

siendo:

- $m = 0,45$, obtenido de la gráfica de la figura 3.75 de Jiménez Salas (1980), a partir de la relación entre la longitud libre y la elástica del pilote, $\frac{l}{L_e} = 0$
- H = fuerza horizontal máxima en cabeza del pilote, recogida en el Apéndice 2 a este Anejo (Reparto de esfuerzos a pilotes y a entronque muro-encepado. Cálculos estructurales)

El pilote estará solicitado en su punta por:

- Combinación 1:

- $M_{m\acute{a}x} = 252,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $N_{m\acute{a}x} = 1247,2 + 1^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 4,82 \cdot 24 \cdot 1,35 = 1369,85 \text{ kN}$

- Combinación 2:

- $M_{m\acute{a}x} = 355,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $N_{m\acute{a}x} = 922,2 + 1^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 4,82 \cdot 24 \cdot 1,35 = 1044,85 \text{ kN}$

Por tanto, la excentricidad será de:

- Combinación 1:

$$e_{01} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{N_{m\acute{a}x}} = \frac{252,1}{1369,85} = 0,184 \text{ m}$$

- Combinación 2:

$$e_{01} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{N_{m\acute{a}x}} = \frac{355,4}{1044,85} = 0,34 \text{ m}$$

No obstante, se producen también excentricidades accidentales que es necesario considerar. Para ello, y según el artículo 2.3.4.2 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, para pilotes con un diámetro entre 400 y 1000 mm, el diámetro equivalente de cálculo será del 95%. Por tanto:

$$d = d_{nom} \cdot 0,95 = 1 \cdot 0,95 = 0,95 \text{ m}$$

La excentricidad accidental en planta será de 0,1 metros para pilotes perforados con diámetro igual o menor a 1 metro.

También se considerará la desviación de la inclinación de pilotes verticales. Ésta a será de:

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{0,02 \text{ m}}{m} \rightarrow i_{m\acute{a}x} = 0,02 \cdot 4,82 = 0,096 \text{ m}$$

Con todo ello, obtenemos la excentricidad, considerando posibles imperfecciones existentes:

- Combinación 1:

$$e_{02} = 0,184 + 0,1 + 0,096 = 0,38 \text{ m}$$

- Combinación 2:

$$e_{02} = 0,34 + 0,1 + 0,096 = 0,536 \text{ m}$$

El siguiente cálculo consistirá la comprobación de la esbeltez de nuestros pilotes, comparándola con la esbeltez límite, y determinando si será necesaria la evaluación de las inestabilidades de segundo orden.

- Combinación 1:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1369,85}{0,95^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 30 \cdot \frac{10^3}{1,5}} = 0,096$$

- Combinación 2:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1044,85}{0,95^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 30 \cdot \frac{10^3}{1,5}} = 0,074$$

La esbeltez límite se halla con la siguiente expresión:

$$\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu_{Ed}} \cdot \left[1 + \frac{0,24}{\frac{e_{02}}{h}} + 3,4 \cdot \left(\frac{e_{02}}{e_{01}} - 1 \right)^2 \right]} < 100$$

Al ser nuestra estructura intraslacional, $\frac{e_{02}}{e_{01}} = 1$. Al ser los pilotes circulares, el canto h se computará como el diámetro equivalente anteriormente calculado. Además, nuestro armado transversal será cerrado formando una circunferencia, por lo que $C=0,2$. Por tanto:

- Combinación 1:

$$\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{0,2}{0,096} \cdot \left[1 + \frac{0,24}{\frac{0,38}{0,95}} \right]} = 63,9 < 100$$

- Combinación 2:

$$\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{0,2}{0,074} \cdot \left[1 + \frac{0,24}{\frac{0,536}{0,95}} \right]} = 68,9 < 100$$

La esbeltez de nuestro pilote se calculará de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{9,64}{0,5} = 19,28 < \lambda_{lim}$$

siendo:

- $l_0 = \alpha \cdot l = 2 \cdot 4,82 = 9,64 \text{ m}$ ($\alpha = 2$ para modelizaciones como ménsula empotrada)
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4}{\pi \cdot R^2}} = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot R^2} = 0,5 \cdot R = 0,5 \text{ m}$

Por tanto, al ser la esbeltez de nuestro pilote menor a la esbeltez límite, no será necesario considerar los efectos de segundo orden.

Entonces, el momento de cálculo valdrá:

- Combinación 1:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_{02} = 1369,85 \cdot 0,38 = 520,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Combinación 2:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_{02} = 1044,85 \cdot 0,536 = 560,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Con estos valores de momento, acudimos a los diagramas de interacción adimensionales de secciones circulares del volumen *Hormigón Armado* de Jiménez Montoya (2009). Nuestro recubrimiento, d' , para un ambiente XS1 es de 40 mm. No obstante, como la armadura se pondrá tras el hormigonado, d' aumentará a 75 mm. Por tanto, acudimos al diagrama con relación $d'=0,1h$.

- Combinación 1:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1369,85}{\pi \cdot 0,5^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,08$$

$$\mu = \frac{N_{Ed} \cdot e}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{M_{Ed}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{520,5}{\pi \cdot 0,5^2 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,033$$

Cruzando estos dos valores en el diagrama, obtenemos un valor de $\omega = 0$.

- Combinación 2:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1044,85}{\pi \cdot 0,5^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,066$$

$$\mu = \frac{N_{Ed} \cdot e}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{M_{Ed}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{560,04}{\pi \cdot 0,5^2 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,035$$

Cruzando estos dos valores en el diagrama, obtenemos un valor de $\omega = 0$.

Por tanto, nuestro pilote no necesitaría armado por longitudinal por cálculo.

5.3.2. Armadura mínima longitudinal

5.3.2.1. Armadura mínima mecánica

El armado mínimo mecánico para un pilote solicitado a flexión compuesta ($M_{Ed}/N_{Ed} > d/2$) es el siguiente:

$$A_{s,min} = \frac{\pi \cdot R^2}{6,4} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{6,4} \cdot \frac{2,89}{500/1,15} = 8,16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \frac{1,6 - h}{1000} \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\} = \max \left\{ \frac{1,6 - 800}{1000} \cdot 0,3 \cdot 30^{2/3}; 0,3 \cdot 30^{2/3} \right\} = \max \{2,31; 2,89\} = 2,89 \text{ MPa}$$

5.3.2.2. Armadura mínima geométrica

El armado mínimo geométrico según la norma UNE-EN 1992-1-1:2013 en su artículo 7.5.2.2 depende del área de la sección de hormigón:

$$A_c = \pi \cdot R^2 = \pi \cdot 0,5^2 = 0,785 \text{ m}^2$$

Para áreas entre $0,5 \text{ m}^2$ y 1 m^2 , la cuantía mínima de armado geométrico es de:

$$A_s = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

5.3.3. Armadura transversal

El diámetro de la armadura transversal será mayor a un cuarto del diámetro de la armadura longitudinal. Escogiendo un diámetro de 16 mm, el mínimo para este armado será de 5 mm. Dispondremos cercos de 8 mm con una separación entre ellos de 200 mm.

5.3.4. Agotamiento por compresión

El cálculo del agotamiento por compresión en el alma es esencial para la comprobación del correcto funcionamiento del pilote. Para esta comprobación, al no estar los pilotes traccionados en ningún momento, no será necesaria la comprobación de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot b_{w,nom} \cdot f_{cd} \cdot z \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\alpha} = 0,21$$

siendo:

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$b_{w,nom} = 2 \cdot \sqrt{R^2 - (R - r_{mec})^2} = 2 \cdot \sqrt{1^2 - (1 - 0,075)^2} = 0,76 \text{ m}$$

$$\cotg\theta = \sqrt{1 + \frac{N_{Ed}/A_c}{f_{ctm}}} = \sqrt{1 + \frac{922,2/\pi \cdot 0,5^2}{2,89 \cdot 10^3}} = 1,2 < 2,5$$

$$\cotg\alpha = 0$$

Por tanto:

$$V_{Ed} = 301,6 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} = 1 \cdot 0,528 \cdot 0,76 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot (1 - 0,075) \cdot \frac{1,2}{1 + 1,2^2} = 3242,6 \text{ kN}$$

→ Cumple

5.3.5. Armado escogido y disposición

La cantidad de armado longitudinal necesaria será de $2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$, correspondiente a los mínimos geométricos.

La separación entre armaduras longitudinales estará entre 10 y 20 cm, y el diámetro mínimo, 12 mm.

Una opción alternativa sería **13Ø16** ($A_{real} = 2,61 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$), con una separación entre armaduras de 20 centímetros. Otra opción sería **22Ø12** ($A_{real} = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$), con una separación entre armaduras de 12 centímetros. Escogeremos la primera opción para el armado de nuestros pilotes.

La armadura transversal estará compuesta por cercos circulares de Ø8 con una separación de 200 mm.

5.3.6. Longitud de anclaje y solapo

La armadura longitudinal necesaria es de $2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$. Disponemos **13Ø16**, siendo el armado real de $A_{real} = 2,61 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$.

La longitud básica de anclaje se obtiene mediante las fórmulas indicadas en el artículo 8.4.3 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{500/1,15}{3,04} = 570 \text{ mm}$$

siendo:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{0,7}{\gamma_c} \cdot \left(0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}\right) = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,7}{1,5} \cdot \left(0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}}\right) = 3,04 \text{ MPa}$$

donde:

- $\eta_1 = 1$ por las buenas condiciones de adherencia
- $\eta_2 = 1$ al tratarse de diámetros menores a 32 mm.

Obtenido el valor de la longitud básica de anclaje, estamos en condiciones de obtener la longitud básica requerida de anclaje:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 570 \cdot \frac{2,5 \cdot 10^{-3}}{2,61 \cdot 10^{-3}} = 550 \text{ mm}$$

La longitud de solapo será de 700 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.4. Encepado

5.4.1. Clasificación

El primer paso para proceder al dimensionamiento del encepado es saber si este es rígido o flexible:

$$v_{m\acute{a}x} = 1,1 \text{ m} \leq 2 \cdot h = 2 \text{ m}$$

Por tanto, contamos con un encepado rígido, y la forma de cálculo será mediante el modelo de bielas y tirantes.

Al tratarse de un encepado de dos líneas con 10 pilotes en cada una, analizaremos nuestra estructura por pares enfrentados. La separación entre pilotes de la misma pareja será de 3 metros.

5.4.2. Armadura inferior

La armadura principal mediante el método de bielas y tirantes se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$U_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot (v + 0,25 \cdot a_1)}{0,85 \cdot d} = A_{s1} \cdot f_{yd} \rightarrow A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot (v + 0,25 \cdot a_1)}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Las dimensiones de v , a_1 y d se aprecian en la Figura 9:

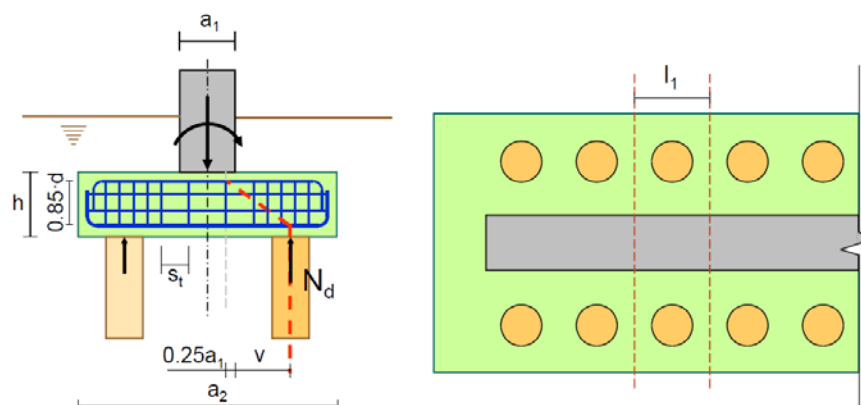


Figura 5. Esquema de dimensiones para el armado de un encepado. Apuntes de la asignatura "Diseño Estructural de Cimentaciones y Muros de Contención". el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil (UPV).

Como se puede comprobar en el Apéndice 2 a este Anejo (Reparto de esfuerzos a pilotes y a entronque muro-encepado. Cálculos estructurales), el axil del pilote más cargado es de 1247,2 kN. Por tanto:

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot (v + 0,25 \cdot a_1)}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1247,2 \cdot (1,1 + 0,25 \cdot 0,8)}{0,85 \cdot (1 - 0,04) \cdot 500/1,15 \cdot 10^3} = 4,57 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Esto se puede resolver con **10Ø25** ($A_{real} = 4,91 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$), distribuidos en la longitud $l_1=2 \text{ m}$, tal y como se muestra en la Figura 9, con una separación de 200 milímetros entre barras.

No obstante, también es necesario comprobar que las bielas de compresión no agoten la capacidad resistente del hormigón (Tabla 4 y Figura 10). Para ello, se ha utilizado una hoja de cálculo proporcionada en la asignatura *Elementos Estructurales de Hormigón* y realizada por el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil (UPV).

Tabla 3. Tensiones principales en bielas

Datos del nudo							
	ancho (m)	Cx	Cy	C (kN)	ángulo biela (rad)	theta (rad)	beta (rad)
biela C1	1	0,00	1.247,20	1.247,20	1,5708	2,5820	1,5706
biela C2	0,1	1.990,90	0,00	1.990,90	0,0000	2,1304	-1,5673
biela C3	0,616	-1.990,90	-1.247,20	2.349,30	-2,5820	1,5708	-0,6595
espesor	2						
Círculo de Mohr							
	x=	5,289054	R=	4,6654541			
	tensión (MPa)	dirección (rad)		dirección (deg)			
tensión principal 1=	9,95	1,57		89,99			
tensión principal 2=	0,62	3,14		179,99			

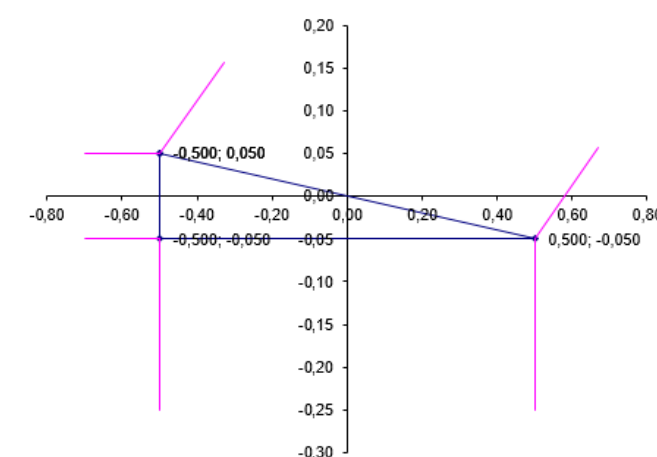


Figura 6. Nudo del modelo de bielas y tirantes bajo carga concentrada.

$$\sigma = 9,95 \text{ MPa} < k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,595 \cdot f_{cd} = 12 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

5.4.3. Armadura mínima inferior

5.4.3.1. Armadura mínima inferior por control de fisuración

En base al artículo 7.3.2 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la expresión de la cuantía mínima mecánica de armado es:

$$A_{s,vmin} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{k_c \cdot 0,65 \cdot b \cdot h \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\sigma_s}$$

La tensión de la armadura se calculará mediante las tablas 7.2N del Eurocódigo 2:

$$\left. \begin{aligned} &XS1 \rightarrow w_{max} = 0,3 \text{ (tabla 7.1N)} \\ &\phi^* = \frac{\phi}{\frac{f_{ctm}}{2,9} \cdot \frac{0,4h}{4 \cdot (h-d)}} = \frac{0,016}{\frac{2,89}{2,9} \cdot \frac{0,4 \cdot 0,8}{4 \cdot (0,8 - 0,752)}} = 9,6 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \sigma_s = 320 \text{ MPa}$$

Se considera $k_c = 0,2$. Asimismo, Para alturas de sección mayores o iguales a 800 mm, $k = 0,65$. La altura h será igual a la altura del encepado, es decir 1 metro, y b corresponderá a la franja l_1 de la ilustración 6, que toma el valor de 2 metros. Por último:

$$f_{ct,eff} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,89 \text{ MPa}$$

Por tanto:

$$A_{s,vmin} = \frac{0,2 \cdot 0,65 \cdot 2,89 \cdot 2 \cdot 1}{320/1,15} = 2,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

5.4.3.2. Armadura mínima mecánica inferior

Según el artículo 9.2.1.1. de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mecánica mínima se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A_{min} = \frac{\frac{f_{ctm,fl}}{4,8} \cdot b \cdot h}{f_{yd}}$$

siendo:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \frac{1,6 - h}{1000} \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\} = \max \left\{ \frac{1,6 - 800}{1000} \cdot 0,3 \cdot 30^{2/3}; 0,3 \cdot 30^{2/3} \right\} = \max \{2,31; 2,89\} = 2,89 \text{ MPa}$$

Por tanto:

$$A_{min} = \frac{\frac{2,89}{4,8} \cdot 2 \cdot 1}{500/1,15} = 2,77 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

5.4.4. Armadura superior

El valor del armado secundario principal no debe ser menor al 10% del dispuesto en la armadura principal. Por tanto:

$$A_{s2} \geq 0,1 \cdot A_{s1} = 4,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Dispondremos **6Ø12** ($A_{real} = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$), para una correcta disposición de los cercos verticales, distribuidos en la longitud l_1 , con separación variable, que se indica en el plano 8.2.1.

5.4.5. Cercos verticales

El valor del armado mínimo de los cercos verticales depende de las dimensiones de la sección de hormigón. Al estar tratando pares enfrentados individualmente, el ancho de nuestra sección se corresponderá con la separación l_1 entre parejas de pilotes y tendrá el valor de 2 metros (esquema en ilustración 3). No obstante, para el cálculo de los cercos verticales este valor será, como máximo, de $h/2=0,5 \text{ m}$.

$$A_{sAV} \geq 0,004 \cdot a_2 \cdot l_1 = 0,004 \cdot 0,5 \cdot 6 = 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Se dispondrán a lo largo de los 6 metros de anchura **3c Ø12** ($A_{real} = 1,83 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$), con una separación de 200 milímetros, tal y como se indica en el plano 8.2.1. Se tendrán en cuenta tanto la separación máxima entre ramas de armaduras (500 mm), como la separación longitudinal entre armaduras transversales, que se calcula de la siguiente manera:

$$s_{l,máx} \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{l,máx} \leq 0,75 \cdot (1 - 0,04) \cdot (1 + \cot 90) = 720 \leq 600 \text{ mm} \rightarrow s_{l,máx} = 600 \text{ mm}$$

5.4.6. Cercos horizontales

Se dispondrá un armado que envuelva el encepado a lo largo de todo su perímetro, tal y como se observa en el plano 8.2.1, formado por **4c Ø12** con una separación de 200 mm.

5.4.7. Armado horizontal

Para asegurar el correcto funcionamiento del encepado como conjunto, y con el objetivo de coser los pares de pilotes enfrentados entre sí, se dispone un armado horizontal en la cara superior e inferior del encepado formado por **27Ø12** en cada cara, y coincidentes con los cercos verticales.

5.4.8. Cálculo de longitudes de anclaje y solapo

5.4.8.1. Armadura inferior

La armadura principal necesaria es de $4,57 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$. Disponemos **10Ø25**, siendo el armado real de $A_{real} = 4,91 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$.

La longitud básica de anclaje se obtiene mediante las fórmulas indicadas en el artículo 8.4.3 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{25}{4} \cdot \frac{500/1,15}{3,04} = 895 \text{ mm}$$

siendo:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{0,7}{\gamma_c} \cdot \left(0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \right) = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,7}{1,5} \cdot \left(0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} \right) = 3,04 \text{ MPa}$$

donde:

- $\eta_1 = 1$ por las buenas condiciones de adherencia
- $\eta_2 = 1$ al tratarse de diámetros menores a 32 mm.

Obtenido el valor de la longitud básica de anclaje, estamos en condiciones de obtener la longitud básica requerida de anclaje:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 895 \cdot \frac{4,57 \cdot 10^{-3}}{4,91 \cdot 10^{-3}} = 830 \text{ mm}$$

Al no existir restricciones de espacio para realizar un anclaje de prolongación recta, la longitud neta de anclaje coincidirá con la requerida.

La longitud de solapo será de 1000 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.4.8.2. Armadura superior

La armadura secundaria principal necesaria es de $4,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$. Disponemos **6Ø12**, siendo el armado real de $A_{real} = 6,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$.

La longitud básica de anclaje se obtiene mediante las fórmulas indicadas en el artículo 8.4.3 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1.15}{3.04} = 430 \text{ mm}$$

Obtenido el valor de la longitud básica de anclaje, estamos en condiciones de obtener la longitud básica requerida de anclaje:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 430 \cdot \frac{4,57 \cdot 10^{-4}}{6,79 \cdot 10^{-4}} = 300 \text{ mm}$$

Al no existir restricciones de espacio para realizar un anclaje de prolongación recta, la longitud neta de anclaje coincidirá con la requerida.

La longitud de solapo será de 375 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.4.8.1. Armadura horizontal

La armadura horizontal dispuesta son $4,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$. Disponemos **27Ø12** en cada cara.

La longitud básica de anclaje se obtiene mediante las fórmulas indicadas en el artículo 8.4.3 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013:

$$l_b = l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1.15}{3.04} = 430 \text{ mm}$$

Al no existir restricciones de espacio para realizar un anclaje de prolongación recta, la longitud neta de anclaje coincidirá con la requerida.

La longitud de solapo será de 550 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.5. Muro frontal

5.5.1. Acciones sobre el muro

El empuje de los rellenos colocados tras la construcción y el empuje del agua sobre el trasdós del muro toman el siguiente valor (cálculos previos siguiendo la Teoría de Rankine, tal y como se ha procedido anteriormente para el cálculo de los empujes sobre las tablestacas):

$$E_a = 91,65 \frac{kN}{m} \rightarrow d_{\text{entronque muro-encepado}} = 1,71 \text{ m}$$

$$E_w = 8,45 \frac{kN}{m} \rightarrow d_{\text{entronque muro-encepado}} = 0,43 \text{ m}$$

El peso propio del muro es el siguiente:

$$W = 110,4 \frac{kN}{m}$$

Combinando las acciones provenientes de la estructura con los empujes el terreno y el agua sobre el trasdós, así como el peso de la subestructura, y con los coeficientes de seguridad oportunos, obtenemos las siguientes combinaciones representativas de esfuerzos de cálculo en el entronque muro-encepado. En el Apéndice 2 a este Anejo (Reparto de esfuerzos a pilotes y a entronque muro-encepado. Cálculos estructurales) se recogen los esfuerzos en cada combinación:

COMBINACIÓN 1	$V_{ed} \text{ (kN/m)}$	$N_{ed} \text{ (kN/m)}$	$M_{ed} \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
ELU	135,1	1072,1	217,8
ELS (característica)	100,1	789,6	161,3
ELS (casi permanente)	100,1	516,3	161,3

COMBINACIÓN 2	$V_{ed} \text{ (kN/m)}$	$N_{ed} \text{ (kN/m)}$	$M_{ed} \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
ELU	234,1	534,4	578,8
ELS (característica)	100,1	433,6	161,3
ELS (casi permanente)	100,1	516,3	161,3

COMBINACIÓN 3	$V_{ed} \text{ (kN/m)}$	$N_{ed} \text{ (kN/m)}$	$M_{ed} \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
ELU	135,1	1133,8	217,8
ELS (característica)	100,1	836,3	161,3
ELS (casi permanente)	100,1	516,4	161,3

COMBINACIÓN 4	$V_{ed} \text{ (kN/m)}$	$N_{ed} \text{ (kN/m)}$	$M_{ed} \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
ELU	135,1	573,0	217,8
ELS (característica)	100,1	433,6	161,3
ELS (casi permanente)	100,1	516,3	161,3

Cabe destacar que los esfuerzos sobre los neoprenos se han trasladado al entronque muro-encepado formando un ángulo de 45 grados respecto a la horizontal, tal y como se observa en la Figura 5.

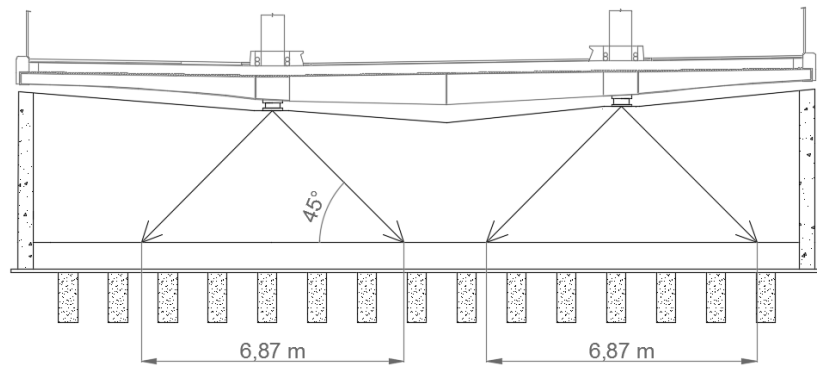


Figura 7. Distribución de esfuerzos en entronque muro-encepado. Elaboración propia con AutoCAD

5.5.2. Estado límite de agotamiento para solicitaciones normales

Mediante el diagrama de pivotes se definen los dominios de deformación. Se alcanza el agotamiento de la sección cuando una de sus fibras alcanza una deformación límite (Figura 6).

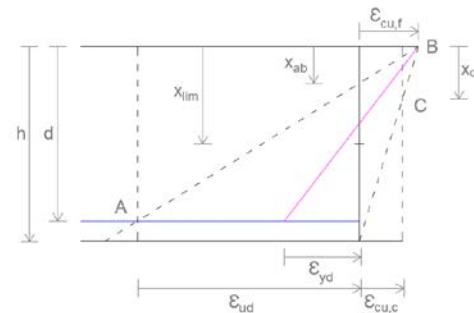


Figura 8. Dominios de deformación del hormigón según el artículo 6.1 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013 (Art. 6.1). Elaboración propia

Las deformaciones obtenidas se traducen, mediante el diagrama rectangular tensión-deformación, en tensiones. A partir de las mismas se obtienen los esfuerzos de rotura, con los cuales se puede representar el diagrama de interacción.

Los muros con alturas menos a cinco metros se arman uniformemente a lo largo de toda su altura. La medida del muro existente es de 3,4 metros, por lo que nos atendremos a esta práctica.

Las características de nuestros materiales serán las siguientes:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd} = 20 \text{ MPa} \\ f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd} = 434 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La clase de exposición es XS1 (clase IIIa según la EHE-08), al tratarse de una estructura a menos de 500 metros de la costa, en atmósfera marina, y la vida útil de nuestra estructura, 100 años. A partir de estos dos datos, obtendremos el recubrimiento mínimo de armado. Cabe destacar asimismo que los incrementos $\Delta c_{dur,st}$ y $\Delta c_{dur,add}$ han sido considerados nulos, ya que no se ha empleado acero inoxidable.

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,dur} + \frac{\Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}}{10 \text{ mm}}, \frac{c_{min,b}}{10 \text{ mm}} \right\} = \max \left\{ \frac{16 \text{ mm}}{10 \text{ mm}}, \frac{35 - 5 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \right\} = 40 \text{ mm}$$

$$r_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

Presuponemos una primera armadura para comenzar los cálculos:

- Compresión: $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow r_{mec} = 46 \text{ mm}$
- Tracción: $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow r_{mec} = 50 \text{ mm}$

Las características geométricas de la sección son las siguientes:

$$\begin{aligned} d &= 800 - 50 = 750 \text{ mm} = 0,75 \text{ m} \\ d' &= 46 \text{ mm} = 0,046 \text{ m} \\ h &= 800 \text{ mm} = 0,8 \text{ m} \\ b &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

El siguiente paso será el cálculo del armado necesario para cada combinación:

- Combinación 1:

En los siguientes cálculos, la posición 1 se corresponde con la ubicación de la armadura de tracción, y la posición 2 corresponderá con la ubicación de la armadura en la zona comprimida.

$$M_{1,ed} = M_{ed} + N_{ed} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 217,8 + 1072,1 \cdot \left(0,75 - \frac{0,8}{2} \right) = 593 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,ed} = M_{ed} + N_{ed} \cdot \left(d' - \frac{h}{2} \right) = 217,8 + 1072,1 \cdot \left(0,046 - \frac{0,8}{2} \right) = -161,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x = x_{lim}$$

$$N(x_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 x_{lim} = 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,463 = 7402,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M(x_{lim}) &= f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 x_{lim} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0,8 x_{lim}}{2} \right) = 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,464 \cdot \left(\frac{0,8}{2} - \frac{0,8 \cdot 0,463}{2} \right) \\ &= 1591,6 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{1c}(x_{lim}) &= f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 x_{lim} \cdot \left(d - \frac{0,8 x_{lim}}{2} \right) = 20 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,464 \cdot \left(0,75 - \frac{0,8 \cdot 0,463}{2} \right) \\ &= 4181,9 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2c}(x_{lim}) &= f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 x_{lim} \cdot \left(d' - \frac{0,8 x_{lim}}{2} \right) = 20 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,464 \cdot \left(0,046 - \frac{0,463}{2} \right) \\ &= -1029,3 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$x = -\infty$$

$$N(-\infty) = 0 \text{ kN}$$

$$M(-\infty) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(-\infty) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$x = +\infty$

$$N(\infty) = f_{cd} \cdot b \cdot h = 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,8 = 16000 \text{ kN}$$

$$M(\infty) = 0$$

$$M_{1c}(\infty) = M(\infty) + N(\infty) \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 16000 \cdot \left(0,75 - \frac{0,8}{2}\right) = 5600 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(\infty) = M(\infty) + N(\infty) \cdot \left(d' - \frac{h}{2}\right) = 16000 \cdot \left(0,046 - \frac{0,8}{2}\right) = -5664 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{1,ed} = 593 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{1c}(x_{lim}) = 4181,9 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Zona A o Zona C}$$

$$M_{1,ed} = M_{1c}(x) \rightarrow 593 = 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,8 x \cdot \left(0,75 - \frac{0,8 x}{2}\right) \rightarrow x = 0,051$$

$$A_s = \frac{N_{ed} - N_c(x)}{-f_{yd}} = \frac{1072,1 - 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,051}{-500 \cdot 10^3 / 1,15} = -5,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow \text{Zona A}$$

Además, habrá que considerar un incremento de armado por tracción:

$$\Delta A_s = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{135,1}{500 \cdot 10^3 / 1,15} = 3,11 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Por tanto, el armado total será de:

$$A_{s,t} = A_s + \Delta A_s = -5,97 \cdot 10^{-4} + 3,11 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = -2,86 \cdot 10^{-4}$$

Con esta combinación no se requeriría armado por solicitaciones normales.

Se continúa con el mismo procedimiento con cálculo del armado por solicitaciones normales para el resto de combinaciones expuestas. Los resultados obtenidos se sintetizan en la siguiente tabla:

	$M_{1,Ed}$ (kN·m)	$M_{2,Ed}$ (kN·m)	Zona	x (m)	A_s (m ²)	ΔA_s (m ²)	$A_{T,s}$ (m ²)
Comb 1	505,2	-161,7	A	0,051	$-5,95 \cdot 10^{-4}$	$3,11 \cdot 10^{-4}$	$-2,84 \cdot 10^{-4}$
Comb 2	765,8	389,6	C	0,066	$1,20 \cdot 10^{-3}$	$5,38 \cdot 10^{-4}$	$1,74 \cdot 10^{-3}$
Comb 3	614,6	-183,5	A	0,052	$-6,68 \cdot 10^{-4}$	$3,11 \cdot 10^{-4}$	$-3,58 \cdot 10^{-4}$
Comb 4	404,8	28,6	C	0,034	$3,55 \cdot 10^{-5}$	$3,11 \cdot 10^{-4}$	$3,46 \cdot 10^{-4}$

Por tanto, el mayor requerimiento de armado por solicitaciones normales es de $1,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ para la combinación 2.

5.5.3. Armadura mínima vertical de tracción

Para asegurar el correcto dimensionamiento y funcionamiento de nuestra estructura, la norma UNE-EN 1992-1-1:2013 establece una serie de mínimos de armados.

5.5.3.1. Armadura mínima geométrica de tracción

En base al artículo 9.6.2 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mínima geométrica de armado es de:

$$A_{s,vmin} = 0,0009 \cdot A_c = 0,0009 \cdot 0,8 \cdot 1 = 7,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

5.5.3.2. Armadura mínima mecánica de tracción

En base al artículo 9.6.2 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mínima mecánica de armado es de:

$$A_{s,vmin} = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 20}{\frac{500}{1,15}} = 1,47 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

5.5.3.3. Armadura mínima por control de fisuración

En base al artículo 7.3.2 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mínima mecánica de armado es de:

$$A_{s,vmin} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{k_c \cdot 0,65 \cdot b \cdot h \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\sigma_s}$$

Para hallar la tensión en la armadura, hay que comprobar si la sección fisura. Para el cálculo del momento de fisuración, la combinación escogida ha sido la casi-permanente dentro del estado límite de servicio.

El axil en combinación casi-permanente toma el mismo valor para todas las combinaciones expuestas:

$$M_{fis} = \frac{I_b}{v_2} \cdot \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) = \frac{1 \cdot 800^2}{6} \cdot \left(2,89 - \frac{516,3 \cdot 10^3}{800 \cdot 1000}\right) = 239,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{ctm,fl} = \max\left\{\frac{1,6 - h}{1000} \cdot f_{ctm}; f_{ctm}\right\} = \max\left\{\frac{1,6 - 800}{1000} \cdot 0,3 \cdot 30^{2/3}; 0,3 \cdot 30^{2/3}\right\} = \max\{2,31; 2,89\} = 2,89 \text{ MPa}$$

$$M_{fis} = 239,4 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ed,qp} = 161,3 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{No fisura}$$

Por tanto, la tensión de la armadura se calculará mediante las tablas 7.2N del Eurocódigo 2:

$$\sigma_s = \frac{\frac{\phi}{f_{ctm} \cdot \frac{0,4h}{2,9 \cdot 4 \cdot (h-d)}}}{\frac{2,89}{2,9 \cdot 4 \cdot (0,8 - 0,752)}} = \frac{0,016}{\frac{0,4 \cdot 0,8}{4 \cdot (0,8 - 0,752)}} = 9,6 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ mm} \left. \vphantom{\frac{\phi}{f_{ctm} \cdot \frac{0,4h}{2,9 \cdot 4 \cdot (h-d)}}} \right\} \sigma_s = 320 \text{ MPa}$$

Para secciones rectangulares:

$$k_c = 0,4 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h^*} \right) \cdot f_{ct,eff}} \right) = 0,4 \cdot \left(1 - \frac{645,4}{1,5 \cdot \left(\frac{0,8}{0,8} \right) \cdot 2,89 \cdot 10^3} \right) = 0,34$$

siendo:

- $\sigma_c = \frac{N_{ed}}{b \cdot h} = \frac{516,3}{0,8 \cdot 1} = 645,4 \frac{kN}{m^2}$
- $f_{ct,eff} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,89 MPa$
- $k_1 = 1,5$ para esfuerzos de compresión
- $h' = h$ para alturas menores a 1 metro.

Para alturas de sección mayores o iguales a 800 mm, $k = 0,65$.

Por tanto:

$$A_{s,vmin} = \frac{0,34 \cdot 0,65 \cdot 2,89 \cdot 0,8 \cdot 1}{320} = 1,6 \cdot 10^{-3} m^2$$

5.5.4. Armadura mínima vertical de compresión

En base al artículo 9.6.2 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mínima de armado en la cara comprimida es del 30% del valor de armado mínimo en la cara traccionada. Por tanto:

$$A'_{s,vmin} = 0,3 \cdot A_{s,vmin} = 0,3 \cdot 1,74 \cdot 10^{-3} = 5,22 \cdot 10^{-4} m^2$$

5.5.5. Armadura mínima horizontal

En base al artículo 9.6.3 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mínima de armado horizontal para un $f_{yk} = 400 MPa$, para controlar la fisuración por efectos térmicos, deformaciones impuestas, retracción, etc. toma el valor de:

$$A_{h,vmin} = 0,004 \cdot A_c = 0,004 \cdot 0,8 \cdot 1 = 3,2 \cdot 10^{-3} m^2$$

5.5.6. Armadura bajo carga concentrada en el apoyo

El artículo 61 de la EHE-08 trata las cargas concentradas sobre macizos. Se trata de una región D, por lo que el método de cálculo es mediante bielas y tirantes, tal y como se muestra en la Figura 7. La región D se delimita hasta una distancia a , media en vertical:

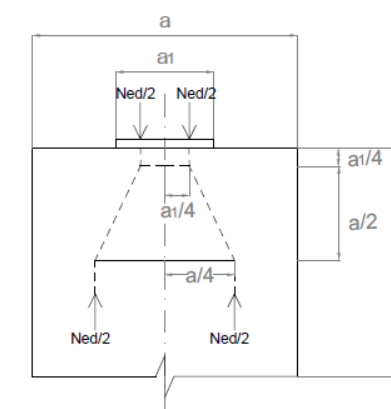


Figura 9. Modelo de bielas y tirantes con carga concentrada. Elaboración propia con AutoCAD según la EHE-08

En primer lugar, es necesario comprobar que la carga concentrada no agote la capacidad resistente de la biela de hormigón bajo el neopreno (Tabla 3 y Figura 8). En el Apéndice 2 a este Anejo (Reparto de esfuerzos a pilotes y a entronque muro-encepado. Cálculos estructurales) se aprecia que el máximo axil transmitido por los neoprenos es de 6765,6 kN.

Tabla 4. Tensiones principales en bielas

Datos del nudo							
	ancho (m)	Cx	Cy	C (kN)	ángulo biela (rad)	theta (rad)	beta (rad)
biela C1	0,35	0,00	-3.382,80	3.382,80	-1,5708	1,6336	1,5602
biela C2	0,8	212,80	0,00	212,80	0,0000	3,0788	-1,5705
biela C3	0,4	-212,80	3.382,80	3.389,49	1,6336	1,5708	0,4738
espesor	1,2						
Círculo de Mohr							
		x= 4,137989		R= 3,9163223			
		tensión (MPa)	dirección (rad)	dirección (deg)			
tensión principal 1=		8,05	0,00	0,02			
tensión principal 2=		0,22	-1,57	-89,98			

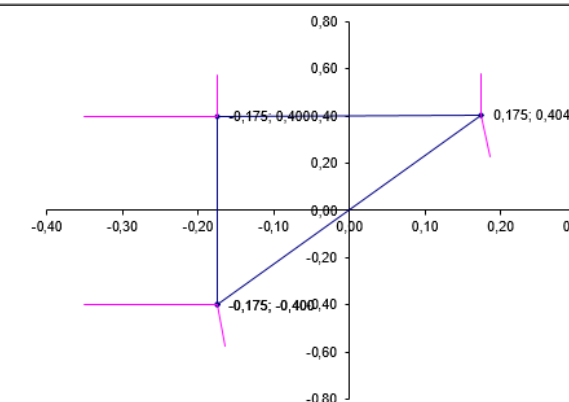


Figura 10. Nudo del modelo de bielas y tirantes bajo carga concentrada

$$\sigma = 8,05 \text{ MPa} < k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,595 \cdot f_{cd} = 12 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

Con una compresión máxima de 6765,8 kN en el neopreno, la cantidad de armado necesaria es de:

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{4} - \frac{a_1}{4}\right)}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{6765,8 \cdot \left(\frac{0,8}{4} - \frac{0,7}{4}\right)}{0,85 \cdot 0,75 \cdot 500 \cdot \frac{10^3}{1,15}} = 6,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

5.5.7. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales

La norma UNE-EN 1992-1-1:2013 en su artículo 6.2.1 recoge el procedimiento de comprobación de solicitaciones tangenciales, de manera que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

El valor de cálculo de la resistencia a cortante del elemento sin armadura de cortante, $V_{Rd,c}$, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

siendo:

- $v = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,52 \cdot (100 \cdot 2,63 \cdot 10^{-3} \cdot 30)^{\frac{1}{3}} = 0,363 < v_{min}$
 - $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{750}} = 1,52$
 - $\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,4 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 1} = 3,06 \cdot 10^{-3}$
 - $v_{min} = \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \frac{0,075}{1,5} \cdot 1,52^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,513$
- $k_1 = 0,15$
 - $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{534,4 \cdot 10^3}{800 \cdot 1000} = 0,67 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$

El valor de axil escogido es el menor entre las combinaciones consideradas.

Por tanto:

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,513 + 0,15 \cdot 0,67) \cdot 1000 \cdot 750 \cdot 10^{-3} = 460,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 234,1 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 460,4 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Además, si el total de armado vertical es menor a $0,02 \cdot A_c$, no será necesario disponer armado transversal:

$$A_{sv} = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 < 0,02 \cdot A_c = 0,02 \cdot 0,8 = 16 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

5.5.8. Estado límite último de agotamiento por esfuerzo rasante

El artículo 6.2.5 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013 establece que la tensión rasante en la junta de hormigonado debe satisfacer la siguiente expresión:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

siendo:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z} = \frac{1 \cdot V_{Ed}}{0,9 \cdot d} = \frac{1 \cdot 234,1}{0,9 \cdot 0,75} = 346 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,346 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,4 \cdot f_{ct,d} + 0,9 \cdot \rho \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot \left(0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)\right) \cdot f_{cd} = 5,28 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,4 \cdot 1,35 + 0,9 \cdot 3 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{500}{1,15} = 1,71 \text{ MPa} \leq 0,5 \cdot \left(0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right)\right) \cdot 20 = 5,28 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,d} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot 30^{2/3}}{1,5} = 1,35$$

$$\rho = \frac{A_{sl}}{a} = \frac{2,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2}{1 \cdot 0,8 \text{ m}} = 3 \cdot 10^{-3}$$

$$v_{Ed} = 0,246 \text{ MPa} \leq v_{Rd,c} = 1,71 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

5.5.9. Estado límite de servicio de limitación de tensiones

Es necesario comprobar la tensión en el hormigón para evitar fisuras longitudinales y microfisuras por compresión. Según el artículo 5.10.2.2 (5) y el artículo 7.2 de la norma EN 1992-1-1:2013, las tensiones se calculan de la siguiente manera, en combinación característica de acciones:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I} \cdot x = \frac{836,3 \cdot 10^3}{800 \cdot 1000} + \frac{161,3 \cdot 10^3}{3,4 \cdot 10^{13}} \cdot 52 = 1,04 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

Los esfuerzos escogidos corresponden a la combinación 3 de acciones, la cual tiene los mayores valores de axil y momento en combinación característica.

5.5.10. Estado límite de servicio de fisuración

Al no fisurar la pieza, no existirá apertura de las mismas, por lo que no será necesaria la comprobación.

5.5.11. Selección de armado

- Armado vertical en cara traccionada:

La armadura seleccionada para la cara de tracción será la correspondiente al cálculo por solicitaciones normales, con un valor de $1,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$. Se dispondrán **6Ø20** por metro ($A_{real} = 1,88 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$), con una separación de 150 cm, que cumple con las restricciones impuestas por el Eurocódigo 2.

$$s_{max} = \min(3 \cdot \text{espesor muro}; 400 \text{ mm}) = \min(2400 \text{ mm}; 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Asimismo, también se cumple con el diámetro mínimo (12 mm).

- Armado vertical en cara comprimida:

La armadura necesaria en la cara comprimida es de $5,22 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$. Se dispondrán **5Ø12** por metro ($A_{real} = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$), con una separación de 200 cm, que cumple con las separación anteriormente descrita.

- Armado horizontal:

La armadura horizontal necesaria es de $3,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ a lo largo del alzado del muro. Dispondremos un armado formado por **30Ø12** en dos filas de 15, cada una en una cara del muro ($A_{real} = 3,39 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$). La separación será de 250 mm, que cumple con las restricciones impuestas por el Eurocódigo 2 ($250 \text{ mm} < \text{separación} < 400 \text{ mm}$). Asimismo, también se cumple con el diámetro mínimo (12 mm).

- Armado bajo carga concentrada en apoyos:

La armadura necesaria bajo carga concentrada en apoyos es de $6,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$. Este armado estará a una profundidad de 0,6 metros, dispuesto en dos emparrillados de **6Ø12** en ambas direcciones, tal y como se observa en el plano 8.2.2. ($A_{real} = 6,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$).

5.5.12. Cálculo de longitudes de anclaje y solapo

5.5.12.1. Armadura de tracción

La armadura necesaria en la cara traccionada es de $1,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$. Disponemos **6Ø20**, siendo el armado real de $A_{real} = 1,88 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$.

La longitud básica de anclaje se obtiene mediante las fórmulas indicadas en el artículo 8.4.3 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013:

$$l_b = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \cdot \frac{500/1.15}{3,04} = 715 \text{ mm}$$

siendo:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{0,7}{\gamma_c} \cdot \left(0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}\right) = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,7}{1,5} \cdot \left(0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}}\right) = 3,04 \text{ MPa}$$

donde:

- $\eta_1 = 1$ por las buenas condiciones de adherencia
- $\eta_2 = 1$ al tratarse de diámetros menores a 32 mm.

Obtenido el valor de la longitud básica de anclaje, estamos en condiciones de obtener la longitud básica requerida de anclaje:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 715 \cdot \frac{1,74 \cdot 10^{-3}}{1,88 \cdot 10^{-3}} = 660 \text{ mm}$$

Al no existir restricciones de espacio para realizar un anclaje de prolongación recta, la longitud neta de anclaje coincidirá con la requerida.

La longitud de solapo será de 830 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.5.12.2. Armadura de compresión

El armado necesario en la cara comprimida es de $5,22 \cdot 10^{-4}$. Se disponen **5Ø12** ($A_{real} = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$).

La longitud básica de anclaje es de:

$$l_b = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1.15}{3,04} = 430 \text{ mm}$$

Y la longitud básica requerida de anclaje tomará el valor de:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 430 \cdot \frac{5,22 \cdot 10^{-4}}{5,65 \cdot 10^{-4}} = 400 \text{ mm}$$

Al existir no restricciones de espacio para realizar un anclaje de prolongación recta, la longitud neta de anclaje coincidirá con la requerida.

La longitud de solapo será de 500 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.5.12.3. Armadura horizontal

El armado horizontal necesario es de $3,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$. Se disponen **30Ø12** ($A_{real} = 3,39 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$).

La longitud básica de anclaje es de:

$$l_b = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1.15}{3,04} = 430 \text{ mm}$$

Y la longitud básica requerida de anclaje tomará el valor de:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 430 \cdot \frac{3,2 \cdot 10^{-3}}{3,39 \cdot 10^{-3}} = 400 \text{ mm}$$

Al existir no restricciones de espacio para realizar un anclaje de prolongación recta, la longitud neta de anclaje coincidirá con la requerida.

La longitud de solapo será de 500 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.6. Murete de guarda

La función principal del murete de guarda es no permitir el paso de tierras u otros elementos a los neoprenos. Las solicitaciones a las que está expuesto son pequeñas, por lo que lo armaremos conforme a la cuantía mínima geométrica o mecánica.

5.6.1. Armadura de tracción

La cuantía mínima geométrica de armado es de:

$$A_{s,vmin} = 0,0012 \cdot A_c = 0,0012 \cdot 0,2 \cdot 1 = 2,4 \cdot 10^{-4} m^2$$

Y la cuantía mecánica será de:

$$A_{s,vmin} = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 20}{500/1,15} = 3,68 \cdot 10^{-4} m^2$$

Dispondremos **4Ø12** ($A_{real} = 4,52 \cdot 10^{-4} m^2$), con una separación de 250 mm.

La longitud básica de anclaje es de:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1,15}{3,04} = 430 mm$$

Y la longitud básica requerida de anclaje tomará el valor de:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 430 \cdot \frac{3,86 \cdot 10^{-4}}{4,52 \cdot 10^{-4}} = 370 mm$$

Al existir restricciones de espacio para realizar un anclaje de prolongación recta se dispondrá en forma de gancho y la longitud neta de anclaje será el 70% de la requerida, y tomará el valor de 260 mm

La longitud de solapo será de 325 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.6.2. Armadura de compresión

En base al artículo 9.6.2 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mínima de armado en la cara comprimida es del 30% del valor de armado mínimo en la cara traccionada. Por tanto:

$$A'_{s,vmin} = 0,3 \cdot A_{s,vmin} = 0,3 \cdot 3,68 \cdot 10^{-4} = 1,1 \cdot 10^{-4} m^2$$

Dispondremos **4Ø12** ($A_{real} = 4,52 \cdot 10^{-4} m^2$), con una separación de 250 mm para cumplir la separación mínima exigida (400 mm) y para uniformizar armados de compresión y tracción para una mayor facilidad constructiva.

La longitud básica de anclaje es de:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1,15}{3,04} = 430 mm$$

Y la longitud básica requerida de anclaje tomará el valor de:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 430 \cdot \frac{1,1 \cdot 10^{-4}}{4,52 \cdot 10^{-4}} = 110 mm$$

Al existir restricciones de espacio para realizar un anclaje de prolongación recta se dispondrá en forma de gancho y la longitud neta de anclaje será el 70% de la requerida, y tomará el valor de 80 mm

La longitud de solapo será de 100 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.7. Losa de transición

La losa tiene por finalidad disminuir las consecuencias de los desplazamientos verticales entre la calzada de acceso a un puente y el estribo. La longitud de la losa de transición es de 5 metros, con un espesor de 20 centímetros. Según la *Nota de Servicio sobre Losas de Transición en Obras de Paso* de la Dirección General de Carreteras (1992), para el armado para losas de transición entre 4 y 5 metros se pueden emplear las armaduras indicadas en el plano 8.2.2.

5.8. Cajero

El cajero está sometido a esfuerzos mucho menores que el muro principal. No obstante, un pequeño porcentaje de los esfuerzos en neoprenos se transmitirán al mismo, además de tener que soportar el empuje hidrostático del agua existente en la rambla. Calcularemos los mínimos de armado necesarios.

5.8.1. Armadura de tracción

La cuantía mínima geométrica de armado es de:

$$A_{s,vmin} = 0,0012 \cdot A_c = 0,0012 \cdot 0,2 \cdot 1 = 2,4 \cdot 10^{-4} m^2$$

Y la cuantía mecánica será de:

$$A_{s,vmin} = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 20}{500/1,15} = 3,68 \cdot 10^{-4} m^2$$

Dispondremos **4Ø12** ($A_{real} = 4,52 \cdot 10^{-4} m^2$), con una separación de 250 mm

La longitud básica de anclaje es de:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1.15}{3.04} = 430 \text{ mm}$$

Y la longitud básica requerida de anclaje tomará el valor de:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 430 \cdot \frac{3.86 \cdot 10^{-4}}{4.52 \cdot 10^{-4}} = 370 \text{ mm}$$

La longitud de solapo será de 460 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.8.2. Armadura de compresión

En base al artículo 9.6.2 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mínima de armado en la cara comprimida es del 30% del valor de armado mínimo en la cara traccionada. Por tanto:

$$A'_{s,vmin} = 0.3 \cdot A_{s,vmin} = 0.3 \cdot 3.68 \cdot 10^{-4} = 1.1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Dispondremos **4Ø12** ($A_{real} = 4.52 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$), con una separación de 250 mm para cumplir la separación mínima exigida (400 mm) y uniformizar el armado en ambas caras en el cajero.

La longitud básica de anclaje es de:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1.15}{3.04} = 430 \text{ mm}$$

Y la longitud básica requerida de anclaje tomará el valor de:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 430 \cdot \frac{1.1 \cdot 10^{-4}}{4.52 \cdot 10^{-4}} = 100 \text{ mm}$$

La longitud de solapo será de 125 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

5.8.3. Armadura horizontal

Según artículo 9.6.3 de la norma UNE-EN 1992-1-1:2013, la cuantía mínima de armado horizontal para un $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, para controlar la fisuración por efectos térmicos, deformaciones impuestas, retracción, etc. toma el valor de:

$$A_{h,vmin} = 0.0032 \cdot A_c = 0.0032 \cdot 0.2 \cdot 1 = 6.4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Se elige un armado formado por **18Ø12** en dos filas de 9, cada una en una cara del cajero, al igual que en el alzado del muro ($A_{real} = 2.04 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$). Se dispone este número, mayor que el necesario, para cumplir la separación mínima por el Eurocódigo 2 (250 mm < separación < 400 mm). Asimismo, también se cumple con el diámetro mínimo (12 mm).

La longitud básica de anclaje es de:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{500/1.15}{3.04} = 430 \text{ mm}$$

Y la longitud básica requerida de anclaje tomará el valor de:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 430 \cdot \frac{6.4 \cdot 10^{-4}}{2.04 \cdot 10^{-3}} = 135 \text{ mm}$$

La longitud de solapo será de 170 mm, resultado de considerar el factor α_6 de porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total.

6. REFERENCIAS

- JIMENEZ SALAS, J.A. (1980). *Geotecnia y Cimientos. Vol. 3, Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotécnica. Vol. 3-1*. Madrid: Rueda, D.L.
- CALAVERA RUIZ, J. (2000). *Cálculo de estructuras de cimentación*. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones. Madrid: INTEMAC.
- JIMÉNEZ MONTOYA, A. *et al.* (2009). *Hormigón armado*. Barcelona: Gustavo Gili.
- ARCELORMITTAL. Tablestacas de acero. Catálogo General 2010
<http://palancole.arcelormittal.com/uploads/files/AMCRPS_Gen_Cat_2010_ES.pdf> [Última consulta: 6 de junio 2016].