

ANEJO 12

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL MUELLE



ÍNDICE GENERAL

1. OBJETO	4
2. DIMENSIONAMIENTO DEL MUELLE	5
2.1. GEOMETRÍA DEL MUELLE	5
2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	6
2.3. ACCIONES A CONSIDERAR	8
2.3.1. CARGAS PERMANENTES	10
2.3.2. CARGAS VARIABLES	12
3. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS A REALIZAR	16
3.1. INTRODUCCIÓN	16
3.2. VERIFICACIONES NECESARIAS PARA UN MUELLE DE GRAVEDAD	16
3.3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A DESLIZAMIENTO	17
3.4. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO	17
3.5. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO	18
3.6. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA ESTABILIDAD GLOBAL	19
3.7. VERIFICACIÓN DE LAS TENSIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO	20
3.8. EROSIÓN INTERNA DEL TRASDÓS	21
3.9. SOCAVACIÓN DEL PIE DEL INTRADÓS	21
4. CÁLCULOS	22
5. VIGA CANTIL	27
6. CONCLUSIONES	28



ÍNDICE IMÁGENES

1. Figura 1. Muelle de bloques. Sección tipo	8
2. Figura 2. Muelle de cajones. Sección tipo	10
3. Figura 3. Muelle de hormigón sumergido. Sección tipo	11
4. Figura 4. Muelle en “L”. Sección tipo	12
5. Figura 5. Muelle de pantallas. Sección tipo	15
6. Figura 6. Muelle de plataforma sobre pilotes. Sección tipo	17
7. Figura 7. Geometría muelle de gravedad	30
8. Figura 8. Primera simplificación	33
9. Figura 9. Segunda simplificación	33

ÍNDICE TABLAS

1. Tabla 1. Tipos de muelles	6
2. Tabla 2. Puntuación criterios	21
3. Tabla 3. Condicionantes de ponderación criterios	22
4. Tabla 4. Valoración numérica de las distintas alternativas	26
5. Tabla 5. Matriz multicriterio de las distintas alternativas	27



1. OBJETO

En el *“Anejo 9.3. Estudio de soluciones de muelles”* se justificó que la mejor tipología de muelles a proyectar en el Puerto Deportivo de Oliva eran los muelles de gravedad formados por bloques prefabricados de hormigón. Una vez escogida la tipología adecuada, en el presente anejo se procede al dimensionamiento del muelle según las condiciones obtenidas en otros anejos y se realizan las comprobaciones de estabilidad pertinentes.

Como hemos dicho anteriormente, la redacción de este anejo se basa en los resultados obtenidos en los estudios previos efectuados, que nos establecen los condicionantes a la hora de dimensionar los muelles de gravedad que conformarán el muelle perimetral que dará lugar a la nueva dársena. Así, para dimensionar la solución escogida se consideran todos los condicionantes obtenidos anteriormente en los anejos:

- *“Anejo 1. Antecedentes y estado actual”.*
- *“Anejo 2. Topografía y batimetría”.*
- *“Anejo 3. Geología y geotecnia”.*
- *“Anejo 9.1. Estudio de soluciones en planta”.*
- *“Anejo 9.3. Estudio de soluciones de muelles”.*



2. DIMENSIONAMIENTO DEL MUELLE

2.1. Geometría del muelle

El muelle de gravedad conformado por bloques de hormigón prefabricado está cimentado sobre una banqueta de escollera de 1.5 metros de espesor que apoya sobre el terreno natural previamente dragado hasta la cota deseada asegurando así un buen asentamiento. Encima de la banqueta se coloca una capa de regularización de grava para asegurar una buena nivelación en el apoyo y enrase de los bloques.

El muelle en cuestión debe dar servicio a embarcaciones cuyo eslora máxima es de 15 metros. Debido a ello, como bien se recoge en la *ROM 3.1-99 "Recomendaciones para el Diseño de la Configuración Marítima de Puertos"*, el calado máximo necesario para poder dar atraque a embarcaciones de esta eslora es de 2,4 metros. Además, deberemos añadir 0,5 metros de resguardo ante los posibles problemas de imprecisiones de la batimetría, transporte y depósito de sedimentos. Así pues, estableceremos un calado total de 3,0 metros, manteniéndonos así del lado de la seguridad. Por último, cabe destacar que por estar el Puerto de Oliva bañado por las aguas del Mar Mediterráneo, no se ha considerado la carrera de marea para el dimensionamiento del muelle.

Tras lo expuesto anteriormente, la estructura está formada por tres bloques, colocados uno encima del otro, de anchura y altura variable. El bloque inferior tiene unas dimensiones de 3,5 x 1,5 metros, el inmediatamente superior de 3,0 x 1.5, y el último bloque de 2,0 x 1,0 metros. Sobre el bloque superior se coloca una viga cantil, de dimensiones 1,50 x 0,5 metros, cuya función es permitir el paso de las conducciones de servicios y ofrecer visualmente una alineación más precisa, solidarizando en cierto modo los bloques.

Con el fin de permitir el drenaje y evitar la acumulación de las presiones intersticiales, se cubren los bloques hasta la altura del nivel freático con un relleno seleccionado de pedraplén permeable, sobre el cual se dispondrá una capa de filtro, formada por gravas y arenas bien graduadas, que evitará la fuga de los materiales de granulometría fina del relleno general colocado a posteriori, ya que en tal caso, estos materiales acabarían cubriendo todos los huecos del pedraplén el cual dejaría de ser permeable.

Debido a que se trata de una estructura compuesta por bloques que no se encuentran solidarizados entre sí, es necesario comprobar no solo el muelle en su conjunto sino las condiciones de equilibrio de cada elemento por separado ya que es posible el deslizamiento y vuelco entre los puntos A, B, C que pueden observarse en la *Figura 3*.

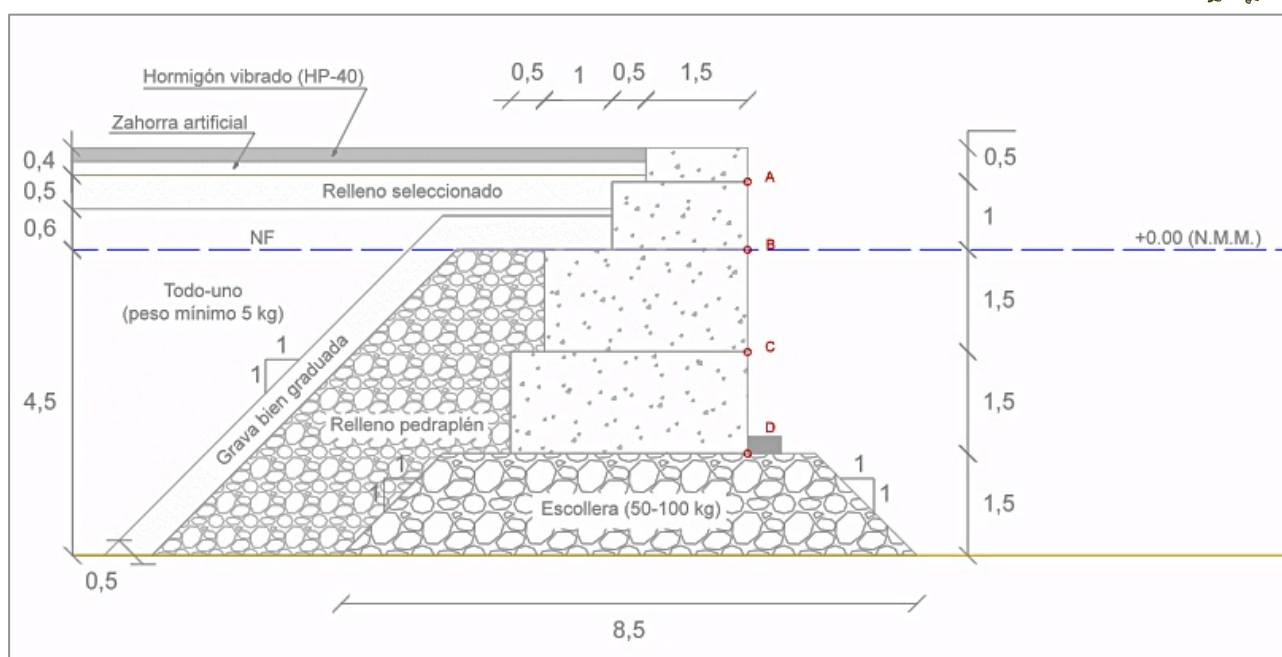


Figura 1. Geometría muelle de gravedad

2.2. Características de los materiales

A continuación se resumen en la siguiente lista las características de los materiales que conforman el muelle y las hipótesis que se han considerado para la construcción del mismo. La gran mayoría de estas se han obtenido de la *Tabla 3.4.1.1.2 "Pesos específicos unitarios o aparentes, y porosidades usuales en elementos constructivos y estructurales"* de la *ROM 0.2-90 "Recomendaciones de Acciones al proyectar una Obra Marítima y Portuaria"* y también de distintos apartados correspondientes a la *ROM 0.5-05 "Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias"*.

- Peso específico del agua marina: $\gamma = 1,03 \text{ t/m}^3$
- Hormigón:
 - Resistencia característica (fck): $fck = 30 \text{ N/mm}^2$
 - Consistencia: *Blanda*
 - Tamaño máximo del árido: *20 mm*
 - Ambiente:
 - Elementos marinos sumergidos: *IIIb+Qb*
 - Elementos marinos aéreos: *IIIa*
 - Tipo de cemento: *SR-MR*



- Peso específico:
 - Hormigón en masa: $\gamma_{HM} = 2,3 \text{ t/m}^3$
 - Hormigón armado: $\gamma_{HA} = 2,5 \text{ t/m}^3$
 - Hormigón sumergido: $\gamma_{HM}' = 1,3 \text{ t/m}^3$
- Acero corrugado (armaduras pasivas):
 - Tipo: *B500-S*
 - Límite elástico (f_{yk}): $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- Relleno seleccionado en trasdós: *Pedraplén*
 - Peso específico seco: $\gamma_P = 1,80 \text{ t/m}^3$
 - Peso específico saturado: $\gamma_{Psat} = 2,20 \text{ t/m}^3$
 - Peso específico sumergido: $\gamma_P' = 1,17 \text{ t/m}^3$
 - Ángulo de rozamiento interno: $\phi_p = 40^\circ$
- Escollera de la banqueta: *Todo-Uno*
 - Peso específico seco: $\gamma_B = 2,00 \text{ t/m}^3$
 - Peso específico saturado: $\gamma_{Bsat} = 2,20 \text{ t/m}^3$
 - Peso específico sumergido: $\gamma_B' = 1,17 \text{ t/m}^3$
 - Peso: *50 -100 Kg*
 - Ángulo de rozamiento interno: $\phi_B = 40^\circ$
- Ángulo de rozamiento hormigón-hormigón: $\delta_1 = 35^\circ$
- Ángulo de rozamiento hormigón-banqueta: $\delta_2 = 32^\circ$
- Ángulo de rozamiento terreno-trasdós: $\delta_3 = 15^\circ$
- Coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón: $\mu_1 = \text{tg}(\delta_1) = \text{tg}(35^\circ) = 0.70$
- Coeficiente de rozamiento hormigón-pedraplén de base: $\mu_2 = \text{tg}(\delta_2) = \text{tg}(32^\circ) = 0.625$
- Inclinación de la superficie del terreno: $\beta = 0$
- Inclinación del paramento del muelle: $\alpha = 90^\circ$
- Resistencia al aplastamiento del pedraplén de base: $3,1 \text{ kg/cm}^2$



Los bloques de hormigón están armados mediante un mallazo de acero corrugado. Este, se dispone, no por necesidad de cálculo, sino para amortiguar los posibles impactos que puedan recibir los bloques de hormigón y así conservar mejor el aspecto visual de los mismos. Sin embargo, para quedar del lado de la seguridad, se realizan los cálculos considerando que los bloques son de hormigón en masa.

2.3. Acciones a considerar

Antes de nada, conviene nombrar ciertos aspectos que se citan en la *ROM 0.2-90 "Recomendaciones de Acciones al proyectar una Obra Marítima y Portuaria"*, concretamente en el apartado denominado "Simplificaciones para el cálculo de empujes activos en estructuras de contención de gravedad" para poder entender algunas de las decisiones tomadas a la hora de considerar ciertas acciones.

En estructuras de contención de gravedad podrá admitirse las siguientes simplificaciones:

- **Primera simplificación:**

Para el cálculo de la estructura de contención como cuerpo rígido, a vuelco y deslizamiento, el empuje total podrá determinarse según la metodología expuesta, pero actuando sobre un trasdós virtual vertical AB que pasa por el extremo inferior del trasdós de la estructura; y tomando un valor del ángulo de rozamiento terreno/trasdós virtual (δ) igual a 15° , con independencia del tipo estructural.

Dicha consideración se fundamenta en que la masa de tierra que gravita sobre la estructura analizada se moviliza, gira o desliza conjuntamente con ella.

- **Segunda simplificación:**

Cuando un relleno de buena calidad (relleno seleccionado: ángulo de rozamiento interno superior o igual 30°) sea utilizado en el trasdós de una estructura de contención por gravedad, siendo la superficie del mismo horizontal, podrán adoptarse en el cálculo la siguiente simplificación:

- Si la sección tipo del relleno seleccionado es triangular a partir de la línea de intersección entre la vertical que pasa por el extremo del trasdós de la estructura resistente y la superficie del terreno, formando un ángulo con la horizontal igual o menor que el ángulo de rozamiento interno del material de relleno seleccionado (ϕ'), podrá considerarse para el cálculo de empujes que todo el terreno situado en el trasdós de la estructura resistente tiene idénticas características que el relleno."

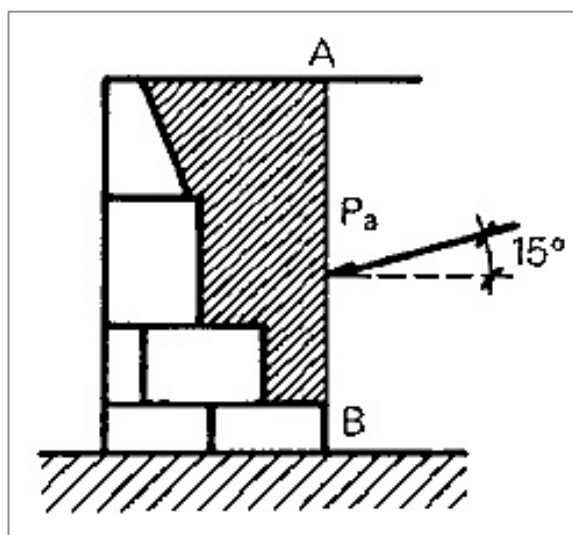


Figura 2. Primera simplificación

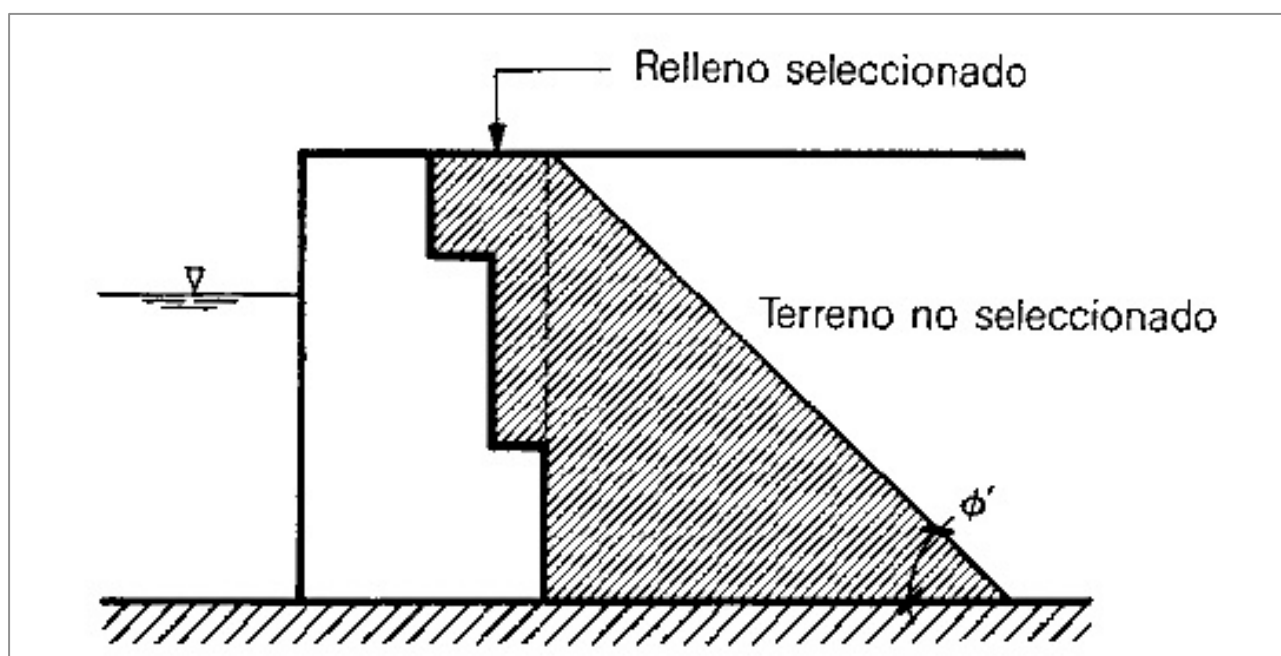


Figura 3. Segunda simplificación

Además, es necesario destacar que conforme a la clasificación de las construcciones, de acuerdo a la “*Norma de Construcción Sismorresistente*” *NCSR-02*, las estructuras, cuya destrucción por un terremoto puede ocasionar víctimas e interrumpir un servicio para la colectividad, debe considerarse de importancia normal. Conforme al artículo 1.2.3. de la citada Norma, y dado que al término municipal de Oliva le corresponde, conforme al Mapa de Peligrosidad Sísmica, una aceleración básica muy baja, puede no considerarse este tipo de acciones en el diseño de la estructura.

A el partir de la *ROM 0.2-90* ya nombrada anteriormente, podemos considerar las siguientes acciones.



2.3.1. Cargas permanentes

➤ PESO PROPIO:

Como ya mencionamos en el apartado anterior, se ha considerado que los bloques de hormigón prefabricados, incluyendo la viga cantil, son de hormigón en masa, y por tanto el peso específico de los mismos tiene un valor de $2,3 \text{ t/m}^3$.

Además, también se ha considerado el peso del terreno que descansa sobre ellos colaborando a resistir las solicitaciones a las que se ve sometido el muelle. Cabe destacar que de manera simplificada se ha considerado que en el trasdós del muelle tan sólo hay un relleno ejecutado con pedraplén en toda la altura de la sección. Por último, añadir que no se considera para el cálculo el peso propio de la losa de protección (*Figura 10*) por ser su peso despreciable frente al resto.

▪ Punto A (*Viga Cantil*):

$$\text{Peso Propio}_A = \text{Viga Cantil}$$

$$\text{Peso Propio}_A = W_1$$

$$\text{Peso Propio}_A = \gamma_{HM} \times \text{Área Viga Cantil}$$

$$\text{Peso Propio}_A = 2,30 \times 9,81 \times (0,50 \times 1,50)$$

$$\text{Peso Propio}_A = 16,92 \text{ KN/m}$$

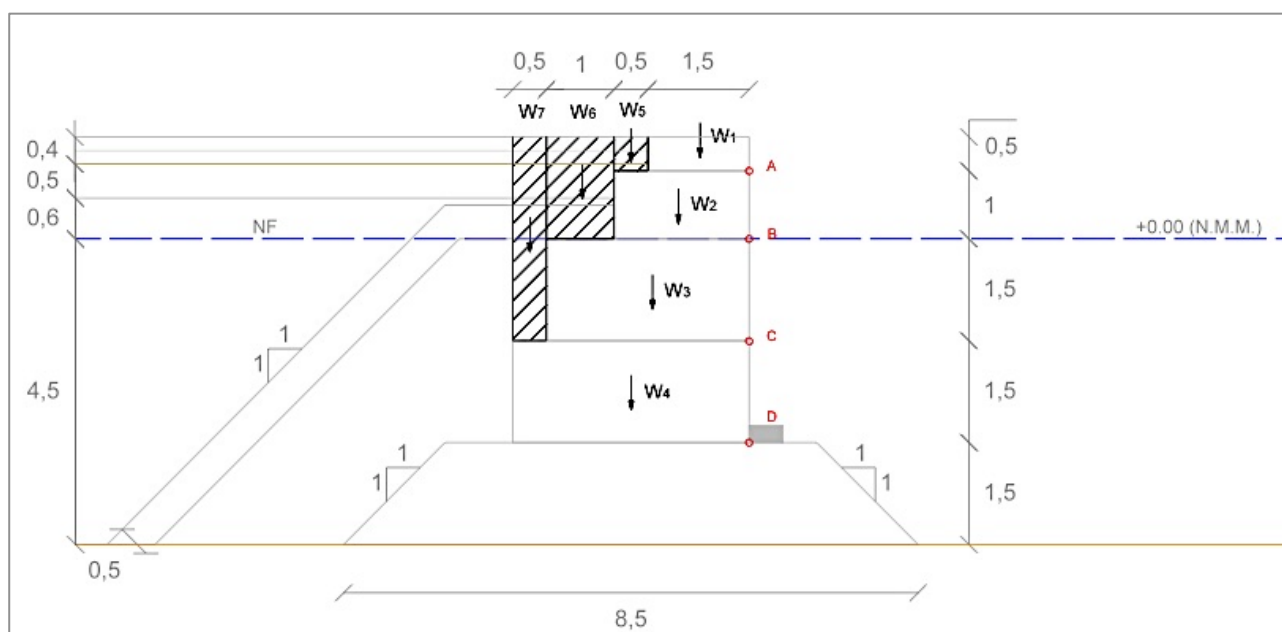


Figura 4. Peso propio



▪ **Punto B:**

$$\text{Peso Popio}_B = \text{Bloque 1} + \text{Viga Cantil} + \text{Terreno}$$

$$\text{Peso Popio}_B = W_2 + W_1 + W_5$$

$$\text{Peso Popio}_B = \gamma_{HM} \times \text{Área Bloque 1} + \text{Peso Propio}_A + W_5$$

$$\text{Peso Popio}_B = 2,30 \times 9,81 \times (1,00 \times 2,00) + 16,92 + 1,80 \times 9,81 \times (0,50 \times 0,50)$$

$$\text{Peso Popio}_B = 66,46 \text{ KN/m}$$

▪ **Punto C:**

$$\text{Peso Popio}_C = \text{Bloque 1} + \text{Bloque 2} + \text{Viga Cantil} + \text{Terreno}$$

$$\text{Peso Popio}_C = W_2 + W_3 + W_1 + W_6$$

$$\text{Peso Popio}_C = \gamma_{HM}' \times \text{Área Bloque 2} + \text{Peso Propio}_B + W_6$$

$$\text{Peso Popio}_C = 1,30 \times 9,81 \times (1,50 \times 3,00) + 66,46 + 1,80 \times 9,81 \times (1,00 \times 1,50)$$

$$\text{Peso Popio}_C = 150,34 \text{ KN/m}$$

▪ **Punto D (Muelle completo):**

$$\text{Peso Popio}_D = \text{Bloque 1} + \text{Bloque 2} + \text{Bloque 3} + \text{Viga Cantil} + \text{Terreno}$$

$$\text{Peso Popio}_D = W_2 + W_3 + W_4 + W_1 + W_5 + W_6 + W_7$$

$$\text{Peso Popio}_D = \gamma_{HM}' \times \text{Área Bloque 3} + \text{Peso Propio}_C + W_8$$

$$\text{Peso Popio}_D = 1,30 \times 9,81 \times (1,50 \times 3,00) + 150,34 + 1,80 \times 9,81 \times (1,50 \times 0,50)$$

$$+ 1,17 \times 9,81 \times (1,50 \times 0,50)$$

$$\text{Peso Popio}_D = 239,14 \text{ KN/m}$$

➤ **CARGAS MUERTAS:**

Las cargas muertas son aquellas producidas por elementos no resistentes en el sentido estructural, soportados o incluidos en la estructura, como pueden ser pavimentos, instalaciones fijas o incrustaciones marinas que se adhieren con el paso del tiempo. Su valor es despreciable frente al peso propio de la estructura o las sobrecargas.



2.3.2. Cargas variables

➤ CARGAS DEL TERRENO:

El empuje de las tierras en el trasdós del muro será producido por el pavimento formado por el hormigón y el relleno granular, y el pedraplén colocado en el trasdós. En este caso, se simplifica el valor del empuje de tierras considerando que únicamente es producido por el pedraplén en el trasdós, como si el mismo estuviese colocado a lo largo de toda la altura de la sección. Sólo se considerará el empuje activo del terreno según la teoría de Coulomb y adoptaremos que la altura del nivel freático en el trasdós del muelle es igual a la altura del nivel del mar (N.M.M.).

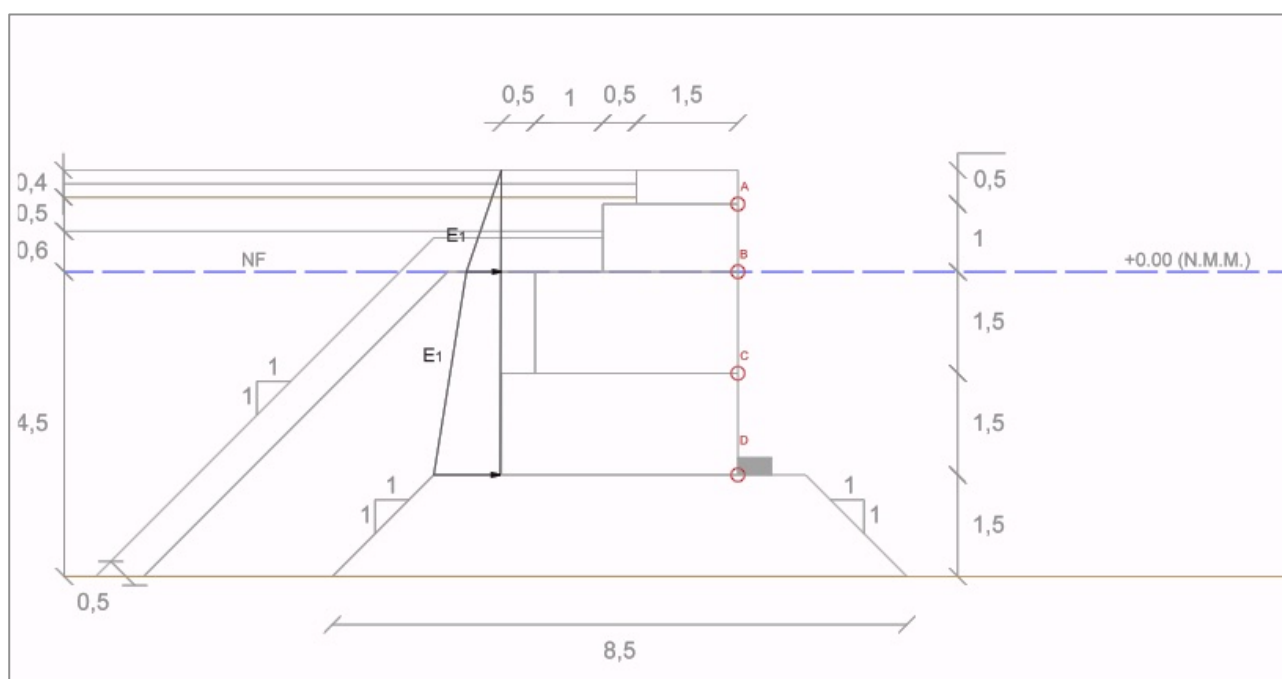


Figura 5. Empujes del terreno

Las leyes de distribución de empujes se calculan a continuación tomando la aceleración de la gravedad como $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

$$E = \gamma \times z \times \sqrt{\lambda_h^2 + \lambda_v^2}$$

$$\lambda_h = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha + \delta) \times \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right)}$$

$$\lambda_h = \frac{\text{sen}^2(90 + 40)}{\text{sen}^2 \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(40 + 15) \times \text{sen}(40 - 0)}{\text{sen}(90 + 15) \times \text{sen}(90 + 0)}} \right)} = 0,1942$$



$$\lambda_v = \lambda_h \times \cotg(\alpha - \delta)$$

$$\lambda_v = 0.1942 \times \cotg(90 - 15) = 0,052$$

$$E = \gamma \times z \times \sqrt{0.1942^2 + 0.052^2} = 0,201 \gamma z$$

- $0 \leq z \leq 1.5$:

$$E(z) = 1.8 \times 9.81 \times 0.201 z = 3,549 z \text{ KPa}$$

- $z > 1.5$:

$$E(z') = \lambda \times [\gamma' \times (z - z_0) + \gamma \times z_0]$$

$$E(z') = 0,201 \times 9,81 [1,17 \times (z - z_0) + 1,8 \times z_0]$$

$$E(z') = 2,307 \times (z - z_0) + 3,549 z_0$$

$$E(z') = 1,242 z_0 + 2,307 z \text{ KPa}$$

➤ CARGAS MEDIOAMBIENTALES:

No se considera el efecto producido por las cargas medioambientales puesto que las obras a ejecutar se encuentran dentro de una instalación de abrigo y por tanto la carrera de marea en la zona es escasa y la posibilidad de nieve o hielo es casi nula.

➤ CARGAS DE DEFORMACIÓN:

Son aquellas producidas por deformaciones impuestas debido a cargas de: pretensado, térmicas o reológicas. El efecto de la deformación es casi despreciable en las estructuras consideradas. Además resulta muy complejo de evaluar, por lo que se ha optado por no considerarlo.

➤ CARGAS HIDRÁULICAS:

Como se ha mencionado previamente, el nivel freático se considera que está a la misma altura que el nivel del mar. Además, no consideramos la marea de carrera por estar en aguas del Mar Mediterráneo. Debido a esta condición no se consideran acciones horizontales producidas por el nivel freático ni por la lámina de agua, debido a que ambas, de igual valor pero dirección contraria, se contrarrestan produciendo el equilibrio.

No obstante, es necesario calcular la subpresión que se produce en la base del bloque inferior, que se considera como uniforme en todo su ancho. A continuación calculamos su valor:

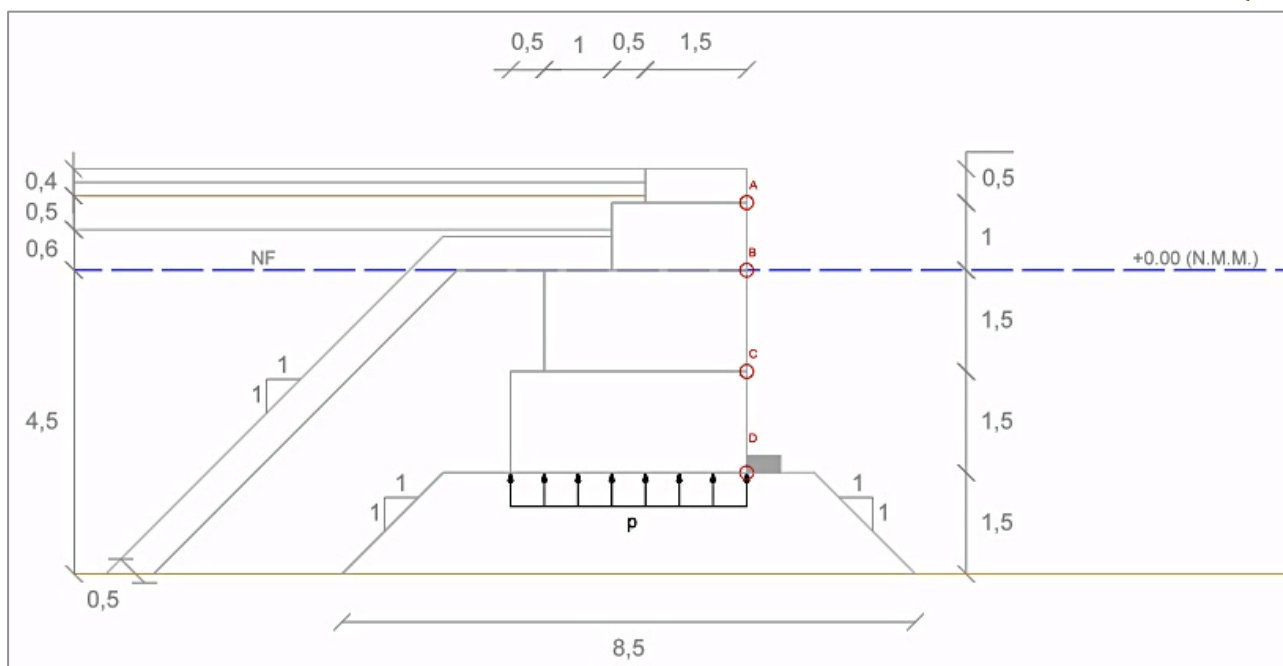


Figura 6. Subpresión

$$\mathbf{p} = \rho \times \mathbf{g} \times \mathbf{h}$$

$$p = 1.03 \times 9.81 \times 3 = \mathbf{30.3119 \text{ KPa}}$$

➤ **SOBRECARGAS DE USO Y EXPLOTACIÓN:**

- **Cargas de ataque:**

El impacto de las embarcaciones sobre el muelle no se tiene en cuenta por estar considerando un ataque en punta de las embarcaciones. Además, debido a la distancia que deben recorrer desde la entrada en el puerto y las maniobras a desarrollar, llegarán con una velocidad muy pequeña de ataque. Como factor añadido para justificar la no consideración de este efecto, se puede argumentar el escaso desplazamiento de las embarcaciones.

- *Cargas de amarre*

Se considerará un tiro horizontal de amarre de 0,5 t/m, disponiendo por ello de elementos de amarre capaces de soportar hasta 1 t/m. No se han tenido en cuenta los valores mencionados en la ROM 0.2-90, puesto que no están pensados para este tipo de instalaciones deportivas de poca envergadura. Por tanto consideramos que la carga de amarre que debe soportar el muelle es $q_1 = 5 \text{ KN/m}$.

- ***Sobrecarga de uso mínima***

Debido a que no existe ninguna sobrecarga en concreto en esta zona ya que no va a tener ningún tipo de uso ni se realizarán sobre ella operaciones pertenecientes al ámbito de transporte



de mercancías ni al pesquero, se considera una sobrecarga mínima igual a $q_2 = 4 \text{ KPa}$ para quedar del lado de la seguridad.

Se calcula a continuación el empuje producido por la sobrecarga que será del valor constante en toda la altura del muelle.

$$E_{q2} = \lambda \times q_2 \times \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } (\alpha + \beta)}$$

$$E_{q2} = 0.344 \times 4.5 \times \frac{\text{sen } 90}{\text{sen } (90 + 0)}$$

$$E_{q2} = 1.548 \text{ KPa}$$

▪ *Sobrecargas de equipos, instalaciones y almacenamiento*

Se consideran dos tipos de sobrecargas que según la ROM no pueden superponerse. En primer lugar, la sobrecarga producida en un muelle por un equipo y/o instalación de elevación de embarcaciones, de valor 2.0 t/m^2 y en segundo lugar, el estacionamiento y almacenamiento sobre la estructura, que recibe un valor de 1.5 t/m^2 . En nuestro caso consideraremos del lado de la seguridad la primera ($q_3 = 20 \text{ KPa}$) al ser más restrictiva quedando así del lado de la seguridad. Cabe destacar que en el muelle proyectado no se van a realizar operaciones que requieran la utilización de una grúa, sin embargo, si vamos a considerar dicha sobrecarga para las distintas comprobaciones del muelle de manera que tengamos un mayor margen de maniobra a largo plazo, ya que es previsible que esta dársena pueda ser reformada y en un futuro se pueda redefinir el uso de la misma.

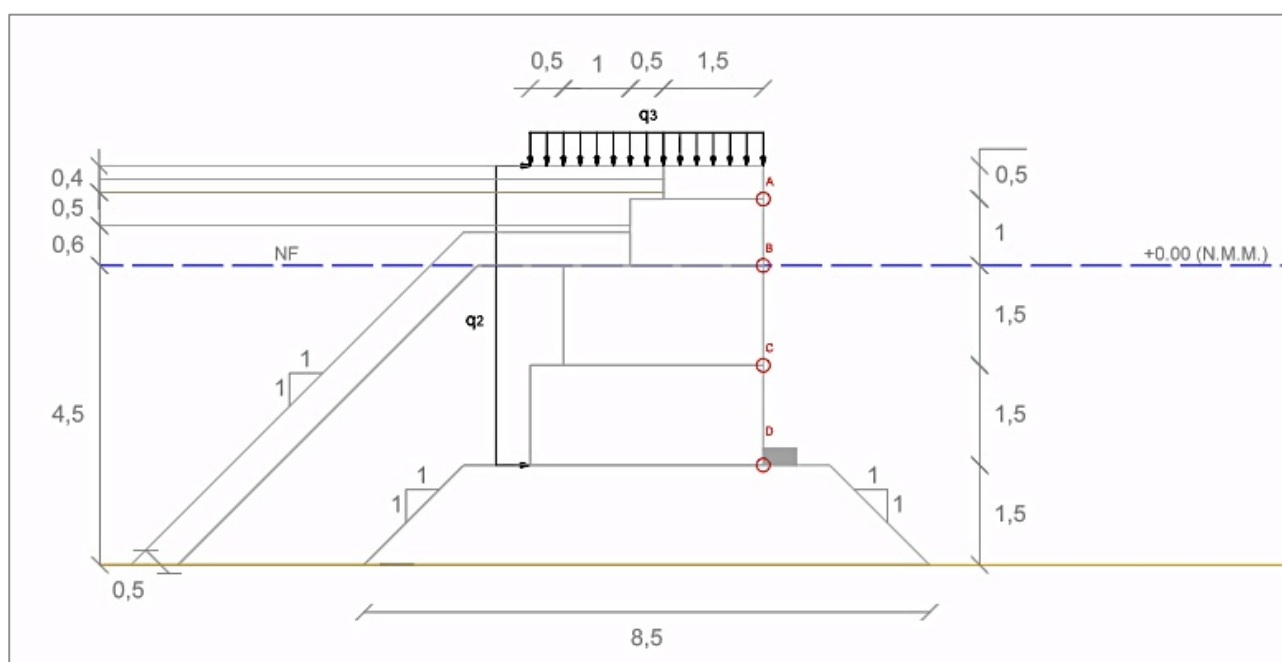


Figura 7. Sobrecargas de uso y explotación



3. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS A REALIZAR

3.1. Introducción

Cada tipología de obra marítima y portuaria tiene, desde el punto de vista geotécnico, ciertas singularidades. Los muelles de gravedad son estructuras de atraque que soportan el desnivel de tierras de trasdós a intradós. Para la ampliación del Puerto Deportivo de “La Goleta”, se ha optado por proyectar un muelle de gravedad constituido por bloques de hormigón prefabricados.

El elemento principal, que determinará la viabilidad de este tipo de solución, es el terreno natural. Los muelles de gravedad, dado su carácter, han de transmitir presiones elevadas al cimiento; los suelos blandos, en general, no son aptos para soportar este tipo de muelles.

El reconocimiento del terreno para proyectar este tipo de obras es fundamental. Es necesario conocer la resistencia y la deformabilidad del terreno en la zona afectada por la obra. Además, el reconocimiento del terreno debe estar encaminado al estudio del posible dragado. Este puede ser necesario para conseguir el calado requerido o para preparar el cimiento, eliminando los suelos superficiales.

Sin embargo, cada muelle tiene unos condicionantes propios que obligarán al proyectista a realizar cuantos estudios sean necesarios para asegurar el buen comportamiento frente a todos los posibles fallos previsibles.

3.2. Verificaciones necesarias para un muelle de gravedad

Dentro de las comprobaciones teóricas a realizar en la Fase de Proyecto deben incluirse todas aquéllas encaminadas a comprobar que no se sobrepasa ningún Estado Límite Último, entre ellos, los que se indican en la *Figura 2*.

Cabe destacar que en la *Figura 2* sólo se incluyen modos de fallo de tipo geotécnico, esto es, controlados, principalmente, por las características del terreno. Las verificaciones que exige la *ROM 0.5-05* son las siguientes:

- **Verificación de la seguridad frente al deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo**
- **Verificación de la seguridad frente al deslizamiento del contacto de la banquetta de apoyo y el terreno natural**
- **Verificación de la seguridad frente al hundimiento**
- **Verificación de la seguridad frente al vuelco plástico**
- **Verificación de la seguridad frente a la estabilidad global**

- Verificación de la seguridad frente a la erosión interna del trasdós

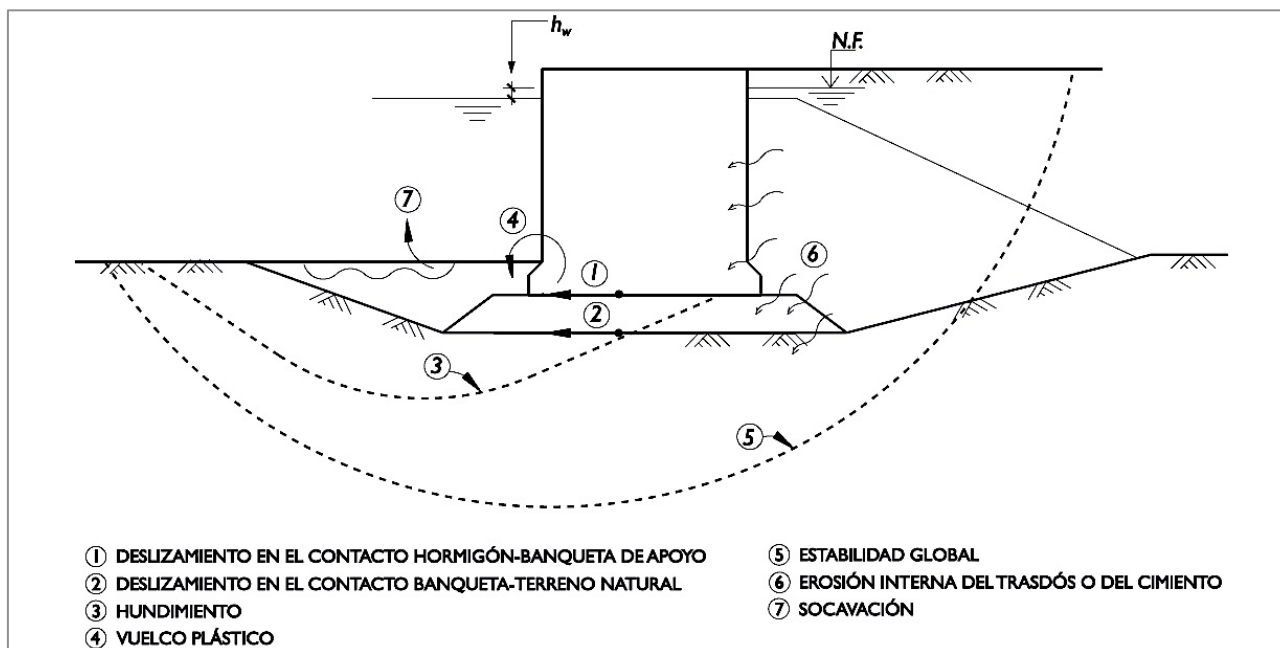


Figura 8. Modos de fallo geotécnicos en muelles de gravedad

3.3. Verificación de la seguridad frente a deslizamiento

Para comprobar la estabilidad de la estructura frente al deslizamiento, se ha de cumplir el siguiente criterio.

$$CSD = \frac{\mu \times \sum F_V}{\sum F_H}$$

$$Si \quad CSD \geq 1,5$$

CUMPLE

Siendo:

- μ : Coeficiente de fricción o rozamiento
- F_H : Fuerzas horizontales
- F_V : Fuerzas verticales

3.4. Verificación de la seguridad frente al vuelco

Para comprobar la estabilidad de la estructura frente al vuelco, se ha de cumplir el siguiente criterio:

$$CSV = \frac{\sum M_e}{\sum M_v}$$



$$Si \quad CSV \geq 1,5$$

CUMPLE

Siendo:

- M_e : Momentos estabilizadores
- M_v : Momentos volcadores

Para la diferenciación entre momentos volcadores y momentos estabilizadores se adoptará como criterio el contemplado en la ROM 0.5-05 que dice lo siguiente:

“Cada acción individual será descompuesta en dos direcciones una vertical y otra horizontal. Se consideraran como fuerzas estabilizadoras todas las componentes verticales de las acciones, ya sea su momento de uno u otro signo (la subpresión, por ejemplo, sería una fuerza estabilizadora negativa). El posible empuje pasivo que se pueda oponer al vuelco, también será contabilizado como estabilizador. El resto de las componentes horizontales se contabilizaran, con su signo correspondiente, en el cálculo de la suma de momentos volcadores.”

3.5. Verificación de la seguridad frente al hundimiento

Para comprobar la estabilidad de la estructura frente al hundimiento, se ha de cumplir el siguiente criterio:

$$CSH = \frac{Pvh}{Pv}$$

$$Si \quad CSH \geq 2,5$$

CUMPLE

Siendo:

- Pvh : Carga de hundimiento
- Pv : Carga media transmitida al terreno

$$Pv = \frac{\sum F_v}{B}$$

La carga de hundimiento se calcula mediante la fórmula de Brinch-Hansen definida en la ROM 0.5-05 de la siguiente manera:

$$Pvh = q \times N_q \times f_q + c \times N_c \times f_c + \frac{1}{2} \times \gamma \times B^+ \times N_\gamma \times f_\gamma$$

Siendo:



- q : Sobrecarga debida al peso de las tierras a la profundidad de la cimentación,
- c : Cohesión
- γ : Peso específico del suelo
- N_q, N_c, N_γ : Coeficientes de capacidad de carga
- f_q, f_c, f_γ : Factores de corrección

Debido a que se trata de un terreno granular y por lo tanto la cohesión es nula ($c=0$) y que la sobrecarga debida al peso de tierras también lo es ($q=0$), la formula se simplifica de la siguiente manera:

$$Pvh = \frac{1}{2} \times \gamma \times B^+ \times N_\gamma \times f_\gamma$$

Siendo:

- γ : Peso específico del material de la banquetta
- $B^* =$ ancho efectivo de la cimentación $= B - 2 \times e$
- $N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi$
- $N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \times e^{\pi \cdot \tan \varphi}$
- $f_\gamma = s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times r_\gamma \times t_\gamma$
 - $s_\gamma =$ coeficiente de forma $= 1 - 0,4 \times \frac{B^*}{L^*}$
 - $i_\gamma =$ coeficiente de inclinación $= (1 - \tan \delta)^3$
 - $d_\gamma =$ efecto de la resistencia del terreno sobre el plano de cimentación $= 1$
 - $d_\gamma =$ efecto de la inclinación del plano de cimentación $= 1$
 - $d_\gamma =$ cimentaciones en zonas de pendiente $= 1$

3.6. Verificación de la seguridad frente a la estabilidad global

La rotura según superficies que engloben todo el muelle se analiza siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado 3.8 de la ROM 0.5-05, cumpliéndose los requisitos mínimos de seguridad que allí se indican.

En este caso, no es necesario realizar la verificación frente a la estabilidad global, ya que el muelle es poco profundo y además no conocemos con la precisión necesaria el terreno como para establecer el círculo crítico.



3.7. Verificación de las tensiones transmitidas al terreno

Es necesario comprobar en este apartado que el muelle cumple las dos limitaciones tensionales:

- ***Tensión máxima para evitar el aplastamiento de la banqueta de escollera:***

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_v}{B} + \frac{6 \times e \times \sum F_v}{B^2} < 300 \text{ kPa}$$

- ***Tensión mínima para comprobar que no existen tracciones en la base del muelle y así asegurar que el hormigón no fisura:***

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum F_v}{B} - \frac{6 \times e \times \sum F_v}{B^2} > 0$$

También es necesario comprobar que el punto de paso de la resultante de fuerzas para por 1/3 de la base para cumplir la limitación de que no existan tracciones en la base.

$$d_0 > \frac{1}{3} \times B$$

El punto de paso viene dado por:

$$d_0 = \frac{\sum M_e - \sum M_v}{\sum F_v}$$

$$e = \frac{B}{2} - d_0$$

Siendo:

- *e* : Excentricidad respecto del centro de la base
- *B* : Base del muelle



3.8. Erosión interna del trasdós

El movimiento del agua, ya sea debido al oleaje o a las mareas, alrededor del muelle puede provocar arrastres de materiales del trasdós, de la banqueta o incluso del cimiento. Este proceso, si no se controla, puede inducir daños en la explanada e incluso en el muelle.

La seguridad contra este tipo de rotura no es cuantificable mediante procedimientos de cálculo sencillos o bien establecidos y, por lo tanto, tal seguridad debe conseguirse mediante medidas preventivas de proyecto.

Por ello, se han identificado los posibles caminos del flujo de agua y se han dispuesto lagranulometrías de los materiales de tal forma que en los contactos entre distintos materiales se cumplan siempre las condiciones de filtro indicadas en *el apartado 3.4.8 de la ROM 0.5-05*.

3.9. Socavación del pie del intradós

Las corrientes inducidas por las embarcaciones deportivas son suficientemente pequeñas como para que el peso de la escollera de la banqueta, de un peso nominal de 50kg, sea suficiente. El tamaño medio de 25cm es capaz de resistir corrientes superiores a los 2m/s, según la siguiente tabla, obtenida en la ROM.

U_b (m/s)	D_{50} (m)
1	0.05
2	0.20
3	0.40
4	0.70
5	1.10
6	1.60

Tabla 7. Tamaños de la escollera de protección en función de la velocidad del agua en el entorno del muelle



4. Cálculos

Los cálculos se han realizado atendiendo a todo lo expuesto anteriormente y teniendo en cuenta tanto la *ROM 0.5-05 "Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias"* como la *ROM 0.2-90 "Recomendaciones de Acciones al proyectar una Obra Marítima y Portuaria"*, ambas de aplicación en este proyecto.

Cabe destacar que, con tal de ponernos en la situación más desfavorable para el muelle hemos hecho tres supuestos. En primer lugar, a la hora de comprobar el muelle a vuelco y deslizamiento se ha supuesto que actúan simultáneamente todas las cargas producidas por cada una de las acciones anteriormente descritas, exceptuando la sobrecarga producida por la grúa. Así, la sección del muelle se ve sometida a la siguiente combinación a la hora de comprobar el vuelco y el deslizamiento:

COMBINACIÓN 1: PESO PROPIO + EMPUJE DE TIERRAS + SOBRECARGA DE USO + CARGAS HIDRÁULICAS + TIRO DE BOLARDO

Por otra parte, a la hora de comprobar a hundimiento del muelle en su conjunto si que es necesario considerar la sobrecarga producida por la grúa, pero en cambio no se considerarían las cargas hidráulicas, provocando de esta manera la situación más desfavorable a la hora de comprobar el muelle a hundimiento. Así, tenemos que la combinación considerada a la hora de comprobar el muelle a hundimiento es la siguiente:

COMBINACIÓN 2: PESO PROPIO + EMPUJE DE TIERRAS + SOBRECARGA DE USO + SOBRECARGA DE GRÚA + TIRO DE BOLARDO

Por último, para la verificación de las tensiones transmitidas al terreno por el muelle, se ha optado por considerar la simultaneidad de todas las cargas, poniéndonos así en la situación más desfavorable. Si bien es cierto que para la obra proyectada el muelle no recibirá la sobrecarga producida por una grúa, considerando que esta si actuase, estamos quedándonos del lado de la seguridad por si en el futuro la dársena que formará el nuevo muelle cambiase de uso y sí se viese sometida a la acción de una grúa de elevación y manipulación de embarcaciones. Por lo tanto, para la verificación de las tensiones en el terreno, consideraremos la siguiente combinación de acciones:

COMBINACIÓN 3: PESO PROPIO + EMPUJE DE TIERRAS + SOBRECARGA DE USO + SOBRECARGA DE GRÚA + CARGAS HIDRÁULICAS + TIRO DE BOLARDO

Los cálculos han sido realizados en una hoja de cálculo Excel y todos ellos están presentados por metro lineal de muelle. A continuación se muestran los resultados agrupados en forma de tablas.



➤ ESTUDIO DEL MUELLE POR BLOQUES:

▪ *Punto A (Viga Cantil):*

Acciones	
Peso Propio (KN)	16,92
Empuje de tierras (KN)	0,44
Sobrecarga de uso (KN)	0,77
(*) Sobrecarga de grúa (KN)	30
Cargas hidráulicas (KN)	0
Tiro de bolardo (KN)	5

(*) No se considera para deslizamiento y vuelco

Comprobación a deslizamiento	
$\sum F_V$ (KN)	16,92
$\sum F_H$ (KN)	6,21
CSD	1,91 > 1,5 CUMPLE

Comprobación a vuelco	
$\sum M_e$ (KN·m)	12,69
$\sum M_v$ (KN·m)	2,77
CSV	4,51 > 1,5 CUMPLE

Tabla 8. Acciones y comprobaciones en la viga cantil



▪ **Punto B:**

Acciones	
Peso Propio (KN)	66,46
Empuje de tierras (KN)	3,99
Sobrecarga de uso (KN)	2,32
(*) Sobrecarga de grúa (KN)	40
Cargas hidráulicas (KN)	0
Tiro de bolardo (KN)	5

(*) No se considera para deslizamiento y vuelco

Comprobación a deslizamiento	
$\sum F_V$ (KN)	66,46
$\sum F_H$ (KN)	11,31
CSD	4,11 > 1,5 CUMPLE

Comprobación a vuelco	
$\sum M_e$ (KN·m)	65,54
$\sum M_v$ (KN·m)	11,24
CSV	5,83 > 1,5 CUMPLE

Tabla 9. Acciones y comprobaciones en el punto B



▪ **Punto C:**

Acciones	
Peso Propio (KN)	150,34
Empuje de tierras (KN)	14,57
Sobrecarga de uso (KN)	4,64
(*) Sobrecarga de grúa (KN)	60
Cargas hidráulicas (KN)	0
Tiro de bolardo (KN)	5

(*) No se considera para deslizamiento y vuelco

Comprobación a deslizamiento	
$\sum F_V$ (KN)	150,34
$\sum F_H$ (KN)	24,21
CSD	4,35 > 1,5 CUMPLE

Comprobación a vuelco	
$\sum M_e$ (KN·m)	217,84
$\sum M_v$ (KN·m)	37,23
CSV	5,85 > 1,5 CUMPLE

Tabla 10. Acciones y comprobaciones en el punto C

▪ **Punto D:**

No se comprueba la estabilidad en el punto D a vuelco y deslizamiento porque al comprobar el muelle en su conjunto, como veremos en el siguiente apartado, ya se están realizando dichas comprobaciones en ese mismo punto.



➤ ESTUDIO DEL MUELLE EN SU CONJUNTO:

Acciones	
Peso Propio (KN)	239,14
Empuje de tierras (KN)	30,34
Sobrecarga de uso (KN)	6,97
(*) Sobrecarga de grúa (KN)	70
(“) Cargas hidráulicas (KN)	106,10
Tiro de bolardo (KN)	5

(*) No se considera para deslizamiento y vuelco

(“) No se considera para hundimiento

Comprobación a deslizamiento	
$\sum F_V$ (KN)	133,04
$\sum F_H$ (KN)	42,31
CSD	2,2 > 1,5 CUMPLE

Comprobación a vuelco	
$\sum M_e$ (KN·m)	220,36
$\sum M_v$ (KN·m)	86,48
CSV	2,55 > 1,5 CUMPLE

Comprobación a hundimiento	
$\sum F_V$ (KN)	309,14
$\sum M_e$ (KN·m)	528,53
$\sum M_v$ (KN·m)	86,48
d_0 (m)	1,43
e (m)	0,07
B^* (m)	3,36
N_γ	106,05
f_γ	0,39
Pvh (KN/m ²)	797,52
Pv (KN/m ²)	88,33
CSH	9,03 > 2,5 CUMPLE

Tensiones transmitidas al terreno	
$\sum F_V$ (KN)	203,04
d_0 (m)	1,263
e (m)	0,487
$\sigma_{m\acute{a}x}$ (KN/m ²)	106,44 < 300 CUMPLE
$\sigma_{m\acute{i}n}$ (KN/m ²)	9,58 > 0 CUMPLE

Tabla 11. Acciones y comprobaciones en el muelle



5. VIGA CANTIL

La viga cantil tiene unas dimensiones de 0,5 x 1,5 metros y su coronación está a la cota + 1,5 sobre el N.M.M.. Como no se trata de un elemento estructural y su función es meramente estética y funcional, tan sólo es necesario que resista las solicitaciones que sobre ella actúan. Su comportamiento nunca comprometerá a la estabilidad del muelle de gravedad y el fallo de la viga tan sólo será posible por motivos estéticos. En vista de lo anterior y debido a la falta de conocimiento que se tiene acerca del dimensionamiento de una región D como la de la viga cantil, se ha optado por armar la misma con un mallazo de acero corrugado dispuesto a la mitad de su canto.

Por último, cabe destacar que en puertos comerciales, en los cuales se da un tiro de bolardo en ocasiones superior a las 80 toneladas, la longitud mínima de esta viga viene dada por la estabilidad al vuelco y al deslizamiento que esta presenta. No obstante, en puertos deportivos, en los que el tiro de bolardo es muy inferior al anterior, la longitud de la viga cantil vendrá dada por razones de facilidad constructiva a la hora de realizar las obras ya que se trata de un elemento ejecutado in situ. A pesar de lo anterior, por razones de seguridad si hemos comprobado la estabilidad de la viga cantil a vuelco y deslizamiento sin que ello condicione la longitud de la misma.



6. CONCLUSIONES

Tras elegir la mejor opción para la ejecución de los muelles en el Puerto Deportivo de Oliva se ha procedido a realizar tanto su correcto dimensionamiento, como las distintas comprobaciones que marca la norma de aplicación.

Tras la elección de la tipología más adecuada, el muelle ha sido dimensionado y comprobado con los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera y adaptándose a las limitaciones que presenta un trabajo académico como el presente Trabajo Final de Grado. Cabe destacar que en un proyecto real sería necesario realizar tanto más comprobaciones, como más detalladas, atendiendo también a otros condicionantes que, dada la limitación anteriormente expuesta, no se han podido realizar.

A pesar de ello, después de verificar que todas las comprobaciones cumplen satisfactoriamente, puede considerarse que el dimensionamiento del muelle es válido y resiste de manera adecuada todas las solicitudes que actúan tanto sobre él como sobre los bloques.

MARTÍNEZ BAENAS
Abraham

Valencia, Junio de 2015