

ANEJO 13

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PANTALANES



ÍNDICE GENERAL

1. OBJETO	4
2. DIMENSIONAMIENTO DE PANTALANES	6
2.1. DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA	6
2.1.1. ORIENTACIÓN	6
2.1.2. ALINEACIONES	6
2.1.3. NÚMERO DE ATRAQUES	7
2.1.4. LONGITUD TOTAL DE LA LÍNEA DE ATRAQUE	7
2.1.5. ANCHURA DE LA OBRA DE ATRAQUE	7
2.2. DIMENSIONAMIENTO EN ALZADO	8
2.2.1. NIVEL DE CORONACIÓN DEL ATRAQUE	8
2.2.2. CALADO DEL ATRAQUE	9
3. DISPOSICIÓN DE ATRAQUES	11
4. EQUIPAMIENTOS ESTRUCTURALES	12
4.1. FINGERS	12
4.2. ELEMENTOS DE AMARRE	13
4.3. DEFENSAS	13
5. BASES DE DISEÑO	15
5.1. DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	15
5.2. DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL TERRENO Y DE LOS MATERIALES	17
5.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE PILAS Y LOSAS ALVEOLARES	18
5.4. DEFINICIÓN DE LAS ACCIONES	19
5.4.1. CARGAS PERMANENTES	19
5.4.2. CARGAS VARIABLES	19
5.5. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)	25
5.5.1. EQU: PÉRDIDA DE EQUILIBRIO ESTÁTICO	25
5.5.2. STR: ESTRUCTURALES O DE INESTABILIDAD INTERNA	26
5.5.3. GEO: GEOTÉCNICOS O DE INESTABILIDAD EXTERNA	27
5.5.3.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD	29
5.5.3.2. VERIFICACIÓN DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO	29
5.5.3.3. VERIFICACIÓN DE SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO	31
5.5.3.4. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLÁSTICO	33
5.5.3.5. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA ESTABILIDAD GLOBAL	35
5.5.3.6. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA SOCAVACIÓN DEL PIÉ DE LA CIMENTACIÓN	35
6. APENDICE CÁLCULO	37
6.1. LONGITUD DE LA LÍNEA DE ATRAQUE	37
6.2. DISPOSICIÓN DE LOS ATRAQUES	41
6.3. SEPARACIÓN ENTRE PANTALANES	44
6.4. COMPROBACIÓN DE SUPERFICIE EN PLANTA	47



ÍNDICE IMÁGENES

1. Figura 1. Factores que inciden el cálculo del calado en la línea de atraque	9
2. Figura 2. Disposición de atraques	11
3. Figura 3. Fingers convencionales	12
4. Figura 4. Bitá, elemento de amarre	13
5. Figura 5. Soporte de boya	14
6. Figura 6. Defensa de boya hinchable	14
7. Figura 7. Alzado tipo de los pantalanes	15
8. Figura 8. Sección de los pantalanes	16
9. Figura 9. Velocidad básica escalar en el litoral español asociada a un periodo de retorno de 50 años	22
10. Figura 10. Solución frente a la socavación del pie de la cimentación	36
11. Figura 11. Módulo tipo	37
12. Figura 12. Dársena nueva	41
13. Figura 13. Separación entre pantalanes	44

ÍNDICE TABLAS Y GRÁFICAS

1. Tabla 1. Resguardos mínimos	8
2. Tabla 2. Formulación simplificada para la estimación del calado del atraque a partir del nivel de referencia de las aguas exteriores adoptado	10
3. Tabla 3. Presión dinámica del viento asociada a una velocidad	23
4. Tabla 4. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas	24
5. Tabla 5. Coeficientes de seguridad	29
6. Tabla 6. Resultado del ensayo SPT	34
7. Tabla 7. Tamaños en función de la velocidad	36
8. Tabla 8. Número de amarres	40
9. Tabla 9. Áreas de ocupación	47
1. Gráfica 1. Sobrecarga de uso máxima de la placa alveolar	27



1. OBJETO

El objetivo del proyecto es conseguir una obra de atraque y amarre que responda a criterios de optimización funcional, económica y ambiental y que, en su conjunto, tramos y elementos satisfaga los requisitos de fiabilidad, aptitud al servicio y operatividad exigidos en cada una de las fases de proyecto.

El objeto del presente anejo es dimensionar y seleccionar la disposición de los pantalanes que formarán parte de las nuevas obras de atraque y amarre del Puerto de Deportivo de “La Goleta” en la población de Oliva.

Quedan dentro del estudio del siguiente anejo los aspectos relacionados con los cálculos necesarios para tal fin así como para verificar que la obra va a cumplir sus propósitos durante toda su vida útil.

El proyecto de una obra de atraque y amarre, su definición y verificación, deberá ser el resultado de, al menos, la siguiente secuencia de actividades:

- Definición de usos y requerimientos operativos y funcionales para la obra de atraque y amarre.
- Descripción del emplazamiento, reuniendo la información local topográfica, geotécnica, morfológica, climática, medioambiental, de disponibilidad de los materiales, de los métodos constructivos, de uso u explotación y de las posibilidades de reparación y mantenimiento, que permita, a su vez, determinar los factores de proyecto que definen la geometría, caracterizan el medio físico, el terreno y los materiales, y valoran los agentes y sus acciones actuantes.
- Estudio inicial de alternativas, con el objetivo de poder definir a través de criterios de optimización económica, funcional y ambiental.
- La configuración física (o configuraciones) del atraque más conveniente que satisfaga los usos y requerimientos funcionales y operativos exigidos.
- La tipología estructural (o tipologías) más conveniente frente a los requerimientos de uso y explotación y a los condicionantes geotécnicos, morfológicos, climáticos, medioambientales, constructivos y de los materiales, de conservación y mantenimiento existentes en el emplazamiento.
- Definición de las disposiciones en planta y alzado de la obra de atraque para que, una vez seleccionada la alternativa de proyecto, satisfagan los requerimientos funcionales, considerando las limitaciones existentes en el emplazamiento.



- Establecimiento de los criterios generales de proyecto: los plazos temporales de la obra, la determinación de sus escalas espaciales (tramos), los caracteres general y operativo, la determinación de sus escalas temporales (fases de proyecto) y sus duraciones, los requisitos de fiabilidad, aptitud al servicio y operatividad en cada fase de proyecto y el plan de desmantelamiento, en su caso.
- Elección de la alternativa de proyecto más conveniente.
- Pre dimensionamiento de la obra, diferenciándose en caso necesario por tramos y secciones.
- Verificación de que en el conjunto de la obra, sus tramos y elementos se alcanzan los niveles de fiabilidad, aptitud al servicio y operatividad exigidos.
- Optimización de la obra, de sus tramos y secciones.
- Redacción del proyecto.



2. DIMENSIONAMIENTO DE PANTALANES

Para dimensionar los pantalanes, lo primero que hemos de tener en cuenta, es el emplazamiento de éstos dentro del puerto. En este caso se dimensionan los pantalanes que se ubicarán en la nueva dársena del puerto. Los datos de partida con referencia a demanda de amarres y flota tipo se encuentran recogidos en el “*Anejo 7. Estudio de la demanda y flota tipo*” y complementados en el “*Anejo 9. Estudio de soluciones en planta*”.

2.1. Dimensionamiento en planta

Lo que se busca en el dimensionamiento en planta es conseguir una distribución de amarres y unas dimensiones mínimas de la obra de atraque y amarre deberán que permitan manipular los tráficos previsibles, en condiciones de seguridad, con los niveles de servicio y operatividad considerados.

2.1.1. Orientación

Según la *ROM 2.0*, la orientación de las obras de atraque y amarre deberá ser aquella en la que la acción de los agentes climáticos sea mínima sobre las embarcaciones. Por ello recomienda que el eje longitudinal de las embarcaciones esté en la misma orientación que las acciones provocadas por los agentes climáticos. En este caso, los pantalanes se encuentran dentro de una dársena suficientemente abrigada, por lo que no incide en gran medida lo dicho anteriormente y además no existen mareas o corrientes considerables que afecten a las embarcaciones en las aguas abrigadas. De todos modos, se opta por la orientación de los pantalanes en dirección paralela a la costa, de modo que el eje longitudinal de las embarcaciones está alineado con la dirección de incidencia del oleaje. Esta solución se escoge también por motivos de aprovechamiento del espacio.

2.1.2. Alineaciones

En general, cuando en la obra sea de un atraque múltiple, convendrá que se respete una única alineación para favorecer una optima utilización de los equipos de utilización. En el caso estudiado, al tratarse principalmente de tráfico de personas, puesto que es una instalación náutico-deportiva, la existencia de más de una alineación no tendrá porqué afectar a la operatividad conjunta. Se definen éstas con el único criterio de la optimización del espacio. En el caso de estudio, se dispondrá una única alineación, siendo los pantalanes paralelos.



2.1.3. Número de atraques

Según el “*Anejo 7. Estudio de la demanda y flota tipo*”, se busca en un principio dimensionar los pantalanes dentro de la dársena para un total de 213 amarres.

2.1.4. Longitud total de la línea de atraque

La longitud total de la línea de atraque, puesto que vamos a proyectar los atraques en punta, dependerá de las mangas de las embarcaciones que vamos a amarrar y de los clareos que dejamos entre ellas, y entre ellas y los fingers.

En este caso sabemos que la longitud máxima que disponemos en cada lado del pantalán es de 138 m, dejando ya el número de pantalanes que cabrán, a merced de las necesidades de espacio para maniobra en la dársena.

Tras los cálculos realizados en el apéndice, se llega a una solución en la que la longitud total de la línea de atraque es de 760 metros. Esto se consigue con dos pantalanes continuos y paralelos de 138 metros de longitud.

2.1.5. Anchura de la obra de atraque

Para definir la anchura de los pantalanes vamos a partir de dos puntos, la anchura de los panales fijos ya existentes y las recomendaciones sacadas de un antiguo reglamento del *MOPU* que aparecen en el libro de Vicent de Esteban Chapapría, “*Náutica de recreo y turismo en el Mediterráneo: La Comunidad Valenciana*”.

La anchura de los pantalanes preexistentes es de 2,08 m y está formada por la unión de dos losas alveolares pretensadas.

La recomendación citada en el libro es que la anchura de un pantalán de menos de 100 m no será menor de 2 m y si supera los 100 m no será menor de 3 m.

Aunando las dos opciones anteriores y sabiendo que el pantalán estará constituido con un tablero apoyado sobre las pilas, de losas alveolares pretensadas, se opta por una solución de pantalán con 2,4 m de anchura, formado por la unión de 2 losas, que vienen estandarizadas con un ancho de 1,2 m.

Según la *ROM 2.0*, la anchura de las áreas de operación para usos deportivos oscilarán generalmente entre 1,50 y 3 metros cuando se admitan únicamente accesos peatonales y hasta 10 metros en los otros casos, por lo que nos encontramos dentro del umbral.



2.2. Dimensionamiento en alzado

El dimensionamiento en alzado deberá permitir el atraque y amarre de las embarcaciones y la carga y descarga de materiales y tripulación en condiciones de seguridad.

2.2.1. Nivel de coronación del atraque

Según la ROM 2.0, en la “*Tabla 3.2.2.1 Criterios para la determinación de niveles mínimos de coronación de las obras de atraque fijas*”, aparecen los francobordos mínimos que han de dejarse en la obra de atraque para respetar ciertas condiciones de seguridad.

Tabla 3.2.2.1. Criterios para la determinación de niveles mínimos de coronación de las obras de atraque fijas

	NIVEL DE REFERENCIA DE LAS AGUAS EXTERIORES	USO DE LA OBRA DE ATRAQUE	FRANCOBORDO (EN M)
POR CONDICIONES DE EXPLOTACIÓN	Nivel superior de la ventana de marea operativa ¹⁾	Uso comercial, industrial y militar	+ 1,50 ~ + 2,50 ³⁾
		Uso pesquero	+ 0,50 ~ + 1,00 ⁴⁾
		Uso náutico-deportivo	+ 0,15 ~ + 1,00 ⁵⁾
POR CONDICIONES DE NO REBASABILIDAD DE LAS AGUAS EXTERIORES	Nivel superior de la ventana extremal de las aguas exteriores ²⁾	Todos los usos	+ 0,50
POR CONDICIONES DE NO INUNDACIÓN POR LOS NIVELES FREÁTICOS EN EL TRASDÓS	Nivel superior de la ventana extremal de los niveles freáticos en el trasdós	Todos los usos	+ 0,50
Notas (1) Ventana operativa asociada a mareas (astronómica y meteorológica) y, en su caso, a regímenes fluviales. (2) Ventana extremal de las aguas exteriores, considerando todos los agentes que inciden en los niveles de las aguas exteriores en el emplazamiento (mareas, oleaje, ondas largas, ...). (3) Se tomará un francobordo de 1,5 m cuando el desplazamiento del mayor buque de la flota esperable en el atraque sea menor o igual a 10.000 t. Cuando dicho buque tenga un desplazamiento mayor se adoptará un francobordo de hasta 2.50 m. (4) Se tomará un francobordo de 0,50 m para embarcaciones de pequeña eslora (< 12 m). A su vez, es recomendable en estos casos que, desde el nivel inferior de la ventana de marea operativa, el francobordo resultante hasta el nivel de coronación no sea superior a 1,5 m. Cuando esto no sea posible será necesario adoptar una solución flotante. (5) Se tomará un francobordo de 0,15 m para embarcaciones de pequeña eslora (< 12 m). A su vez, es recomendable en estos casos que, desde el nivel inferior de la ventana de marea operativa, el francobordo resultante hasta el nivel de coronación no sea superior a 1,00 m. Cuando esto no sea posible será necesario adoptar una solución flotante.			

Tabla 1. Resguardos mínimos

A partir de los francobordos que se indican en la *Tabla 1*, podremos calcular la altura de la coronación de la línea de atraque.

Como nos encontramos en el mar Mediterráneo, en el cual la carrera de marea es pequeña, dimensionamos con la simplificación de que el nivel de las aguas es constante.

Puesto que los muelles tienen 1,5 m de francobordo, por continuidad con estos se opta por dejar los pantalanes también con 1,5 m de francobordo. Dado que se van a albergar en ellos



embarcaciones de mas de 12 m también, no será de aplicación la nota número 4 de la tabla anterior y además se cumplen todos los resguardos mínimos.

2.2.2. Calado del atraque

Con independencia de los calados existentes en los canales de accesos y demás áreas de flotación que condicionan la accesibilidad y la salida de los buques, el calado del atraque (h_a) será como mínimo el que permita la permanencia de todos los buques de la flota esperable en el atraque en las situaciones de carga previstos, con un determinado nivel de operatividad. A estos efectos, se define como calado del atraque a la distancia entre el nivel del fondo marino y el nivel inferior de la ventana de marea operativa adoptada para la permanencia de los buques en el atraque (nivel de referencia). Puesto que nos encontramos en el mar Mediterráneo, al igual que en el apartado precedente, no consideramos esa ventana operativa y dimensionamos el pantalán con un nivel de agua fijo.

A modo de esquema la *ROM* recoge lo siguiente:

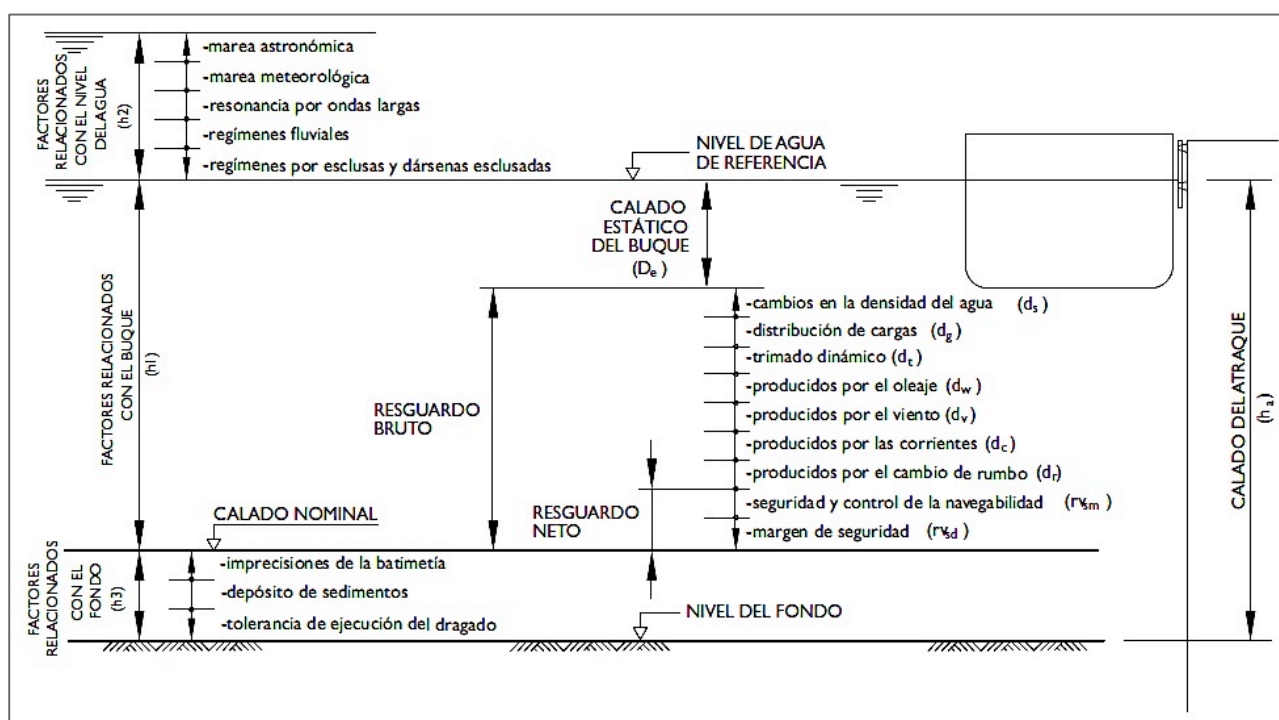


Figura 1. Factores que inciden el cálculo del calado en la línea de atraque



Se recoge en la ROM la siguiente tabla:

	BUQUE DE CALADO MÁXIMO EN LA PEOR SITUACIÓN DE CARGA DE LA FLOTA ESPERABLE EN EL ATRAQUE	h_1 2)	h_3
OBRAS DE ATRAQUE SITUADAS EN ÁREAS ABRIGADAS	Buques de gran desplazamiento (≥ 10.000 t)	$1,08 D_e$	1,00 m
	Buques de desplazamiento pequeño y mediano (< 10.000 t)	$1,05 D_e$	0,75 m
OBRAS DE ATRAQUE SITUADAS EN ÁREAS POCO ABRIGADAS	Buques de gran desplazamiento (≥ 10.000 t)	$1,12 D_e$	1,00 m
	Buques de desplazamiento pequeño y mediano (< 10.000 t)	$1,10 D_e$	0,75 m
Notas (1) Esta formulación tiene validez siempre y cuando los valores de compatibilidad de las variables climáticas en el emplazamiento compatibles con el nivel de referencia adoptado para las aguas exteriores (<i>ventana de marea operativa o, en su caso, extraordinaria</i>) no den lugar a condiciones límite de permanencia del buque en el atraque clasificadas como Tipo III de acuerdo con lo dispuesto en la tabla 4.6.4.49 de esta Recomendación. (2) En cualquier caso el resguardo bruto mínimo ($h_1 - D_e$) debe ser de 0,50 m para obras de atraque de uso comercial, industrial y militar y de 0,30 m para obras de atraque de uso pesquero y deportivo. No obstante lo anterior, cuando se prevean socavaciones importantes causadas por la acción de las hélices, del oleaje u otras causas, el resguardo bruto mínimo habrá de aumentar hasta 1,00 m. Si se colocan elementos de protección contra dichos efectos, éstos se situarán como mínimo a 0,75 m por debajo del nivel nominal del fondo.			

Tabla 2. Formulación simplificada para la estimación del calado del atraque a partir del nivel de referencia de las aguas exteriores adoptado

De lo que podemos concluir lo siguiente:

$$h_a = h_1 + h_3 = 1,05 \times D_e + 0,75 = 3,27 \text{ m}$$

Donde:

- D_e : calado de la embarcación mayor = 2,4 m

Puesto que éstas son recomendaciones y están formuladas principalmente para usos comerciales, vamos a dejar el calado en 3 metros, uniforme con el calado en los muelles.

3. DISPOSICIÓN DE ATRAQUES

Se ha llegado, tras el cálculo realizado en el apéndice, a la conclusión de que la disposición de los atraques en la nueva dársena, será la siguiente:

- 16 embarcaciones de 6 metros de eslora en la parte interior y 22 embarcaciones de 8 metros de eslora en la parte exterior del muelle Oeste.
- 10 embarcaciones de 8 metros de eslora en la parte interior y 24 embarcaciones de 10 metros de eslora en la parte exterior de la cara Oeste del primer pantalán.
- 34 embarcaciones de 10 metros de eslora en la cara Este del primer pantalán.
- 32 embarcaciones de 12 metros de eslora en la cara Oeste del segundo pantalán.
- 20 embarcaciones de 12 metros de eslora en la parte interior y 10 embarcaciones de 15 metros de eslora en la parte exterior de la cara Este del segundo pantalán.
- 16 embarcaciones de 12 metros de eslora en la parte interior del muelle Este.

Esto queda reflejado en la siguiente imagen:

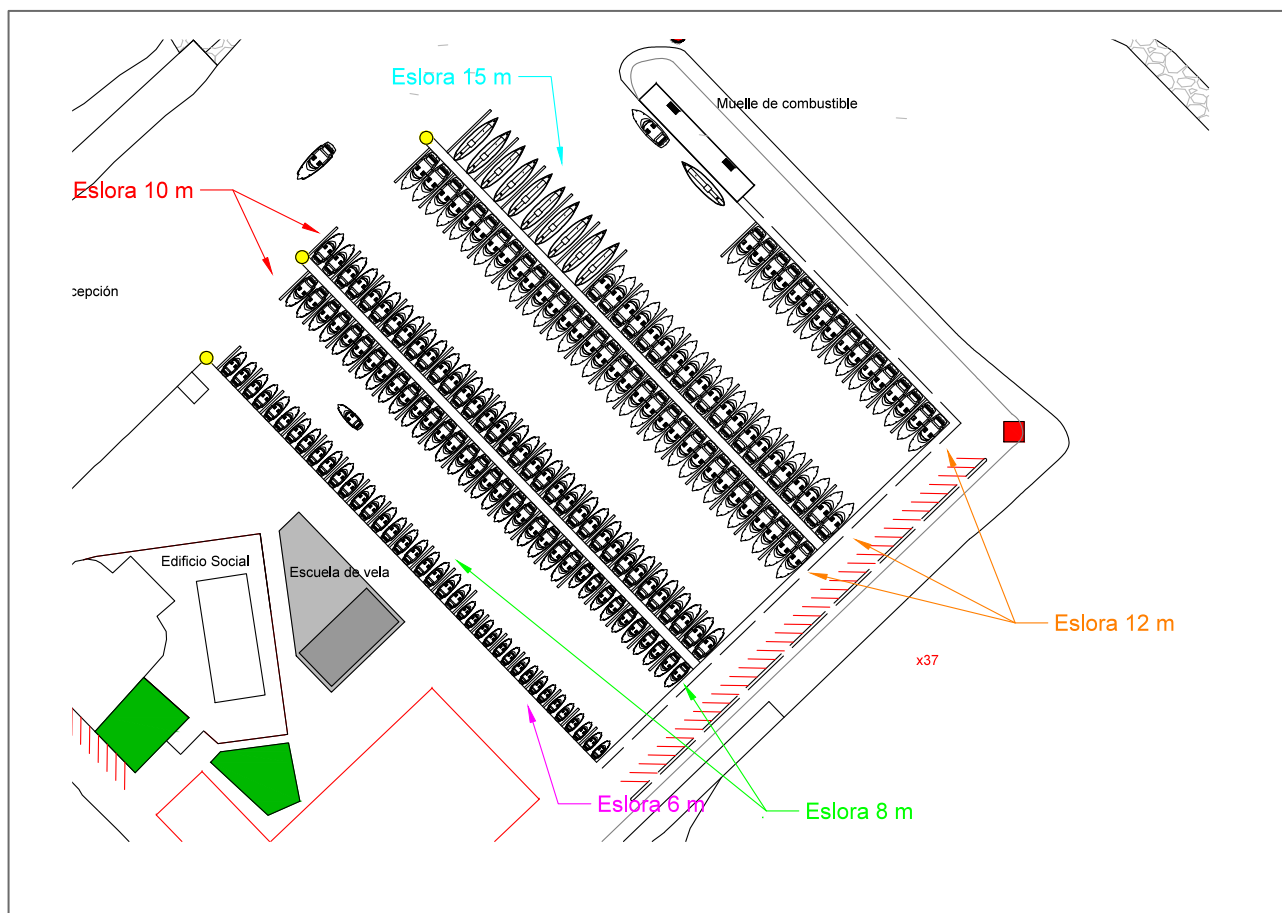


Figura 2. Disposición de atraques



4. EQUIPAMIENTOS ESTRUCTURALES

Para completar de definir los pantalanes, hace falta elegir los fingers que se dispondrán así como los sistemas de amarre para las embarcaciones que atracarán en los pantalanes.

4.1. Fingers

Existen dos tipos de finger principalmente, aquel cuya utilidad es únicamente el amarre de las embarcaciones y por lo tanto no transitable, y aquel cuya función, además de amarrar los barcos, es la de proporcionar una plataforma de acceso a ellos.

En nuestro caso hemos optado por la solución transitable ya que aporta una ventaja considerable al proporcionar de mejor acceso a las embarcaciones, independientemente de su forma. La longitud de éstos será de aproximadamente 2/3 de la eslora de las embarcaciones que se encuentran a sus lados.

Hemos recurrido al catálogo de la empresa “*Ingenierías Técnicas Portuarias S.L.*”, del cual hemos seleccionado el siguiente:

FINGERS CONVENCIONALES

Estructura de acero galvanizado o aluminio anodizado, con el piso y defensas laterales de madera tropical de alta densidad y flotadores de polietileno moldeado, rellenos de poliestireno expandido, variables en función de la longitud y anchura del finger.

Aptos para ser anclados tanto a pantalán como a muelle, pudiendo ser equipados con escalones de acceso para salvar alturas excesivas de muelle.

En los modelos de longitudes superiores a 10 m. se considera conveniente su pilotaje para poder absorber los esfuerzos provocados por los barcos y vientos.



Af 4: 4 x 0,6 m	
Af 5: 5 x 0,6 m	
Af 6: 6 x 0,6 m	
Af 7: 7 x 0,8 m	
Af 8: 8 x 0,8 m	
Af 9: 9 x 0,8 m	
Af 10: 10 x 0,8 m	
Af 11: 11 x 1 m	
Af 12: 12 x 1 m	

Figura 3. Fingers convencionales



4.2. Elementos de amarre

Para poder retener las embarcaciones contra los pantalanes, se utilizan cabos que van desde la propia embarcación hasta los elementos de amarre que se disponen en los pantalanes capaces de resistir las fuerzas de tiro que se le exigen. Existen diversos elementos para cumplir ésta función, y entre ellos encontramos la cornamusa, la bita, el bitón, las anillas o los bolardos.

Para los pantalanes de la nueva dársena del puerto, se ha optado por disponer bitas que resisten una fuerza de tiro de hasta 5000 kg.

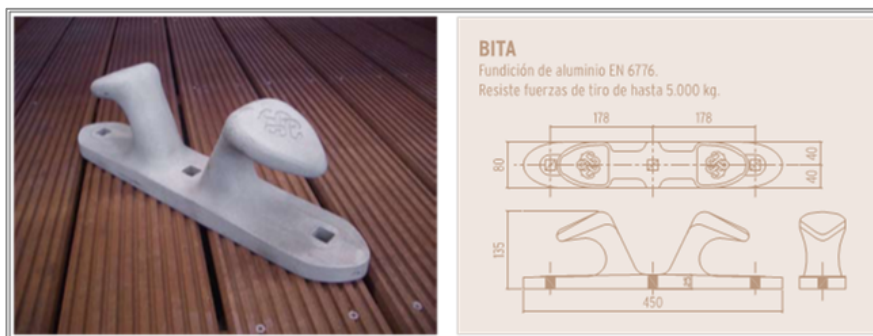


Figura 4. Bita, elemento de amarre

4.3. Defensas

Para proteger el pantalán frente a los posibles embistes que pudiera sufrir por parte de las embarcaciones, absorbiendo la energía y protegiendo también a la embarcación, se disponen defensas en el borde de la línea de atraque.

Se ha optado por disponer una defensa que consta de una boya esférica hinchable fabricada en PVC, de diámetro 47 cm, que se encaja en un soporte que va unido al pantalán. Las características aportadas por el fabricante son:

- Boya con asa en color fluorescente que la hace muy visible.
- Aguanta esfuerzos extremos.
- Fabricadas en resina de PVC, con válvula de seguridad.
- Talla A2
- Diámetro: 470 mm
- Largura: 590 mm
- Agujero: 25 mm



Figura 5. Soporte de boya



Figura 6. Defensa de boya hinchable



5. BASES DE DISEÑO

Los cálculos que se realicen para verificar proyectos deben encuadrarse, siempre que sea posible, dentro del procedimiento general de cálculo conocido como “método de los estados límite”. Este procedimiento consiste en la simplificación de comprobar los distintos modos de fallo o parada operativa en solamente aquellos estados que se consideran que representan las situaciones límite desde el punto de vista del comportamiento resistente (estados límite últimos, ELU), de aptitud al servicio (estados límite de servicio, ELS) y de uso y explotación (estados límite operativos, ELO) a las que se considera que está sometida la obra. A estos estados límite se les denomina estados o situaciones de proyecto y están asociados con probabilidades de presentación en cada uno de los ciclos de sollicitación (condiciones de trabajo) a los que está sometida la obra durante la fase de proyecto analizada.

5.1. Definición de las características geométricas

Se adjunta el siguiente croquis a modo de definición geométrica:

▪ **Alzado:**

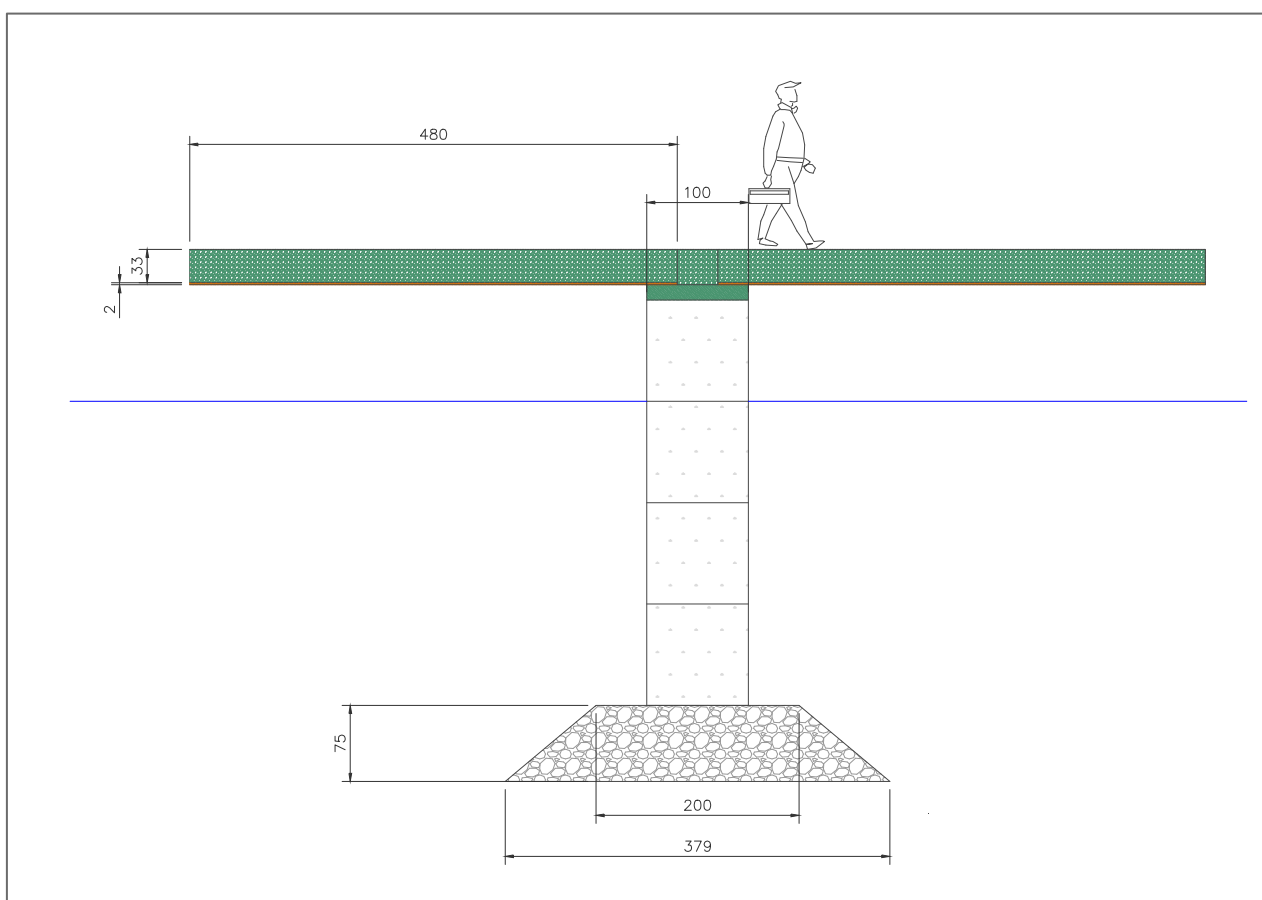


Figura 7. Alzado tipo de los pantalanés



▪ **-Sección:**

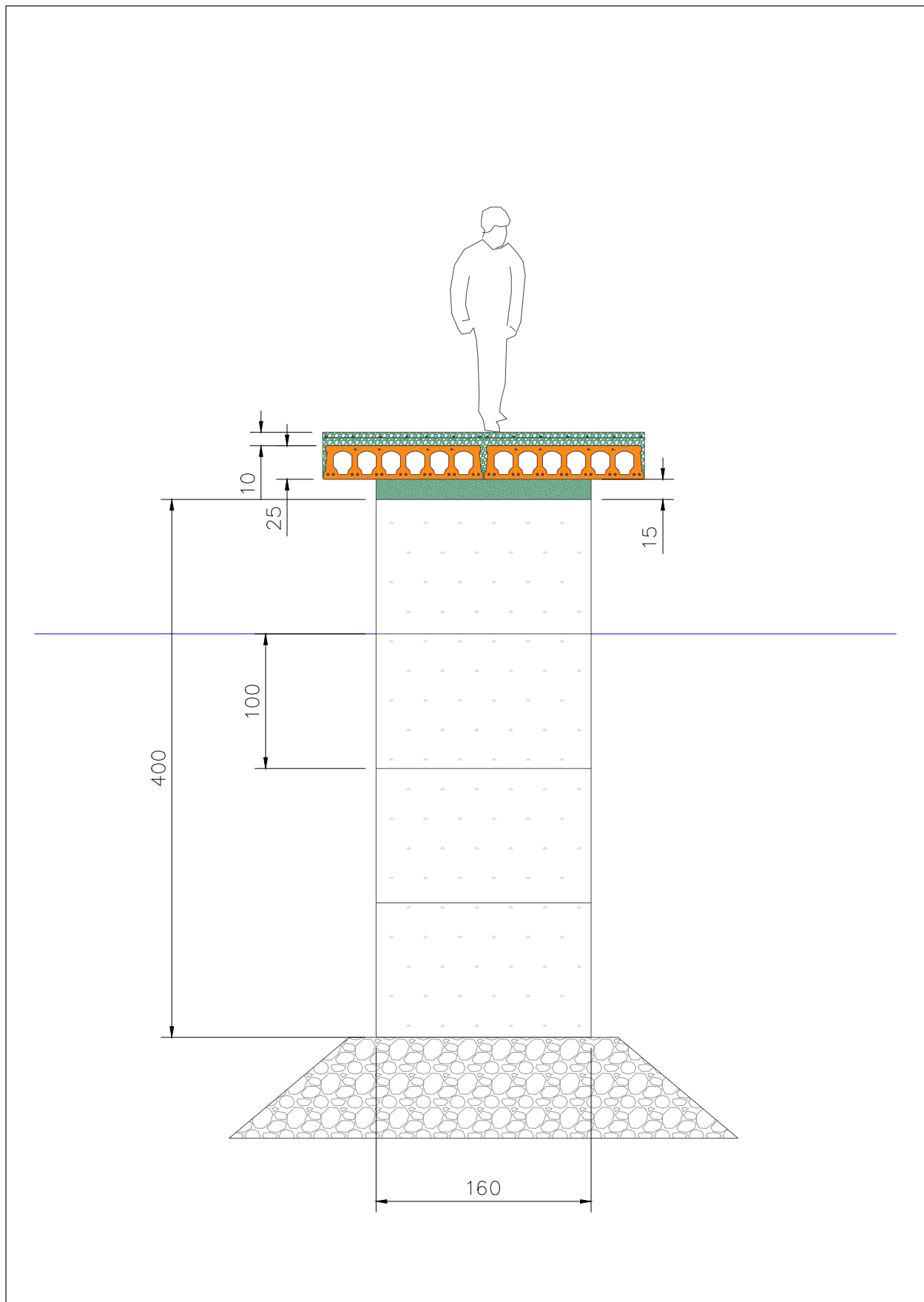


Figura 8. Sección de los pantalanés



5.2. Definición de las propiedades del terreno y 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"*.

- Terreno natural:
 - Angulo rozamiento interno: $\phi = 29^\circ$
 - Permeabilidad: $k = 10^{-1} \text{ cm/s}$
- Hormigón:
 - Resistencia característica (fck): $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
 - Ambiente:
 - Elementos sumergidos: *IIIb+Qb*
 - Elementos aéreos: *IIIa*
 - Tipo de cemento: SM-MR
 - Tipo hormigón: HP-35 ó HP-50
 - Tipo acero: Y1860S7, 1670C e Y1860C
 - RF 60 a RF 180
 - Aislamiento a ruido aéreo: *53 a 70 dB*
 - Transmitancia térmica: *2,90 a 1,91 W./m² K*
 - 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: $\gamma_{HM}' = 1.3 \text{ t/m}^3$



- 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: $\delta_2 = 32^\circ$
- 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: $\alpha = 90^\circ$

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.

5.3. Predimensionamiento de pilas y losas alveolares

Vamos a suponer por continuidad con el pantalán existente, que colocamos losas alveolares pretensadas de 25 cm de canto y con una capa de compresión que lleva embebida en el mallazo y las conducciones para los servicios.

Las pilas formadas por bloques de hormigón, tendrán unas dimensiones en planta de 1 x 1,6 metros y una altura sobre banqueta de 4 metros.



5.4. Definición de las acciones

5.4.1. Cargas permanentes

Son cargas, esencialmente gravitatorias, que actúan en todo momento durante la fase de proyecto que se analiza, siendo constantes en posición y magnitud, o no constantes de variación lenta o despreciable en comparación a su valor medio. Asimismo se considerarán cargas permanentes aquéllas cuya variación tenga lugar en un solo sentido hasta alcanzar un cierto valor límite.

Se dividen en:

➤ **G₁, PESO PROPIO:**

▪ **Pilas:**

$$Pp_{PILAS} = 1 \times 1,6 \times 4 \times 23 = 147,2 \text{ KN}$$

▪ **Placa alveolar:**

$$Pp_{PLACA} = 3,44 \text{ KN/m}^2 \times 1,2 \times 9,6 = 39,63 \text{ KN}$$

➤ **G₂, CARGAS MUERTAS:**

La carga muerta será la relativa a la capa de compresión, ya que las torretas de servicios serán despreciables en el cálculo.

$$CM_1 = 0,1 \times 23 = 2,3 \text{ KN/m}^2$$

$$CM_1 = 0,1 \times 2,4 \times 9,6 \times 23 = 52,99 \text{ KN}$$

En los apoyos el peso del hormigón de macizado será:

$$CM_2 = 0,35 \times 23 = 8,05 \text{ KN/m}^2$$

$$CM_2 = 0,35 \times 0,4 \times 2,4 \times 23 = 7,728 \text{ KN}$$

5.4.2. Cargas variables

Son cargas externas a la obra en sí, cuya magnitud y/o posición es variable a lo largo del tiempo de forma frecuente o continua, y de variación no despreciable en comparación a su valor medio.

Se dividen en:

➤ **Q_H, CARGAS HIDRÁULICAS:**

Se definen como cargas hidráulicas a las cargas producidas por el agua y demás líquidos, actuando preponderantemente como aguas exteriores libres, capa freática en rellenos y terrenos



naturales, y lastres; y cuyos niveles de actuación se mantengan en reposo o sensiblemente invariables en relación con el tiempo de respuesta de la estructura resistente.

Puesto que nuestros pantalanés son de pilas de hormigón y no tienen ningún relleno, en cualquiera de sus caras la presión hidrostática será equivalente a la contraria y no se producen cargas que afecten a la estabilidad de las pilas en dirección horizontal. En cambio, en dirección vertical se producirán subpresiones que si pueden afectar a la estabilidad global de la estructura.

➤ **Q_T, CARGAS DEL TERRENO:**

Se definen como cargas del terreno a las presiones, empujes y demás esfuerzos ejercidos por un relleno o terreno natural sobre los distintos elementos de una estructura resistente; o las reacciones que tales estructuras pueden originar en el terreno para lograr su equilibrio.

En nuestro caso no se tendrán en cuenta puesto que no existen estas cargas al estar las pilas de gravedad apoyadas directamente contra el terreno, sin ningún trasdosado.

➤ **Q_V, CARGAS VARIABLES DE USO O EXPLOTACIÓN:**

En este apartado no tendremos en cuenta sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento puesto que no se proyectan los pantalanés para almacenar ningún material durante tiempo indefinido. Tampoco se tendrán en cuenta las sobrecargas debidas a instalaciones de manipulación de mercancías puesto que el uso es náutico y no se prevé el intercambio de mercancías con las embarcaciones. Y por último no se tendrán en cuenta las sobrecargas debidas al tráfico puesto que los pantalanés serán accesibles solamente de forma peatonal.

Se considerará en este apartado las sobrecargas debidas a las operaciones de las embarcaciones y la una sobrecarga de uso mínima en dirección vertical de **SC_{uso} = 4KN/m²**.

Las sobrecargas de operaciones de buques son aquellas cargas externas producidas por la actuación directa o indirecta de buques sobre estructuras o instalaciones portuarias, pudiendo diferenciarse en:

▪ ***Cargas de atraque:***

Son las cargas generadas entre un buque y la estructura de atraque desde el momento en que se produce el primer contacto entre ellos hasta que finalmente se alcanza el reposo. En el caso de nuestro puerto, al tratarse de una dársena náutico-deportiva, la velocidad de las embarcaciones es muy baja al llegar a la línea de atraque y no se llegan a producir normalmente contactos entre ésta y la embarcación.



▪ ***Cargas de amarre***

Son las cargas impuestas sobre una estructura por un buque atracado a través del contacto entre éste y la estructura o el sistema de defensa, o a través de líneas de amarre tensionadas. También se consideraran como cargas de amarre aquellas debidas a maniobras del buque atracado; especialmente la liberación o rotura de amarras en carga y el pretensionado de ellas como auxilio durante la maniobra de atraque. Se considerará un tiro horizontal de amarre de 0,25 t/m, disponiendo por ello de elementos de amarre capaces de soportar hasta 0,5 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 $q_1 = 2,5 \text{ KN/m}$.

▪ ***Cargas de carena:***

Son las cargas estáticas generadas por los buques durante su operación de puesta en seco para reparación, construcción o mantenimiento, al apoyar sobre la solera y los hastiales de los diques de carena a través de alineaciones de picaderos y/o puntales. Los pantalanes no están pensados para estas aplicaciones, ya que se dispone un área de varada para ello.

▪ ***Cargas de varada:***

Son las cargas generadas por los buques durante su operación de puesta en seco para reparación, construcción o mantenimiento, mediante halado o arrastre por planos inclinados dotados o no de medios complementarios para facilitar la varada. Al igual que en el caso anterior, no se considera, pues existe un área de varada específicamente para estos usos.

➤ ***Q_M, CARGAS MEDIOAMBIENTALES:***

Se definen como Cargas Medioambientales aquellas cargas debidas a la actuación directa sobre la estructura resistente o sobre elementos no estructurales que incidan sobre ella, de fenómenos naturales, climáticos o medioambientales; independiente de que dichos fenómenos puedan afectar o influir en la determinación de otras cargas variables o accidentales.

En nuestro caso vamos a considerar, por importancia de su acción, las siguientes:

▪ ***Acciones del viento:***

Para determinar la acción del viento lo primero que hemos de determinar es la velocidad básica de viento en la localización de la obra. Para ello recurrimos a la figura 10 extraída de la *ROM 0.4*:

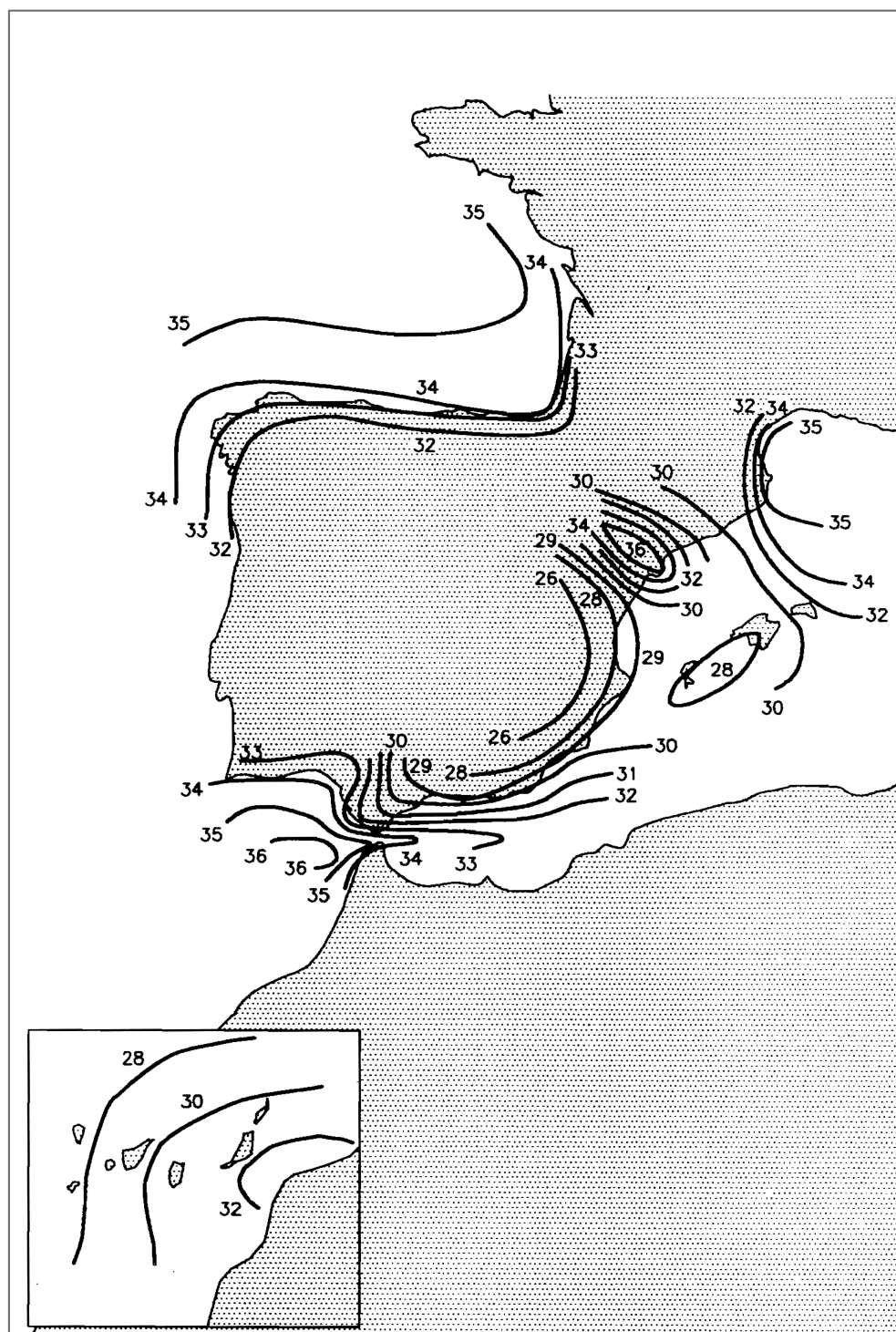


Figura 9. Velocidad básica escalar en el litoral español asociada a un periodo de retorno de 50 años

De ello se extrae que la velocidad básica del viento en oliva es de 28 m/s. Ésta será nuestra velocidad del viento de proyecto.

El siguiente paso es obtener la presión que ejercerá el viento a esa velocidad sobre los pantalanés. Para ello recurrimos a la *Tabla 3*.



$V_{v,t}$ (m/s)	$q_{v,t}$ (Pa)
10	61.3
12	88.2
14	120.1
16	156.8
18	198.5
20	245.0
22	296.5
24	352.8
26	414.1
28	480.2
30	551.3
32	627.2
34	708.1
36	793.8
38	884.5
40	980.0
42	1080.5
44	1185.8
46	1296.1
48	1411.2
50	1531.3
52	1656.2
54	1786.1
56	1920.8
58	2060.5
60	2205.0
62	2354.5
64	2508.8
66	2668.1
68	2832.2
70	3001.3

Tabla 3. Presión dinámica del viento asociada a una velocidad

De ello obtenemos que la presión que ejerce el viento será:

$$SQ_{VIENTO} = 0,48 \text{ KN/m}^2$$



▪ **Acciones de la nieve y el hielo:**

Para determinar la sobrecarga que puede comportar la nieve, acudimos a la *Tabla 4* que nos proporciona un valor en función de la ciudad española. En este caso, y puesto que estamos en Oliva, consideramos Valencia como ciudad de referencia.

Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²	Capital	Altitud m	s _k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	0,4	Segovia	1.000	0,7
Barcelona	0	0,2	Lérida / Lleida	150	1,2	Sevilla	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,4	Logroño	380	0,5	Soria	1.090	0,9
Burgos	860	0,3	Lugo	470	0,6	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,6	Madrid	660	0,7	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,4	Málaga	0	0,6	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,2	Orense / Ourense	130	0,2	Valencia/València	0	0,2
Córdoba	100	0,6	Palencia	230	0,4	Valladolid	690	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,2	Palma de Mallorca	740	0,5	Vitoria / Gasteiz	520	0,7
Cuenca	1.010	0,3	Palmas, Las	0	0,4	Zamora	650	0,4
Gerona / Girona	70	1,0	Pamplona/Iruña	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,4		450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Tabla 4. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Por tanto la acción de la nieve será:

$$SQ_{NIEVE} = 0,2 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Q_D, CARGAS DE DEFORMACIÓN:**

Las cargas de deformación son aquellas acciones directas o indirectas originadas por fenómenos capaces de generar esfuerzos internos en las secciones transversales de los elementos estructurales, y deformaciones longitudinales de los mismos, al imponer deformaciones a la estructura resistente. Serán, por tanto, principalmente función de las características resistentes, tipológicas, y de deformación de la estructura; y de la naturaleza del fenómeno causante de la deformación.

Dado que las piezas en los dinteles son prefabricadas y no imponemos ninguna deformación, no se consideran en el cálculo.



➤ **Q_c, CARGAS DE CONSTRUCCIÓN:**

Las cargas de construcción son aquellas acciones transitorias o residuales debidas específicamente a los distintos procesos de fabricación, montaje, o puesta en obra de la estructura resistente y de sus elementos durante la fase de construcción; pudiendo dichas acciones imponer en la estructura resistente estados de sollicitación de carácter temporal, o permanente si son ocasionados por modificaciones en los esquemas estructurales o en los apoyos durante dicha fase. En este último caso las cargas de construcción podrán mantenerse o manifestarse reiteradamente durante la vida útil de las estructuras .

Puesto que se colocan los bloque de hormigón uno sobre el otro y el momento de mayor carga es el final, no se consideran acciones especiales durante su construcción. Además los vanos de losas alveolares son biapoyadas simplemente, por lo que no hay voladizos u otras condiciones que induzcan a sobrecargas.

Se realiza la construcción de los pantalanes desde medios marítimos, por lo que tampoco se inducen sobrecargas sobre los pantalanes durante la construcción.

5.5. Estados Límites Últimos (ELU)

Los modos de fallo asociados a estados límite últimos (ELU) son aquéllos que producen la ruina de la obra o de una parte de la misma por rotura o colapso estructural. A los efectos de ordenar los cálculos, en las obras de atraque y amarre los principales modos de fallo que deben considerarse adscritos a los estados límite últimos pueden clasificarse en los siguientes grupos:

5.5.1. EQU: Pérdida de equilibrio estático

La obra o una parte de la misma pierde sus condiciones de estabilidad sin que la resistencia de los materiales de la estructura o la resistencia del terreno jueguen algún papel apreciable en ello. Es el caso del “vuelco rígido” de un muelle.

El vuelco rígido, como cualquier modo de fallo, es una concepción teórica simplificada que trata de representar un posible mecanismo de rotura. En este caso, para simplificar el problema, se supone que el terreno es infinitamente resistente y la estructura de la cimentación también, de manera que se pudiera producir un giro de la cimentación como sólido rígido respecto a una arista del área de apoyo.

El vuelco de un pantalán, a pesar de no ser una estructura de contención de tierras, se produce cuando las fuerzas que actúan sobre él, como por ejemplo el tiro, generan unos momentos desestabilizadores mayores que los que estabilizan el. Al considerarse arriostrado, es



más complicado que se produzca esta situación, aunque para el cálculo se considerará una pila con su parte de afección de vano a cada lado de ésta.

Según la *ROM*, 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.

Por lo tanto los cálculos serán:

▪ **Carga vertical:**

$$V = Pp_{PILA} + Pp_{PLACA} + CM_1 + CM_2 + SQ_{NIEVE} + SQ_{USO} - \text{Subpresión}$$

$$V = 147,2 + 39,63 \times 2 + 52,99 + 7,728 + 0,2 \times 2,4 \times 10 + 4 \times 2,4 \times 10 - 3 \times 10 = 358 \text{ KN}$$

▪ **Carga horizontal:**

$$H = \text{tiro del amarre} + \text{viento} = 2,5 \times 10 + 0,48 \times (1 \times 1 + 10 \times 0,35) = 27,16 \text{ KN}$$

▪ **Momento estabilizador:**

$$M_E = V \times \frac{\text{Ancho pila}}{2} = 358 \times 0,8 = 286,39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▪ **Momento volcador:**

$$M_V = H \times \text{Altura coronación pantalán} = 27,16 \times 4,5 = 122,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▪ **Coeficiente de seguridad:**

$$F = \frac{M_E}{M_V} = 2,34 > 2$$

Por lo que finalmente podemos asegurar que se cumple el coeficiente de seguridad respecto al vuelco rígido del muelle.

5.5.2. STR: Estructurales o de inestabilidad interna

La obra o parte de la misma alcanza su capacidad resistente o se produce en la misma una deformación local o global o cambios en la geometría de la obra excesivos que puede llevar al agotamiento estructural. En dichos modos de fallo la resistencia de los materiales constitutivos desempeña un papel esencial. La fatiga y la estabilidad geométrica se consideran casos particulares de este grupo de modos de fallo. Un ejemplo de estos modos de fallo puede ser el agotamiento de la pared exterior de un cajón ante esfuerzos de tracción y flexión.

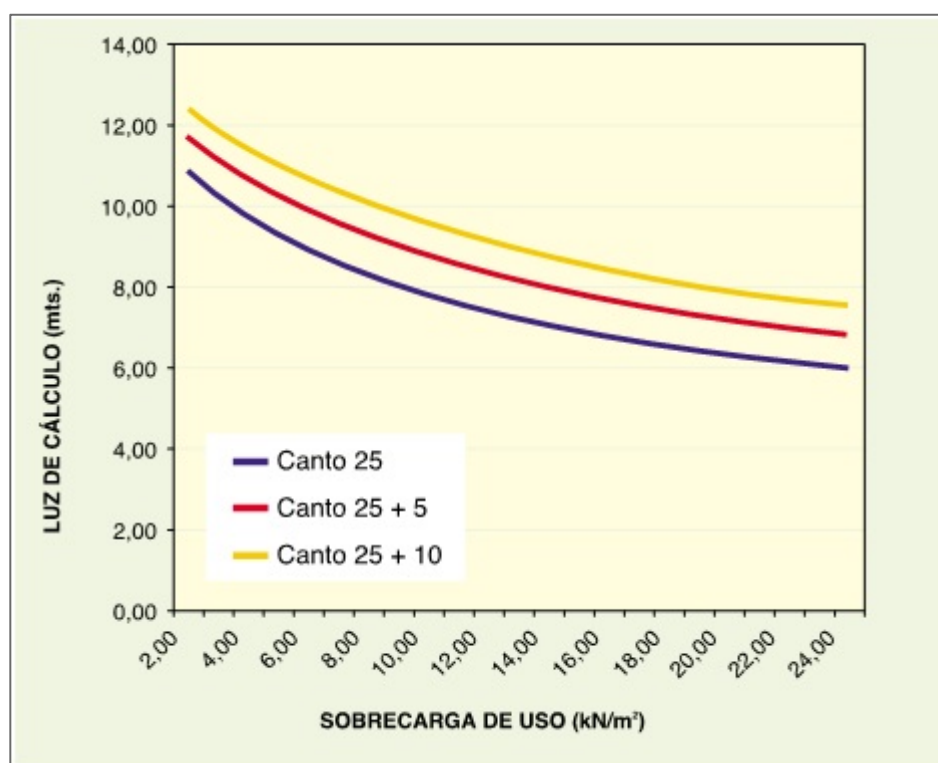


Para la elección de nuestra placa alveolar vamos a utilizar los datos proporcionados por el fabricante en el catálogo de productos.

En primer lugar vamos a obtener la combinación de carga fundamental:

$$SQ = 4 \times 1,5 + 0,2 \times 1,5 = 6,3 \text{ KN/m}^2$$

Según la *Gráfica 1* proporcionada por el fabricante, la placa dimensionada, en función de la luz y la sobrecarga de uso la rotura estará en:



Gráfica 1. Sobrecarga de uso máxima de la placa alveolar

Puesto que hemos visto que nuestra sobrecarga, será de $6,3 \text{ KN/m}^2$, tomando como luz de cada vano 10 metros, la placa de 25 cm de canto y 10 cm de capa de compresión resistirá nuestras solicitudes.

Así, la longitud total del pantalan, quedará sostenida por 14 pilas de gravedad.

5.5.3. GEO: Geotécnicos o de inestabilidad externa

Son aquellos fallos debidos a la rotura o deformación del terreno sobre el que se asienta la obra, excesiva para la seguridad estructural. En dichos modos de fallo la resistencia del terreno desempeña un papel esencial. La pérdida de la estabilidad global se considera incluida en este grupo de modos de fallo. Ejemplos de estos modos de fallo puede ser el hundimiento o el deslizamiento profundo de una obra de gravedad.



En nuestro caso, nos encontramos ante una estructura de gravedad con una cimentación superficial formada por una banqueta de escollera enrasada con un relleno todo uno. Los modos de fallo que, en todo caso, deben plantearse para analizar la fiabilidad de una cimentación superficial son los siguientes:

a) Estabilidad global:

La estructura y su cimiento pueden fallar globalmente sin que se produzcan, antes, otros fallos locales. Este tipo de rotura es típico de cimentaciones en taludes de diques o en banquetas.

b) Hundimiento:

Este fallo del terreno puede ocurrir cuando la carga actuante sobre el terreno, bajo algún elemento del cimiento, supera la carga de hundimiento, sobre cuya estimación se hacen recomendaciones más adelante.

c) Deslizamiento:

El contacto de la cimentación con el terreno puede estar sometido a tensiones de corte. Si éstas superan la resistencia de ese contacto, se puede producir el deslizamiento entre ambos elementos, cimentación y terreno.

d) Vuelco plástico:

El vuelco es típico de estructuras cimentadas sobre terrenos cuya capacidad portante es mucho mayor que la necesaria para sostener la cimentación; de otra forma, antes de producirse el vuelco se provocaría el hundimiento del cimiento. Este último mecanismo (plastificación local del cimiento cerca de una arista) es el denominado vuelco plástico.



5.5.3.1. Coeficientes de seguridad

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes F_1	Fundamentales o Características F_2	Accidentales o Sísmicas F_3
3.5.5	Deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo	1,5	1,3	1,1
3.5.5	Deslizamiento en el contacto de la banquetta y el terreno natural	1,5	1,3	1,1
3.5.4	Hundimiento	2,5	2	1,8
3.5.6 y 3.7.11.3	Vuelco plástico	1,5	1,3	1,1
3.8	Estabilidad global	1,4	1,3	1,1
–	Erosión interna del trasdós	MP	–	–
–	Socavación del pie del intradós	MP	–	–

Tabla 5. Coeficientes de seguridad

5.5.3.2. Verificación de seguridad frente al deslizamiento

Las zapatas aisladas y las zapatas corridas de cimentación suelen ser estables frente al deslizamiento, ya que cuando soportan cargas con inclinación o excentricidad apreciable, se suelen arriostrar entre sí para redistribuir, entre varias unidades de cimentación, las cargas de la estructura.

En cualquier caso, toda cimentación superficial, si no está arriostrada, o el conjunto de cimentaciones arriostradas entre sí deben cumplir los siguientes criterios de estabilidad al deslizamiento.

La fuerza horizontal que es capaz de hacer deslizar el cimientto sobre su plano de contacto con el terreno se puede estimar mediante la expresión:

$$H_{ROTURA} = V \times tg(\phi) + a \times S + (Ep - Ea) + Rc$$

Donde:

- V : carga vertical efectiva
- ϕ : ángulo de rozamiento del contacto del elemento de cimentación con el terreno
- a : adhesión cimientto-terreno.
- S : superficie de apoyo
- Ep : empuje pasivo en la profundidad D
- Ea : empuje activo en la profundidad D
- Rc : otras posibles resistencias del contorno de los alzados laterales del cimientto



En nuestro caso de estudio, no se consideran más componentes que la carga vertical efectiva y el ángulo de rozamiento del hormigón de los bloques con la banqueta, quedando del lado de la seguridad. La carga vertical está formada por las cargas permanentes únicamente. La comprobación deberá llevarse a cabo tanto en el contacto de la pila con la banqueta como entre los bloques de hormigón entre si.

Para obtener la carga horizontal existente, igual en todos los casos, debemos tener en cuenta el tiro del bolardo mas la carga del viento:

$$H = 2,5 \times 10 + 0,48 \times (1 \times 1 + 10 \times 0,35) = 27,16 \text{ KN}$$

▪ **Verificación en el contacto banqueta-pila:**

$$V = Pp_{PILA} + Pp_{PLACA} + CM_1 + CM_2 - \text{Subpresión}$$

$$V = 147,2 + 39,63 \times 2 + 52,99 + 7,728 - 3 \times 10 = 257,178 \text{ KN}$$

$$H_{ROTURA} = 257,178 \times 0,7 = 180,02 \text{ KN}$$

Así pues el coeficiente de seguridad será:

$$F = \frac{H_{ROTURA}}{H} = 6,63 > 1,5$$

Lo que cumple completamente con el coeficiente mínimo de seguridad.

▪ **Verificación entre el primer y el segundo bloque:**

$$V = Pp_{3 \text{ BLOQUES}} + Pp_{PLACA} + CM_1 + CM_2 - \text{Subpresión}$$

$$V = 110,4 + 39,63 \times 2 + 52,99 + 7,728 - 2 \times 10 = 230,378 \text{ KN}$$

$$H_{ROTURA} = 230,378 \times 0,7 = 161,26 \text{ KN}$$

Así pues el coeficiente de seguridad será:

$$F = \frac{H_{ROTURA}}{H} = 5,94 > 1,5$$

Lo que cumple completamente con el coeficiente mínimo de seguridad.

▪ **Verificación entre el segundo y el tercer bloque:**

$$V = Pp_{2 \text{ BLOQUES}} + Pp_{PLACA} + CM_1 + CM_2 - \text{Subpresión}$$

$$V = 73,6 + 39,63 \times 2 + 52,99 + 57,728 - 1 \times 10 = 203,578 \text{ KN}$$

$$H_{ROTURA} = 203,578 \times 0,7 = 142,5 \text{ KN}$$



Así pues el coeficiente de seguridad será:

$$F = \frac{H_{ROTURA}}{H} = 5,25 > 1,5$$

Lo que cumple completamente con el coeficiente mínimo de seguridad.

▪ **Verificación entre el tercer y el cuarto bloque:**

Aquí las subpresiones dejan de actuar, puesto que nos encontramos en el límite con la superficie del agua.

$$V = Pp_{1BLOQUE} + Pp_{PLACA} + CM_1 + CM_2$$

$$V = 36,8 + 39,63 \times 2 + 52,99 + 7,728 = 176,778 \text{ KN}$$

$$H_{ROTURA} = 176,778 \times 0,7 = 123,74 \text{ KN}$$

Así pues el coeficiente de seguridad será:

$$F = \frac{H_{ROTURA}}{H} = 4,56 > 1,5$$

Lo que cumple completamente con el coeficiente mínimo de seguridad.

▪ **Verificación entre el cuarto bloque y la placa alveolar:**

$$V = Pp_{PLACA} + CM_1 + CM_2$$

$$V = 39,63 \times 2 + 52,99 + 7,728 = 139,978 \text{ KN}$$

$$H_{ROTURA} = 139,978 \times 0,7 = 97,98 \text{ KN}$$

Así pues el coeficiente de seguridad será:

$$F = \frac{H_{ROTURA}}{H} = 3,61 > 1,5$$

Lo que en este último caso también cumple el coeficiente de seguridad, pero no hemos tenido en cuenta que los apoyos se van a macizar, por lo que además habrá una protección más antideslizamiento.

5.5.3.3. Verificación de seguridad frente a hundimiento

El hundimiento de una cimentación es un modo de fallo principal que siempre ha de considerarse. Las formas de verificar que una cimentación superficial es segura son muy variadas. El ingeniero ha de elegir, de entre ellas, la que resulte más adecuada a su caso. Esa elección debe estar guiada por varios criterios; los más importantes son el tipo de terreno y la importancia de la obra.

El cálculo analítico de la carga de hundimiento es válido para cualquier tipo de terreno e importancia de la cimentación, por lo que utilizaremos éste como método de cálculo.



La fórmula para calcular la carga de hundimiento es la siguiente:

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

Donde:

- 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

Puesto que la cohesión del suelo granular es nula y que la sobrecarga debida al peso de las tierras a la profundidad es nulo también, se anulan el primer y el segundo sumando y la ecuación queda 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

Este será igual al peso específico sumergido por encontrarse el nivel freático por encima del plano de cimentación.

$$\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_W = 2.2 - 1 = 1.2 \text{ t/m}^3$$

- B^* : ancho efectivo de la cimentación = $B - 2 \times e$

En este caso no hay excentricidad, por lo que $B^* = B = 1 \text{ m}$

- $N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \times e^{\pi \cdot \tan \varphi} = 64,2$
- $N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi = 106,1$
- $f_\gamma = s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times r_\gamma \times t_\gamma = 0,75$
 - s_γ : coeficiente de forma = $1 - 0.4 \times \frac{B^*}{L^*} = 0,75$
 - i_γ : coeficiente de inclinación = $(1 - \tan \delta)^3 = 1$
 - d_γ : efecto de la resitencia del terreno sobre el plano de cimentación = 1
 - d_γ : efecto de la inclinación del plano de cimentación = 1
 - d_γ : cimentaciones en zonas de pendiente = 1



Por tanto nos quedará:

$$Pvh = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 12 \times 106,1 \times 0,75 = 572,94 \text{ KN/m}^2$$

La carga vertical aplicada será:

$$Pv = \frac{V}{B^* \times L^*}$$

Siendo:

- B^* : ancho efectivo de la cimentación = 1 m
- B^* : longitud efectiva de la cimentación = 1,6 m
- V : fuerza vertical efectiva

Que teniendo en cuenta las cargas efectivas y la subpresión:

$$V = Pp_{PILA} + Pp_{PLACA} + CM_1 + CM_2 + SQ_{NIEVE} + SQ_{USO} - \text{Subpresión}$$

$$V = 147,2 + 39,63 \times 2 + 52,99 + 7,728 + 0,2 \times 2,4 \times 10 + 4 \times 2,4 \times 10 - 3 \times 10$$

$$V = 358 \text{ KN}$$

Por lo que nos quedará una carga vertical aplicada de:

$$Pv = \frac{358}{1 \times 1,6} = 223,75 \text{ KN/m}^2$$

Y finalmente el coeficiente de seguridad será de:

$$F = \frac{Pvh}{Pv} = \frac{572,94}{223,75} = 2,56 > 2,5$$

Por tanto, podemos corroborar que se cumple la condición de no hundimiento cumpliendo con los factores de seguridad exigidos.

5.5.3.4. Verificación de la seguridad frente al vuelco plástico

Las estructuras portuarias pueden experimentar un tipo de rotura similar al vuelco rígido. Cuando la resultante de las acciones sobre el terreno se acerca al borde del área de apoyo se puede producir una concentración de tensiones tal que provoque la rotura local (plastificación) en esa zona. El terreno cedería, la estructura se inclinaría e, incluso, si no hubiera otros elementos de sustentación que pudieran contener el movimiento, llegaría a producirse el vuelco con la consiguiente ruina de la obra.

El vuelco de un pantalán, a pesar de no ser una estructura de contención de tierras, se produce cuando las fuerzas que actúan sobre él, como por ejemplo el tiro, generan unos



momentos desestabilizadores mayores que los que estabilizan el. Al considerarse arriostrado, es más complicado que se produzca esta situación, aunque para el cálculo se considerará una pila con su parte de afección de vano a cada lado de ésta.

Para obtener la presión de plastificación vamos a utilizar métodos empíricos, en función del ensayo SPT realizado sobre las arenas.

Los resultados del SPT sobre los que se trabajarán son los siguientes:

Profundidad (m)	Golpeo (N)
$0 \leq z \leq 10$	20
$10 \leq z \leq 30$	30
$30 \leq z$	Rechazo

Tabla 6. Resultado del ensayo SPT

Tomando el valor de 20, que es el resultado a la profundidad de $1,5B^*$, y aplicando un factor corrector de 0,8 por estar sometida la cota de cimentación a una presión vertical de $195,22 \text{ KN/m}^2$, puesto que B^* es menor que 1,3, nos queda:

$$Pv_{adm} = 6N_{CORREGIDA} \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) = 6 \times 20 \times 0,8 = 96 \text{ KN/m}^2$$

Donde:

- B^* : Ancho eficaz de la cimentación = 1 m
- D : Profundidad de cimentación = 0

La presión de plastificación será entonces:

$$P_p = 3 \times Pv_{adm} \times f_\delta = 3 \times 96 \times 0,81 = 133,28 \text{ KN/m}^2$$

Donde:

- $f_\delta = (1,1 - \text{tg } \delta)^3 = 0,81$
- δ : inclinación de la carga con respecto a la vertical = $9,48^\circ$



Resolviendo la siguiente ecuación, obtendremos δ_{ROT} , con el cual obtener definitivamente el factor F de seguridad frente al vuelco plástico:

$$(a - h \times tg \delta_{ROT}) \times (1,1 - tg \delta_{ROT})^3 = \frac{V}{2p}$$

siendo:

- a : distancia horizontal desde la aplicación de la carga vertical al punto de giro=0,5 m
- h : altura desde la aplicación de la fuerza horizontal al punto de giro= 4,5 m
- V : carga vertical total= 358 KN
- $p = \frac{P_p}{(1,1-tg \delta)^3} = 288 \text{ KN/m}^2$

Obtenemos que $\delta_{ROT} = 57,29^\circ$ y por lo tanto el factor de seguridad será:

$$F = tg \delta_{ROT} \times \frac{V}{H} = 20,52 > 1,5$$

Por lo que se cumple el coeficiente de seguridad y podemos asegurar que no se produce el vuelco plástico.

5.5.3.5. Verificación de la seguridad frente a la estabilidad global

La estabilidad global de una determinada obra se pierde cuando la tensión de corte necesaria para mantenerla es superior a la resistencia al corte del terreno y eso ocurre, además, en una superficie de rotura, que divide a la obra en dos partes: la parte englobada entre la superficie externa y la superficie de rotura deslizaría sobre el resto.

Este tipo de rotura se produce en muelles con rellenos en trasdós, que ejercen de estructura de contención de tierras y se estudia en la estabilidad de taludes. Es muy poco probable que éste modo de fallo se de en nuestra cimentación de las pilas, siendo más probable cualquiera de los modos de fallo ya estudiados, por lo que no se considerará en nuestras comprobaciones.

5.5.3.6. Verificación de la seguridad frente a la socavación del pie de la cimentación

El fenómeno de socavación del pie delantero de los muelles de gravedad es, probablemente, la causa principal de su deterioro a largo plazo.

La socavación del pie delantero puede producirse por varias causas, entre ellas:

- Corrientes de arrastre.
- Dragados artificiales próximos.
- Efecto de las hélices, especialmente las transversales, en las zonas de atraque.



- Efecto del oleaje.

En general, ninguna de estas condiciones va a crear un fuerte peligro puesto que no se dan, al encontrarnos en aguas abrigadas y además del mar Mediterráneo, donde las mareas y corrientes no son demasiado fuertes. El único peligro podrían ser las embarcaciones, pero puesto que son deportivas y de no excesivas dimensiones, no supondrán un peligro grande.

De todos modos, deberemos de tener presentes las recomendaciones que nos proporciona la ROM frente a éste problema. Por ejemplo ésta solución anti-erosiva:

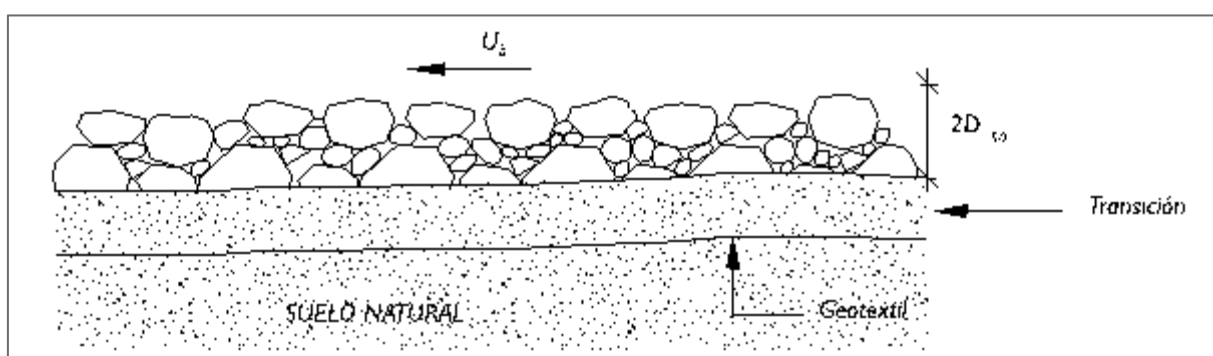


Figura 10. Solución frente a la socavación del pie de la cimentación

También nos proporciona una tabla con los tamaños a emplear en función de la velocidad:

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 en función de la velocidad



6. APENDICE CÁLCULO

6.1. Longitud de la línea de atraque

Puesto que los amarres se realizan en punta con fingers, vamos a calcular cuántos módulos cabrán en la línea principal de atraque y cuántos pantalanes serían necesarios.



Figura 11. Módulo tipo

Las dimensiones de los fingers y los klareos entre embarcaciones son de 0,5 m y los klareos entre embarcaciones y finger son de 0,3 m. Por tanto la dimensión del módulo en función de la manga (X), será:

$$\text{Dimensión módulo} = (0,5 + 0,3 + 2X + 0,5 + 0,3) \text{ metros}$$

Por lo tanto y diferenciando entre distintas esloras obtenemos las siguientes capacidades:

▪ **Eslora de 6 m y manga de 2,4 m:**

$$\text{Dimensión módulo} = (0,5 + 0,3 + 2 \times 2,4 + 0,5 + 0,3) \text{ metros} = 6,4 \text{ metros}$$

$$\text{Línea de atraque}(6) = 16 \times 6,4 = 102,4 \text{ m}$$

Puesto que necesitamos un total de 16 módulos para las 32 embarcaciones que deseamos proyectar, necesitaremos la longitud de 102,4 metros de línea de atraque.

▪ **Eslora de 8 m y manga de 3 m:**

$$\text{Dimensión módulo} = (0,5 + 0,3 + 2 \times 3,0 + 0,5 + 0,3) \text{ metros} = 7,6 \text{ metros}$$

$$\text{Línea de atraque}(8) = 22,5 \times 7,6 = 171 \text{ m}$$

Puesto que necesitamos un total de 22,5 módulos para las 45 embarcaciones que deseamos proyectar, necesitaremos la longitud de 171 metros de línea de atraque.

▪ **Eslora de 10 m manga de 3,3 m:**

$$\text{Dimensión módulo} = (0,5 + 0,3 + 2 \times 3,3 + 0,5 + 0,3) \text{ metros} = 8,2 \text{ metros}$$

$$\text{Línea de atraque}(10) = 29 \times 8,2 = 237,8 \text{ m}$$

Puesto que necesitamos un total de 29 módulos para las 58 embarcaciones que deseamos proyectar, necesitaremos la longitud de 237,8 metros de línea de atraque.

▪ **Eslora de 12 m manga de 3,5 m:**

$$\text{Dimensión módulo} = (0,5 + 0,3 + 2 \times 3,5 + 0,5 + 0,3) \text{ metros} = 8,6 \text{ metros}$$

$$\text{Línea de atraque}(12) = 32,5 \times 8,6 = 292,4 \text{ m}$$



Puesto que necesitamos un total de 34 módulos para las 68 embarcaciones que deseamos proyectar, necesitaremos la longitud de 279,5 metros de línea de atraque.

▪ **Eslora de 15 m manga de 4 m:**

$$\text{Dimensión módulo} = (0,5 + 0,3 + 2 \times 4,0 + 0,5 + 0,3) \text{ metros} = 9,6 \text{ metros}$$

$$\text{Línea de atraque}(15) = 5 \times 9,6 = 48 \text{ m}$$

Puesto que necesitamos un total de 5 módulos para las 10 embarcaciones que deseamos proyectar, necesitaremos la longitud de 48 metros de línea de atraque.

Estas serían las dimensiones que tendría que tener nuestra línea de atraque para acoger todas las embarcaciones, que en conjunto suman la cantidad de 851,6 metros.

Para aprovechar al máximo el espacio disponible en la dársena de la solución adoptada y sabiendo que en el muelle este solo disponemos de 70 metros para atraques, dispondremos de 2 pantalanes continuos y paralelos de 138 metros de longitud, por lo que el total de la línea de atraque será de:

$$\text{Total línea de atraque} = (138 \times 2) \times 2 + 70 + 138 = 760 \text{ m}$$

Por tanto, no será posible el dimensionamiento previsto y habrá que reducir el número de amarres a albergar en la dársena. Se excede en aproximadamente un 12% del máximo disponible la capacidad de línea de atraque. O para ser más exactos, se excede en 91,6 metros la longitud existente de línea de atraque.

Puesto que para conseguir llegar a ese valor de longitud de línea de atraque necesitamos ampliar la dársena, lo cual incluiría dismantelar el dique para mantener la anchura de la bocana y la invasión de la playa sur. Esto supondría una afección mayor al medio y una inversión económica mucho mayor, incurriendo en obras más complejas. Para evitar esto, se opta por reducir el número de amarres inicialmente previstos, atendiendo a la distribución que propone el estudio de la demanda.

Para determinar qué amarres se verán afectados por ésta reducción, se consulta el estudio de la demanda. En él se recoge que existe una demanda creciente hacia esloras mayores de 8 metros, por lo que será preferible la reducción de esloras menores. Otro aspecto a tener en cuenta es la marina seca, la cual ha sido dimensionada para albergar las 60 plazas actuales de varado más 70 nuevas plazas. De las 60 plazas de varado actuales, solo hay 15 ocupadas, por lo que se considera que parte de las embarcaciones de 6 y 8 metros de eslora de la ampliación se desviarán a la marina seca, dejando espacio de flotación a las embarcaciones de mayor eslora.

Por lo tanto, se opta por reducir las embarcaciones de 6 metros de eslora en un 50% y las de 8 metros de eslora en un 30%. Puesto que el total de línea de atraque a reducir es de 91,6 metros,



contando con un margen de seguridad frente a errores de medición de 5 metros, se reducirá en 96,6 metros el espacio pre dimensionado para las embarcaciones citadas.

Así pues quedará:

- **Eslora de 6 m:**

$$\text{Reducción de atraque}(6) = 96,6 \times 0,5 = 48,3 \text{ m}$$

- **Eslora de 8 m:**

$$\text{Reducción de atraque}(8) = 53,2 \times 0,5 = 48,3 \text{ m}$$

Por lo que la línea de atraque para éstas esloras quedará como:

- **Eslora de 6 m:**

$$\text{Línea de atraque}(6) = 102,4 - 48,3 = 54,1 \text{ m}$$

- **Eslora de 8 m:**

$$\text{Línea de atraque}(8) = 171 - 48,3 = 122,7 \text{ m}$$

Ahora hay que calcular el número de módulos que caben en cada línea de atraque que hemos reducido para las esloras de 6 y 8 metros :

- **Eslora de 6 m:**

Módulos de 6.4 m

$$\text{Capacidad}(6) = \frac{54,1}{6,4} = 8,45 \text{ módulos}$$

Redondeando el número de módulos a 8, se amarrarán a esta línea 16 embarcaciones.



- **Eslora de 8 m:**

Módulos de 7.6 m

$$Capacidad(6) = \frac{122,7}{7,6} = 16,14 \text{ módulos}$$

Redondeando a 16 el número de módulos que se amarrarán a esta línea, se dispondrán 32 embarcaciones.

En conjunto, todas las líneas de atraque sumarán un total de 184 amarres.

El espacio que ocuparán finalmente las esloras de 6 y 8 metros será:

- **Eslora de 6 m:**

$$Línea de atraque(6) = 8 \times 6,4 = 51,2 \text{ m}$$

- **Eslora de 8 m:**

$$Línea de atraque(8) = 16 \times 7,6 = 121,6 \text{ m}$$

La suma de todos los atraques será pues:

$$Total \text{ línea de atraque} = 51,2 + 121,6 + 237,8 + 292,4 + 48 = 751 \text{ m} < 760 \text{ m}$$

Cumpliendo por lo tanto con los límites establecidos.

A modo de resumen, se adjunta la siguiente tabla donde se recogen los amarres que se recogen en el estudio de la demanda y los que finalmente se han proyectado:

Eslora (m)	Estudio	Dispuestos
6	32	16
8	45	32
10	58	58
12	68	68
15	10	10
TOTAL	215	184

Tabla 8. Número de amarres



6.2. Disposición de los atraques

Ahora asignaremos la posición de los atraques dimensionados dentro de los muelles y pantalanes que tenemos disponibles:

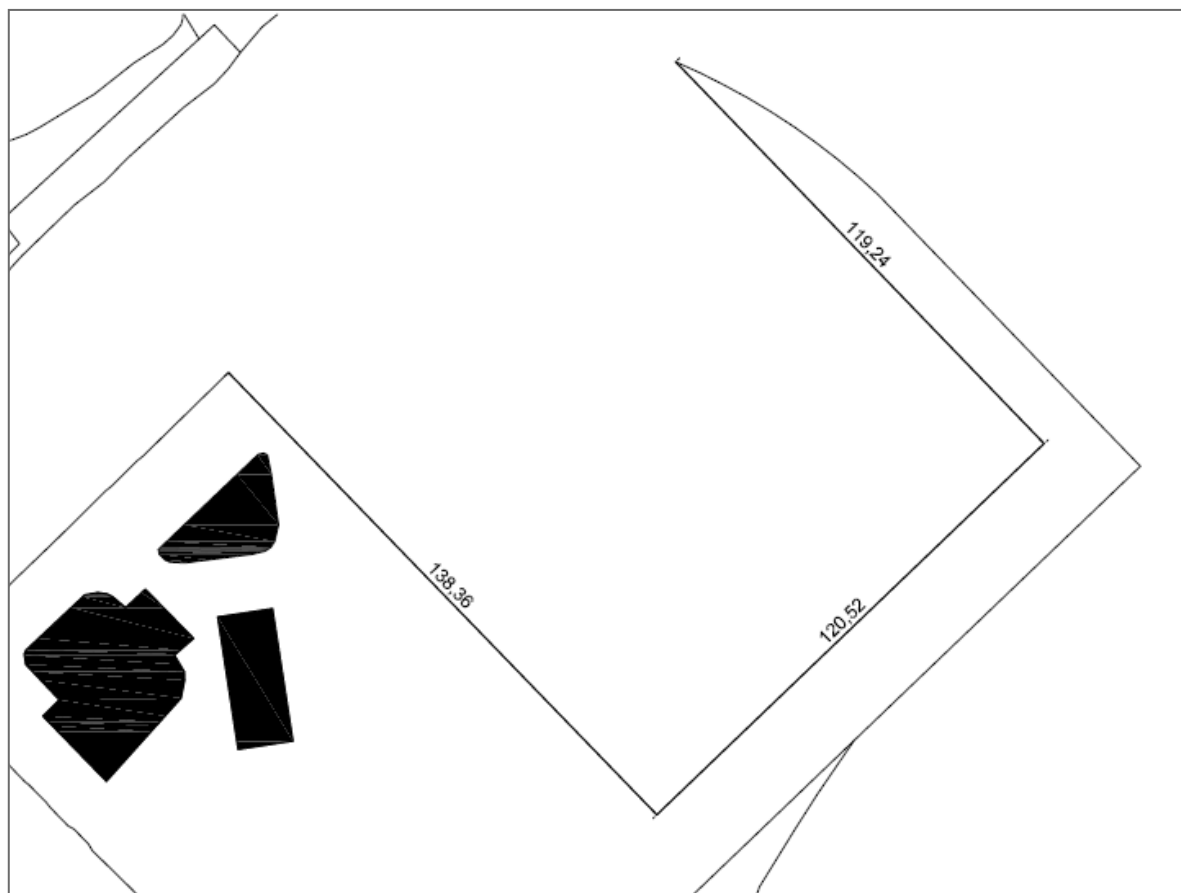


Figura 12. Dársena nueva

Empezaremos por el muelle de 138,36 metros colocando aquí las 16 embarcaciones de 6 metros de eslora, que ocuparán un total de 51,2 metros. El resto será ocupado por embarcaciones de 8 metros de eslora.

Para calcular las que caben realizaremos el siguiente cálculo:

$$\text{Capacidad}(8) = \frac{138 - 51,2}{7,6} = 11,42 \text{ módulos}$$

Por tanto, y eliminando el pico por encima de 11, sabemos que nos cabrán 22 embarcaciones más en el primer muelle.

Continuando por el primer pantalán si nos movemos en dirección y sentido hacia el muelle de 119,24 metros de largo, sabemos que en cada lado tenemos 138 metros disponibles de línea de atraque, por lo que lo siguiente será ver que embarcaciones colocamos aquí.



En primer lugar, las 10 embarcaciones restantes de 8 metros de eslora, que ocuparán un total de 38 metros. El resto será ocupado por embarcaciones de 10 metros de eslora.

Cabrán:

$$\text{Capacidad}(10) = \frac{138 - 38}{8,2} = 12,2 \text{ módulos}$$

Caben pues 12 módulos, lo que significan un total de 24 embarcaciones. Puesto que necesitaremos espacio para 58 embarcaciones, continuaremos disponiendo las 34 restantes en 17 módulos.

En el mismo pantalán pero en el lado contrario avanzando en el mismo sentido, deberán albergarse el resto de embarcaciones de 10 metros de eslora. Si hacemos el cálculo, vemos que necesitamos 139.4 metros de línea de atraque, por lo que solo cabrán:

$$\text{Capacidad}(10) = \frac{138}{8,2} = 16,83 \text{ módulos}$$

Puesto que cabrían todas las embarcaciones menos una, nos planteamos por motivos de aprovechamiento del espacio y maniobrabilidad, alargar el pantalán 2 metros de tal forma que se prolongue hasta los 140 m y quedando un resguardo desde el último finger de 0,6 m. Por sencillez de proyecto y continuidad se prolonga el segundo pantalán hasta alcanzar los 140 metros también.

Llegados a este punto, vamos a distribuir las embarcaciones de 12 metros comenzando por el primer lado del segundo pantalán continuando en el mismo sentido que llevamos hasta ahora.

Puesto que en total ocuparán 292,4 metros, en esta alineación cabrán:

$$\text{Capacidad}(12) = \frac{140}{8,6} = 16,28 \text{ módulos}$$

La capacidad de esta línea será por tanto de 16 módulos o lo que es lo mismo, 32 embarcaciones de 12 metros de eslora.

Para colocar el resto de embarcaciones que nos quedan, de 12 y 15 metros de eslora, debemos tener en cuenta que las de 15 metros necesitarán mejores condiciones de navegabilidad y maniobrabilidad. Puesto que se dispondrá una estación de servicio en el extremo Norte del muelle Este, dejando solo 70 metros libres de muelle para atraques en la zona interior de la dársena, se situarán las embarcaciones de 12 metros en ese muelle y en la zona interior de lado restante del segundo pantalán, dejando en ese mismo lado el extremo exterior disponible para las embarcaciones de 15 metros de eslora.



Teniendo lo anterior en cuenta, procedemos a calcular las embarcaciones de 12 metros de eslora que será capaz de albergar el muelle:

$$\textit{Capacidad}(12) = \frac{70}{8,6} = 8,14 \textit{ m\u00f3dulos}$$

Por tanto en dicho muelle se dispondrán un total de 16 embarcaciones de 12 metros, dejando el resto para el pantalán.

Las 20 embarcaciones restantes se dispondrán como ya hemos indicado, en el interior de la cara este del segundo pantalán, ocupando un total de 86 metros.

Por último, queda por disponer las embarcaciones de 15 metros de eslora en el resto del pantalán. Puesto que restan 54 metros de pantalán y las 10 embarcaciones de 15 metros ocupan un total de 48 metros, se dispondrá de espacio suficiente para su colocación.

6.3. Separación entre pantalanes

Lo que debemos hacer en esta sección, es dimensionar la separación que ha de tener cada pantalán con su línea de atraque contigua, ya sea esta un muelle u otro pantalán.

Para ello seguimos las recomendaciones que aparecen en las diapositivas de la asignatura “*Infraestructuras Portuarias*” respecto a puertos deportivos. En ellas se recomienda lo siguiente:

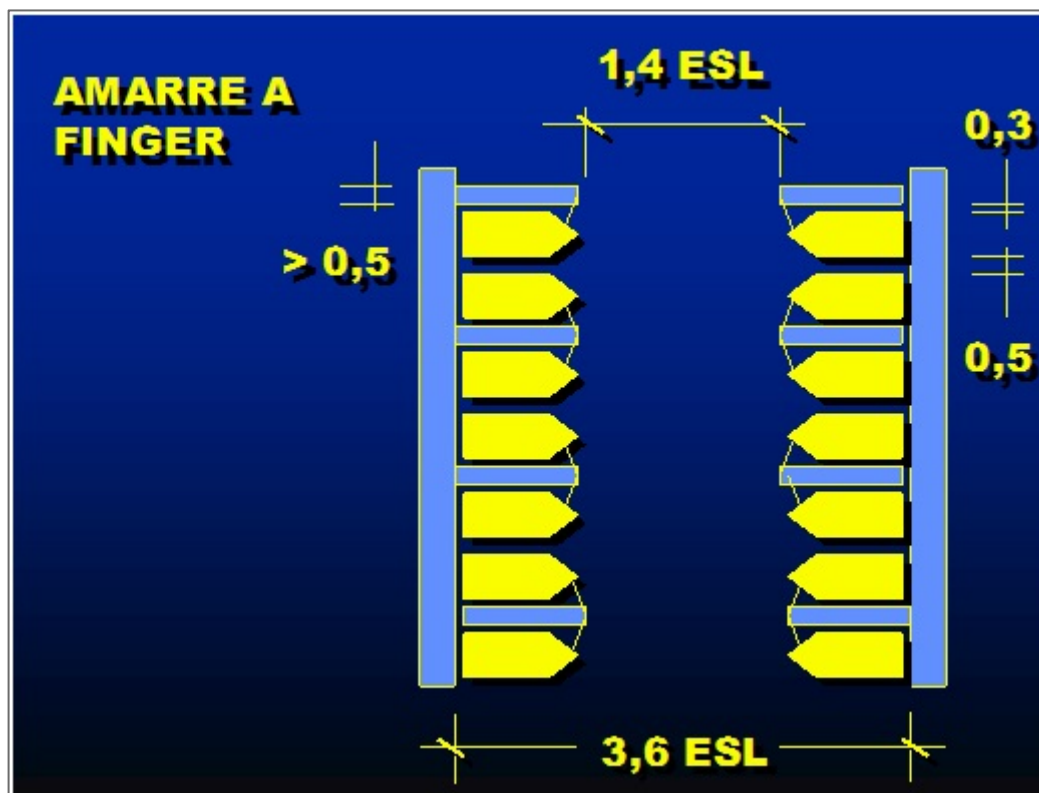


Figura 13. Separación entre pantalanes

Analizando las recomendaciones vemos que la anchura de fingers y las separaciones entre finger y embarcación o entre embarcaciones coincide con las medidas tomadas inicialmente para dimensionar los pantalanes. En cuanto a la separación de pantalanes vemos que se recomienda 3,6 veces la eslora de los barcos que hay entre los dos. Para el canal de navegación se recomienda 1,4 veces la eslora, y puesto que los fingers son de una longitud de 2/3 de la eslora, esa distancia deberá contarse entre las proas de los barcos.

Haciendo los cálculos obtenemos que la separación del primer pantalán respecto del muelle oeste será:

$$\text{Separación pantalán} = 10 \times 3,6 = 36 \text{ m}$$

Puesto que 10 es la eslora restrictiva, a pesar de en un lado haber embarcaciones de 8 y 6 metros de eslora.



Procediendo de igual forma, el ancho del canal de navegación será:

$$\text{Anchura canal} = 10 \times 1,4 = 14 \text{ m}$$

Por lo que la suma de este espacio mas la eslora máxima de cada alineación deberá de ser menor o igual que la separación entre pantalanes:

$$\text{Separación} = 8 + 14 + 10 = 32 \text{ m} \leq 36 \text{ m}$$

Valor menor que el de la separación entre pantalanes, por lo que deducimos que el condicionante principal es el canal de navegación entre las proas de las embarcaciones.

Por tanto dimensionaremos la separación entre pantalanes de esa forma, y para quedarnos del lado de la seguridad y facilitar maniobrabilidad tomaremos 1,5 veces la eslora como ancho de canal de navegación.

Así pues la separación entre el muelle oeste y el primer pantalán quedará:

$$\text{Separación} = 8 + 1,5 \times 10 + 10 = 33 \text{ m}$$

La separación entre el primer y el segundo pantalán será de:

$$\text{Separación} = 10 + 1,5 \times 12 + 12 = 40 \text{ m}$$

Y la separación entre el segundo pantalán y el muelle este será:

$$\text{Separación} = 12 + 1,5 \times 12 + 12 = 42 \text{ m}$$

La suma total de los espacios mas el ancho de pantalán no podrá de ser mayor que la longitud del muelle perpendicular a los pantalanes, de 120,52 metros.

$$\text{Suma total} = 33 + 2,4 + 40 + 2,4 + 42 = 119,8 \text{ m} \leq 120,52 \text{ m}$$

Se cumple la condición, por lo que el dimensionamiento es correcto. Solo queda añadir que la separación entre el segundo pantalán y el muelle Este será de 42,72 m, pues se le suma el espacio sobrante del muelle, extraído de la condición anterior.

Hemos considerado en el último caso como eslora más restrictiva la de 12 metros puesto que cuando se disponen las de 15 en el pantalán, no hay embarcaciones frente a ellas, pues están a más de 70 metros desde el interior de la dársena.

Aun así vamos a comprobar que con las dimensiones obtenidas, se cumple la anchura necesaria para el canal de navegación:

$$\text{Ancho canal}(15) = 1,5 \times 15 = 22,5 \text{ m}$$



Y el espacio disponible es de:

$$\textbf{Espacio} = 120,52 - (33 + 2,4 + 40 + 2,4 + 15) = \textbf{27,72 m} \geq \textbf{22,5m}$$

Por lo tanto se cumple el ancho mínimo del canal de navegación y damos por concluido el cálculo de las separaciones entre pantalanés.



6.4. Comprobación de superficie en planta

Por último y como conclusión vamos a comprobar que el espacio disponible en planta no es menor que el espacio que ocuparán las embarcaciones y los pantalanés con sus correspondientes fingers y clareos y canales de navegación.

En la siguiente tabla se recoge el área ocupada por las embarcaciones, fingers y clareos, calculada a partir de los mismos módulos utilizados al dimensionar:

Eslora (m)	Manga (m)	Módulo (m)	Área unitaria (m ²)	Número de módulos	Área total (m ²)
6	2,4	6,4	38,4	8	307,2
8	3	7,6	60,8	16	972,8
10	3,3	8,2	82	29	2378
12	3,5	8,6	103,2	34	3.508,8
15	4	9,6	144	5	720
Suma					7.886,8

Tabla 9. Áreas de ocupación

El área ocupada por los pantalanés en sí mismos será de:

$$\text{Área pantalanés} = 2 \times (2,4 \times 140) = 672 \text{ m}^2$$

El área ocupada por los canales de navegación será:

$$\text{Área canales} = 15 \times 140 + 18 \times 140 \times 2 = 7.140 \text{ m}^2$$

Por tanto, el área mínima total necesaria será:

$$\text{Área mínima} = 7.886,8 + 672 + 7.140 = 15.698,8 \text{ m}^2$$

Y el área total disponible es de:

$$\text{Área total} = 140 \times 120,52 = 16.872 \text{ m}^2 \geq 15.698,8 \text{ m}^2$$

Por lo que cumple la condición y así quedará definitivamente el dimensionamiento global de los atraques de la dársena.

GARCÍA IRANZO
Gonzalo

Valencia, Junio de 2015