

ANEJO 8

CÁLCULO DE LA OBRA DE ATRAQUE

ÍNDICE

| | |
|---|----|
| 1. Objeto. | 4 |
| 2. Dimensionamiento del muelle..... | 5 |
| 2.1 Sección tipo del muelle de gravedad. | 5 |
| 2.2. Características de los materiales. | 7 |
| 2.2.1 Materiales de la estructura..... | 7 |
| 2.2.2. Materiales de relleno..... | 8 |
| 2.3. Simplificaciones adoptadas..... | 8 |
| 2.4. Acciones a considerar. | 9 |
| 2.4.1. Cargas Permanentes. | 10 |
| 2.4.1.1. Peso propio. | 10 |
| 2.4.1.2. Cargas del terreno..... | 12 |
| 2.4.1.3. Cargas hidráulicas. | 13 |
| 2.4.1.3.1. Empujes hidrostáticos a ambos lados del muro. | 13 |
| 2.4.1.3.2. Subpresión en el Bloque 3. | 14 |
| 2.4.2. Cargas Variables..... | 14 |
| 2.4.2.1. Cargas de uso y almacenamiento. | 14 |

| | |
|--|----|
| 2.4.2.1.1. Carga de uso..... | 14 |
| 2.4.2.4. Tiro de bolardo..... | 15 |
| 2.5. Combinación de acciones. | 16 |
| 2.6. Valores de las acciones. | 16 |
| 3. Comprobaciones geotécnicas. | 20 |
| 3.1. Vuelco de la estructura. | 20 |
| 3.2. Deslizamiento entre la banqueta y el hormigón. | 20 |
| 3.3 Hundimiento. | 21 |
| 4. Verificaciones..... | 23 |
| 5. Dimensionamiento de las defensas y los bolardos..... | 24 |
| 5.1. Cálculo de las defensas. | 24 |
| 5.1. Cálculo de los bolardos. | 29 |

1. Objeto.

La misión del presente anejo es describir los cálculos necesarios para la verificación de los Estados Límite de la obra.

Como se indicó en el *Anejo 6. Estudio de soluciones*, el muelle constará de bloques prefabricados de hormigón además de por su facilidad constructiva, por su economía. Se situará el mismo en el trasdós del contradique del Puerto de Gandía.

Asimismo, para la realización de los cálculos se definirán tanto las combinaciones de cargas posibles como las características de los materiales y las secciones sobre las cuales se realizarán las verificaciones según marcan *las Recomendaciones de Obras Marítimas*.

2. Dimensionamiento del muelle.

2.1 Sección tipo del muelle de gravedad.

El muelle consta de una banquetta de escollera de 9,5 m de longitud y 1,5 m de espesor. Sobre esta apoyan tres bloques de hormigón armado paralelepípedicos cuyo orden es el siguiente: en la base, el bloque de mayor tamaño con unas dimensiones en alzado de 6x3,5 m, a continuación, se coloca un bloque de mismo ancho y altura que el anterior. Encima de este se coloca otro bloque cuyas dimensiones son de 4,5x2,5 m. Por último, se sitúa la viga cantil encima de los anteriores la cual posee unas dimensiones de 3x1,5. El croquis de muelle y las medidas de los bloques se adjuntan en las siguientes figuras:

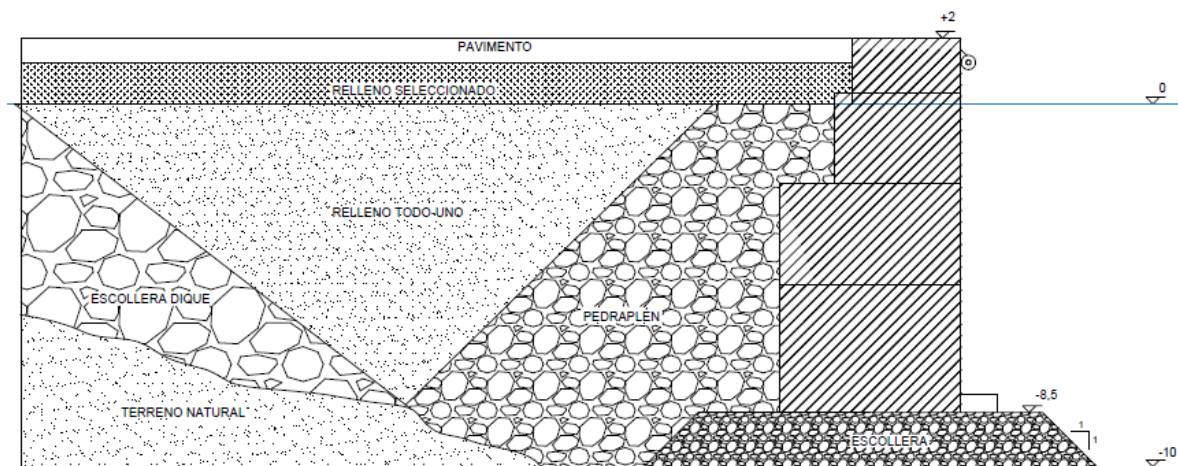


Figura 1. Esquema básico del muelle. (Fuente: elaboración propia).

Las dimensiones de los bloques se pueden apreciar en la *Figura 2* y la *Tabla 1*:

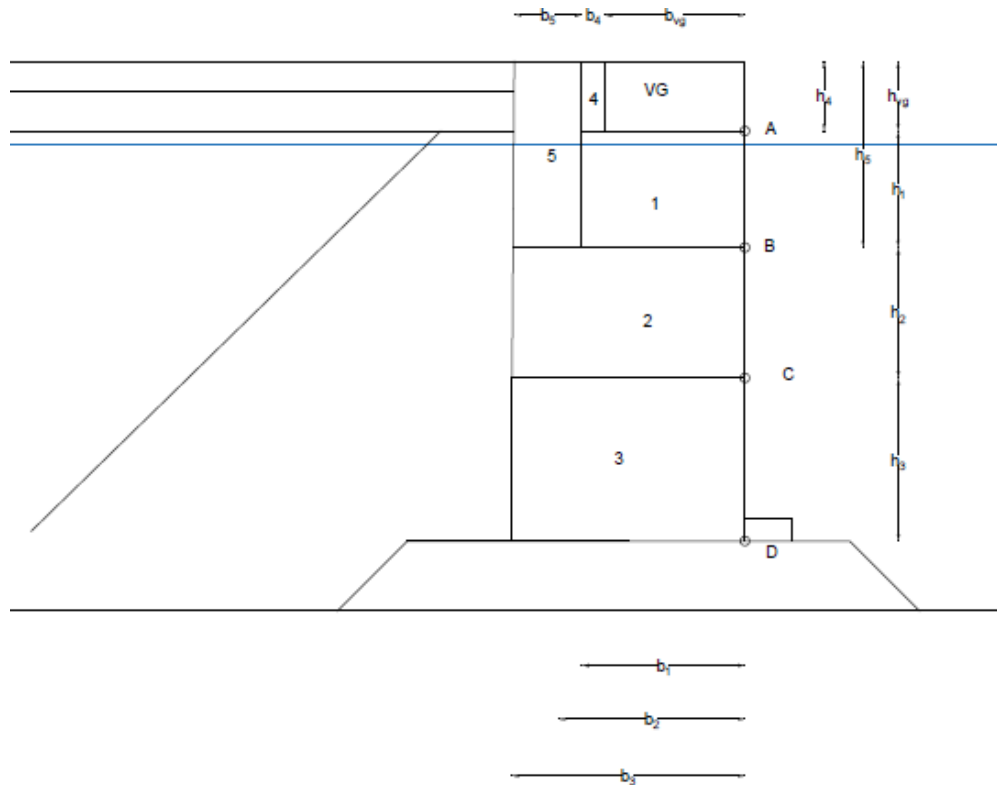


Figura 2. Dimensiones de los bloques. (Fuente: elaboración propia).

| GEOMETRÍA | | |
|----------------------|--------------------------------|------|
| 1.GEOMETRÍA BLOQUES | | |
| h_{vc} (m) | Altura de la viga cantil | 1,50 |
| b_{vg} (m) | Ancho de la viga cantil | 3,00 |
| h_1 (m) | Altura del Bloque 1 | 2,50 |
| b_1 (m) | Ancho del Bloque 1 | 4,50 |
| h_2 (m) | Altura del Bloque 2 | 3,50 |
| b_2 (m) | Ancho del Bloque 2 | 6,00 |
| h_3 (m) | Altura del Bloque 3 | 3,50 |
| b_3 (m) | Ancho del Bloque 3 | 6,00 |
| 2.GEOMETRÍA RELLENOS | | |
| h_4 (m) | Altura del Bloque 4 de terreno | 1,50 |
| b_4 (m) | Ancho del Bloque 4 de terreno | 1,50 |
| h_5 (m) | Altura del Bloque 5 de terreno | 4,00 |
| b_5 (m) | Ancho del Bloque 5 de terreno | 1,50 |

Tabla 1. Dimensiones de los bloques del muelle. (Fuente: elaboración propia).

En cuanto a los materiales situados en el trasdós del nuevo muelle, se emplearán varios tipos. El relleno de pedraplén, así como el relleno todo-uno, deberán tener en sus caras de contacto un filtro que garantice la homogeneización de las distintas capas. El todo-uno deberá otorgar peso a la estructura y servir de base a capas más competentes. Además, garantizará el correcto soterramiento de la escollera. El relleno seleccionado, dispuesto en coronación, aportará capacidad portante a la superficie creada.

La banqueta se realizará de escollera con rocas que oscilen entre los 25-100 kg de peso asegurando el correcto apoyo de los bloques y distribución de los esfuerzos.

Cabe destacar que la Figura 1 pretende definir principalmente la estructura resistente, las medidas de los rellenos son aproximadas, y pueden variar; las mismas serán definidas en los planos correspondientes a la sección general del muelle.

2.2. Características de los materiales.

Para el cálculo del muelle primero se han de determinar las características de los materiales con los cuales se está trabajando. Estas características vienen definidas para gran parte de los materiales existentes en *la ROM 2.0-90" Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias"* en su *Tabla 3.4.1.1.2 "Pesos específicos unitarios o aparentes, y porosidades usuales en elementos constructivos y estructurales"*.

2.2.1 Materiales de la estructura.

| 1. AGUA | | |
|-------------------------------------|------------------------------------|--------|
| γ_w (kN/m ³) | Peso específico agua | 10,30 |
| 2. HORMIGÓN | | |
| Tipo hormigón | Tipo de hormigón | HA30 |
| f_{ck} (Mpa) | Resistencia característica | 30,00 |
| γ_{HM} (kN/m ³) | Peso específico hormigón masa | 23,00 |
| γ_{HA} (kN/m ³) | Peso específico hormigón armado | 25,00 |
| $\gamma_{HA'}$ (kN/m ³) | Peso específico sumergido hormigón | 12,70 |
| 3. ACERO | | |
| Tipo acero | Tipo de acero | B500-S |
| f_{yk} (MPa) | Límite elástico acero | 500,00 |



Tabla2. Características de los materiales de la estructura. 8Fuente: elaboración propia

2.2.2. Materiales de relleno.

| 2.4. RELLENO PEDRAPLÉN | | |
|-------------------------------------|--|-------|
| γ_d (kN/m ³) | Peso específico relleno seco | 18,00 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | Peso específico relleno saturado | 21,00 |
| γ' (kN/m ³) | Peso específico relleno sumergido | 10,70 |
| Φ (°) | Ángulo de rozamiento interno | 43,0 |
| k_a | Coeficiente de empuje activo del relleno | 0,217 |
| 2.5. ESCOLLERA BANQUETA | | |
| γ (kN/m ³) | Peso específico escollera banqueta seco | 18,00 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | Peso específico escollera banqueta saturado | 21,00 |
| γ' (kN/m ³) | Peso específico escollera banqueta sumergido | 10,70 |
| 2.6. MISCELÁNEA | | |
| δ_1 (°) | Ángulo rozamiento hormigón-hormigón | 35 |
| δ_2 (°) | Ángulo rozamiento hormigón-banqueta | 32 |
| μ_1 | Coeficiente rozamiento hormigón-hormigón | 0,70 |
| μ_2 | Coeficiente rozamiento hormigón-banqueta | 0,625 |
| β (°) | Inclinación superficie del terreno | 0 |
| α (°) | Inclinación paramento del muelle | 90 |

Tabla 3. Características de los materiales de relleno de la estructura. (Fuente: elaboración propia).

2.3. Simplificaciones adoptadas.

La ROM 2.0-90" *Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias*" específicamente en su apartado "*Simplificaciones para el cálculo de empujes activos en estructuras de contención de gravedad*" admite varias simplificaciones, de este modo se considerará que:

➤ **Simplificación 1**→Para el cálculo de la estructura como cuerpo rígido, a vuelco y deslizamiento, el empuje total podrá determinarse según la metodología que se expondrá a continuación, pero actuando sobre un trasdós virtual AB que pasa por el extremo inferior del trasdós de la estructura; y tomando un valor del ángulo de rozamiento terreno-trasdós (δ_1) igual a 15° con independencia del tipo estructural.

➤ **Simplificación 2**→ Cuando un relleno de buena calidad (relleno seleccionado: ángulo de rozamiento interno superior o igual a 30°) sea utilizado en el trasdós de una estructura de contención por gravedad, siendo la superficie del mismo horizontal se considerará el siguiente caso. 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, formando un ángulo con la horizontal igual o menor que el ángulo de rozamiento interno del material del terreno seleccionado podrá considerarse para el cálculo de empujes que todo el terreno situado en el trasdós de la estructura tiene idénticas características que el relleno.

➤ La *NCSE-02 "Norma de Construcción Sismorresistente"*, las estructuras cuya destrucción por un terremoto puede ocasionar víctimas e interrumpir un servicio para la colectividad, debe considerarse de importancia normal. Asimismo, en su artículo 1.2.3. *"Criterios de aplicación de la norma"*, se nombra como para aceleraciones de 0,04g, como es el caso de Gandía, no es de aplicación esta norma.

➤ La estructura se considera monolítica, de este modo, no serán necesarias las comprobaciones a deslizamiento y vuelco bloque a bloque sino como un conjunto. Este efecto se logra realizando los bloques con un tramo cilíndrico hueco interior el cual, tras la colocación de los bloques, se rellenará con hormigón solidarizando así todos los bloques. Además, esta perforación en los bloques previa a su puesta final, facilitará las tareas de colocación de los mismos.

2.4. Acciones a considerar.

Las acciones a considerar vienen reflejadas en la ya citada *ROM 2.0-90" Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias"*, en su apartado 3.5 *"Valores característicos de las acciones"* las cuales se exponen a continuación. Las acciones se dividirán en permanentes y variables. Las acciones a considerar en la estructura son las mostradas en la figura siguiente. En ella se pueden observar que como acciones permanentes se sitúan el empuje del terreno, las subpresión y los empujes hidrostáticos del agua a uno y otro lado del muelle: estas están representadas según los colores rojo, azul y cian respectivamente. Respecto a las variables se representan la sobrecarga de uso y almacenamiento, en blanco y verde, junto con el tiro de bolardo en amarillo. El peso propio de la estructura no aparece en la Figura para que la representación de este no interfiriera en la claridad de la imagen.

Lo que representan estas acciones y sus valores se explicará en los apartados correspondientes.

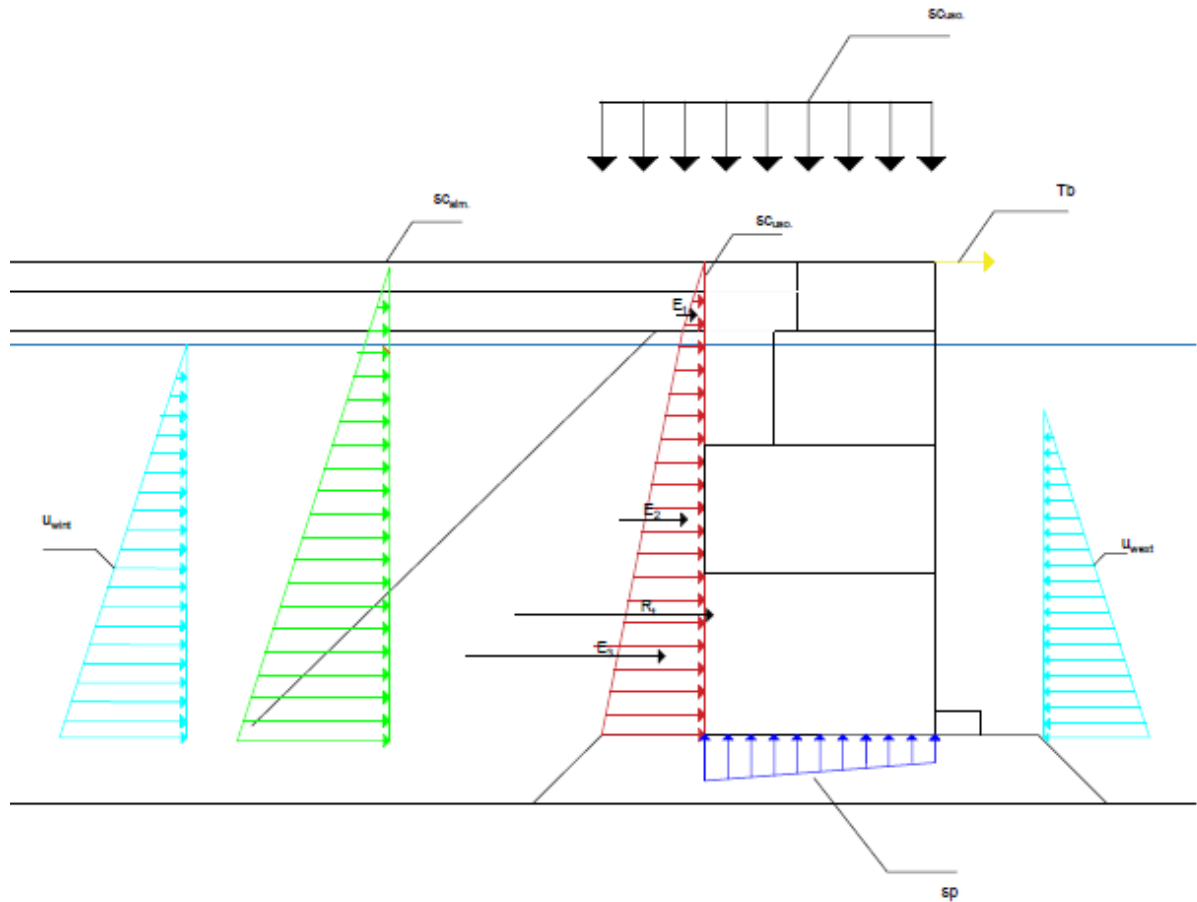


Figura 3. Cargas sobre la estructura. (Fuente: elaboración propia).

2.4.1. Cargas Permanentes.

2.4.1.1. Peso propio.

Al tratarse de una estructura de gravedad, esta principalmente resiste por el peso propio. A él contribuyen los bloques de hormigón con la viga cantil. También se contabilizado como peso propio al terreno apoyado sobre el bloque 1 y 2. Este se ha tomado para los cálculos como relleno de pedraplén.

Tal y como se aprecia en la Figura 4, se han contabilizado 6 bloques que calcular siendo los 3 primeros correspondientes a los bloques de hormigón, los dos siguientes al terreno anteriormente citado y, por último, a la viga cantil; separada en cuanto a la nomenclatura.

En la Tabla 2 se pueden apreciar los distintos tanto las áreas como los distintos pesos de cada uno de los bloques.

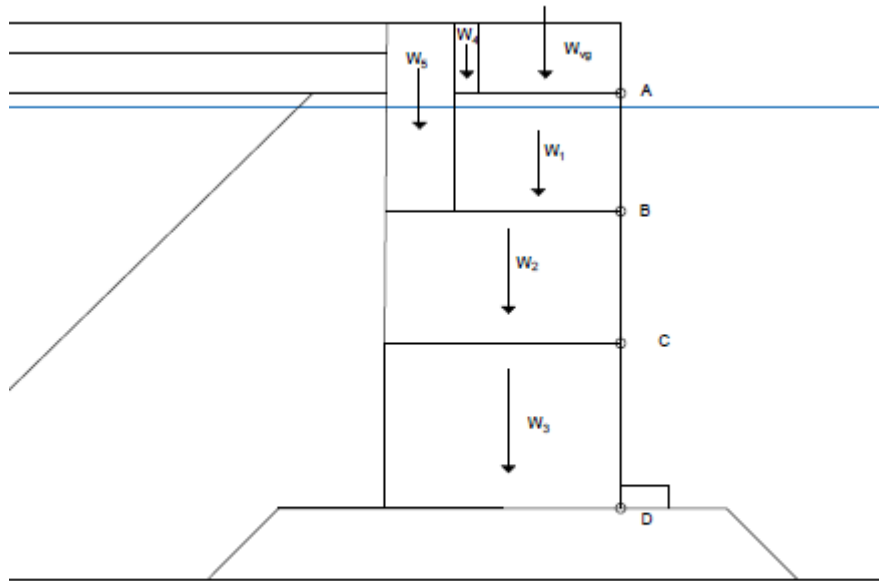


Figura 4. Peso propio de los bloques. (Fuente: elaboración propia).

| SECCIONES | | |
|----------------------------|---------------------------|--------|
| A_{vc} (m ²) | Sección de la viga cantil | 4,50 |
| A_1 (m ²) | Sección del Bloque 1 | 11,25 |
| A_2 (m ²) | Sección del Bloque 2 | 18,00 |
| A_3 (m ²) | Sección del Bloque 3 | 21,00 |
| A_4 (m ²) | Sección del Bloque 4 | 2,25 |
| A_5 (m ²) | Sección del Bloque 5 | 6,00 |
| A_6 (m ²) | Sección del Bloque 6 | 0,00 |
| PESO BLOQUES | | |
| W_{vg} (kN/ml) | Peso Viga Cantil | 112,50 |
| W_1 (kN/ml) | Peso Bloque 1 | 281,25 |
| W_2 (kN/ml) | Peso Bloque 2 | 450,00 |
| W_3 (kN/ml) | Peso Bloque 3 | 525,00 |
| W_4 (kN/ml) | Peso Bloque 4 | 40,5 |
| W_5 (kN/ml) | Peso Bloque 5 | 137,25 |

Tabla 4. Áreas de cada bloque y los pesos correspondientes. (Fuente: elaboración propia).

2.4.1.2. Cargas del terreno.

Los empujes correspondientes al empuje del terreno sobre el muro, son estudiados mediante la teoría de Rankine según se enuncia en la ROM 2.0-90. Los parámetros según los cuales se han hallado los valores se encuentran descritos en anteriormente. En este apartado tan sólo se plantearán las ecuaciones que describen el comportamiento de los empujes del suelo y su resolución. La formulación empleada para el cálculo de los empujes se adjunta a continuación.

En el cálculo del coeficiente de empuje activo se emplea la siguiente fórmula:

$$k_a = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\omega}{2}\right)^2$$

Esta fórmula, para el caso de terreno horizontal, como es el caso, se simplifica a:

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 40}{1 + \sin 40} \rightarrow k_a = 0.217$$

La distribución de tensiones debidas al terreno como se puede apreciar en la Figura 3 consta de dos zonas claramente diferencias. La primera es la correspondiente al triángulo situado por encima del nivel freático la cual en el esquema figura como E₁

Por otro lado, en la zona saturada surgen dos empujes correspondientes a la descomposición del trapecio de presiones que se crea. Estos corresponden a un triángulo y un rectángulo, en la Figura E₂ y E₃ respectivamente.

Los empujes correspondientes a cada parte, hallados a raíz del cálculo previo de las tensiones efectivas se adjuntan en la Tabla 3. Los empujes se han calculado multiplicando el coeficiente de empuje activo hallado anteriormente por la tensión efectiva.

En ella se puede apreciar cómo se han señalado los 3 puntos significativos de la estructura (la cual se recuerda que se considera monolítica) que corresponden a la coronación del muelle, el nivel freático dado que es donde se produce el cambio de pendiente debido a la presencia de presiones intersticiales debidas al agua. Por último, se ha señalado el enrase de la banqueta dado que es en ese punto donde se generarán las mayores tensiones.

| EMPUJE DEL TERRENO | | |
|--|--|--------|
| 1. EMPUJE EN LA CORONACIÓN DEL MURO | | |
| σ_{vc} (kN/m ²) | Tensión vertical en la coronación del muelle | 0 |
| u_c (kN/m ²) | Presión intersticial en la coronación del muelle | 0 |
| σ'_{vc} (kN/m ²) | Tensión efectiva en la coronación del muelle | 0 |
| e_c (kN/m ²) | Empuje en la coronación del muro | 0,00 |
| 2. EMPUJE A LA ALTURA DEL NIVEL FREÁTICO | | |
| σ_{vnf} (kN/m ²) | Tensión vertical a la altura del nivel freático | 36,00 |
| u_{nf} (kN/m ²) | Presión intersticial a la altura del nivel freático | 0 |
| σ'_{vnf} (kN/m ²) | Tensión efectiva en el nivel freático | 36,00 |
| e_{nf} (kN/m ²) | Empuje en el nivel freático | 7,83 |
| 3. EMPUJE EN EL ENRASE DE LA BANQUETA | | |
| $\sigma_{vbanqueta}$ (kN/m ²) | Tensión vertical en el enrase de la banqueta | 208,50 |
| $u_{banqueta}$ (kN/m ²) | Presión intersticial en el enrase de la banqueta | 85,00 |
| $\sigma'_{vbanqueta}$ (kN/m ²) | Tensión efectiva en el enrase de la banqueta | 123,50 |
| $e_{banqueta}$ (kN/m ²) | Empuje en el enrase de la banqueta | 26,85 |
| 4. EMPUJES | | |
| E_1 (kN) | Empuje del triángulo situado hasta el NF | 7,83 |
| E_2 (kN) | Empuje correspondiente a la parte rectangular del trapecio | 66,54 |
| E_3 (kN) | Empuje correspondiente a la parte triangular del trapecio | 80,86 |

Tabla 5. Tensiones y empujes a lo largo de la estructura. (Fuente: elaboración propia).

2.4.1.3. Cargas hidráulicas.

En la estructura, tal y como se puede apreciar en la Figura 3, coexisten 3 cargas correspondientes al empuje de agua: la subpresión y los dos empujes hidrostáticos del agua sobre ambos lados del paramento del muelle.

2.4.1.3.1. Empujes hidrostáticos a ambos lados del muro.

Esta clase de empuje corresponde, por el lado del trasdós del muro al empuje del agua que se encuentra dentro del terreno saturado mientras que, en el intradós, se corresponde al nivel de agua del puerto.

En el Puerto de Gandía, al no existir una carrera de marea significativa tal y como se indicó en *el Anejo 4. Clima marítimo*, no es necesario considerar las situaciones de pleamar y bajamar, no obstante, al disminuir mucho más rápidamente el nivel de la marea que el nivel del agua en el trasdós del muro, la ROM 0.2-90 en su Tabla 3.4.2.1.1. maca un resguardo de 30 cm en la zona del intradós para paliar estos efectos. Cabe destacar que este efecto también es aplicable para la pleamar, sin embargo, no sea tenido en cuenta dado que, en caso de la pleamar, este tendría unas consecuencias estabilizadoras para el muelle. Se ha tenido en cuenta únicamente el efecto desestabilizante para así quedarse del lado de la seguridad.

De este modo las presiones hidrostáticas máximas, suceden en la base de la estructura y adquieren el siguiente valor:

| SUBPRESIÓN | | |
|---------------|--|-------|
| sp_t (kN/m) | Presión intersticial sobre el Bloque 3 zona trasdós | 85,00 |
| sp_i (kN/m) | Presión intersticial sobre el Bloque 3 zona intradós | 82,00 |

Tabla 6. Subpresiones en el enrase del muelle. (Fuente: elaboración propia).

2.4.1.3.2. Subpresión en el Bloque 3.

Como se ha citado además de las dos presiones intersticiales, surgen una subpresión en la base del Bloque 3 que trata de levantarlo. Esta carga adquiere forma trapezoidal debido a la diferencia de presiones intersticiales surgidas a cada lado del muro por el motivo explicado en el apartado anterior. Por ello mismo el cálculo de la resultante, como se expresará más adelante se descompondrá en el triángulo y el trapecio correspondientes.

El valor de estas subpresiones adquiere el mismo que los expuestos en el apartado anterior con la excepción que, mientras las mencionadas en el epígrafe anterior eran fuerzas horizontales, esta es una fuerza vertical ejercida sobre la base del denominado Bloque 3

2.4.2. Cargas Variables.

2.4.2.1. Cargas de uso y almacenamiento.

2.4.2.1.1. Carga de uso.

La ROM 2.0-11" *Recomendaciones para el proyecto de ejecución de Obras de Atraque y Amarre*" fija las disposiciones mínimas para las áreas de uso y almacenamiento que debe de

poseer el muelle. La norma marca una amplitud mínima de 15 metros para el área de operación considerándose, el resto del muelle, zona de almacenamiento, la cual será destinada a albergar los autobuses y demás medios para el traslado de los pasajeros. La norma marca que el valor mínimo para la sobrecarga de uso es de 10 kN/m² mientras que la sobrecarga de almacenamiento adopta un valor de 20 kN/m².

En el caso de estudio, se sitúa la carga de uso durante los 15 metros de anchura del muelle expuestos anteriormente. La mencionada carga tiene carácter estabilizador

En lo referente a la carga de almacenamiento, al no suceder este fenómeno en muelle, únicamente servirá para la recepción de pasajeros y como aparcamiento, es por ello que situarla con su valor original causará un sobredimensionamiento innecesario en la obra, por ello mismo se decide que la misma adopte un valor igual al de la sobrecarga de uso, 10 kN/m².

La sobrecarga de almacenamiento produce un efecto desestabilizador sobre el muelle tan y como se aprecia en la Figura 3.

2.4.2.4. Tiro de bolardo.

Al encontrarse los cruceros amarrados por cabos, aparecerán unas cargas puntuales repartidas a lo largo de toda la línea de atraque, generadas por la tensión que resisten los bolardos. Estas tensiones llevan la dirección de los cabos los cuales, la norma recomienda, una inclinación de 25° con la horizontal de forma que, la fuerza deberá ser descompuesta en sus componentes vertical y horizontal de las cuales se estudiará esta última dado que es la que genera mayores inestabilidades.

La ROM 2.0-11 fija para buques de desplazamiento entre 20.000 y 50.000 t unas cargas horizontales de amarre de 80 t que descomponiéndolas en sus dos componentes se obtiene que:

$$H = 80 \cdot \cos 25^\circ \rightarrow H = 72,5 \text{ t.}$$

Esta cifra es lo que resiste cada bolardo los cuales se sitúan cada 25 metros generando, por metro lineal de estructura un tiro de bolardo de:

$$H = 72,5 \div 25 = 2,9 \text{ t./m}$$

2.5. Combinación de acciones.

La combinación de acciones que se adoptará para el caso estudiado es la referente a la combinación fundamental o característica de acciones cuya fórmula es la siguiente

$$\gamma_g \cdot G + \gamma_{q,1} \cdot Q_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot \gamma_{q,i} \cdot Q_i \quad \text{para } i \text{ entre } 2 \text{ y } n$$

donde:

G = acciones permanentes.

Q_1 = acción variable principal o predominante en la ocurrencia del modo de fallo y acciones variables de actuación simultánea directamente dependientes de la predominante.

Q_i = otras acciones variables de actuación simultánea compatibles con la predominante e independientes estadísticamente de la misma.

$\psi_{0,i}$ = coeficiente de compatibilidad fundamental o característico.

γ_g, γ_q = coeficientes de ponderación parciales.

Figura 4. Combinación fundamental o característica de acciones. (Fuente: ROM 0.5-05).

| Acción | Símbolo | Tipo de modo de fallo | | | | |
|-------------------|------------|-----------------------|------|------|------|------|
| | | EQU | STR | GEO | UPL | HYD |
| Permanente | | | | | | |
| Desfavorable | γ_g | 1,10 | 1,35 | 1,00 | 1,00 | 1,35 |
| Favorable | | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 0,90 | 0,90 |
| Variable | | | | | | |
| Desfavorable | γ_q | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,50 | 1,50 |
| Favorable | | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

Figura 5. Tabla correspondiente a los diversos coeficientes de ponderación parciales. (Fuente: ROM 0.5-.5).

Los coeficientes Ψ son los que se adjuntan en la Tabla 5:

| COEFICIENTE COMBINACIÓN ACCIONES Ψ | | |
|---|---|------|
| Gravitatorio | Coeficientes de combinación de acciones | 1,00 |
| Medio Físico | Coeficientes de combinación de acciones | 0,70 |
| Terreno | Coeficientes de combinación de acciones | 1,00 |
| Uso y alm. | Coeficientes de combinación de acciones | 0,70 |
| Material | Coeficientes de combinación de acciones | 1,00 |
| Construcción | Coeficientes de combinación de acciones | 1,00 |

2.6. Valores de las acciones.

En este apartado se adjuntan las fuerzas resultantes junto con sus brazos mecánicos correspondientes para la determinación de los momentos. Para clarificar la interpretación se

acompaña la tabla con la Figura 5, en la cual se aprecian las resultantes de cada fuerza y sus respectivos brazos mecánicos.

Las acciones que se adjuntan en el aparatado ya vienen ponderadas por sus coeficientes de combinación pertinentes extraídos del apartado anterior.

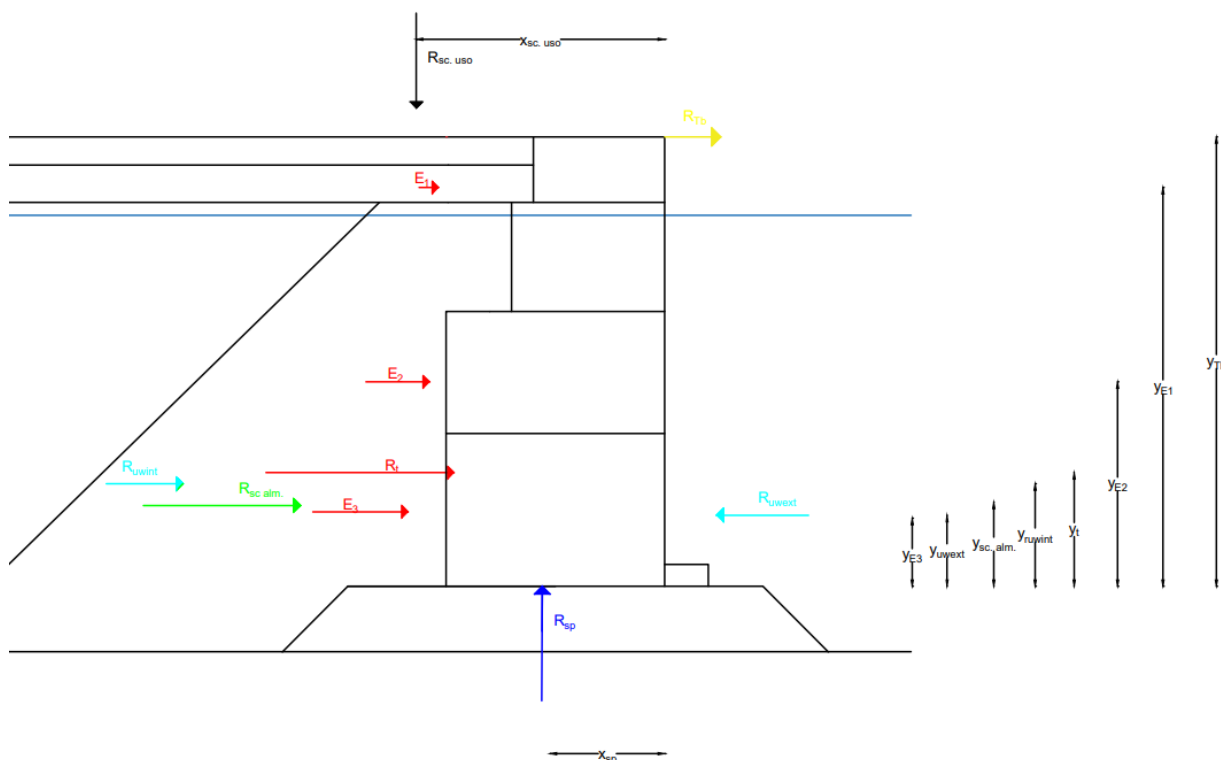


Figura 6. Resultantes y sus brazos mecánicos. (Fuente: elaboración propia).

| BRAZOS MECÁNICOS.RESULTANTES Y MOMENTOS PONDERADOS | | |
|--|---|-------------|
| 1. RESULTANTES PONDERDAS | | |
| R_{pp} (kN) | Resultante peso propio ponderada | 1365,6 6 |
| R_t (kN) | Resultante del empuje del terreno ponderada | 161,18 |
| R_{sp} (kN) | Resultante de las subpresiones en el Bloque 3 ponderada | 551,10 |
| $R_{sc.uso}$ (kN) | Resultante de la sobrecarga de uso ponderada | 0,00 |
| $R_{sc.alm.}$ (kN) | Resultante de la sobrecarga de almacenamiento ponderada | 23,52 |
| R_{tb} (kN) | Resultante del tiro de bolardo ponderada | 54,38 |
| R_{uwint} (kN) | Resultante del empuje hidrostático trasdós ponderada | 325,13 |
| R_{uwext} (kN) | Resultante del empuje hidrostático intradós ponderado | 302,58 |
| 2. BRAZO MECÁNICO DE LAS RESULTANTES | | |

| | | |
|--------------------------------|--|---------|
| $x_{VG}(m)$ | Resultante del Peso de la Viga Cantil | 1,50 |
| $x_{w1}(m)$ | Resultante del Peso de Bloque 1 | 2,25 |
| $x_{w2}(m)$ | Resultante del Peso de Bloque 2 | 3,00 |
| $x_{w3}(m)$ | Resultante del Peso de Bloque 3 | 3,00 |
| $x_{w4}(m)$ | Resultante del Bloque de tierras 4 | 3,75 |
| $x_{w5}(m)$ | Resultante del Bloque de tierras 5 | 5,25 |
| $x_{w6}(m)$ | Resultante del Bloque de tierras 6 | 6,00 |
| $y_{E1}(m)$ | Brazo mecánico del empuje E_1 | 9,10 |
| $y_{E2}(m)$ | Brazo mecánico del empuje E_2 | 4,25 |
| $y_{E3}(m)$ | Brazo mecánico del empuje E_3 | 2,83 |
| $y_t(m)$ | Brazo mecánico del empuje de tierras (R_t) | 3,68 |
| $x_{sp}(m)$ | Brazo mecánico de la subpresión (R_{sp}) | 3,02 |
| $x_{sc. uso}(m)$ | Brazo mecánico de la sobrecarga de uso ($R_{sc. uso}$) | 7,50 |
| $y_{sc. alm.}(m)$ | Brazo mecánico de la sobrecarga de alm. ($R_{sc. alm}$) | 5,15 |
| $y_{Tb}(m)$ | Brazo mecánico del tiro de bolardo. (R_{Tb}) | 10,30 |
| $y_{uwext}(m)$ | Resultante empuje hidrostático intradós | 2,73 |
| $y_{uwint}(m)$ | Resultante empuje hidrostático trasdós | 2,83 |
| 6.2 MOMENTOS PONDERADOS | | |
| $M_{Vc}(kN/m)$ | Momento debido a la Viga Cantil ponderado | 151,88 |
| $M_1(kN/m)$ | Momento debido al Bloque 1 ponderado | 569,53 |
| $M_2(kN/m)$ | Momento debido al Bloque 2 ponderado | 1134,00 |
| $M_3(kN/m)$ | Momento debido al Bloque 3 ponderado | 1417,50 |
| $M_4(kN/m)$ | Momento debido al Bloque de tierras 4 ponderado | 136,69 |
| $M_5(kN/m)$ | Momento debido al Bloque de tierras 5 ponderado | 652,76 |
| $M_6(kN/m)$ | Momento debido al Bloque de tierras 6 ponderado | 0,00 |
| $M_{PP}(kN/m)$ | Momento total debido al peso propio ponderado | 4062,35 |
| $M_t(kN/m)$ | Momento debido al empuje de tierras ponderado | 593,72 |
| $M_{sp}(kN/m)$ | Momento debido a la subpresión ponderado | 1663,20 |
| $M_{sc. uso}(kN/m)$ | Momento debido a la sobrecarga de uso ponderado | 0,00 |
| $M_{sc. alm.}(kN/m)$ | Momento debido a la sobrecarga de almacenamiento ponderado | 121,11 |

Anejo 8. Cálculo de la obra de atraque.

| | | |
|----------------------|---|--------|
| M_{Tb} (kN/m) | Momento debido al tiro de bolardo ponderado | 560,10 |
| M_{uwext} (kNm) | Momento del empuje hidrostático de intradós ponderado | 827,05 |
| M_{uwint} (kNm) | Momento del empuje hidrostático de trasdós ponderado | 788,13 |



3. Comprobaciones geotécnicas.

La ROM 0.5-05 “Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias” se describen los diversos modos de fallo que pueden sufrir las estructuras, la metodología para calcularlos, así como los coeficientes de seguridad a adoptar. En la siguiente Figura se observan los diversos modos de fallo que se estudiarán en el anejo.

| 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 |
| Deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo | 1,5 | 1,3 | 1,1 |
| Deslizamiento en el contacto de la banquetta y el terreno natural | 1,5 | 1,3 | 1,1 |
| Hundimiento | 2,5 | 2 | 1,8 |
| Vuelco plástico | 1,5 | 1,3 | 1,1 |
| Estabilidad global | 1,4 | 1,3 | 1,1 |
| Erosión interna del trasdós | MP | – | – |
| Socavación del pie del intradós | MP | – | – |

Figura 7. Modos de fallo más usuales de tipo geotécnico en estructuras. (Fuente: ROM 0.5-05).

3.1. Vuelco de la estructura.

Para el vuelco del muelle se trata el denominado vuelco rígido del mismo el cual se trata en el apartado 3.5.6 de la ROM 0.5-05 proponiéndose la siguiente fórmula:

$$CS_v \leq \frac{\sum M_v}{\sum M_E}; CS_v \geq 1,3$$

Siendo:

- $M_v \rightarrow$ Momentos volcadores.
- $M_E \rightarrow$ Momentos estabilizadores.

3.2. Deslizamiento entre la banquetta y el hormigón.

La seguridad frente al deslizamiento se recoge en el apartado 3.5.5 de la ROM 0.5-05 obteniéndose a partir de la siguiente fórmula:

$$CS_d \leq \frac{\mu \cdot \sum F_V}{H}; CS_d \geq 1,3$$

Con:

$$H_{(rotura)} = V \cdot \tan \Phi + a \cdot S + (E_p - E_a) + R_c$$

Si bien la ROM 0.5-05 recomienda, para ser conservadores, hacer una hipótesis en la cual se suprimen los dos últimos términos.

3.3 Hundimiento.

Para el cálculo del hundimiento es básico conocer la capacidad portante del terreno la cual, según la ROM 0.5-05 se recomienda la fórmula de Brich-Hansen la cual se adjunta a continuación:

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

Donde:

- $Q \rightarrow$ Sobrecarga debida al peso de tierras a la profundidad de la cimentación, en el entorno del cimientto.
- $c \rightarrow$ cohesión.
- $\gamma \rightarrow$ Peso específico del suelo.
- $N_q, N_c, N_\gamma \rightarrow$ Coeficientes de capacidad de carga.
- $f_q, f_c, f_\gamma \rightarrow$ Factores de corrección.

En el *Anejo 3. Geología y Geotecnia*, ya se mencionó que el terreno, a falta de más sondeos, posee un ángulo de rozamiento interno (ϕ) de 33° y cohesión nula.

4. Verificaciones.

En el siguiente apartado se realizan los cálculos de los métodos de fallo anteriormente descritos.

| VERIFICACIONES | | |
|------------------------------------|---|---------------|
| 1. VERIFICACIÓN DESLIZAMIENTO | | |
| $\sum F_h$ (kN) | Sumatorio de fuerzas horizontales que actúan en el sistema | 262,01 |
| $\sum F_v$ (kN) | Sumatorio de fuerzas verticales que actúan en el sistema | 875,25 |
| $CS_v = \mu_1 \sum F_v / \sum F_h$ | Coeficiente de seguridad al deslizamiento de la estructura | 2,34 |
| CS_D mínimo | Coeficiente de seguridad mínimo | 1,30 |
| | | CUMPLE |
| 2. VERIFICACIÓN VUELCO | | |
| $\sum M_e$ (kN/m) | Sumatorio de momentos estabilizadores | 5239,35 |
| $\sum M_v$ (kN/m) | Sumatorio de momentos volcadores | 4052,71 |
| $CS_H = \sum M_e / \sum M_v$ | Coeficiente de seguridad frente al vuelco de la estructura | 1,32 |
| CS_v mínimo | Coeficiente de seguridad mínimo | 1,30 |
| | | CUMPLE |
| 3. VERIFICACIÓN HUNDIMIENTO | | |
| Φ (°) | Ángulo de rozamiento interno del terreno | 33 |
| N_q | Coeficiente de capacidad de carga | 26,09 |
| N_c | Coeficiente de capacidad de carga | 38,64 |
| N_γ | Coeficiente de capacidad de carga | 32,59 |
| e (m) | Excentricidad de la resultante | 0,28 |
| B^* (m) | Ancho eficaz de la cimentación | 5,43 |
| L^* (m) | Longitud del muelle | 200 |
| S_q | Coeficiente de forma | 1,02 |
| S_c | Coeficiente de forma | 1,02 |
| S_γ | Coeficiente de forma | 0,99 |
| q_{vh} (kN/m ²) | Presión vertical efectiva que produce el hundimiento | 1852,67 |
| P_v (kN) | Presión actuante en la hipótesis de carga | 159,89 |
| $CS_H = q_{vh} / P_v$ | Coeficiente de seguridad al hundimiento | 11,59 |
| CS_H mínimo | Coeficiente de seguridad mínimo | 2,00 |
| | | CUMPLE |



5. Dimensionamiento de las defensas y los bolardos.

5.1. Cálculo de las defensas.

Este elemento protege la estructura de los daños de los impactos que puedan causar los buques sobre esta. Los cálculos de las defensas se basan en las dimensiones del buque de diseño. Las mismas se encuentran en el *Anejo 5. Estudio de demanda*.

Para el cálculo de las defensas se empleará la ROM 0.2-90. El procedimiento marcado por la norma se basa en el cálculo de la energía cinética del muelle. Se propone la siguiente:

$$E = \frac{1}{2 \cdot g} \cdot C_m \cdot \Delta \cdot V_b^2$$

Donde:

- $E \rightarrow$ Energía cinética característica. Expresada en t.m
- $g \rightarrow$ Aceleración de la gravedad. Expresada en m/s^2 .
- $C_m \rightarrow$ Coeficiente de masa hidrodinámica.
- $\Delta \rightarrow$ Desplazamiento del buque de proyecto. Expresado en t.
- $V_b \rightarrow$ Componente normal a la superficie de atraque de la velocidad de aproximación de buque en el momento del impacto. Expresada en m/s.

Para buques que poseen un gran desplazamiento, superiores a los 10.000 t, las velocidades de atraque son muy reducidas dado que los navíos se detienen a unos 10 o 20 metros del atraque situados paralelo a este. Así pues, con la ayuda de remolcadores se produce la maniobra de atraque la cual lleva una dirección ligeramente perpendicular a la línea de atraque. De esta manera, las velocidades de atraque oscilan entre los 0,10 y 0,40 m/s. Así pues, se fijará $V_b = 0,10$ m/s.

El cálculo del coeficiente de masa hidrodinámica (C_m) tiene en cuenta el efecto producido por la masa de agua que se moviliza conjuntamente durante el atraque, dando lugar a un

aumento efectivo de la masa que se ve involucrada en la formulación para la energía de atraque.

$$C_m = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} = 1 + 2 \cdot \frac{6}{25} \rightarrow C_m = 1,48$$

Siendo:

- D → Calado del buque de proyecto.
- B → Manga del buque de proyecto.

En consecuencia, la energía desarrollada por el barco es la siguiente:

$$E = \frac{1}{2} \cdot 9,81 \cdot 1,48 \cdot 19.000 \cdot 0,1^2 \rightarrow E = 14,33 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Cabe destacar que la energía cinética que el buque desarrolla (E), no es cedida íntegramente al sistema de atraque completo (estructura + defensas), en su lugar, este absorberá solamente una parte. Para obtener esta energía absorbida, se partirá de la siguiente hipótesis.

- EL movimiento de aproximación del buque a la instalación portuaria es una traslación simple, sin ninguna clase de rotación
- En el momento en el que ocurre la máxima deformación, situada en el punto de contacto entre el atraque y el buque, no hay desplazamiento relativo, únicamente se produce una rotación del buque alrededor del punto de contacto.
- Toda acción que concurra con la reacción del sistema de atraque es despreciable (remolcadores, vientos, corrientes...).

Se puede formular entonces la expresión de la energía absorbida por el sistema de atraque como:

$$E_f = f \cdot E = C_e \cdot C_g \cdot C_c \cdot C_s \cdot E$$

Se explicarán, a continuación, cada coeficiente:

➤ C_e → Coeficiente de excentricidad del buque. Representa la no coincidencia del punto de impacto de un buque con el centro de gravedad del mismo. Se calcula mediante la expresión:

$$C_e = \frac{k^2 + a^2 \cdot (\cos \gamma)^2}{k^2 + a^2}$$

Donde:

- k → Radio de giro del buque. Expresado en metros.

$$k = (0,19 \cdot C_b + 0,11) \cdot L = (0,19 \cdot 0,63 + 0,11) \cdot 181 \rightarrow k = 41,575$$

- a → Distancia entre el punto de impacto y el centro de gravedad del buque. Se aproxima a $0,25L$. $a = 45,25$

- γ → Ángulo entre la línea que une el punto de contacto y el centro de gravedad del buque, y el vector velocidad. En condiciones normales se adopta un valor de 70° .

$$C_e = \frac{41,475^2 + 45,25^2 \cdot (\cos 70)^2}{41,475^2 + 45,25^2} \rightarrow C_e = 0,52$$

- C_g → Coeficiente geométrico del buque. Se toma como valor $C_g=1$ al producirse el impacto en la parte recta, situación más desfavorable.

- C_c → Coeficiente de configuración de atraque. Para obras de gravedad (macizas) se toma como $C_c=0,8$

- C_s → Coeficiente de rigidez en el sistema de atraque. Relaciona las rigideces de la estructura resistente con las del buque. Se adopta un valor de $C_s= 1$ dado que no se disponen datos de mayor o menor rigidez del sistema

La energía absorbida por el sistema adopta un valor entonces de:

$$E_f = 0,52 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 14,33 \rightarrow E_f = 5,96 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Se dimensionará una defensa que pueda resistir 60 kNm de impacto. Atendiendo a catálogos comerciales se dimensiona la defensa TCN-500 proporcionada por la empresa Prosertek. Este modelo (TCN) se basa en defensas de elastómero de forma troncocónica que

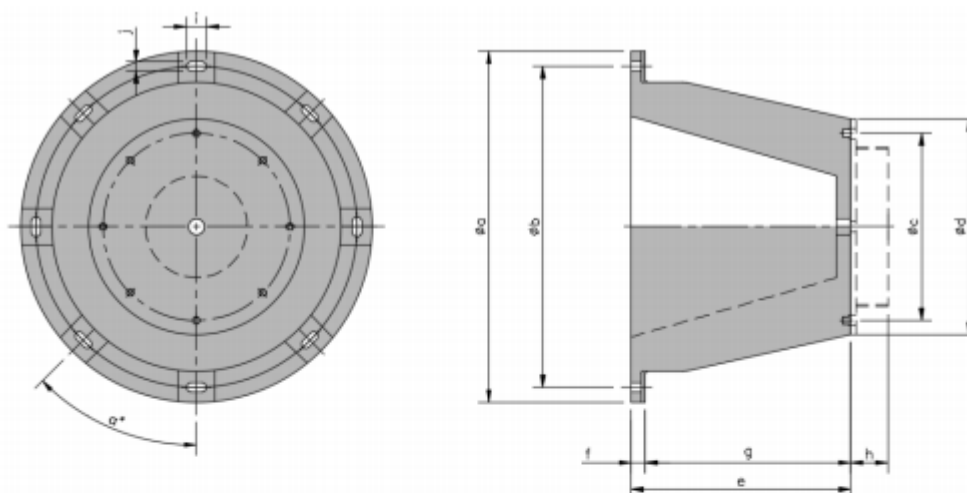


permite deformaciones de hasta el 72%. Se adjuntan las capacidades resistentes en la Figura 8. En la Figura 9 y 10 se puede observar tanto las dimensiones geométricas del modelo como una fotografía de la defensa, respectivamente.

Las medidas y peso de la defensa están en mm y kg; la resistencia está en kNm y kN.

| Defensa | | Calidad | | |
|----------|---|---------|------|------|
| | | A | B | C |
| TCN-300 | R | 104 | 86 | 64 |
| | E | 14.4 | 11.4 | 8.6 |
| TCN-400 | R | 186 | 145 | 114 |
| | E | 34.6 | 27.6 | 20.5 |
| TCN-500 | R | 286 | 226 | 186 |
| | E | 67.5 | 54 | 43 |
| TCN-600 | R | 401 | 315 | 253 |
| | E | 121 | 90 | 71 |
| TCN-700 | R | 570 | 452 | 356 |
| | E | 205 | 164 | 130 |
| TCN-800 | R | 746 | 583 | 463 |
| | E | 311 | 245 | 192 |
| TCN-900 | R | 936 | 746 | 586 |
| | E | 438 | 342 | 276 |
| TCN-1000 | R | 1163 | 926 | 726 |
| | E | 604 | 471 | 375 |
| TCN-1100 | R | 1413 | 1115 | 875 |
| | E | 806 | 635 | 500 |
| TCN-1200 | R | 1683 | 1327 | 1046 |
| | E | 1052 | 825 | 650 |
| TCN-1300 | R | 1979 | 1559 | 1226 |
| | E | 1336 | 1045 | 825 |
| TCN-1400 | R | 2286 | 1801 | 1420 |
| | E | 1668 | 1305 | 1032 |
| TCN-1600 | R | 2986 | 2356 | 1855 |
| | E | 2486 | 1956 | 1536 |
| TCN-1800 | R | 3779 | 2990 | 2356 |
| | E | 3531 | 2775 | 2185 |
| TCN-2000 | R | 4660 | 3682 | 2904 |
| | E | 4840 | 3802 | 2986 |

Figura 8. Resistencia de las defensas modelo TCN. (Fuente: www.prosertek.com).



| Defensa | a | b | c | d | e | f | g | h | i | j | α | Peso (kg) | NºAnclajes/Metrica |
|----------|------|------|------|------|------|-----|------|-----|-----|----|----------|-----------|--------------------|
| TCN-300 | 520 | 450 | 245 | 295 | 300 | 20 | 280 | 51 | 50 | 26 | 90 | 33 | 4xM.20 |
| TCN-400 | 670 | 585 | 340 | 393 | 400 | 28 | 372 | 68 | 64 | 32 | 90 | 78 | 4xM.24 |
| TCN-500 | 820 | 730 | 425 | 491 | 500 | 35 | 465 | 85 | 64 | 32 | 90 | 172 | 4xM.24 |
| TCN-600 | 960 | 875 | 515 | 589 | 600 | 50 | 550 | 102 | 90 | 40 | 90 | 335 | 4xM.30 |
| TCN-700 | 1120 | 1020 | 600 | 685 | 700 | 55 | 645 | 119 | 90 | 40 | 90 | 378 | 4xM.30 |
| TCN-800 | 1280 | 1165 | 685 | 785 | 800 | 55 | 745 | 136 | 90 | 45 | 60 | 590 | 6xM.30 |
| TCN-900 | 1440 | 1313 | 770 | 885 | 900 | 55 | 845 | 153 | 90 | 45 | 60 | 896 | 6xM.36 |
| TCN-1000 | 1600 | 1460 | 855 | 982 | 1000 | 70 | 930 | 170 | 90 | 45 | 60 | 1123 | 6xM.36 |
| TCN-1100 | 1760 | 1605 | 940 | 1080 | 1100 | 70 | 1030 | 187 | 100 | 45 | 45 | 1525 | 8xM.36 |
| TCN-1200 | 1920 | 1750 | 1025 | 1175 | 1200 | 70 | 1130 | 204 | 110 | 55 | 45 | 1889 | 8xM.42 |
| TCN-1300 | 2080 | 1900 | 1100 | 1275 | 1300 | 70 | 1230 | 221 | 120 | 60 | 45 | 2354 | 8xM.48 |
| TCN-1400 | 2240 | 2040 | 1195 | 1370 | 1400 | 70 | 1330 | 238 | 135 | 60 | 45 | 2855 | 8xM.48 |
| TCN-1600 | 2560 | 2335 | 1365 | 1571 | 1600 | 75 | 1525 | 272 | 135 | 60 | 45 | 4438 | 8xM.48 |
| TCN-1800 | 2880 | 2625 | 1525 | 1765 | 1800 | 80 | 1720 | 306 | 135 | 66 | 36 | 6117 | 10xM.56 |
| TCN-2000 | 3200 | 2920 | 1710 | 1964 | 2000 | 120 | 1880 | 340 | 135 | 66 | 36 | 8787 | 10xM.56 |

Figura 9. Dimensiones geométricas de la defensa TCN-500. (Fuente: www.prosertek.com)



Figura 10. Imagen de la defensa modelo TCN. (Fuente: www.prosertek.com).

Por último, destacar que la ROM 0.2-90 recomienda que la distancia entre interejos de las defensas no exceda $0,15L$. De este modo la separación entre las defensas será de:

$$s = 0,15 \cdot 181 \rightarrow s = 27,15 \text{ m}$$

Por facilidad constructiva, se colocarán las defensas cada 25 metros de distancia.

5.1. Cálculo de los bolardos.

Los bolardos, como ya ha mencionado en el apartado 2.4.2.4, la norma para el buque de estudio marca bolardos que resistan 800kN cada uno. Además, se limita la distancia entre los mismos a 20 m.

Se escogerá pues, entre varios catálogos comerciales, el modelo de bolardo que se deberá instalar en el nuevo muelle. Se ha escogido también el catálogo de la empresa Prosertek. Se instalará entonces bolardo recto tipo STRAIGHT-P de 100 t cuyas características, tanto del material como geométricas, se adjuntan en las siguientes figuras:

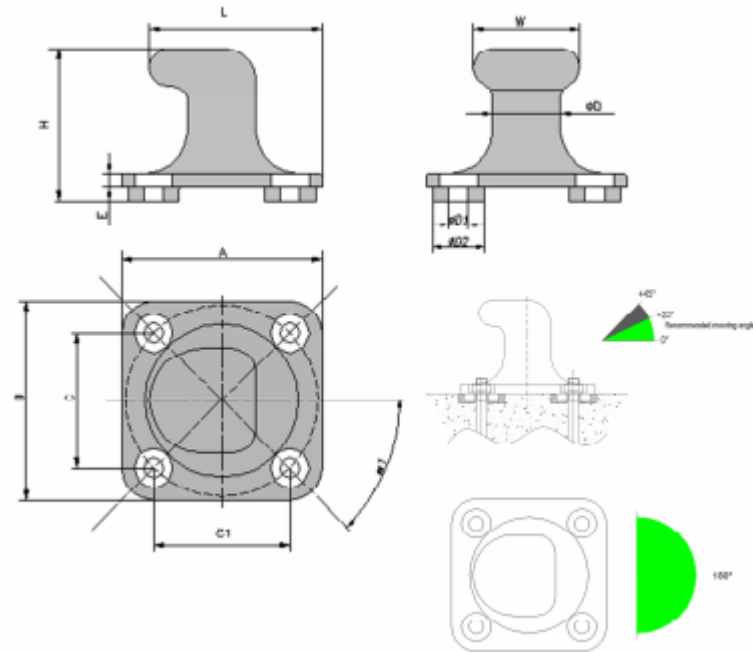


Figura 11. Definición geométrica del bolardo. (Fuente: www.prosertek.com).

| Dimension (mm) | | Bollard Capacity (Tn) | | | | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|-----------------------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
| | | 5 | 15 | 30 | 50 | 75 | 100 | 150 | 175 | 200 | 250 |
| Weight(kg): | | 95 | 120 | 149 | 278 | 485 | 556 | 815 | 1050 | 1300 | 1900 |
| A: | | 470 | 500 | 600 | 730 | 860 | 940 | 1000 | 1150 | 1230 | 1400 |
| B: | | 470 | 500 | 600 | 730 | 860 | 940 | 1000 | 1150 | 1230 | 1400 |
| C: | | 270 | 300 | 400 | 500 | 580 | 640 | 700 | 800 | 850 | 975 |
| C1: | | 270 | 300 | 400 | 500 | 580 | 640 | 700 | 800 | 850 | 975 |
| D: | | 170 | 200 | 230 | 260 | 290 | 320 | 380 | 410 | 440 | 500 |
| D1: | | 35 | 42 | 66 | 74 | 82 | 91 | 101 | 112 | 112 | 122 |
| D2: | | 140 | 140 | 170 | 190 | 220 | 240 | 240 | 260 | 278 | 300 |
| E: | | 35 | 40 | 45 | 50 | 60 | 65 | 75 | 80 | 90 | 100 |
| H: | | 360 | 430 | 500 | 570 | 650 | 720 | 860 | 920 | 975 | 1125 |
| L: | | 400 | 450 | 535 | 635 | 735 | 810 | 910 | 1020 | 1095 | 1250 |
| W: | | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 | 600 | 650 | 700 | 800 |
| | | Anchorages | | | | | | | | | |
| Metric: | | M.30 | M.36 | M.56 | M.64 | M.72 | M.80 | M.90 | M.100 | M.100 | M.110 |
| New concrete | Length (mm): | 500 | 550 | 700 | 800 | 850 | 1000 | 1100 | 1200 | 1200 | 1300 |
| | Length Embedded(mm): | 430 | 465 | 590 | 675 | 705 | 845 | 930 | 1010 | 1010 | 1090 |
| | Weight(kg): | 4.6 | 6 | 22 | 37.5 | 45 | 60 | 83 | 114 | 114 | 148 |
| Old concrete | Length (mm): | 500 | 550 | 790 | 980 | 1080 | 1100 | 1130 | 1250 | 1250 | 1460 |
| | Length Embedded(mm): | 430 | 465 | 680 | 855 | 935 | 945 | 960 | 1060 | 1060 | 1250 |
| | Weight(kg): | 3.3 | 4.8 | 17 | 27.5 | 38 | 48 | 64 | 86 | 86 | 119 |
| Number of anchorages: | | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| α1: | | 45° | 45° | 45° | 45° | 45° | 45° | 45° | 45° | 45° | 45° |
| α2: | | " | " | " | " | " | " | " | " | " | " |
| α3: | | " | " | " | " | " | " | " | " | " | " |
| α4: | | " | " | " | " | " | " | " | " | " | " |

Figura 12. Medidas del bolardo de 100 t. (Fuente: www.prosertek.com).

