Escuela Técnica Superior de
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

TRABAJO FINAL DE MASTER

Trabajo realizado por:
Eva Romano Moreno

Dirigido:
Javier López Lara

Titulación:

Máster Universitario en Ingeniería Costera y Portuaria

Santander, Octubre de 2016

DOCUMENTOS

Documento 1. Memoria

Anejo 1. Valoración económica de las secciones

Documento 2. Planos

Documento 1. Memoria

ÍNDICE

RESUMEN/ABSTRACT 5

1. INTRODUCCIÓN 7

1.1. Antecedentes 7

1.2. Planteamiento del problema 7

1.3. Objetivo 7

1.4. Información utilizada 7

1.5. Contenido del documento 12

2. SITUACIÓN ACTUAL Y NECESIDADES DEL PUERTO 14

2.1. Presentación del puerto 14

2.2. Localización estratégica, Hinterland y Foreland 15

2.3. Necesidades del puerto actual 17

3. DIMENSIONAMIENTO PUERTO EXTERIOR 21

3.1. Previsión de tráficos 21

3.2. Dimensionamiento de las terminales portuarias 23

4. CRITERIOS Y CONDICIONANTES CONSTRUCTIVOS 38

4.1. Emplazamiento 38

4.2. Tipología de las obras de abrigo 39

5. CARACTERIZACIÓN CLIMA MARÍTIMO 44

5.1. Descripción del oleaje 44

5.2. Régimen medio 50

5.3. Régimen extremal 51

5.4. Clasificación SOM 53

5.5. Descripción del nivel del mar 56

6. DISEÑO EN PLANTA 57

6.1. Dimensionamiento en planta 57

6.2. Comprobaciones funcionales en planta 68

7. DISEÑO EN ALZADO 106

7.1. Dimensionamiento en alzado Nivel I 106

7.2. Comprobaciones funcionales en alzado 138

7.3. Comprobación estructural Nivel III 144

8. ANÁLISIS ECONÓMICO Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVA 165

8.1. Análisis económico 165

8.2. Estudio comparativo final. Selección de la alternativa 166

9. CONCLUSIONES 168

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS **172**

RESUMEN

DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

Autor: Eva Romano Moreno

Director: Javier López Lara

Fecha: Octubre 2016

Palabras clave: Puerto, Pasajes, ampliación exterior, dársena exterior, dique vertical, diseño estructural, diseño funcional.

El presente Trabajo Fin de Máster trata de realizar un diseño básico del Puerto Exterior de Pasajes.

En primer lugar, trata de identificar las necesidades que presenta el puerto actual. Al tratarse de un puerto ubicado en el interior de una bahía natural y asentado en la trama urbana, presenta una serie de restricciones físicas tanto de acceso como de calado o superficie de almacenamiento, lo que supone una limitación de su capacidad de expansión, impidiendo al puerto evolucionar al mismo ritmo que lo hace el comercio marítimo.

En base a estas necesidades, se propone una ampliación exterior con la capacidad suficiente (tanto en superficie de tierra seca como en línea de atraque y espejo de agua) para dar servicio a los tráficos previstos en un horizonte de 50 años.

Tras escoger el emplazamiento y analizar los condicionantes constructivos que presenta, se determina la tipología de las estructuras. En este caso, las obras de abrigo están formadas por cajones verticales.

Se desarrollan dos alternativas diferentes con sus correspondientes diseños en planta y en alzado. Una vez definidos los diseños, se llevan a cabo las comprobaciones funcionales pertinentes a través de simulaciones numéricas: estudios de agitación y resonancia para la forma en planta, así como análisis del caudal de rebase y superficie libre en alzado. En base a los resultados obtenidos de los modelos numéricos, se realizan las modificaciones necesarias para cumplir con los criterios operativos y funcionales establecidos en las ROM (Recomendaciones para Obras Marítimas). Una vez calculados todos los elementos estructurales con métodos determinísticos de Nivel I, se somete la estructura a una comprobación con métodos probabilísticos de Nivel III.

Posteriormente, se adjunta un estudio económico preliminar que permite estimar el coste de cada una de las alternativas, con una diferencia superior a cien millones de euros entre ambas (875 018 468.00 € y 762 364 901.70 €, respectivamente). Se trata de una obra de gran envergadura donde el clima marítimo y los condicionantes locales complican el proceso constructivo, incrementando así el coste de la obra.

Finalmente, se presenta una comparación de las alternativas, destacando las ventajas y desventajas de cada una en un ámbito económico, medioambiental, constructivo, estructural y funcional, lo que permite escoger la alternativa óptima.

ABSTRACT

BASIC DESIGN OF OUTER HARBOUR OF PASAJES

Author: Eva Romano Moreno

Thesis Director: Javier López Lara

Date: October 2016

Key words: Harbour, Pasajes, outer expansion, outer harbour basin, vertical seawall, structural desing, functional design.

In this project it is proposed a basic design of outer Harbour of Pasajes.

First, it is about identifying the needs of the harbour at the present time. It is a port located inside a natural bay, surrounded by an urban area so it has several physical restrictions of access, draft and storage space. It is an important limitation that prevents the port improve itself and evolve adapting to the maritime trade.

According to these needs, it is proposed an outer expansión that has sufficient capacity (both on dry land and berthing) to serve the forecasted traffic in the next 50 years (service life).

After choosing the site and analyze the constructive conditions presented in the project area, the typology of the structures is determined. In this case, it has been chosen vertical seawalls.

Two different alternatives are developed with their designs in plan and elevation. Once designs are defined, functional tests are performed by specific numerical models such as studies of harbour agitation, resonant forcing of harbor oscillations by infragravity waves, overtopping or free surface disturbances. According to the results of numerical models, it is necessary to modify the proposed designs to meet operational and functional tolerances established in the ROM (spanish maritime works recommendations). After calculating all structural elements using deterministic methods (Level I), the structure is testing by probabilistic methods (Level III).

Subsequently, it is attached a preliminary economic study to estimate the cost of both alternatives separately, with a difference between them of more than one hundred million euros (875 018 468.00 € and 762 364 901.70 €, respectively). It is an infrastructure project of great importance where the maritime climate and local conditions complicate the construction process, thus increasing the cost of the work.

Finally, the two alternatives are compared, highlighting the advantages and disadvantages of each, from different points of view: economical, environmental, construction, structural and functional. According to these parameters, the best alternative is chosen.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El presente Trabajo Fin de Máster ha sido realizado por la alumna Eva Romano Moreno, estudiante de la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Santander con el fin de obtener el título oficial de Máster en Ingeniería Costera y Portuaria.

En el presente documento se presenta una propuesta de ampliación exterior del Puerto de Pasajes.

1.2. Planteamiento del problema

Actualmente, el Puerto de Pasajes se ubica dentro de una bahía natural lo que le otorga una configuración particular. Se trata de un puerto muy protegido, lo cual es una gran ventaja ya que es posible realizar las operaciones portuarias en continuo y en condiciones de seguridad. Sin embargo, esa misma condición hace que las características físicas del puerto, principalmente el canal de entrada, supongan una gran limitación para los buques que pueden acceder y operar en su interior. Esto ha supuesto una limitación, también, en el desarrollo del puerto, impidiendo su crecimiento al mismo ritmo que el tráfico marítimo y la industria naviera.

1.3. Objetivo

El principal objetivo de este trabajo es dar solución a las necesidades que presenta el puerto en la actualidad, siendo necesaria una ampliación exterior.

Este objetivo principal se puede desglosar en diferentes objetivos secundarios como son:

- Seleccionar la ubicación adecuada.
- Realizar una previsión de tráficos para el año horizonte y dimensionar las terminales con capacidad suficiente.
- Dimensionar las obras de abrigo, tanto en planta como en alzado, para cumplir con todas las condiciones estructurales y funcionales requeridas.

Todo ello, manteniendo un presupuesto aceptable.

1.4. Información utilizada

Para la realización de este trabajo se ha contado con la siguiente información:

BATIMETRÍA

Se dispone de dos archivos distintos para la batimetría:

- Batimetría general de la zona correspondiente a la digitalización de cartas náuticas existentes en la base de datos BACO.

- Batimetría de detalle de la zona (zonas interiores del puerto de Pasajes y zonas adosadas a las laderas de los montes Ulía y Jaizkibel).

La primera de ellas, la batimetría general obtenida de la base de datos BACO, se trata de una batimetría con una resolución grosera, que engloba un área desde los 90 metros de profundidad hasta la costa, sin definir la forma del puerto. Viene dada en coordenadas UTM.

A continuación se presenta la batimetría utilizada en este trabajo, regenerada tras añadir la batimetría de detalle sobre la general.

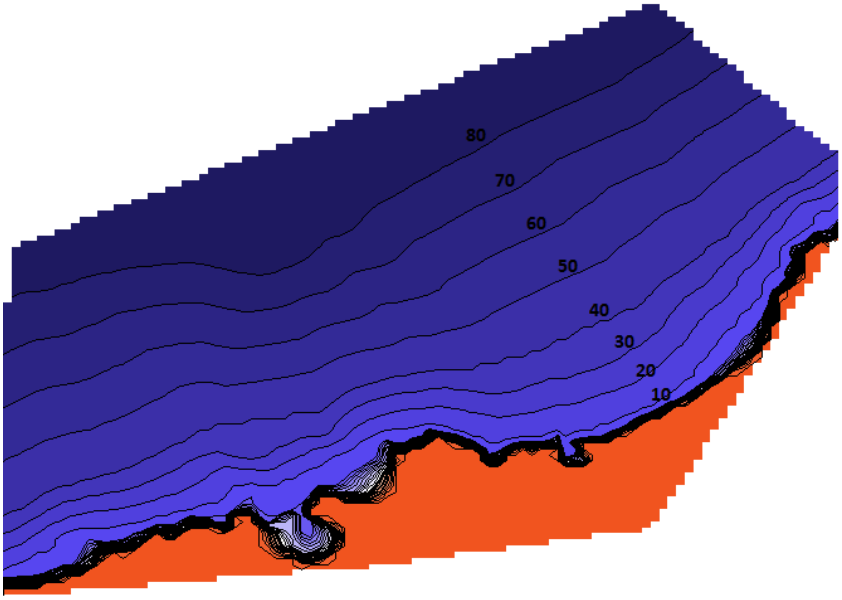


Imagen 1. Batimetría regenerada de la zona (general + detalle)

En profundidades mayores, se aprecia una batimetría recta y paralela que, a medida que se aproxima a profundidades reducidas, va perdiendo esta forma para adaptarse a la forma sinuosa de los acantilados en la costa. Concretamente, en las inmediaciones del puerto, las líneas de la batimetría toman una orientación variable. Esto afectará a la refracción del oleaje durante su propagación, que tenderá a ponerse paralelo a la costa a medida que se acerca a ésta.

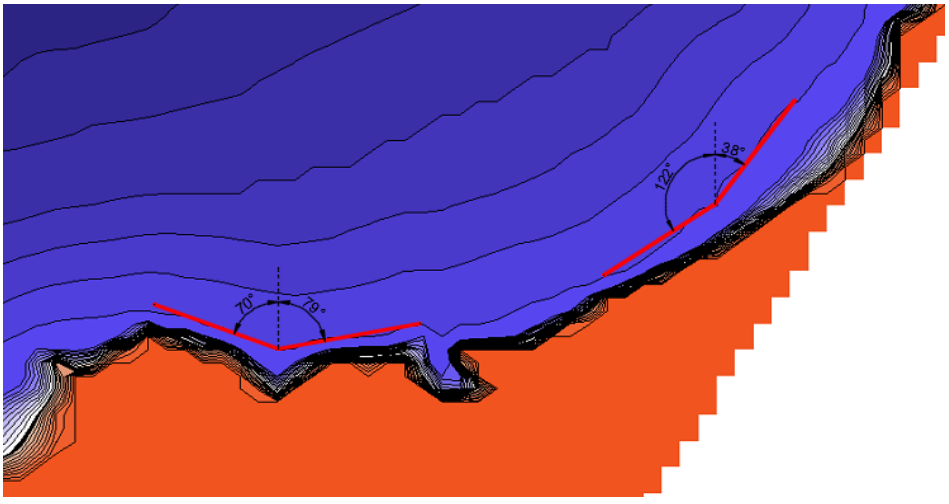


Imagen 2. Orientación de la batimetría en la costa

Hay que resaltar la presencia de algunos cabos que provocan la concentración de energía debida a la refracción del oleaje. Como se verá más adelante, las obras de abrigo propuestas encierran esta zona, alcanzando la profundidad suficiente como para que las estructuras no se vean afectados por esta posible concentración de energía.

OLEAJE

Los datos de oleaje utilizados en este trabajo son datos de reanálisis ya aportados en la zona portuaria, sin necesidad de propagación.

- Punto DOW (Downscaled Ocean Wave)

Se trata de un punto de reanálisis DOW correspondiente a un downscaling híbrido a partir del modelo WaveWatch III. Este modelo simula los procesos cerca de la costa. Para ello, la resolución espacial aumenta hasta la escala regional o local (~50 m).

El punto está situado en la posición Lon, Lat (-1.9677, 43.3598) correspondiente a una profundidad de 63 metros.

La serie se extiende entre las fechas: 01/02/1948 00:00 – 31/8/2015 23:00 y ofrece un registro horario de altura significante, periodo de pico y dirección.

Esta información es de gran utilidad tanto para el diseño como para las comprobaciones funcionales ya que todos los datos de oleaje utilizados a lo largo del trabajo se obtienen de esta fuente.

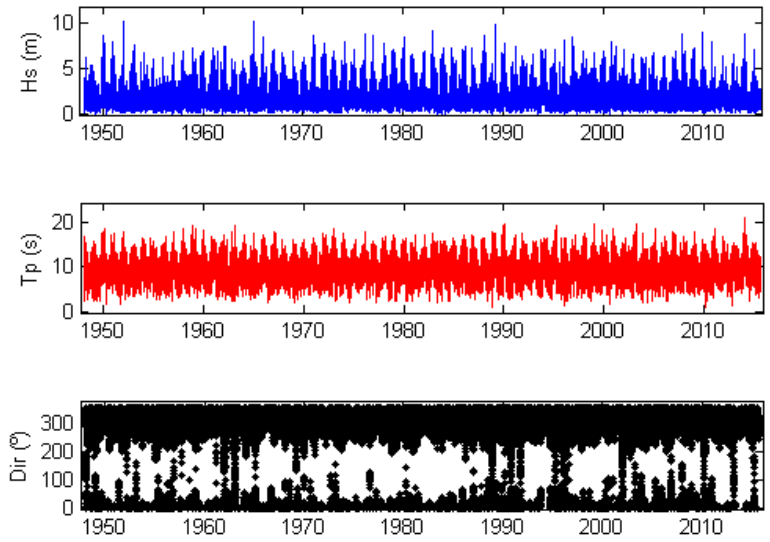


Imagen 3. Serie de datos DOW

ONDA LARGA

Los datos de onda larga aportados para este trabajo proceden de reanálisis.

- Punto DOW-LW (Downscaled Ocean Wave – Long Wave)

Se cuenta con un archivo que contiene la información de onda larga presente frente al puerto. Este registro pertenece al punto 19 de la malla DO11.

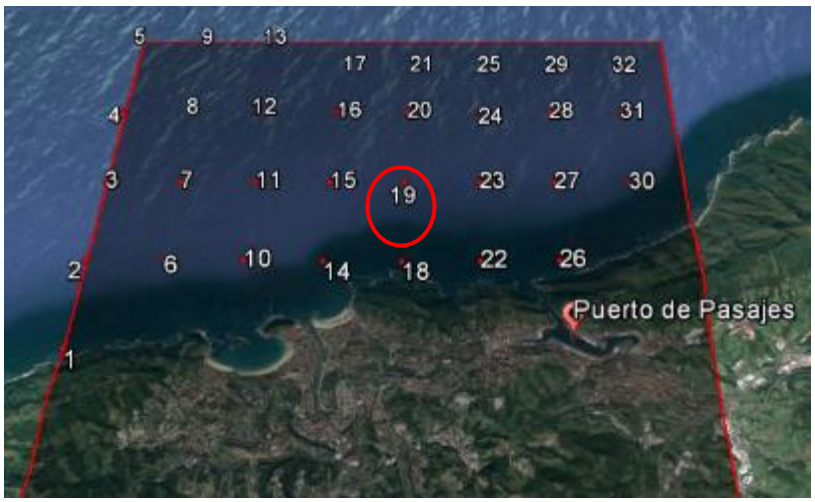


Imagen 4. Posición punto de onda larga

La información aportada es H_{LW}, T_{LW} y Dir_{LW} obtenidas numéricamente. Se trata de un registro de 60 años (desde el 01/02/1948 00:00 hasta el 31/12/2008 23:00).

Esta información se utilizará en el estudio de la resonancia portuaria y el funcionamiento del puerto frente a onda larga.

La serie de datos se representa a continuación. Se observa una HLW media de 0.05 metros, con una HLW máxima de 1.0 metro.

El valor medio de los periodos es de 80.69 segundos, registrando un periodo máximo de 431.54 segundos.

En cuanto a las direcciones, coinciden con las del oleaje corto, fundamentalmente del sector NW.

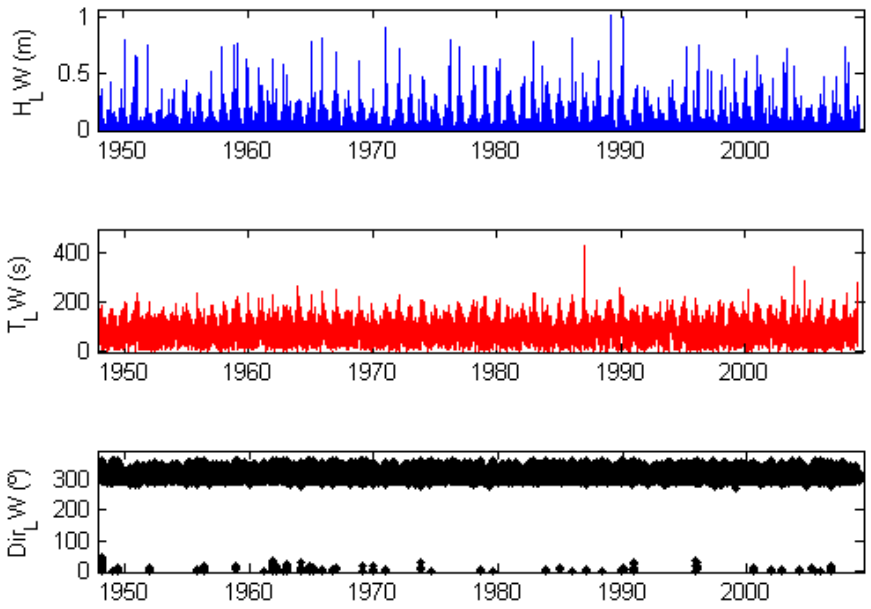


Imagen 5. Registro onda larga

NIVEL DEL MAR

En cuanto a la marea, se dispone de dos series de datos: una para la marea astronómica y otra para la marea meteorológica.

- GOT (Global Ocean Tide)

Esta serie recoge la información de marea astronómica (fuerzas gravitatorias Tierra-Sol-Luna) durante las fechas: 01/02/1948 00:00 – 31/08/2015 23:00, en la posición de coordenadas longitud, latitud: (-2.0°, 43.5°).

- GOS (Global Ocean Surge)

Esta serie de datos ofrece información sobre la marea meteorológica (debida a los gradientes de presión y los campos de vientos) registrada desde el 01/02/1948 00:00 hasta el 30/06/2014 23:00.

La información se corresponde con la localización (-2.0000°, 43.3673°) y ofrece un registro horario continuo.

Se trata de una base de datos obtenida mediante el modelo ROMS cuyo forzamiento ha sido el viento obtenido la base de datos SeaWind NCEP/NCAR, con una resolución espacial de 1/8° (~15 km) y temporal de 1 h.

De la suma de ambas series se obtiene el nivel del mar, elemento importante en todas las condiciones de cálculo de diseño, así como en las comprobaciones funcionales de agitación, resonancia y rebase donde su influencia es fundamental.

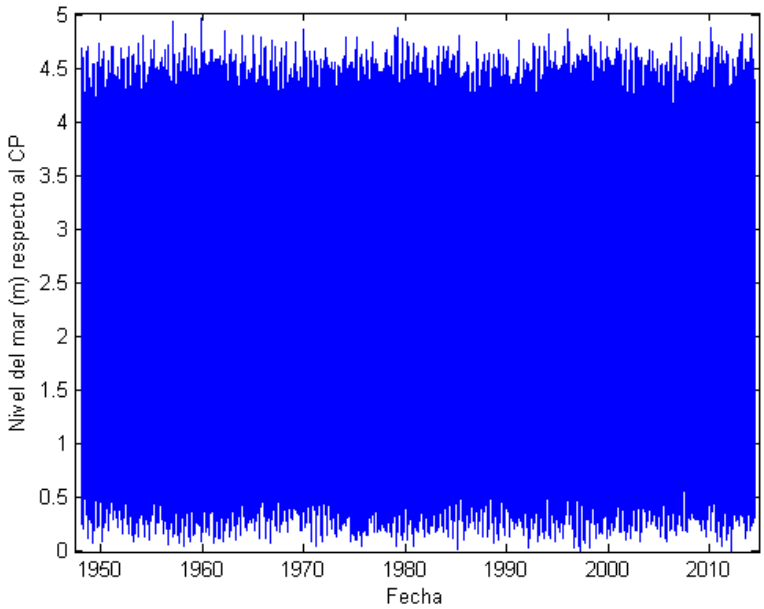


Imagen 6. Registro del nivel del mar

A continuación se adjunta la localización de cada una de las fuentes descritas.

Imagen 7. Localización de las bases de datos de oleaje y nivel del mar

1.5. Contenido del documento

La organización del documento es la siguiente:

Capítulo 1. Este capítulo sirve de introducción al trabajo. En él se describe el planteamiento del problema al cual se trata de dar solución a lo largo de este informe, y se establecen unos objetivos que se desarrollan en capítulos posteriores. También se adjunta una breve descripción de cada una de las bases de datos utilizadas en el desarrollo del trabajo.

Capítulo 2. Se realiza una descripción del Puerto de Pasajes en la actualidad destacando su localización estratégica, además de presentar su área de influencia (Hinterland y Foreland), sus principales tráficos y líneas de comercio, así como sus limitaciones y necesidades para un futuro desarrollo.

Capítulo 3. En este capítulo se desarrolla todo el trabajo realizado para el diseño del Puerto Exterior de Pasajes.

En primer lugar, se presenta la metodología seguida para estimar la previsión de tráficos en un año horizonte fijado en 50 años. Para cada uno de los tráficos, y en base a los tráficos estimados, se dimensiona la correspondiente terminal especializada con capacidad suficiente dar servicio a lo largo de toda su vida útil, tanto en longitud de línea y número de puestos de atraque como en superficie de almacenamiento.

Seguidamente, se plantean diferentes emplazamientos para la nueva dársena exterior y se selecciona la ubicación adecuada siguiendo una serie de criterios y condicionantes explicados en el correspondiente apartado.

De la misma forma, se escoge la tipología óptima para las obras de abrigo, en función de una serie de requerimientos y condicionantes, atendiendo a las características que presenta la zona.

Una vez fijados todos los conceptos anteriores, se procede a la caracterización del clima marítimo de la zona de interés, estudiando la dinámica marina ya que ésta condiciona totalmente el diseño.

Llegado este punto, comienzan los cálculos para el diseño. En primer lugar, se realiza el dimensionamiento en planta. En este apartado se plantean diferentes alternativas, todas ellas cumpliendo los requerimientos fijados en la normativa y en las recomendaciones utilizadas. Posteriormente, a través de un completo estudio de agitación y resonancia se comprueba que, además de cumplir los condicionantes geométricos y de maniobrabilidad, se cumplan los condicionantes funcionales y de operatividad exigidos por el tipo de operaciones portuarias desarrolladas en el interior. Si esto no se cumple, se introducen los cambios necesarios para que así sea.

Tras definir la forma en planta del puerto, se continúa con el dimensionamiento en alzado, definiendo las dimensiones que deben tomar las estructuras para garantizar una adecuada respuesta estructural de las obras. Del mismo modo que con la planta, se realizan las correspondientes comprobaciones funcionales en alzado para garantizar que las operaciones portuarias se pueden desarrollar adecuadamente. En este caso, las comprobación llevada a cabo está relacionada con el rebase sobre las estructuras.

Con todo lo anterior, se dispone de dos diseños diferentes. Ambos reúnen todos los requerimientos geométricos necesarios y ofrecen una respuesta completa tanto estructural como funcionalmente. Para preseleccionar uno de ellos, se ha realizado un estudio económico preliminar para estimar de forma sencilla, el coste de cada una de las alternativas.

Finalmente, se adjunta un estudio comparativo de ambas alternativas considerando aspectos ambientales, constructivos, operativos y económicos. En base a esto, se selecciona la mejor opción de las dos alternativas planteadas.

2. SITUACIÓN ACTUAL Y NECESIDADES DEL PUERTO

2.1. Presentación del puerto

El actual Puerto de Pasajes se sitúa en la desembocadura del río Oiartzun, en la provincia de Gipuzkoa (País Vasco), a 5 km de la ciudad de Donostia-San Sebastián y a 12 km de la frontera francesa. Se trata de un puerto protegido dentro de la bahía natural de Pasaia, abierto al Mar Cantábrico.

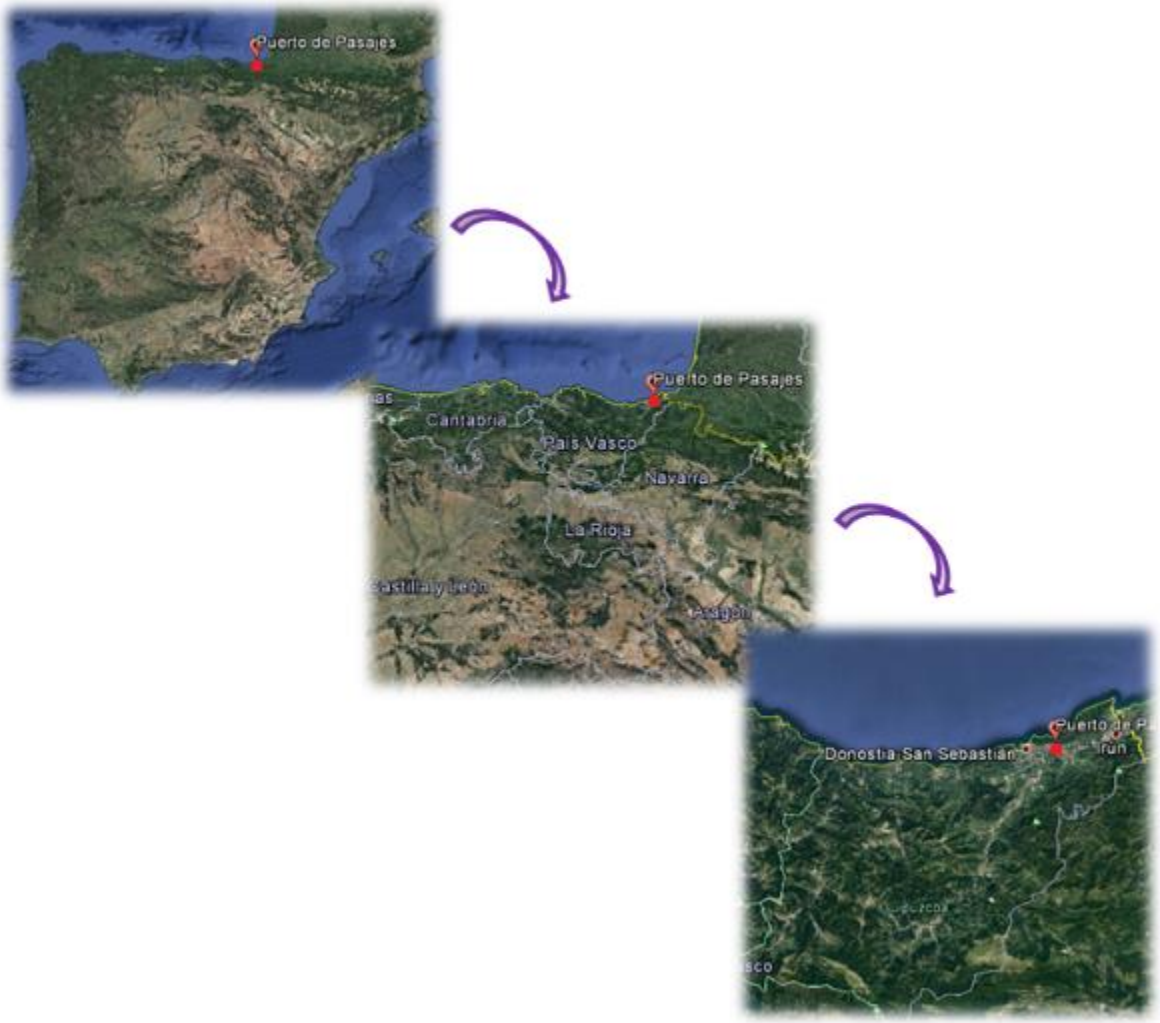


Imagen 8. Localización del puerto actual

Al estar situado dentro de una bahía natural, el actual Puerto de Pasajes adquiere una configuración particular. Presenta la ventaja de estar protegido todos los días del año siendo posible realizar las operaciones portuarias en continuo y en condiciones de seguridad. Sin embargo, para acceder a él es necesario navegar por un canal de entrada de 1.200 metros de longitud, 80 metros de anchura mínima y 10 metros de calado en bajamar, lo cual supone una gran limitación.

Imagen 9. Vista aérea del Puerto de Pasajes actual

2.2. Localización estratégica, Hinterland y Foreland

El área de influencia de un puerto se conoce como hinterland, es decir, los espacios terrestres en los que se originan o a los que se destinan los principales flujos portuarios. Aquellos territorios enlazados con el puerto por vía marítima, ya sean origen o destino del tráfico de su hinterland conforman lo que se conoce como foreland.

Como puede verse en el Plan Director del Puerto de Pasaia (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008, págs. 7-8), su situación geográfica respecto a las rutas de transporte marítimas y terrestres a nivel nacional e internacional hace de Pasajes un puerto estratégico para un gran número de tráficos.

Las razones concretas de su destacada ubicación son las siguientes:

- Se encuentra bien conectado con el Sur-Oeste de Francia y con el resto de la Península mediante la carretera N-I y el ferrocarril Madrid-Irún.
- Es el puerto más oriental de la costa cantábrica, lo que hace que esté mejor situado que el resto de los puertos del norte en su relación con la zona oriental española y la vasca.
- Por otro lado, también es inmejorable su situación por su cercanía a las importantes rutas internacionales que discurren por el Atlántico hacia las zonas industrializadas del norte de Europa.
- El puerto tiene dos enlaces directos con la carretera Nacional-I, que une Madrid con Irún y tiene acceso a la autopista Bilbao-Behobia. Con el primer vial, el Puerto se conecta a al Sur y al Este de la Península y con el segundo al Oeste de España y al Sur de Francia.
- La accesibilidad por ferrocarril se realiza enlazando las vías interiores con la doble vía electrificada que va desde Madrid a Hendaya en cuatro puntos. De estos puntos, tres de ellos conectan a través de la estación de RENFE de Pasaia y el cuarto mediante un túnel desde la de Errenteria.
- La existencia en las proximidades (radio inferior a 120 km) de 5 importante aeropuertos Bilbao, Vitoria, Pamplona, Biarritz y Donostia, siendo este último el más cercano.

Por lo tanto, si unimos sus características naturales, su ubicación y sus accesos y servicios, es lógico pensar que el área de influencia del puerto no sólo llegue a una de las zonas más industrializadas del estado como son Gipuzkoa y el País Vasco, sino que se extiende más allá, llegando a Navarra, Aragón, Madrid y Cataluña. En importaciones, el hinterland es muy amplio aunque la mayoría del tráfico se concentre en Gipuzkoa. En exportaciones destaca Madrid, Zaragoza y Navarra junto al territorio guipuzcoano y alavés. Por otro lado, está la potencialidad de ampliar el hinterland a Europa creando zonas de intermodalidad y logísticas en el entorno del Puerto.

Realizando un análisis del hinterland y foreland del puerto, de nuevo se consulta el Plan Estratégico del Puerto (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, págs. 18-20) en el cual se han utilizado las bases de datos de Aduanas (DUAs) y datos suministrados por la Autoridad Portuaria, en base al comercio exterior del año 2013. La siguiente información ha sido extraída del citado documento:

El Hinterland de importación del Puerto de Pasaia es muy amplio geográficamente, aunque desde el punto de vista cuantitativo se concentra en el entorno geográfico próximo, concretamente en Gipuzkoa (69.36%), Navarra, Zaragoza y Bizkaia. El mayor volumen de mercancía descargada con destino Gipuzkoa fue la chatarra. En Navarra destacan los abonos y productos petrolíferos, mientras que en Zaragoza destacan los abonos.

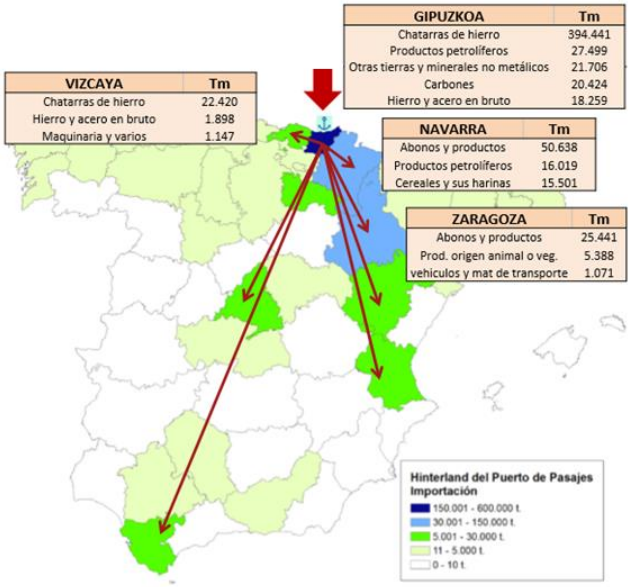


Imagen 10. Hinterland importaciones (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, pág. 18)

El Hinterland de exportación se encuentra más concentrado en lo que a provincias y mercancías exportadas se refiere (Gipuzkoa acapara el 87.58%). Después de Gipuzkoa, Zaragoza es la provincia que mayor volumen de mercancía exporta a través del Puerto de Pasaia. La tercera provincia con más volumen de exportación es Navarra. La mayor parte de estos flujos corresponde a productos de hierro y acero.

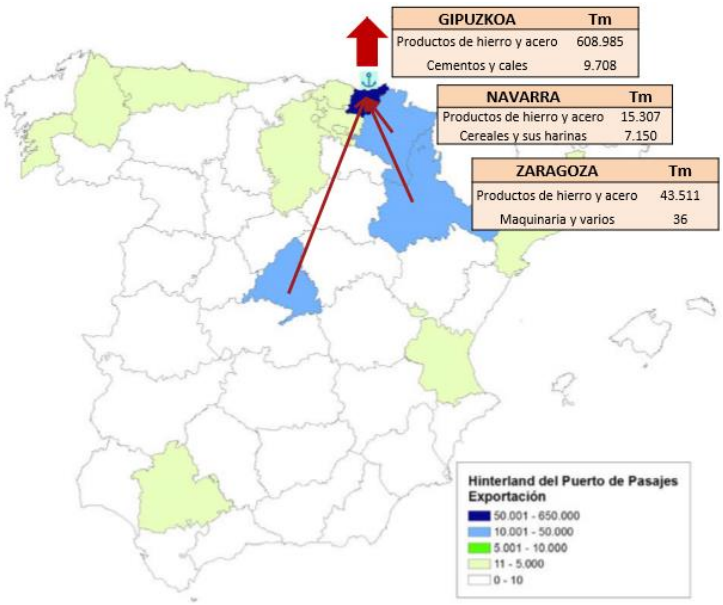


Imagen 11. Hinterland exportaciones (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, pág. 19)

Las importaciones que entran por el Puerto de Pasaia tienen como origen principal Rusia, correspondiendo la mayor parte de este flujo a chatarras de hierro y, en mucha menor medida, trigo, palenquilla y urea. El segundo país de origen de mayor parte de las importaciones del Puerto de Pasaia es Países Bajos. En este caso, las bobinas y las chapas de acero son la mercancía más significativa, junto con sal común, magnesita y chatarra. El tercer país por cuota de participación está ocupado por Alemania. La mercancía más significativa vuelve a ser las bobinas y chapas de acero, seguidas de otras mercancías, abono y chatarra. En el cuarto puesto del Foreland de importación aparece Estados Unidos.

El principal destino de las exportaciones del Puerto de Pasaia es Reino Unido, correspondiendo la mayoría de esta mercancía a productos siderúrgicos. En segundo y tercer término de exportación están situados los flujos de exportación dirigidos hacia Bélgica y Argelia. Estos flujos corresponden, en su mayoría, a vehículos de transporte de mercancías y a productos siderúrgicos. (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, pág. 20)

Finalmente, en el Plan Estratégico (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, pág. 24) se realiza un análisis detallado y una comparación con el puerto vecino de Bilbao en el que muestran coincidencias existentes en el Foreland de importación entre ambos puertos. Sin embargo, tanto los productos exportados como los principales destinos de ambos puertos difieren considerablemente por lo que no existe una gran competitividad entre el Puerto de Pasaia y el Puerto de Bilbao en lo que al Foreland de exportación se refiere.

2.3. Necesidades del puerto actual

Como ya se ha mencionado anteriormente, el ser un puerto natural tiene sus ventajas e inconvenientes. A continuación se presentan las principales necesidades que presenta el puerto en la actualidad, las cuales trata de solucionar este trabajo.

La principal limitación del puerto es su canal de entrada, que presenta las siguientes características:

- Orientación: Norte-Noroeste
- Longitud: 1200 metros
- Ancho: entre 80 y 120 metros
- Calado (BMVE): 10 metros

Esto supone grandes limitaciones para el tamaño de los buques que pueden operar en el puerto, dificultando, además, su maniobrabilidad. Del Plan Director se han extraído las siguientes características máximas de los buques que operan actualmente.

- Eslora máxima: Con carácter general se admiten buques de hasta 185 metros de eslora total. No se autoriza la entrada a buques de más de 175 metros de eslora total transportando mercancías peligrosas. No se autoriza la entrada a buques mayores de 150 metros de eslora sin propulsión y/o gobierno.
- Manga máxima: Con carácter general se admiten buques de hasta 30 metros de manga máxima.
- Calado máximo: Los calados máximos de acceso al puerto son 29 pies (8.70 m) a popa y 28 pies (8.40 m) a proa.

  Los buques de hasta 130 metros de eslora total:
- Con calado hasta 25 pies (7.50 m), pueden entrar y salir del puerto durante las 24 horas del día y en cualquier condición de marea.
- Los buques con calado superior a 25 pies (7.50 m) pueden entrar y salir solamente en el tramo de marea comprendido entre cuatro horas antes y tres horas después de las pleamares.

  Los buques de eslora total superior a 130 metros pueden entrar y salir solamente durante la marea creciente.

  Solamente pueden transitar por el canal de acceso durante la noche, los buques de eslora total hasta 140 metros o hasta 80 metros sin propulsión y/o gobierno propio. (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008, pág. 15)

Otra limitación importante en la situación del puerto actual, tal y como se presenta en el Plan Director es la falta de espacio y explanada tras el muelle.

> La falta de espacio y explanada tras muelle (la media es de 60 metros destinados a almacenaje) ha obligado a realizar un gran esfuerzo en la carga y descarga de mercancías. Gracias a nuevos medios mecánicos se han reducido los tiempos de levante y manipulación y aumentado la capacidad del limitado espacio disponible. (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008, pág. 8)

En el mismo documento se menciona lo siguiente: *"el puerto tiene un déficit de espacio en muelle lo que implica una limitación de capacidad por mucho que se mejore y se agilice la operativa"* (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008, pág. 18)

> Falta de espacio y calado en los muelles para realizar la operativa, lo que obliga a realizar el levante de la mercancía de primera línea muy rápido para permitir la entrada de otro buque. No hay espacio suficiente para almacenes, lo que imposibilita el almacenamiento provisional. Actualmente, el puerto se encuentra en su máxima productividad, rozando la capacidad total y estando algunos muelles saturados.
>
> Falta de espacio fuera del puerto para zonas logísticas y de almacenamiento. La orografía de la zona impide que se dispongan de grandes superficies para parques logísticos y empresariales. A pesar de ello, las administraciones públicas son conscientes de ello e incluyen en sus planes parciales o sectoriales la generación de espacios para actividades comerciales.
>
> Esta falta de áreas de descarga hace que aparezcan incompatibilidades de mercancías. (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008, págs. 103-104)

Así pues, los principales problemas que presenta el puerto en la actualidad son las restricciones de acceso y la falta de espacio, lo cual supone una limitación de la capacidad del puerto. Estas limitaciones impiden la entrada de nuevos tráficos con mercancías de mayor valor añadido respecto a los actuales.

> Las restricciones físicas del Puerto como las dimensiones del canal de entrada, su calado hacen imposible el crecimiento del tráfico en el puerto. La tendencia de los buques es a aumentar su tamaño, por lo que se necesitaría un puerto adaptado a estos cambios que permitiese la entrada de dichos buques y la creación de nuevos tráficos.
>
> […]
>
> El Puerto sufre una dependencia de la industria siderúrgica instalada en Gipuzkoa, que está sujeta a movimientos a nivel mundial en función de los costes de producción y las políticas estratégicas de las grandes empresas del sector. Por ello, es necesario una diversificación de tráficos, para lo que el Puerto debería ampliarse. (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008, págs. 103-104)

Además, en el transporte marítimo mundial, los buques tienden a ser cada vez mayores y la restricción de las dimensiones no permite al puerto evolucionar al ritmo que lo hace la industria naviera.

Mayores buques y las mercancías transportadas exigen grandes superficies de almacenamiento y manipulación tras el muelle y el puerto actual no dispone de ellas, lo que se traduce en una pérdida de competitividad y estancamiento del puerto.

Esto conlleva a una situación grave ya que el Puerto de Pasajes es la primera empresa en número de trabajadores de Gipuzkoa y es un eslabón fundamental en la cadena logística. En el Plan Director se redacta lo siguiente:

> Como se ha podido comprobar, el Puerto de Pasajes tiene una gran importancia para Gipuzkoa, así como para las regiones y comunidades autónomas cercanas. Por él se mueven una gran cantidad de mercancías de las industrias guipuzcoanas y su estancamiento produciría el traslado de los tráficos a otros puertos y la desaparición de la actividad portuaria en la bahía de Pasaia, con la correspondiente pérdida de empleo e ingresos para la zona de influencia. (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008, pág. 9)

Es importante tener en cuenta el vecino Puerto de Bilbao y la competencia que podría generarse. Sin embargo, como ya se ha demostrado anteriormente, ambos puertos no presentan grandes coincidencias en el Foreland por lo que no existe una gran competitividad entre ellos. Incluso podría ser beneficioso, como se muestra en el siguiente artículo:

> La existencia de un gran puerto en Bilbao, brinda la oportunidad de que Gipuzkoa potencie su actividad con la ampliación exterior, motor económico de primer orden de su desarrollo territorial. Estos dos puertos convivirán y crearán sinergias, como sucede en muchos otros casos: Barcelona/Tarragona, Valencia/Sagunto, Rotterdam/Amberes, etc. Contar con dos puertos potentes convertirá a la Comunidad Autónoma del País Vasco en un referente en el mundo de la logística portuaria. (López, 2005)

Finalmente, la trama urbana y las infraestructuras viarias y ferroviarias que se asientan alrededor del puerto, dificultan su ampliación. Además, la actividad portuaria resulta, muchas veces, incompatible con otros usos, dificultando la convivencia del puerto con los ciudadanos (generación de polvo, contaminación del aire y agua, deterioros de las zonas portuarias…).

> En referencia a las relaciones puerto-ciudad, actualmente el Puerto de Pasajes sufre una presión urbanística por parte de las ciudades de alrededor que le impide crecer hacia tierra, una presión social, debido a los ruidos generados por las mercancías, el polvo que desprenden o la contaminación producida por la Central Térmica, y un presión política, con interés diferentes sobre el futuro del puerto. Estas presiones son razones de peso que hacen necesaria la salida de la actividad portuaria fuera.
>
> […]
>
> En resumen, el Puerto de Pasajes sufre un estancamiento y una obsolescencia que impiden su crecimiento, lo que harían necesarias actuaciones importantes y un compromiso por parte de todas las instituciones públicas para evitar la posible desaparición del puerto y la marcha de los tráficos a puertos mejor preparados. Además, las presiones por parte de la sociedad son bastante fuertes y por lo tanto, demandan la salida de los tráficos fuera. (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008, págs. 104-105)

Para solucionar estos problemas, en este trabajo se propone la construcción de un puerto exterior que permita el crecimiento del tráfico, la operación de buques de mayores dimensiones y mayor tonelaje con total facilidad de maniobra, favoreciendo además, la regeneración de la bahía interior, aspecto demandado por la población de Pasajes.

3. DIMENSIONAMIENTO PUERTO EXTERIOR

3.1. Previsión de tráficos

El objetivo de este apartado es realizar una previsión de la evolución de los tráficos en el futuro, fijando como año horizonte el año 2066, considerando que la vida útil de las estructuras será de 50 años, al tratarse de un puerto comercial abierto a diversos tráficos que resultan estratégicos para la economía de la zona. Éste valor ha sido extraído de la ROM 1.0-09 "Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo (Parte 1ª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes climáticos)".

La información que se presenta en este documento se basa en la presentada en el Plan Estratégico del Puerto de Pasajes 2015-2025.

> Pese a no estar definido en qué momento finalizará la crisis iniciada en 2008, y la incertidumbre en la permanencia de los efectos causados en los diferentes sectores económicos del hinterland del Puerto de Pasaia, en el Plan de Empresa del ejercicio 2015 se han identificado, en base a las tendencias de los tráficos potencialmente captables, lo que puede estimarse como un escenario básico para el ejercicio 2025, considerando las proyecciones de movilidad contempladas en el PITVI (Plan de Infraestructuras, Transporte y Vivienda) del Ministerio de Fomento. (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, págs. 81-104)

En dicho documento se analizan diferentes alternativas de futuro:

- **Optimista**: captación del 100% de la captación estimada para el año horizonte del Plan de Empresa 2015-2025.
- **Media**: captación del 50% de la captación estimada para el año horizonte del Plan de Empresa 2015-2025.
- **Pesimista**: sin captación.

Para la realización de este trabajo se ha escogido un escenario intermedio, es decir, el escenario base. Tras realizar un análisis detallado de cada uno de los tráficos, en el Plan Estratégico (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, pág. 104) se pueden encontrar una tabla resumen con la previsión de tráficos para el año 2025. Como ya se ha explicado, para la realización de este trabajo se van a utilizar los datos correspondientes a un escenario base.

Tabla 1. Previsión de tráficos para el año 2025 (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, pág. 104)

MERCANCÍA	2012	2013	2014	Escenario base		Escenario pesimista		Escenario optimista	
				2020	2025	2020	2025	2020	2025
Prod. Sidrerúrgicos largos	1.137.204	1.175.156	909.035	879.51	850.000	636.325	363.614	954.518	1.000.000
Prod. Sidrerúrgicos planos			471.045	535.52	600.000	360.523	250.000	585.523	700.000
Chatarra	342.725	450.073	618.753	659.37	700.000	309.377	0	809.377	1.000.000
Automóviles	295.240	291.332	327.899	363.95	400.000	163.950	0	388.950	450.000
Abonos	145.147	144.053	180.413	180.20	180.000	125.207	70.000	275.207	370.000
Cereales	94.923	99.159	153.402	164.20	175.000	101.701	50.000	184.201	215.000
Pienso y forrajes	122.954	126.708	138.974	144.48	150.000	109.487	80.000	169.487	200.000
Papel y pasta de madera (no contenerizable)	148.577	128.744	117.421	133.71	150.000	78.711	40.000	153.711	190.000
Materiales de construcción	75.887	95.711	91.755	95.87	100.000	45.878	0	125.878	160.000
Magnesita	74.868	56.873	78.908	79.45	80.000	64.454	50.000	114.454	150.000
Carbón y coque	438.412	94.395	62.022	71.01	80.000	56.011	50.000	81.011	100.000
Cloruro de potasio (potasa)	37.924	60.808	50.664	300.00	500.000	50.332	50.000	450.332	850.000
Cemento y Clinker	24	0	41.474	50.73	60.000	20.737	0	70.737	100.000
Sal común	11.655	14.412	32.228	53.61	75.000	16.114	0	166.114	300.000
Maquinaria y repuestos	34.125	32.279	29.102	32.05	35.000	14.551	0	39.551	50.000
Maderas y biomasa	34.953	47.162	26.971	163.48	300.000	38.486	50.000	263.486	500.000
Contenedores	0	0	0	300.00	600.000	0	0	350.000	700.000
Graneles liquidos	0	0	0	150.00	300.000	0	0	250.000	500.000
Otras mercancías	55.038	89.143	122.085	148.54	175.000	73.543	25.000	161.043	200.000
TOTAL	3.049.656	2.906.008	3.452.151	4.505.74	5.510.000	2.265.383	1.078.614	5.593.576	7.735.000

Los datos anteriores corresponden al año 2025. Sin embargo, el diseño del puerto exterior se va a realizar atribuyédole una vida útil de 50 años, por lo que esta tendencia de crecimiento se ha prolongado hasta el año 2066, considerando que el nuevo puerto entra en funcionamiento en el año actual (2016).

Como se puede ver, se mantienen los tráficos tradicionales del puerto, predominando los productos siderúrgicos y la chatarra, seguidos del cloruro de potasio. En tercer lugar, aparecen los vehículos. Además, en el año 2020 se introducen los tráficos de contenedores y graneles líquidos que, se prevé, adquirirán importancia para el año 2025. A continuación, se sitúan el resto de tráficos como la madera, papel, abonos, cereales, piensos, materiales de construcción, cemento, carbón, etc. Éstos son los tráficos que se sacan al puerto exterior, manteniendo en la bahía las actividades tradicionales como la pesca.

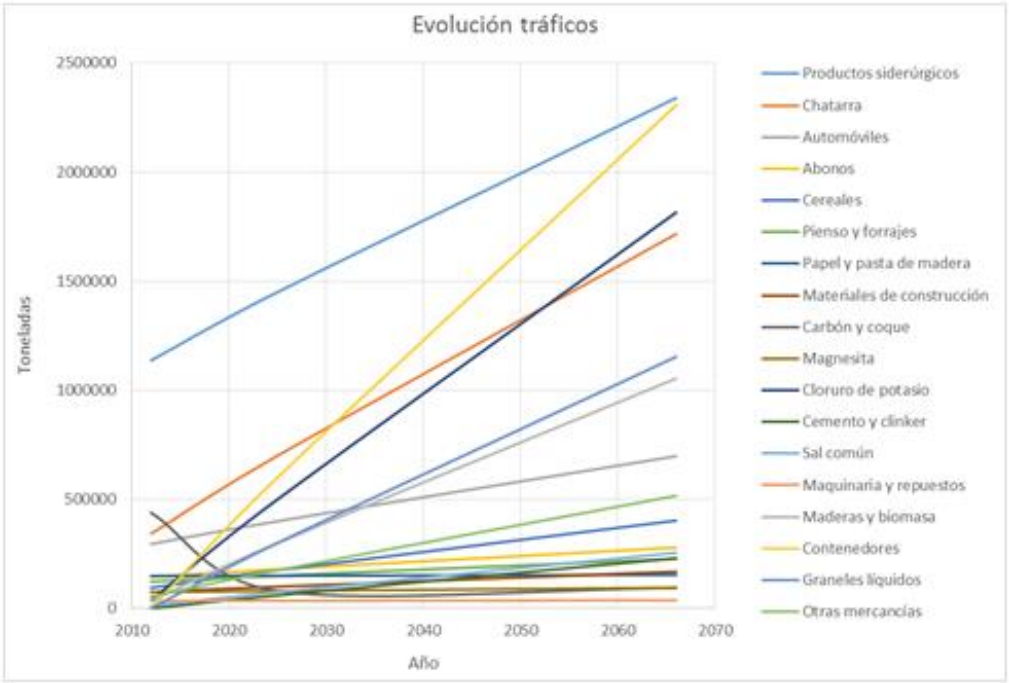


Gráfico 1. Evolución de los tráficos para los años 2012 – 2066

Tabla 2. Tráficos previstos para el escenario base

	2012	2025	2066
Productos siderúrgicos	1137204	1450000	2340266
Chatarra	342725	700000	1716860
Automóviles	295240	400000	698163
Abonos	145147	180000	279197
Cereales	94923	175000	402911
Pienso y forrajes	122954	150000	226977
Papel y pasta de madera	148577	150000	154050
Materiales de construcción	75887	100000	168629
Carbón y coque	438412	80000	94000
Magnesita	74868	80000	94606
Cloruro de potasio	37924	500000	1815139
Cemento y clinker	24	60000	230701
Sal común	11655	75000	255290
Maquinaria y repuestos	34125	35000	37490
Maderas y biomasa	34953	300000	1054365
Contenedores	0	600000	2307692
Graneles líquidos	0	300000	1153846
Otras mercancías	55038	175000	516430
		TOTAL	**13.546.613**

Por lo tanto, según estas previsiones, en el año horizonte 2066, en total se manipularán en el puerto más de 13.5 millones de toneladas anuales.

Como puede leerse en el Plan Estratégico 2015-2025: *"De cumplirse las previsiones, sería una gran evolución para el Puerto de Pasaia, ya que los productos más rentables que tendría el puerto serían de los que mayores volúmenes manipularía el mismo (productos siderúrgicos, chatarra, potasa, contenedores y automóviles), lo que generará un mayor valor a este crecimiento de los tráficos para el puerto".* (Plan Estratégico del Puerto de Pasaia, 2015-2025, pág. 104)

3.2. Dimensionamiento de las terminales portuarias

En este apartado se realiza un dimensionamiento de las líneas de atraque y la superficie necesarias para la operación de cada uno de los tráficos en su correspondiente terminal portuaria.

David Marcano (Director de operaciones y servicios portuarios de la Autoridad Portuaria del Puerto de Santander) define una terminal portuaria como un servicio diseñado a medida de cada cliente, para mejorar la competitividad del sector productivo del país (Marcano Ceballos, 2016). Por ello, cada terminal debe estar correctamente diseñada para atender al tipo de barcos que operan en ella.

Una terminal portuaria es un nodo en la cadena logística de transporte y debe comportarse como una oferta flexible a la demanda. Por ello, para una correcta operación de los tráficos se necesita una capacidad mínima en la terminal, capaz de adaptarse a los flujos de mercancía.

Dicha capacidad puede dividirse en capacidad de atraque y capacidad de almacenamiento. La primera de ellas viene determinada por el nivel de servicio, la longitud de los muelles y su número de atraques, el tiempo de operación y el ritmo de operación en la terminal. La segunda, depende fundamentalmente de la superficie útil, el nivel de servicio ofrecido a la mercancía y la sobrecarga admisible por unidad de superficie. (Marcano Ceballos, 2016)

Para el cálculo de estas capacidades, se deben tener en cuenta una serie de parámetros (Marcano Ceballos, 2016).

- **Tiempo de estancia del buque en el puerto o tiempo de permanencia (Tp)**

  Se descompone en tres intervalos:

- Tiempo de espera (Te): fondeo
- Tiempo de maniobra de entrada (Tm): desde el final del fondeo hasta el atraque
- Tiempo de servicio (Ts): operación (carga y descarga)

  El tiempo de estancia puede calcularse como: $\mathrm{Tp} = \mathrm{Te} + \mathrm{Ts}$

  Un buque tramp es aquel que no pertenece a una línea regular ni tienen un itinerario definido, sino que se utiliza para el transporte de mercancías varias sin tener un cargamento fijo. La llegada de estos buques a un puerto es aleatoria.

  Por el contrario, los buques liner son aquellos que pertenecen a una línea regular y su llegada a puerto es uniforme. Deben cumplir el tiempo de estancia del buque en puerto para cumplir su itinerario de la línea ya que esto condiciona los horarios de llegada y salida del buque en cada puerto donde realiza escala.

- **Espera relativa (Ɛ)**

  Indica el nivel de servicio ofrecido al buque, así como el ritmo de operación.

  Se calcula como: $\text{Ɛ} = \text{Tiempo de espera (Te)}/\text{Tiempo de servicio (Ts)}$

- **Tasa de ocupación de atraque (Ø)**

  Representa el porcentaje de buques que operan en el muelle respecto al total que podrían operar con la ocupación completa de los atraques.

  Para cada atraque, se obtiene: $\text{Ø} = \text{tiempo atraque buque / tiempo total}$

- **Ritmo de operación (P)**

  Determina la productividad o cantidad de mercancía manipulada (carga/descarga) por unidad de tiempo de atraque.

  Se calcula con el siguiente cociente: $\mathrm{P} = \mathrm{Q}/\mathrm{Ts}$

  Otra forma de obtenerlo es la siguiente expresión: $\mathrm{P} = \mathrm{N} \cdot (\rho \cdot \mathrm{R}).\mathrm{h}.\mathrm{j}$

donde N: Número de equipos de manipulación en cada atraque

ρ: coeficiente de rendimiento de equipos. Se considera ρ = 75%

R: rendimiento nominal de los equipos

h: horas de un turno de trabajo

j: número de turnos de trabajo diarios

Existe relación entre todos ellos, de tal forma que aumentar la capacidad de la terminal significa aumentar la tasa de ocupación. Para conseguir esto sin aumentar la espera relativa de fondeo, ya que se reduciría el nivel de servicio, se debe aumentar el ritmo de operación aumentando el número de equipos y el número de atraques en la infraestructura.

El criterio escogido para el dimensionamiento de las terminales es el de la máxima capacidad, que consiste en ajustar todo lo posible la espera relativa del buque en fondeo al límite superior para un nivel de servicio aceptable, y equilibrar las capacidades de atraque y de almacenamiento de la terminal. (Marcano Ceballos, 2016)

Los valores óptimos para cada uno de dichos parámetros han sido extraídos del mismo documento:

- Para líneas regulares, se considera una espera relativa aceptable: $0.05 < \mathcal{E} < 0.10$
- Mientras que para buques tramp, se consideran aceptables los valores: $0.10 < \mathcal{E} < 0.25$
- Para la tasa de ocupación, los valores dependen del número de puestos de atraque:

Tabla 3. Valores óptimos de tasa de ocupación de los muelles

	n=1	n=2	n=3
Línea regular	$0.07 < Ø < 0.13$	$0.22 < Ø < 0.30$	$0.30 < Ø < 0.40$
Buque tramp	$0.12 < Ø < 0.27$	$0.28 < Ø < 0.45$	$0.37 < Ø < 0.53$

Como se ha explicado anteriormente, para todos ellos, se ha tomado el valor superior de cada intervalo.

A continuación se presentan las expresiones para calcular tanto la capacidad de atraque como la capacidad de almacenamiento. (Marcano Ceballos, 2016)

- **CAPACIDAD DE ATRAQUE**

  La capacidad de atraque anual se calcula como:

$$C = n \cdot (Ø \cdot t) \cdot P$$

  donde C: tráfico anual correspondiente a un nivel de servicio aceptable, definido por la espera relativa

  n: número de puestos de atraque en cada muelle $n = L_m/(1.1 \cdot L_k)$

  L_m: longitud del muelle

L_k: eslora del buque tipo (eslora no superada por el 85% de los buques que operan en la terminal)

t: máximo tiempo operativo (días/año). Se considera el valor de 360 días

P: máximo ritmo de operación (tráfico/(día·atraque)) $\mathrm{P} = \mathrm{N} \cdot (0.75 \cdot \mathrm{R}) \cdot 24$

- **CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO**

La capacidad de almacenamiento anual se calcula como:

$$\mathrm{C} = \mathrm{S}_{\text{útil}} \cdot \mathrm{q} \cdot \mathrm{R}$$

donde C: tráfico anual correspondiente a un nivel de servicio de almacenamiento, definido por el tiempo medio de depósito de la mercancía en el puerto (días)

q: sobrecarga máxima por unidad de superficie

Se han tomado los siguientes valores como sobrecargas medias:

- Acopios descubiertos: 5-10 t/m^2
- Silos y almacenes: 10-20 t/m^2
- Contenedores (h=2.5 alturas): 0.168 teus/m^2 ; 12 t/teu
- Vehículos (h=2 alturas): 0.145 veh/m^2 ; 1.34 t/veh

R: rotación de la mercancía, es decir, el número de veces que se ocupa la misma superficie en un año, en función del tiempo medio de depósito de la mercancía en el puerto (Td). $\mathrm{R} = 365/\mathrm{Td}$

$S_{útil}$: Superficie útil en la terminal

La superficie total de la terminal se divide en tres zonas:

1. **Superficie de maniobra y tránsito**: consiste en un área reservada tras la línea de atraque con una anchura de 50 metros, destinada a la maniobra y el tránsito de los equipos de carga y descarga.

$$\mathrm{S}_{\text{maniobra}} = 50 \cdot \mathrm{L}_{\mathrm{m}}$$

2. **Superficie de depósito**: superficie destinada al almacenamiento de la mercancía durante periodos considerables. Se obtiene como el producto de la superficie útil de la terminal por un coeficiente de seguridad que tiene en cuenta las posibles irregularidades del tráfico o períodos de puntas de tráfico (K_1=1.25) y por otro coeficiente de seguridad que representa la superficie necesaria (viales, playas de espera de camiones, apartaderos de ferrocarril, básculas…) para el movimiento de los equipos y la maquinaria (K_2=1.65).

3. **Superficie útil**: superficie realmente disponible para la manipulación y almacenamiento de la mercancía. Su expresión toma la siguiente forma:

$$\mathrm{S}_{\text{útil}} = \frac{(\mathrm{S}_{\text{total}} - 50 \cdot \mathrm{L}_{\mathrm{m}})}{1.65 \cdot 1.25}$$

El siguiente aspecto a tener en cuenta es la frecuencia de llegada de buques, al cual se le puede atribuir un carácter estadístico.

La llegada de buques tramp es un proceso aleatorio y el intervalo de llegada entre dos buques consecutivos se ajusta a una función exponencial E(λ). La suma de "k" intervalos consecutivos entre buques es una función Gamma G(k, λ) denominada Erlang-k porque "k" es un número natural. (Marcano Ceballos, 2016)

$$\sum_{1}^{k} \mathrm{E}(\lambda) = \mathrm{G}(\mathrm{k}, \lambda) \qquad \text{Cuando k=1 ; G(1, λ) = E(λ)}$$

Donde λ: número de buques que llegan al muelle por unidad de tiempo.

Si un muelle está compuesto por "n" puestos de atraque, el buque "n+1" podrá atracar si alguno de los "n" buques precedentes ha terminado su operación de carga o descarga.

La función G(k, λ) define la probabilidad de que llegue el buque "n+1" y encuentre todos los atraques ocupados (suma de "k=n" intervalos consecutivos).

El tiempo de atraque del buque sigue el mismo comportamiento, tomando la forma de una función Gamma G(k,z), donde los parámetros k y z se pueden ajustar a valores estadísticos disponiendo de una muestra de datos de las escalas y tiempos de atraque, suficientemente largas.

Si no se dispone de ellas, como es el caso en este trabajo, se pueden tomar los valores estimados recomendados por el organismo UNCTAD (ONU) propuestos a partir de valores empíricos obtenidos en diversos puertos. Estos valores son los que se utilizan para el cálculo de las capacidades en este apartado:

- Graneles líquidos: k=3
- Graneles sólidos: k=2
- Mercancía general sin contenedor: k=1
- Contenedores: k=4

Se utiliza la teoría de colas y para simplificar los cálculos, se considerado la hipótesis de que el buque "n+1" espera fondeado hasta que el buque "1" termine la operación y abandone su puesto de atraque. Se supone que el primer buque en llegar, será el primero en finalizar la operación. Se trata de una hipótesis conservadora, ya que si terminase otro buque antes, sería beneficioso. (Marcano Ceballos, 2016)

Partiendo de los tráficos anuales previstos para el año 2066, la carga media manipulada en cada escala, la eslora del buque tipo, los equipos con sus rendimientos y el número de rotaciones al año en la zona de depósito de cada mercancía, se realiza una iteración hasta conseguir el número óptimo de puestos de atraque en el muelle, la longitud de la línea de muelle y la superficie necesaria en la terminal, garantizando valores adecuados de tasa de ocupación y espera relativa de los buques fondeados.

Para el cálculo, se han tomado los valores propuestos en el Plan Estratégico del Puerto, considerado 360 días hábiles de trabajo anuales, con turnos de trabajo de 14 horas.

Se supone la ocupación de los barcos en un 80% de la capacidad de carga máxima.

Los equipos de carga/descarga y los rendimientos utilizados en este apartado, son los siguientes:

Tabla 4. Equipos y rendimientos considerados para cada tipo de mercancía

	Equipo	***Rendimiento***
P. siderúrgicos/chatarra	Grúa pórtico 20 t con garra	300 t/h
Automóviles	Embarque/desembarque autos	200 veh/h (10 veh/h/conductor)
Abonos	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h
Cereales	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h
Pienso y forrajes	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h
Papel y pasta de madera	2 mafis + 2 carretillas	200 t/h
Materiales construcción	2 mafis + 2 carretillas	200 t/h
Carbón y coque	Cargador neumático continuo	500 t/h
Magnesita	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h
Cloruro de potasio	Cargador neumático continuo	500 t/h
Cemento y Clinker	Cargador neumático continuo	500 t/h
Sal común	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h
Maquinaria y repuestos	Grúa pórtico 20 t con garra	300 t/h
Maderas y biomasa	Cargador mecánico continuo	500 t/h
Contenedores	Grúa portacontenedores 40 t	37.5 teus/h
Graneles líquidos	Manifold conectado a depósito de líquidos	500 t/h
Otras mercancías	2 mafis + 2 carretillas	200 t/h

La justificación de cada uno de los equipos utilizados para el diseño, es la siguiente: se ha optado por mantener las grúas utilizadas actualmente en la carga y descarga de productos siderúrgicos y chatarra, así como para los abonos. En el caso de los cereales, existe la posibilidad de realizar la descarga mediante cintas transportadoras. Sin embargo, el volumen de tráfico previsto no justifica la inversión. En cuanto al papel, la pasta de madera y los materiales de construcción también se mantienen los equipos con el rendimiento actual. En la actualidad, el carbón se descarga con grúa de cuchara sobre tolva. Sin embargo, debido a aspectos medioambientales, se ha preferido modificar el modo de descarga para realizarse mediante cinta transportadora hasta la planta de almacenamiento del carbón, a través de un circuito totalmente cerrado. Para ello, se ha tomado el ejemplo de la terminal de minerales del Puerto de Santander. Para la magnesita, se mantiene la descarga mediante grúas con cuchara en tolva. Tanto los químicos como el cemento, se manipulan mediante cargadores neumáticos continuos para evitar los impactos y los efectos que éstos conllevan. Para la maquinaria y repuestos se han considerado grúas pórtico con garra.

Para el resto de datos, a continuación se presenta la información extraída del Plan Director del Puerto (Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes , 2008) para cada uno de los tráficos. Cabe destacar que aquellos datos no ofrecidos en el citado documento (rotaciones y buque tipo en algunos casos), se han considerado similares a los valores del Puerto de Santander (del que sí que se disponen datos), debido a la similitud de tráficos.

- **Chatarra y productos siderúrgicos**

Es el tráfico más importante del puerto actual y tendrá un crecimiento a largo plazo considerable.

El buque tipo para la chatarra y los productos siderúrgicos seguirá siendo el actual, ya que las principales rutas previstas no exigen un buque mayor. Podrían existir buques algo mayores en algunas ocasiones pero serían escasos.

Buque tipo:

- Eslora: 118 m
- Eslora entre perpendiculares: 111 m
- Manga: 17.8 m
- Calado máximo: 7.1 m
- Capacidad de carga: 5000 TPM

Rotaciones chatarra: 18 rotaciones/año

Rotaciones productos siderúrgicos: 30 rotaciones/año

- **Automóviles**

Actualmente no entran en Pasajes buques mayores por las restricciones de eslora en el canal y en los atraques. De cara a un futuro, el buque tipo será el siguiente:

- Eslora: 200 m
- Capacidad de carga: 6000 vehículos

Rotaciones: 18 rotaciones/año

- **Abonos**

El buque tipo actual es un buque de 110 metros de eslora y 6000 toneladas de capacidad de carga. Dado que la tendencia mundial es ir a buques cada vez mayores, el buque tipo de diseño será el siguiente:

- Eslora: 152 m
- Eslora entre perpendiculares: 143 m
- Manga: 22.5 m
- Calado máximo: 8.9 m
- Capacidad de carga: 15000 TPM

Rotaciones: 20 rotaciones/año

- **Cereales**

El buque tipo considerado para los cereales presenta las siguientes características:

- Eslora: 215 m
- Eslora entre perpendiculares: 206 m
- Manga: 32.3 m
- Calado máximo: 12.7 m
- Capacidad de carga: 50000 TPM

Rotaciones: 12 rotaciones/año

- **Pienso y forrajes**

Debido a su escasez de escalas anuales, compartirá atraque con los cereales, descargando en otro depósito para su almacenamiento. Por lo tanto, se considera el mismo buque tipo.

- **Papel y pasta de madera**

El buque tipo considerado no tiene acceso al puerto actual por cuestiones de eslora y calado pero es un buque que opera en Bilbao y en el puerto francés de La Pallice. Sus características son las siguientes:

- Eslora: 181 m
- Eslora entre perpendiculares: 172 m
- Manga: 26.1 m
- Calado máximo: 11.2 m
- Capacidad de carga: 20000 TPM

Rotaciones: 15 rotaciones/año

- **Materiales de construcción**

El buque tipo es el siguiente:

- Eslora: 152 m
- Eslora entre perpendiculares: 143 m
- Manga: 22.5 m
- Calado máximo: 8.9 m
- Capacidad de carga: 15000 TPM

Rotaciones: 15 rotaciones/año

- **Carbón y coque**

El buque tipo para el tráfico de carbón y coque se corresponde con el buque tipo que opera actualmente en el Puerto de Santander:

- Eslora: 119 m
- Capacidad de carga: 6500 TPM

Rotaciones: 15 rotaciones/año

- **Magnesita**

Compartirá atraque con el carbón y coque, almacenándose en distinto depósito. El buque tipo será el mismo. Sin embargo, se precisa de otros equipos por lo que el rendimiento será distinto, ya que se utilizarán grúas en con cuchara en vez de cinta transportadora.

- **Cloruro de potasio**

Para esta terminal, se ha tomado como ejemplo la terminal de productos químicos de Santander, con el siguiente buque tipo:

  - Eslora: 200 m
  - Capacidad de carga: 8000 TPM

Rotaciones: 13 rotaciones/año

- **Cemento y Clinker**

Para esta terminal, también se ha tomado como ejemplo la del puerto de Santander. Con un buque tipo:

  - Eslora: 90 m
  - Capacidad de carga: 4000 TPM

Rotaciones: 15 rotaciones/año

- **Sal común**

A la dársena de sal común le corresponde un buque tipo con las siguientes características:

  - Eslora: 120 m
  - Capacidad de carga: 6500 TPM

Rotaciones: 12 rotaciones/año

- **Maquinaria y repuestos**

Para este diseño, se ha considerado el buque tipo de propuesto en el Plan Estratégico para la terminal multipropósito, es decir, para “otras mercancías”.

  - Eslora: 200 m
  - Capacidad de carga: 4800 TPM

Rotaciones: 20 rotaciones/año

- **Maderas y biomasa**

Los datos utilizados aquí, se han obtenido de la terminal de maderas y papel de Santander.

  - Eslora: 200 m

- Capacidad de carga: 4800 TPM

Rotaciones: 36 rotaciones/año

- **Contenedores**

Estos datos se basan en los considerados para la futura terminal de contenedores de Santander ya que será muy similar a la del Puerto de Pasaia, que se iniciaría con un tráfico bajo y mantendría un crecimiento progresivo y moderado.

- Eslora: 200 m
- Capacidad de carga: 10800 TPM

Rotaciones: 15 rotaciones/año

- **Graneles líquidos**

Como espacio de reserva se prevé la posible captación de tráficos de GNL y de productos petrolíferos de Bilbao, que complementen la oferta. Alguna compañía distribuidora de productos petrolíferos ha manifestado ya la demanda de instalaciones en el Puerto de Pasajes para dar servicio a Gipuzkoa.

Se considera el atraque de un buque de las siguientes características:

- Eslora: 158 m
- Eslora entre perpendiculares: 122 m
- Capacidad de carga: 4300 TPM

- **Otras mercancías**

El buque tipo no cambiará mucho por el tipo de productos que recoge llegando a ser igual que el de chatarra:

- Eslora: 118 m
- Eslora entre perpendiculares: 111 m
- Manga: 17.8 m
- Calado máximo: 7.1 m
- Capacidad de carga: 5000 TPM

Toda la información descrita anteriormente, se resume en la siguiente tabla.

Tabla 5. Tabla resumen de la información para el dimensionamiento de las terminales portuarias

	Tráfico anual (t)	***Eslora (m)***	***Carga (t)***	***Equipo***	***Rendimiento***	***Rotaciones/año***
Productos siderúrgicos	2340266	118	5000	Grúa pórtico 20 t con garra	300 t/h	30
Chatarra	1716860	118	5000	Grúa pórtico 20 t con garra	300 t/h	18
Automóviles	698163	200	8000	20 conductores	200 veh/h	18
Abonos	279197	152	15000	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h	20
Cereales	402911	215	50000	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h	12
Pienso y forrajes	226977	215	50000	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h	12
Papel y pasta de madera	154050	181	20000	2 mafis + 2 carretillas	200 t/h	15
Materiales de construcción	168629	152	15000	2 mafis + 2 carretillas	200 t/h	15
Carbón y coque	94000	119	6500	Cargador neumático continuo	500 t/h	15
Magnesita	94606	119	6500	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h	15
Cloruro de potasio	1815139	200	8000	Cargador neumático continuo	500 t/h	13
Cemento y clinker	230701	90	4000	Cargador neumático continuo	500 t/h	15
Sal común	255290	120	6500	Grúa automóvil 50 t sobre neumáticos, cuchara y tolva	300 t/h	12
Maquinaria y repuestos	37490	200	4800	Grúa pórtico 20 t con garra	300 t/h	20
Maderas y biomasa	1054365	200	4800	Cargador mecánico continuo	500 t/h	36
Contenedores	2307692	200	10800	Grúa portacontenedores 40 t	37.5 teus/h	15
Graneles líquidos	1153846	158	4300	Manifold conectado a depósito de líquidos	500 t/h	4
Otras mercancías	516430	118	5000	2 mafis + 2 carretillas	200 t/h	20

Tras obtener toda la información necesaria, comienza el proceso iterativo para cada uno de los tráficos.

Se comienza la iteración con los valores mínimos, es decir, con un único puesto de atraque y un solo equipo por barco.

En función de la eslora del buque tipo, se obtiene la longitud mínima de la línea de muelle que debe cubrir la longitud del buque dejando unos márgenes de seguridad. Se ha supuesto una distancia de separación entre buques del 10% de la eslora del buque tipo, más otro 10% de la eslora tipo en cada extremo del muelle, de acuerdo al criterio establecido en el Capítulo 8 de la ROM 3.1-99 explicado más adelante en el apartado *6.1. Dimensionamiento en planta*.

Una terminal con un único puesto de atraque se calcula como la eslora máxima.

Posteriormente, se obtiene la superficie total mínima necesaria para la terminal (superficie de maniobra, superficie de depósito y superficie útil).

Lo siguiente es comprobar que con los valores fijados para el número de atraques y equipos, y con los resultados obtenidos de longitud de muelle y superficie de atraque, se cumplan los requisitos de nivel de servicio. Por ello, el siguiente cálculo es el número de buques anuales partiendo del tráfico anual y la carga media por buque. Teniendo en cuenta el rendimiento de los equipos y el número de rotaciones de la mercancía, se obtienen los valores de tasa de ocupación de los atraques y la espera relativa del buque en fondeo. Si superan los valores establecidos como aceptables, se comienza el proceso iterativo aumentando los datos de partida por el siguiente orden:

- Número de turnos de trabajo
- Número de equipos por puesto de atraque

  Buques ≤ 100 m de eslora: 1 equipo máximo
  Buques ≤ 170 m de eslora: 2 equipos máximo
  Buques > 170 m de eslora: 3 equipos máximo

- Número de puestos de atraque

Finalmente, se obtiene el número óptimo de puestos de atraque, equipos necesarios, longitud de la línea de muelle y la superficie mínima necesaria en cada terminal, obteniéndose los siguientes resultados para cada una de las terminales del Puerto Exterior de Pasajes.

Tabla 6. Resultados dimensionamiento terminales portuarias

	N atraques	***Equipos/atraque***	***L_{muelle} (m)***	***$S_{maniobra}$ (m^2)***	***$S_{útil}$ (m^2)***	***$S_{almacenamiento}$ (m^2)***	***S_{total} (m^2)***
Productos siderúrgicos	2	1.5	272	13600	5959	3873	23432
Chatarra	2	1.5	272	13600	4795	3116	21511
Automóviles	2	1	460	23000	141006	91654	255660
Abonos	1	1	183	9150	1110	721	10981
Cereales	1	1	258	12900	1798	1169	15867
Pienso y forrajes	1	1	258	12900	1541	1002	15443
Papel y pasta de madera	1	1	218	10900	2466	1603	14968
Materiales de construcción	1	1	183	9150	1644	1068	11862
Carbón y coque	1	1	180	9000	438	285	9723
Magnesita	1	1	180	9000	438	285	9723
Cloruro de potasio	1	1	240	12000	4795	3116	19911
Cemento y clinker	1	1	108	5400	154	100	5654
Sal común	1	1	144	7200	771	501	8471
Maquinaria y repuestos	1	1	240	12000	216	140	12356
Maderas y biomasa	1	1	240	12000	2055	1336	15390
Contenedores	1	2	240	12000	18346	11925	42272
Graneles líquidos	1	1	190	9500	9247	6010	24757
Otras mercancías	1	2	142	7100	2158	1402	10660

Una vez conocido el número de atraques, longitud de muelle y superficie ocupada por cada uno de los tráficos, se debe realizar una distribución adecuada, teniendo en cuenta una serie de aspectos característicos de cada tipo de mercancía.

La instalación escogida para la terminal de carbón está compuesta por un sistema de cintas transportadoras que depositan el carbón en un almacén cerrado para evitar la contaminación atmosférica por lo que las emisiones de polvo serán mínimas. Sin embargo, como precaución, esta terminal se va a situar en el extremo más oriental del puerto, ya que la dirección predominante del viento es la NW. Así, se evita que el polvo producido pueda ser transportado por el viento y afectar al resto de mercancías.

Por otro lado, la magnesita, debido a sus escasas escalas y al tratarse de un mineral, compartirá puesto de atraque con el carbón utilizándose distintos medios de descarga. En este caso, grúas con cuchara y tolva. El depósito también se diferenciará respecto al del carbón, quedando por delante del almacén de carbón, para así facilitar el movimiento de la maquinaria y reducir la distancia de transporte en palas cargadoras o camiones.

En cuanto a los productos siderúrgicos y la chatarra compartirán muelle, situándose los cuatro atraques necesarios (dos para cada tráfico) de forma contigua. El almacenamiento de ambas mercancías es distinto, situándose la chatarra en primera línea y los productos siderúrgicos en la parte posterior almacenados en almacén cerrado.

Para el caso de los vehículos, se ha considerado el almacenamiento en un silo de dos alturas para así, reducir la superficie ocupada. Se trata de una mercancía limpia y con valor añadido por lo que se colocan en una zona en la que no se vean perjudicados por otras mercancías o un posible rebase.

En el caso de los abonos, se ha considerado que la descarga se realiza sobre el muelle y se carga directamente al camión. Se ha reservado un área de almacenamiento para ofrecer un almacenamiento provisional en caso de que sea necesario. Es por ello, la gran superficie de maniobra y tránsito, y la escasa superficie de almacenamiento calculadas para este tráfico.

Por su parte, los cereales exigen una zona de almacenamiento cercana al muelle ya que los medios de descarga son grúas de cuchara con neumático que descargan en una tolva o directamente al camión. De esta forma, se reduce la distancia y, en consecuencia, se aumenta el rendimiento.

La operación de piensos y forrajes se puede compatibilizar con los cereales, de tal forma que compartan puesto de atraque y dispongan de un silo propio en la zona de depósito separado del silo de cereales.

En el caso de graneles líquidos, la descarga y transporte se realiza por tubería hasta los depósitos, situándose el pantalán alejado de la zona de tierra seca, evitando así riesgos de derrames que puedan afectar al resto de tráficos.

Para el resto de mercancías, se consideran mercancías limpias que no requieren consideraciones especiales, por lo que la ubicación se realiza de forma que complemente al resto de las terminales.

Finalmente, cabe citar que la terminal multipropósito, opera con otras mercancías de tipo variado, que no necesitan ser almacenadas sino que son enviadas directamente al destino. Sin embargo, se prevé una superficie de depósito en caso de ser necesario.

La superficie total de operación necesaria en el puerto exterior es de 50.7 hectáreas. A esta superficie hay que añadir la superficie ocupada por viales, ferrocarril, servicios, oficinas, instalaciones, etc. El conjunto de todo ello, se supone igual al espacio ocupado por las terminales portuarias.

La longitud total de línea de muelle requerida es de 3570 metros.

Esto hace un total de superficie seca y longitud de muelle requeridas por el puerto de:

Superficie seca total: 101.4 hectáreas

Longitud línea de muelle: 3570 metros

Estos son los valores para los cuales se dimensiona el nuevo Puerto Exterior de Pasajes.

La distribución de las terminales con sus muelles y áreas de depósito se verá más adelante en el apartado *6.1. Dimensionamiento en planta*, una vez definida la forma en planta del puerto: área de tierra seca y lámina de agua protegida por las obras de abrigo.

4. CRITERIOS Y CONDICIONANTES CONSTRUCTIVOS

En el apartado anterior se ha calculado la superficie de tierra seca ocupada por el nuevo puerto. Sin embargo, antes de continuar con los cálculos, se deben considerar una serie de criterios y aspectos que condicionan el diseño.

4.1. Emplazamiento

El primer aspecto fundamental a tener en cuenta es el emplazamiento del Puerto Exterior, que debe situarse en una zona próxima a la localización actual.

Existen dos opciones para la ubicación de la obra. La primera de ellas se encuentra en el lado Este de la desembocadura del río Oiartzun, en la salida de la bahía del puerto actual, a los pies del Monte Jaizkibel. La segunda opción se sitúa en el lado opuesto, al Oeste de la bahía, adosado al Monte Ulía.

Imagen 12. Opciones de ubicación del nuevo Puerto Exterior de Pasajes

La opción 1 “Monte Jaizkibel” presenta un gran inconveniente ya que el entorno del Monte Jaizkibel es un Espacio Natural Protegido de alto valor ambiental, catalogado como Lugar de Interés Comunitario (LIC Jaizkibel (ES2120017)), además de existir otros espacios próximos incluidos en la Red Natura 2000.

En la zona 2 “Monte Ulía” el impacto medioambiental es menor.

Otra ventaja de la zona 2 “Monte Ulía” es que presenta una mayor facilidad para la construcción de los nuevos accesos terrestres, además de ser más cortos que los accesos necesarios para comunicar las redes actuales de carretera y ferrocarril con la zona 1 “Monte Jaizkibel”.

En ambos casos, al tratarse de dos zonas de monte, los accesos deben hacerse a través de túneles. La zona 2 “Monte de Ulía” cuenta con fáciles accesos a la ciudad de Donostia-San Sebastián, además de accesos a las redes actuales de carretera y ferrocarril. Sin embargo, estas redes no llegan con la misma accesibilidad hasta la zona 1 “Monte Jaizkibel”, por lo que los accesos a esta zona serían menos económicos.

Por otro lado, como dice el Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Castor Garate en su entrevista con el Diario Vasco (Garate, 2012) sobre su propuesta de realizar el Puerto Exterior en la zona 2 "Monte Ulía": "aprecia el exconsejero de Política Territorial y Transportes del Gobierno Vasco, que «los materiales son mejores que los de Jaizkibel, ya que hay calizas del Eoceno, válidas para hormigones, mientras los materiales de Jaizkibel sólo valen para relleno»".

Además, el dique de abrigo situado en la zona1 "Monte Jaizkibel" podría reflejar los fuertes oleajes del NW hacia la actual bocana del puerto, otra desventaja respecto a la zona 2 "Monte Ulía".

A continuación se sintetizan todos los condicionantes del emplazamiento, indicando la opción óptima para cada uno de ellos.

Tabla 7. Síntesis condicionantes de emplazamiento

	Zona 1 Jaizkibel	***Zona 2 Ulía***
Medioambiente	LIC	Espacio no protegido
Accesibilidad	Accesos largos Dificultad de construcción	Accesos cortos Facilidad de construcción
Calidad áridos	Rellenos	Hormigones y rellenos
Reflexión a la bocana	Sí	No

Por lo tanto, todo parece indicar que la mejor opción para situar el nuevo diseño del Puerto Exterior de Pasajes es la zona 2, junto al monte Ulía, al Oeste de la bahía.

4.2. Tipología de las obras de abrigo

El objetivo principal de las obras de abrigo es proteger del oleaje incidente a la lámina de agua localizada tras ellas.

Fundamentalmente, se pueden agrupar en dos tipologías bien definidas, con sus diversas variaciones: dique en talud o dique vertical.

Ambas tipologías quedan definidas en la ROM 1.0-09 *(ROM 1.0-09, pág. 51)* de la siguiente forma:

- **Dique en talud:** *"También se denomina dique rompeolas o de escollera. Se caracteriza porque el paramento frontal o de barlomar está construido en talud y con materiales granulares. Disipan la energía del oleaje mediante rotura, fricción con el material granular y por transmisión del oleaje hacia la parte abrigada".*
- **Dique vertical:** *"Tipología de dique de abrigo caracterizada por tener el paramento vertical, donde generalmente la parte central y la superestructura están formados por un único elemento estructural. El dique esencialmente actúa como reflector del flujo de energía incidente".*

Para la elección de la tipología, se deben tener en cuenta una serie de condicionantes importantes.

- Los diques en talud disipan gran parte de la energía del oleaje incidente (en torno al 60%).
- El proceso constructivo de los diques en talud es más sencillo y las ventanas de trabajo son más amplias que para los diques verticales.
- Los diques en talud no se recomiendan en grandes profundidades debido al gran volumen de material requerido.
- Los diques en talud no se recomiendan en espacios reducidos, zonas de atraque o entradas a puertos muy estrechas.
- Los diques verticales se recomiendan en zonas más profundas, en zonas donde no se produzca la rotura del oleaje para evitar sus efectos sobre la estructura.
- Los diques verticales ocupan menos espacio en planta, disminuyendo el impacto ambiental, y producen un ahorro de material, reduciendo así el coste de la obra.
- La construcción de los diques verticales es más rápida y ordenada, reduciendo el riesgo de rotura durante la construcción. Requieren menos mantenimiento y se adaptan mejor a mayor número de usos, permitiendo un desmantelamiento más fácil que los diques en talud.
- Los diques verticales son altamente reflejantes (en torno al 90%).
- Los materiales del fondo deben ser adecuados para evitar desplazamientos y asentamientos de los cajones verticales. Además, se debe nivelar el fondo.
- La construcción de los cajones exige grandes áreas de agua y tierra.
- Para la construcción de los cajones, se necesita maquinaria sofisticada y mano de obra muy cualificada. El fondeo y posterior relleno de los cajones, exige unas condiciones climáticas más rigurosas.

En la selección de la tipología para las obras de abrigo, se ha descartado la tipología de dique en talud debido a varios motivos. Principalmente, debido al inmenso volumen de material necesario y la escasez de canteras en la zona que no serían necesarias para cubrir la demanda, teniendo que recurrir a otras más lejanas, aumentando considerablemente el coste de transporte. Por otro lado, la pendiente del fondo en la zona hace que se alcancen grandes profundidades, quedando el dique principal a más de 40 metros de profundidad, lo que hace inviable la construcción de un dique en talud de materiales sueltos, haciendo mucho más rentable la obra mediante cajones verticales.

En la siguiente imagen se presentan las canteras disponibles en Gipuzkoa, insuficientes para cubrir la demanda que requiere la obra en talud.

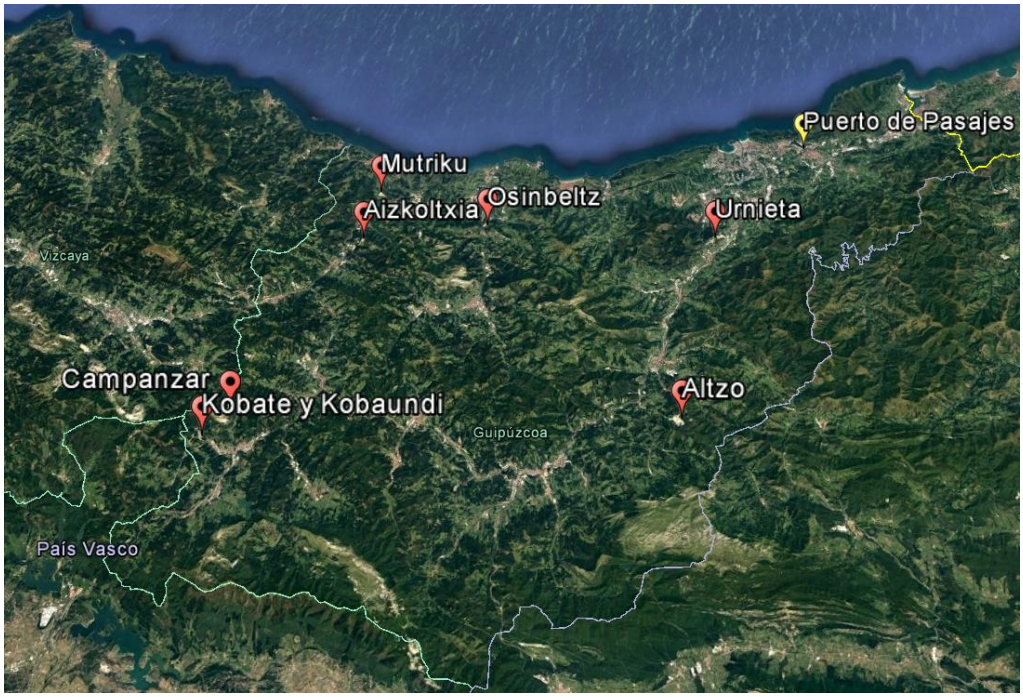


Imagen 13. Canteras en explotación en Gipuzkoa

En síntesis, la tipología escogida es la de dique vertical ya que presenta mejores acepciones que el dique en talud.

Tabla 8. Condicionantes constructivos

Condicionantes del emplazamiento	***Tipología seleccionada***
Escasez de canteras	Vertical
Grandes profundidades (> 40 m)	Vertical
Facilidad de construcción	Talud
Espacio ocupado en planta	Vertical
Impacto ambiental	Vertical
Mantenimiento	Vertical

Esta obra requiere la instalación de grandes cajoneros para la construcción de los monolitos. Éste es otro de los condicionantes importantes, la disponibilidad de equipos e instalaciones. Además, es necesario seleccionar un área abrigada donde instalar el cajonero para la construcción de los cajones. El actual puerto de Pasajes garantiza las condiciones climáticas requeridas para la operación. Sin embargo, sus restricciones físicas quizá dificulten la tarea. Por ello, quizá sea más conveniente realizar este trabajo en el puerto de Bilbao, donde se construyan los primeros cajones y una vez transportados y fondeados en la zona, cuando se garantice el suficiente abrigo, se podría trasladar el cajonero para completar el dique en la misma zona de la obra, evitando así el transporte.

Existen unas limitaciones operativas para realizar el fondeo de los cajones fijadas en la Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas (Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas, 2008, pág. 177) que pueden considerarse a título orientativo y son las siguientes:

- Velocidades del viento superiores a 5 m/s dificultan la operación de fondeo. Reducir el franco-bordo del cajón disminuye la influencia del viento, que aumenta los esfuerzos en anclas y cabrestantes.
- Velocidades de la corriente superiores a 0,5 m/s dificultan el fondeo de los cajones y deben ser tenidas en cuenta al diseñar el proceso. Puede ser conveniente instalar correntímetros para su medición, variando su posición a medida que avanza la construcción del dique. La propia estructura del dique en construcción puede modificar las direcciones y velocidades de las corrientes.
- Oleaje. Alturas de ola significante mayores de 1 m y/o períodos superiores a 8 segundos disminuyen la precisión con la que se puede hacer el fondeo, y con altura de ola significante mayor de 1,5 m y/o períodos superiores a 10 segundos los cajones no se pueden fondear.

Para la realización de este trabajo, únicamente, se dispone de información relativa al oleaje. Por lo que las ventanas de trabajo que se proponen a continuación están definidas en base a la tercera de las limitaciones, correspondiente al oleaje.

El procedimiento seguido consiste en dividir la base de datos por meses, agrupando todos los datos correspondientes a cada mes de todos los años que conforman el registro. Para cada mes, se ha calculado el porcentaje de datos que permiten el fondeo sin problemas, es decir, los oleajes menores de 1 metro y 8 segundos. Por otro lado, se ha calculado también el porcentaje que permite el fondeo con dificultades, es decir los oleajes por debajo de los límites de 1.5 metros de altura de ola significante y 10 segundos de periodo. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 9. Porcentaje de oleajes por debajo de los límites operativos para el fondeo de cajones

Mes	Fondeo sin problemas	Fondeo con menor precisión
Enero	2.72 %	14.99 %
Febrero	3.08 %	18.23 %
Marzo	3.89 %	23.37 %
Abril	6.64 %	34.34 %
Mayo	15.58 %	52.75 %
Junio	19.76 %	66.08 %
Julio	22.52 %	70.91 %
Agosto	20.61 %	64.63 %
Septiembre	11.97 %	46.75 %
Octubre	6.05 %	29.81 %
Noviembre	4.21 %	21.09 %
Diciembre	2.78 %	15.18 %

Con vista a los resultados de la tabla anterior, se puede concluir que la ventana de trabajo se puede definir entre los meses de Mayo y Septiembre, ambos inclusive, 5 meses durante los cuales el porcentaje de estados de mar que permiten el fondeo de los cajones es superior al 50%, llegando casi al 71% de los casos en el mes de Julio, resultando ser el mes más óptimo para realizar esta tarea.

Además, durante la construcción, se producirán interferencias con el tráfico marítimo del puerto actual, por ello será necesario colocar el correspondiente balizamiento.

Con todo lo anterior, se puede concluir que es conveniente utilizar la tipología de dique vertical, consiguiendo cumplir satisfactoriamente todos los condicionantes demandados por la obra.

PROCESO CONSTRUCTIVO

Una vez determinada la tipología de dique a construir, se detalla el proceso constructivo definido en la Guía de buenas prácticas (Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas, 2008, pág. 172):

- Dragado y mejora del terreno natural, en caso de que fuera necesario, para aumentar la capacidad portante del terreno de cimentación.
- Construcción de la banqueta de cimentación que transmita las cargas de los cajones al terreno, proporcionando una superficie regular para ellos, disminuyendo así el puntal necesario al reducir el calado.
- Enrase de la banqueta.
- Fabricación y transporte de los cajones.
- Fondeo de los cajones.
- Relleno de las celdas y de las juntas.
- Colocación del manto de protección de la banqueta de cimentación y bloques de guarda.
- Construcción del espaldón y la superestructura.

En apartados posteriores se realizan los cálculos para el diseño de todos los elementos estructurales citados (cajones, banqueta, espaldón, etc.).

5. CARACTERIZACIÓN CLIMA MARÍTIMO

Dado que el fin de este trabajo es el diseño de un puerto exterior, es importante conocer el clima marítimo frente a la estructura en base a los tres parámetros principales del oleaje: altura significante, periodo de pico y dirección media. Para ello, en este apartado se describe la dinámica marina presente en la zona de estudio, es decir, las características del oleaje así como el nivel del mar en la zona frente al futuro puerto.

Como ya se ha descrito en el apartado *1.4. Información Utilizada*, la base de datos utilizada para el desarrollo de este proyecto, corresponde a un punto DOW situado frente al monte Ulía, en las coordenadas Lon, Lat: (-1.9677, 43.3598) a una profundidad superior a los 63 metros.

Por lo tanto, la caracterización del clima marítimo que se desarrolla a continuación, pertenece a dicha ubicación.

Imagen 14. Localización punto DOW

5.1. Descripción del oleaje

Comenzando por una descripción de la altura de ola significante, se observa una marcada estacionalidad, registrándose las mayores alturas de ola en los meses de invierno (entre Octubre y Abril) mientras que las olas de menor magnitud se dan en los meses estivales (de Mayo a Septiembre).

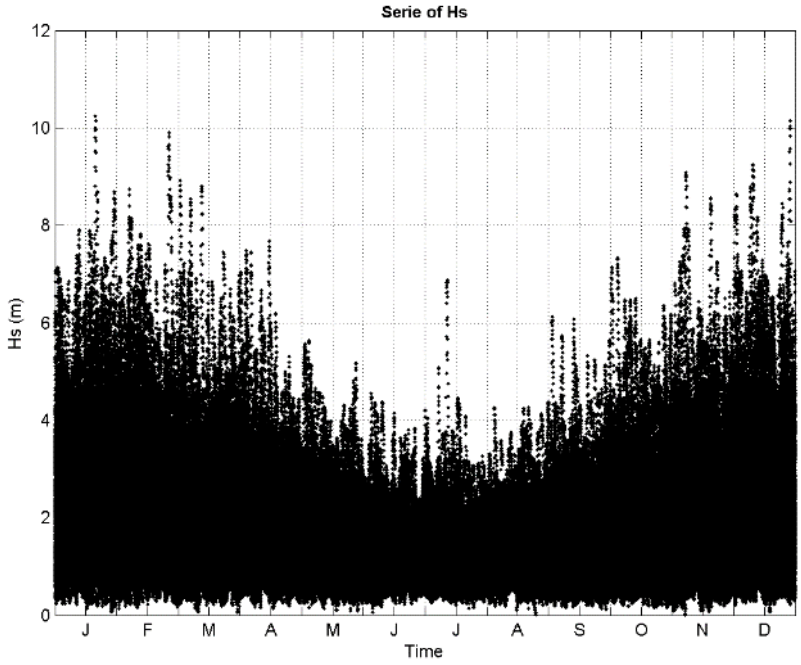


Imagen 15. Estacionalidad altura significante (Hs)

En los meses de invierno, se registran alturas de ola significante máximas entre 8 y 10 metros. Los máximos temporales se registran en los meses de Diciembre y Enero, con alturas superiores a los 10 metros.

Las máximas alturas de ola significante en verano están entre 4 y 5 metros, destacando los temporales a finales del mes de Junio, con alturas de ola significante en torno a los 7 metros. En Septiembre, también comienzan a aparecer alturas mayores a los 6 metros, indicando la transición al invierno.

Si se representa la serie de datos completa, se pueden analizar mejor las alturas de ola registradas. El máximo de la serie (Hs=10.25 m) se alcanza el 21 de Enero de 1965, de acuerdo a lo comentado anteriormente. El segundo mayor temporal de la serie se registra el 29 de Diciembre de 1951 alcanzando una altura significante de 10.15 m. Para la serie de 60 años, se obtiene una Hs media de 1.80 metros.

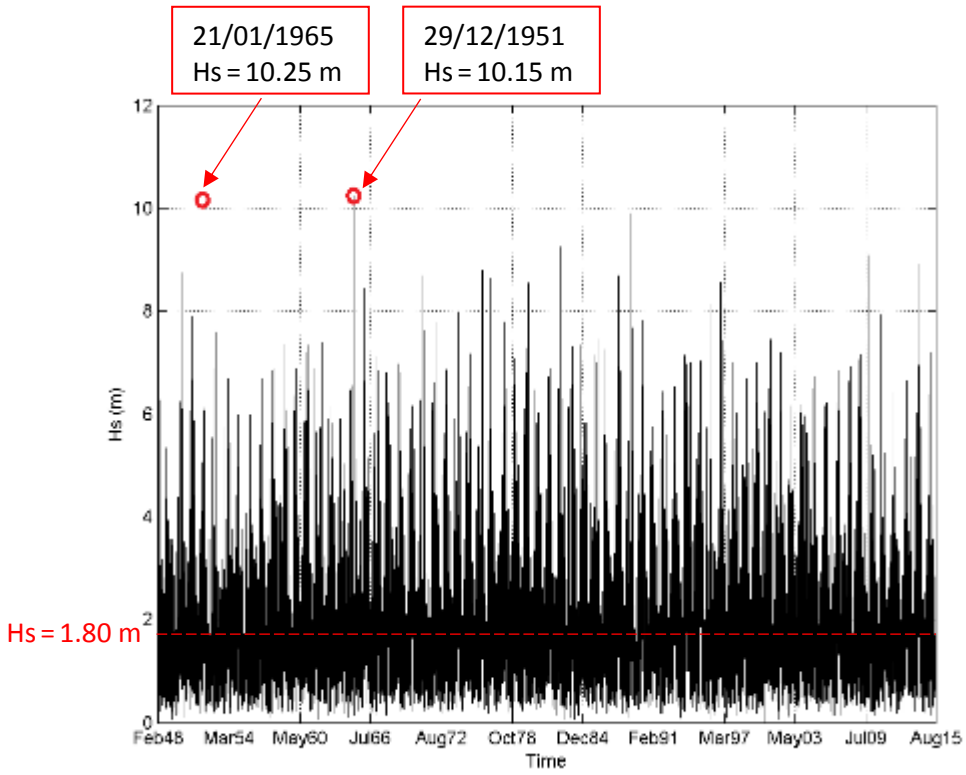


Imagen 16. Serie temporal de altura significante (Hs)

El mismo patrón de estacionalidad se observa en el registro de periodo de pico, superando los 19 segundos en los meses invernales, incluso los 20 segundos en Enero (época de oleajes tipo Swell importantes), mientras que en verano no supera los 15 segundos.

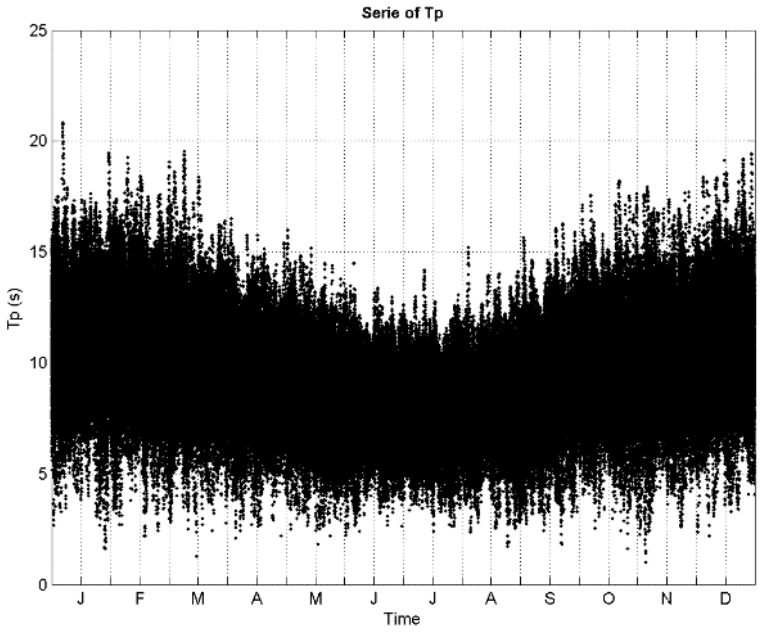


Imagen 17. Estacionalidad periodo de pico (Tp)

En cuanto a las direcciones, se obtienen resultados concordantes entre alturas y periodos. Se observa que la dirección predominante es la NW (303.75° – 326.25°) con alturas y periodos máximos, suponiendo éstos el 67.53% de los datos. También se presentan oleajes con direcciones WNW y NNW (en torno al 25% de los casos entre las dos direcciones), pero se corresponden con oleajes de menor magnitud. El resto, se reparten entre las direcciones N, NNE y NE, con oleajes más bajos y cortos.

Esto es de esperar debido a la localización de Pasajes, zona afectada por los temporales originados en el Atlántico Norte. Debido a la proximidad con la costa francesa, no existe suficiente espacio para formarse oleajes fuertes ya que el fetch es limitado.

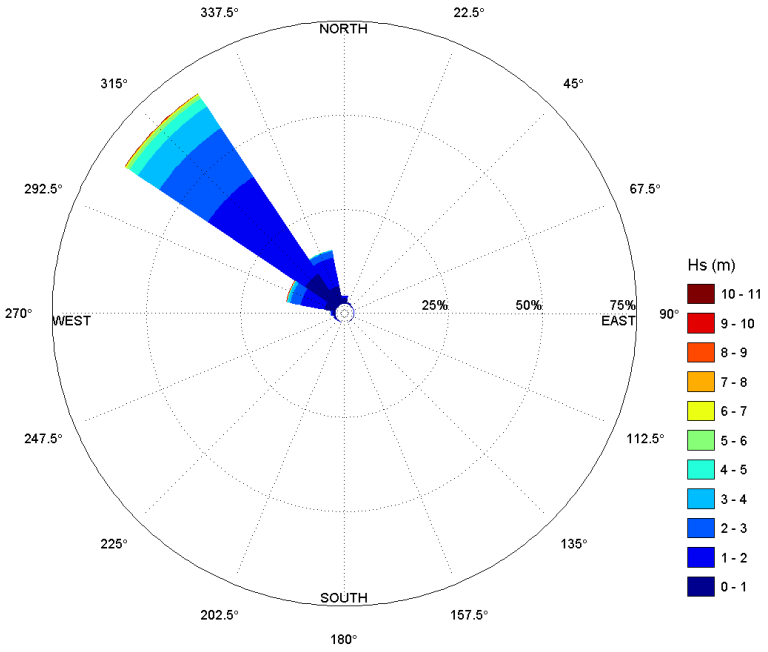


Imagen 18. Rosa direccional altura significante (Hs)

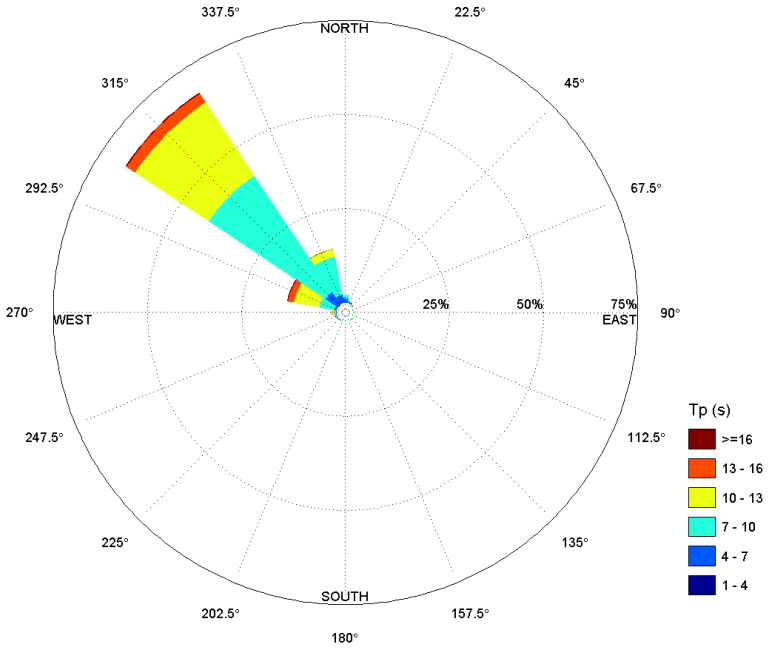


Imagen 19. Rosa direccional periodo de pico (Tp)

Es importante relacionar estos parámetros mediante gráficos de dispersión Hs-Tp, Hs-Dir, Tp-Dir. Se puede apreciar que las alturas de ola significante superiores a 8 metros, es decir, los eventos extremos registran periodos de pico en un rango acotado entre 13 y 17 segundos, no siendo éstos los valores de periodo de pico máximos, que se registran para las alturas que rondan los 5 metros.

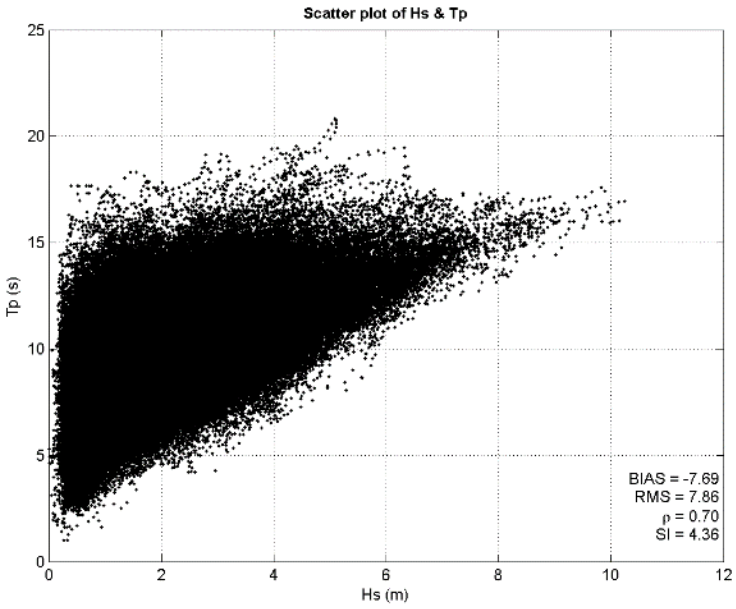


Imagen 20. Relación Hs-Tp

En el siguiente gráfico se ve la relación entre la altura de ola significante y su dirección de procedencia. Como ya se ha mostrado anteriormente con las rosas direccionales, predomina la dirección NW, sobre todo para las alturas de magnitud considerable, mientras que alturas menores proceden de un rango amplio de direcciones.

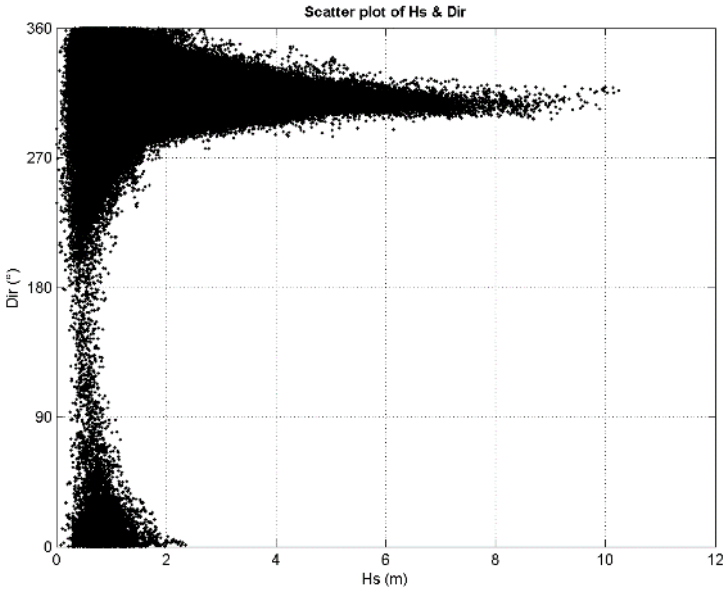


Imagen 21. Relación Hs-Dir

A continuación se adjunta la relación entre el periodo de pico y la dirección. De la misma forma, predominan las direcciones alrededor de los 315°, coincidentes con los periodos más largos correspondientes a los temporales procedentes del Atlántico.

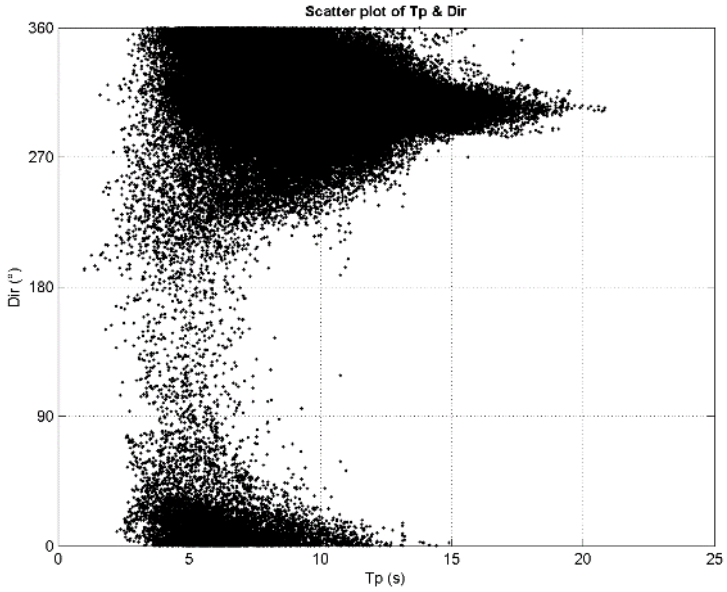


Imagen 22. Relación Tp-Dir

Todo esto queda apoyado por las siguientes rosas que muestran la dispersión direccional y frecuencial, donde se demuestra que los oleajes intermedios son los más frecuentes, reduciéndose su probabilidad de ocurrencia a medida que ganan energía o se hacen mínimos. Además, al tratarse de una zona próxima a la costa, el oleaje llega ordenado y agrupado, con una baja dispersión.

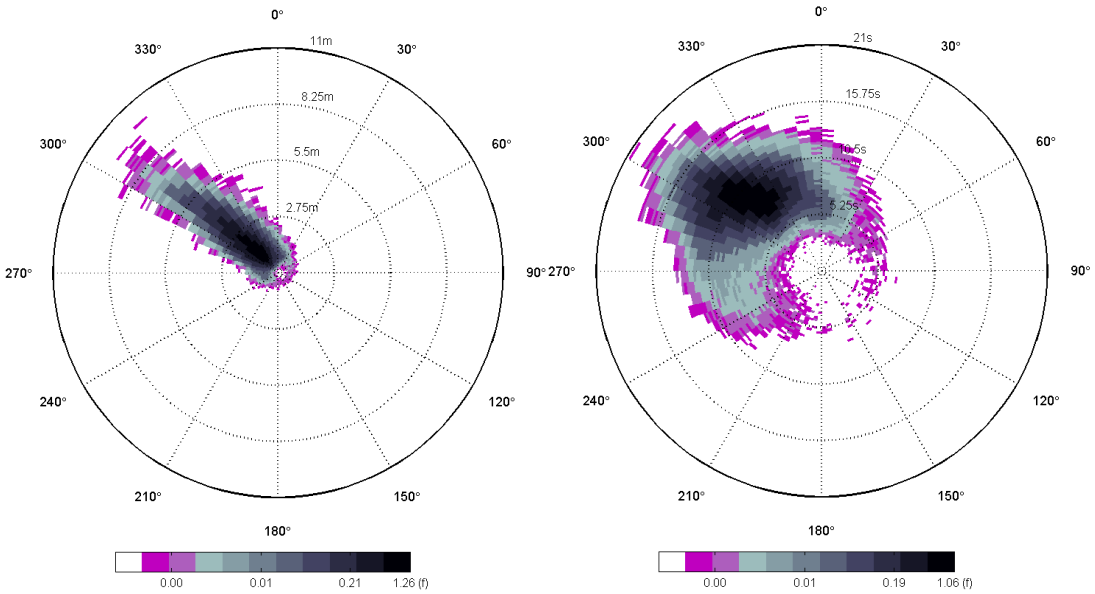


Imagen 23. Rosa altura significante Hs (izda) y rosa periodo de pico Tp (dcha)

Finalmente, se establece la relación entre la altura de ola significante y el periodo de pico a través de su distribución conjunta, mostrada en la figura siguiente.

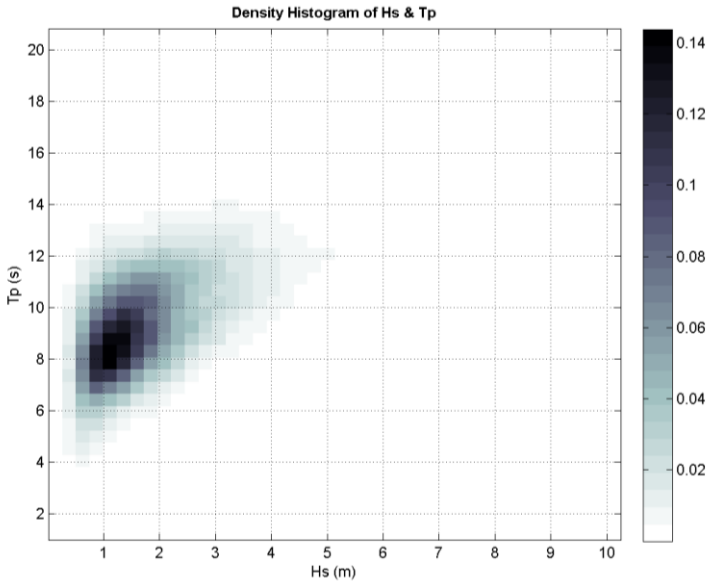


Imagen 24. Distribución conjunta Hs-Tp

Se observa que los oleajes más probables se concentran en alturas de ola significantes entre 0.75 y 1.5 metros y periodos de pico entre 7.5 y 9 segundos.

Tras describir el oleaje presente en la zona, a continuación se presentan los regímenes medio y extremal.

5.2. Régimen medio

En cuanto al régimen medio, la curva de distribución a la que se adapta la serie de datos toma la forma de una función lognormal para la altura de ola significante mientras para el periodo de pico toma la forma t-student (distribución normal con un tamaño de muestra pequeño).

En las figuras se presentan los distintos percentiles. Por ejemplo, para la mediana, el valor de altura significante es de 1.55 metros y periodo de pico de 9.35 segundos.

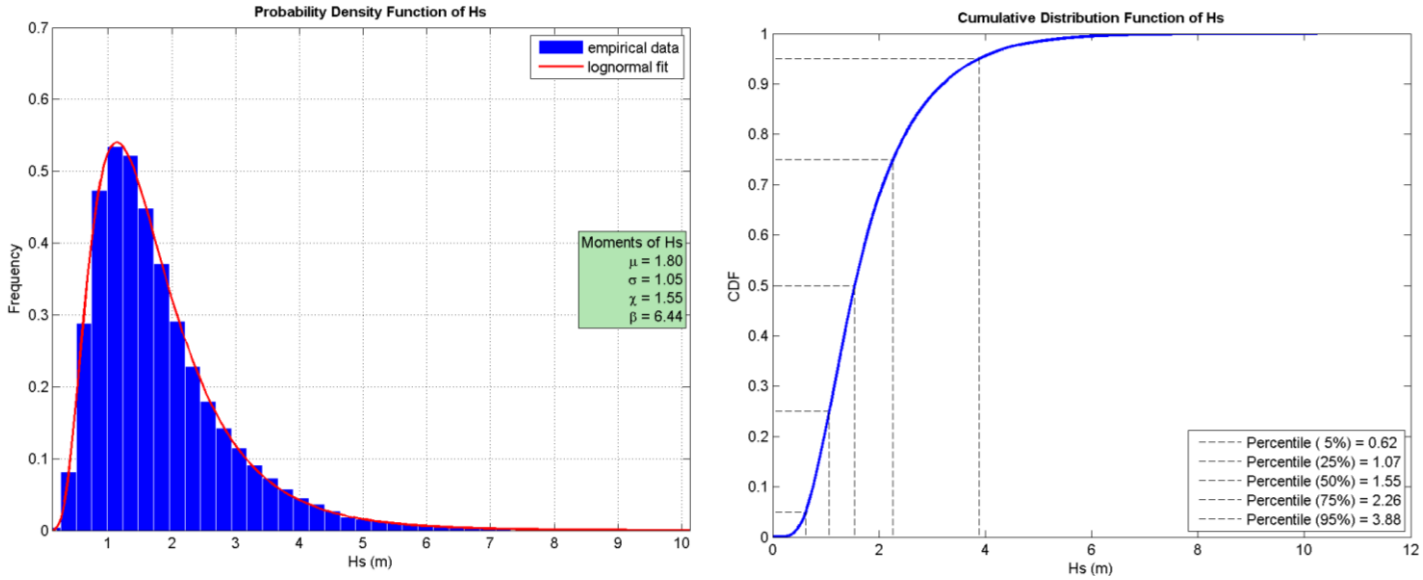


Imagen 25. Función de densidad Hs (izda) y función de distribución Hs (dcha)

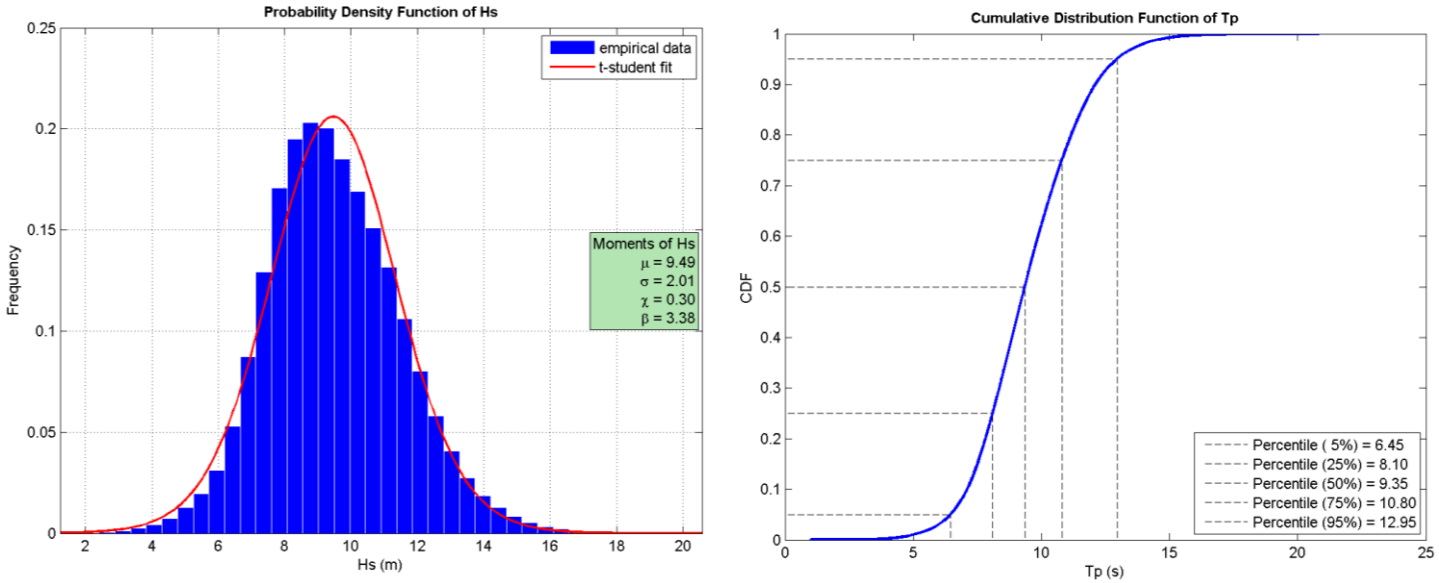


Imagen 26. Función de densidad Tp (izda) y función de distribución Tp (dcha)

5.3. Régimen extremal

En este apartado se obtiene el régimen extremal del oleaje y se ha realizado utilizando dos métodos distintos, con la función Generalizada de Extremos (GEV) y con la función de Pareto-Poisson (POT).

- **GEV (Generalized Extreme Value)**

En primer lugar, se ha realizado un ajuste a la función generalizada de extremos de los máximos anuales extraídos de la serie de datos de altura de ola significante, obteniéndose la siguiente figura:

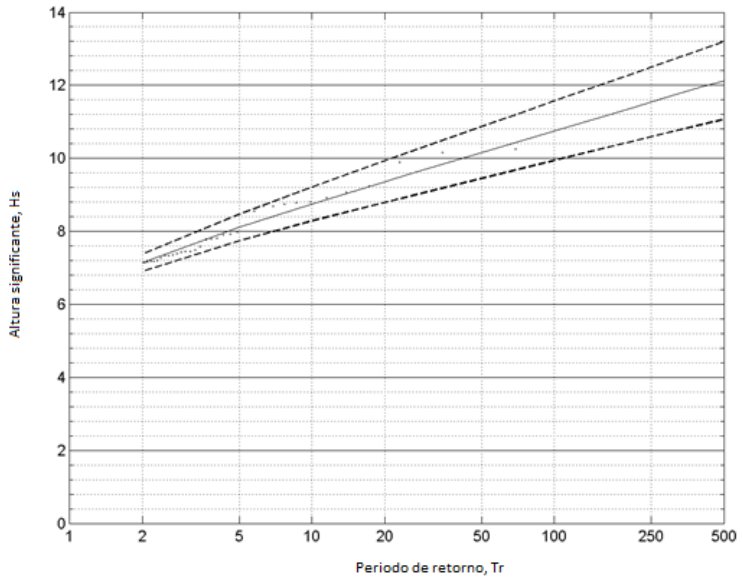


Imagen 27. Régimen extremal – Función Generalizada de Extremos (GEV)

La gráfica anterior relaciona la probabilidad de ocurrencia de los eventos extremos, en relación a su altura significante, mediante la expresión:

$$F(x;\mu,\psi,\xi) = \exp\left\{-\left[1+\xi\cdot\left(\frac{x-\mu}{\psi}\right)\right]^{1/\xi}\right\}$$

donde los parámetros toman los siguientes valores:

- Parámetro de localización: $\mu = 6.827$
- Parámetro de escala: $\psi = 0.854$
- Parámetro de forma: $\xi = 1$

En función de éste último, se puede clasificar la función de distribución según el siguiente criterio:

- $-0.05 < \xi < 0.05$ Función de Gumbel
- $\xi > 0.05$ Función de Fréchet
- $\xi < -0.05$ Función de Weibull

En este caso, se trata, pues, de una función de Fréchet.

En líneas discontinuas se muestran las bandas de confianza relativas al 95%. Se observa un mayor ajuste en los valores inferiores, aumentando la incertidumbre para los valores superiores, correspondientes a periodos de retorno grandes.

- **POT (Peaks Over Threshold)**

El segundo de los métodos utilizados, es el POT, que consiste en tomar como temporales todos aquellos estados de mar cuya altura significante supera cierto valor umbral. Para considerar eventos independientes, se ha establecido una separación entre ellos de 3 días.

El número de eventos debe ser tal que se obtenga un buen ajuste ya que con un valor pequeño, la cantidad de datos a ajustar es bajo por lo que se introduce mucha incertidumbre al ajuste. Al aumentar el número de eventos, el número de datos para hacer el ajuste es mayor por lo que la anchura de las bandas de confianza se reduce. Sin embargo, un valor excesivo de temporales anuales introduce en el régimen extremal estados de mar no extremales. Por ello, un valor adecuado estaría entre 4 y 10 eventos al año. En este caso, se ha fijado en $\lambda \approx$ 4-5 eventos anuales, obteniéndose los siguientes resultados:

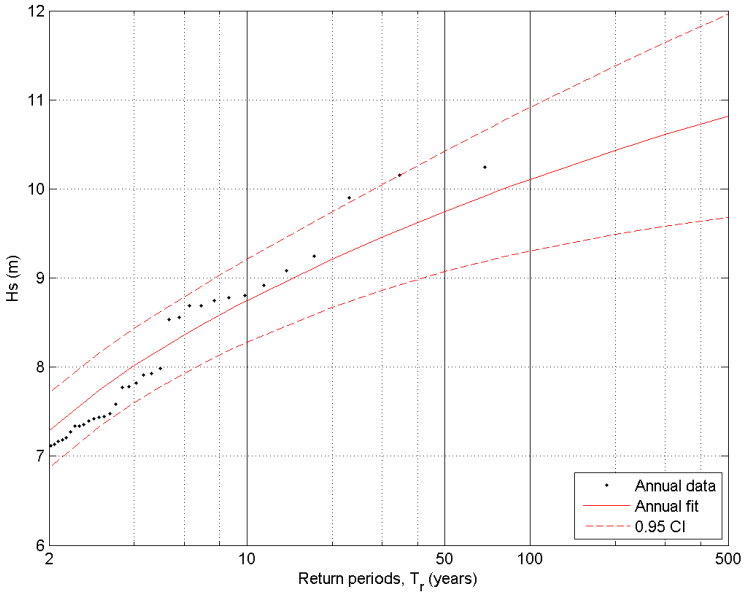


Imagen 28. Régimen extremal – Función de Pareto-Poisson (POT)

La función de distribución, en este caso, se ajusta a una función de Pareto-Poisson que toma la siguiente expresión:

$$F = \exp\left(-\lambda \cdot \left(1 + \xi \cdot \left(\frac{Hs - U}{\sigma}\right)\right)^{-\frac{1}{\xi}}\right)$$

Los resultados obtenidos para los parámetros de localización, forma y escala, así como el umbral y el número medio de eventos anuales son los siguientes:

- Nº eventos anuales: $\lambda = 4.55$ eventos
- Parámetro de localización (Umbral): $U = 5.41$ m

- Parámetro de escala: $\sigma = 1.13$
- Parámetro de forma: $\xi = -0.137$

De nuevo, las bandas de confianza se ensanchan a medida que aumenta la incertidumbre con el periodo de retorno.

Se observa gran diferencia entre ambos métodos. Para la realización de este trabajo, más adelante, se va a considerar el método POT ya que el GEV únicamente tiene en cuenta el máximo extremo anual, lo que se supone una sobrestimación ya que anualmente se registra más de un temporal.

5.4. Clasificación SOM

Por último, para finalizar con el análisis del clima marítimo, se ha realizado una clasificación (tipo SOM) de los estados de mar para representar de forma gráfica y sencilla la caracterización del oleaje en la zona. Se ha dividido el registro en 225 casos tipo (15 x 15).

Este método consiste en seleccionar grupos de los estados de mar con características similares.

En la primera iteración se coloca una "red" formando un toroide de los puntos representativos de forma aleatoria sobre toda la nube de puntos y se asocian los puntos correspondientes a cada celda. En la siguiente iteración, cada punto representativo intenta desplazarse hasta el centroide del grupo. Sin embargo, se establece una relación topológica entre los puntos, por lo que cada punto representativo no puede desplazarse de forma independiente sino que está ligado al resto.

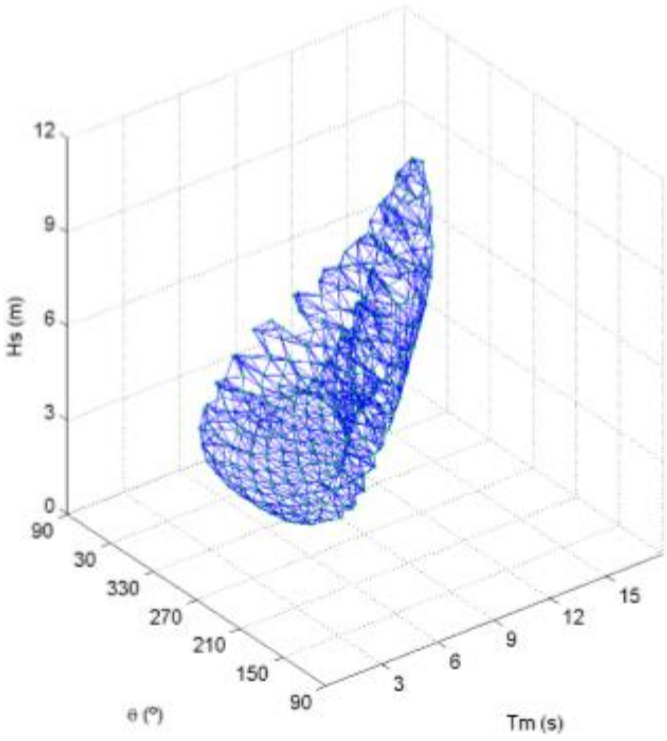


Imagen 29. Esquema de la SOM

Una vez cristaliza, se estira la superficie del toroide en el plano, indicando los valores en cada eje (Hs, Tp y Dir) para cada celda hexagonal.

Como se ha indicado, en este caso, se ha dividido el registro en 225 casos tipo (15 x 15).

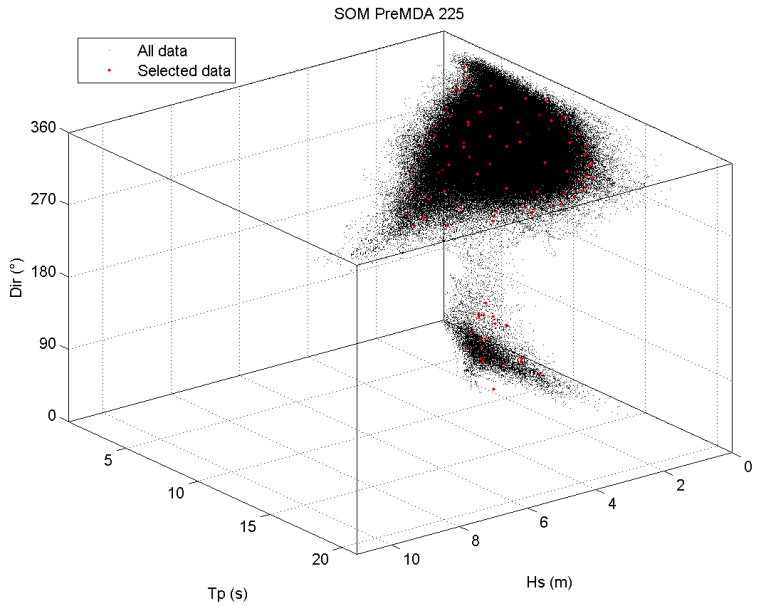


Imagen 30. Estados de mar tipo (225 casos)

Plasmando en cada plano los casos tipo seleccionados, se obtienen los gráficos de dispersión que relacionan cada par de parámetros.

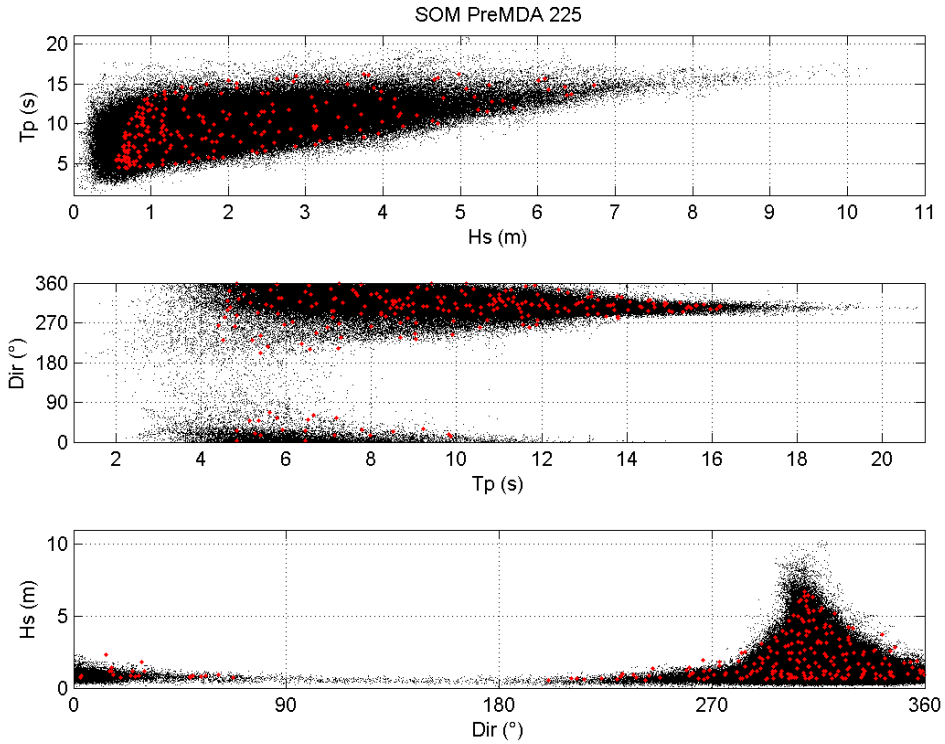


Imagen 31. Relación entre los pares de parámetros de los estados de mar seleccionados

La ventaja de este método es que se pueden representar todos los parámetros (N dimensiones) en una sola figura plana, de manera que observando dicha gráfica, se puede caracterizar el clima de la zona de estudio de forma rápida y sencilla.

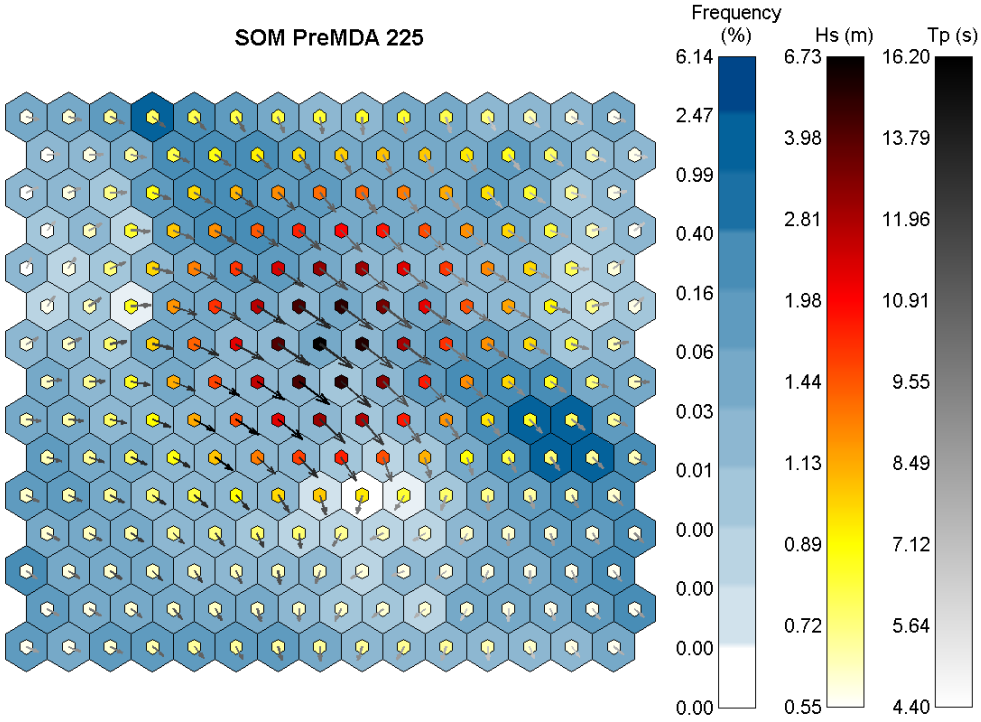


Imagen 32. SOM-225 en la zona de estudio frente al puerto

En la figura anterior se representa mediante 225 casos tipo, el oleaje que afecta a la zona. El color del círculo interior indica la altura de ola significante, la flecha indica la dirección de procedencia y su color, el periodo de pico. La intensidad del color azul en cada celda hexagonal indica la frecuencia de ocurrencia de dicho estado de mar.

En las celdas centrales se concentran los oleajes más energéticos, procedentes del Atlántico. Sin embargo, éstos no son los más frecuentes en la zona. Con un azul más intenso, se observan estados de mar con menor altura de ola, originados en el Océano Atlántico, también, pero periodos más cortos.

Estos resultados coinciden con todos los resultados comentados hasta este punto.

Sin embargo, este método presenta un inconveniente y es que los estados de mar seleccionados como representativos del oleaje de la zona no coinciden con los centroides de los diferentes grupos creados. Además, al no permitir el libre movimiento de estos estados representativos, ya que están relacionados unos con otros (relación topológica), este método de clasificación no capta bien los extremos, cosa que se puede comprobar porque la máxima altura significante representada en la SOM es de 6.73 m, cuando se ha visto en la serie temporal que se alcanzan alturas significantes superiores a diez metros.

5.5. Descripción del nivel del mar

Se define nivel del mar a la posición media de la superficie libre del mar cuyas oscilaciones son causadas por movimientos de largo periodo debidos a la meteorología y a los movimientos astronómicos. La marea meteorológica se define como los cambios en la altura de agua debidos a variaciones de la presión atmosférica, así como los producidos por la acción del viento. La marea astronómica es un movimiento periódico y alternativo de ascenso y descenso de las aguas del mar, producido por las acciones atractivas del Sol, la Luna y otros astros y que se repite con periodicidad (ROM 3.1-99. , pág. 218 y 221). La marea meteorológica tiene un carácter aleatorio mientras que la marea astronómica es determinista. La combinación de ambas da lugar al nivel medio del mar.

Como ya se ha explicado en el apartado *1.4. Información utilizada*, en este trabajo se dispone de una serie de 60 años de duración (1948-2008), con datos horarios.

De nuevo, cabe destacar la escasa influencia de la marea meteorológica respecto a la astronómica en un rango de marea de 4.97 metros (macromareal) con un régimen semidiurno.

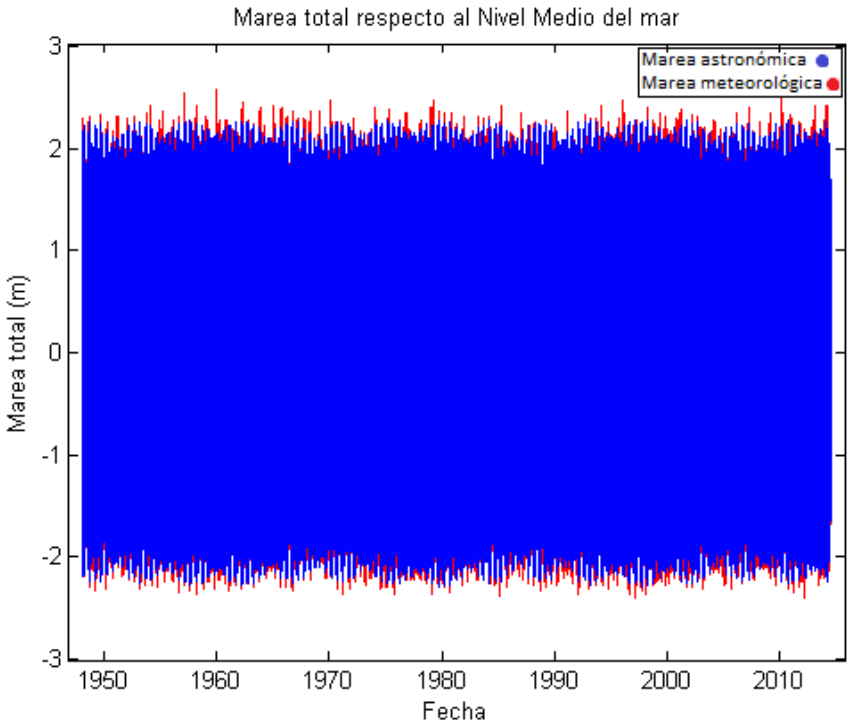


Imagen 33. Serie del nivel del mar

6. DISEÑO EN PLANTA

6.1. Dimensionamiento en planta

En este apartado se plantean dos alternativas diferentes para el diseño del nuevo Puerto Exterior de Pasajes. Ambas dan solución a las necesidades planteadas en el apartado *2.3. Necesidades del puerto actual* y cumplen las dimensiones calculadas en el apartado *3.2. Dimensionamiento de las terminales portuarias.*

- Superficie seca total: 101.4 hectáreas
- Longitud línea de muelle: 3570 metros

Las dos alternativas están compuestas por una única dársena con dimensiones suficientes para albergar todos los tráficos previstos. La principal diferencia entre ellas es la morfología geométrica de las obras de abrigo. La distribución interior propuesta para cada una de ellas es la misma, aunque con una ligera variación en el muelle de mercancía general, como se verá más adelante.

El dimensionamiento en planta de las áreas de flotación y navegación, se ha realizado siguiendo los criterios fijados en la ROM 3.1-99 "Proyecto de la configuración marítima de los puertos; canales de acceso y áreas de flotación".

En primer lugar, se ha definido la vida útil mínima para la cual se va a realizar el diseño de estas áreas de flotación y navegación. Dicha ROM, en su tabla 2.1 define las vidas útiles mínimas en años, en función del tipo de obra y del nivel de seguridad requerido.

Tabla 10. Vida útil definida para las áreas de navegación (ROM 3.1-99. , pág. 63)

TABLA 2.1 . VIDAS UTILES MINIMAS PARA AREAS DE NAVEGACION O FLOTACION DE CARACTER DEFINITIVO (en años)

TIPO DE OBRA	NIVEL DE SEGURIDAD REQUERIDO		
	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
Infraestructura de carácter general	25 (15)	50 (25)	100 (40)
De carácter industrial específico	15 (10)	25 (15)	50 (25)

NOTA: Las cifras indicadas entre paréntesis podrán utilizarse cuando se mantengan reservas de espacio en planta y alzado que no constituyan limitaciones físicas prácticamente inalterables, entendiendo por tales las que obliguen a demoler las estructuras que delimiten sus contornos.

LEYENDA:

INFRAESTRUCTURA DE CARACTER GENERAL:
Areas de Navegación o Flotación de carácter general; no ligadas a la explotación de una instalación industrial o de una sola terminal concreta.

DE CARACTER INDUSTRIAL ESPECÍFICO:

Areas de Navegación o Flotación al servicio de una instalación industrial o de un solo terminal concreta o ligadas a la explotación de recursos o yacimientos de naturaleza transitoria (por ejemplo, puerto de servicio de una industria, cargadero de mineral afecto a un yacimiento concreto, plataforma de extracción de petróleo...).

NIVEL 1:
Areas de Navegación o Flotación en instalaciones de interés local o auxiliares. Pequeño riesgo de pérdidas de vidas humanas o daños medioambientales en caso de accidente.
(Puertos menores sin tráfico de buques con productos contaminantes, inflamables o peligrosos, puertos deportivos, puertos auxiliares para equipos de construcción de obras o para embarcaciones que no tengan que operar en condiciones más desfavorables que las de diseño del puerto auxiliar, etc).

NIVEL 2:
Areas de Navegación o Flotación en instalaciones de interés general. Riesgo moderado de pérdidas de vidas humanas o daños medioambientales en caso de accidente.
(Grandes puertos sin tráfico de productos contaminantes, inflamables o peligrosos o puertos menores que en caso de tener estos tráficos mantengan en todos los accesos y áreas de flotación accesibles a ellos, las distancias de seguridad a núcleos urbanos o espacios de elevado valor medioambiental especificadas por sus reglamentos particulares, etc).

NIVEL 3:
Areas de Navegación o Flotación en puertos e instalaciones de carácter supranacional. Riesgo elevado de pérdidas humanas o daños medioambientales en caso de accidente.
(Grandes puertos con tráfico de productos contaminantes, inflamables o peligrosos debiéndose adoptar los valores mayores de la Vida Util si las Areas de Navegación y Flotación están situadas en zonas urbanas o de elevado valor medioambiental, etc).

Por lo tanto, a las áreas de flotación y navegación se les otorga una vida útil de 50 años.

En segundo lugar, se ha diseñado la zona de maniobra necesaria en el puerto, teniendo en cuenta los buques que van a operar. Al tratarse de una única dársena compartida por todos los tráficos, se ha decidido hacer un diseño en el que la maniobra se realice en círculo, facilitando así la navegación y la parada en el interior del puerto, ya que al ser una construcción desde cero, se dispone de espacio suficiente para desarrollar la solución propuesta. Por este mismo motivo, y porque las condiciones meteorológicas en la zona no son excesivamente variables, se realiza un diseño determinístico (ROM 3.1-99. , págs. 293-294).

Así pues, para la maniobra en círculo, la ROM fija unos requerimientos en planta para dicha zona de maniobra. Para el tipo de maniobra y parada en círculo, propone lo siguiente:

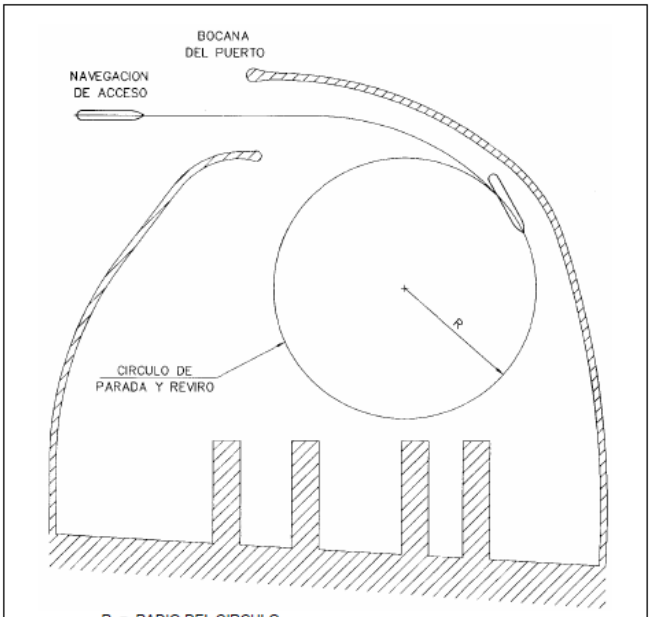


Imagen 34. Figura para el diseño de la zona de maniobra en círculo (ROM 3.1-99. , pág. 294)

Además, los grandes buques que operan en este puerto, contienen una sola hélice. En base a esto, se adjunta la siguiente tabla para determinar el diámetro del círculo (ROM 3.1-99. , pág. 294):

Profundidad de agua	Diámetro del círculo	
	Recomendado	Mínimo
≥ 5.0 *D*	8 L_{pp}	6 L_{pp}
1,5 *D*	10 L_{pp}	7 L_{pp}
≤ 1,2 *D*	16 L_{pp}	10 L_{pp}

Imagen 35. Valores propuestos por la ROM 3.1-99 para el diámetro del círculo (ROM 3.1-99. , pág. 294)

La máxima eslora entre perpendiculares se corresponde con el buque de cereales y piensos y es de 206 metros.

Teniendo en cuenta que el calado mínimo en el interior de la dársena será de 20 metros (se demuestra más adelante), y que el buque de máximo calado tiene 12.7 metros:

$$\frac{20\ \mathrm{m}}{12.7\ \mathrm{m}} = 1.57 \approx 1.5$$

Por lo tanto, el diámetro del círculo mínimo debe ser de 1442 metros, mientras el valor recomendado es de 2060 metros.

El calado interior mínimo es de 20 metros, pero en algunas zonas llega a alcanzar los 40 metros debido a la naturaleza del fondo. En la tabla anterior se puede ver que a medida que aumenta el calado, este diámetro se ve reducido ya que no existen limitaciones de maniobrabilidad provocadas por la escasa profundidad. Por ello, y para ocupar un espacio moderado y no excesivo, se ha decidido diseñar la dársena con un diámetro de 1575 metros. Un diámetro mayor, también supondría alcanzar profundidades desmesuradas (superiores a 50 metros), con los inconvenientes que ello conlleva en la construcción de la obra.

El valor del calado se ha considerado siguiendo el criterio definido en la ROM (ROM 3.1-99.) que consiste en:

Calado mínimo: $^{h}/_{T} = 1.5$ a partir de este valor, se asegura una navegación segura.

Por lo tanto, considerando el calado máximo de los buques tipo, se obtiene un calado mínimo de 19 metros, por lo que se considera un margen de un metro redondeando a un calado de 20 metros.

El siguiente elemento definido en la ROM, es la longitud de los muelles, ya calculada en el apartado *3.2. Dimensionamiento de las terminales portuarias*. En dicho apartado se han presentado los valores tomados para la separación entre buques, o los márgenes de seguridad en los extremos del muelle. A continuación, se demuestra de dónde se han extraído los valores utilizados.

De nuevo, en el Capítulo 8 de la ROM 3.1-99 aparece un apartado con las siguientes indicaciones:

ESQUEMA REPRESENTATIVO DEL MUELLE	VALORES DE LAS VARIABLES EN FUNCION DE LA ESLORA TOTAL (L en m) DEL BARCO MAYOR QUE AFECTA A LA DETERMINACION DE LA DIMENSION ANALIZADA				
	MAYOR DE 300	300–201	200–151	150–100	MENOR DE 100 (1)
1.–DISTANCIA "l_0" ENTRE BARCOS ATRACADOS EN LA MISMA ALINEACION (m.)	30	25	20	15	10
2.–SEPARACION "l_0" ENTRE BARCO Y CAMBIOS DE ALINEACION O DE TIPOLOGIA ESTRUCTURAL (m.)					
a)	30	25	20	10	5
b)	45/40	30	25	20	15
c)	30/25	20	15	15	10
d)	-/60	50	40	30	20
e)	20	15	15	10	10

Imagen 36. Resguardos en la línea de atraque (ROM 3.1-99. , pág. 329)

El nuevo puerto se está diseñando para albergar tráficos variados, cada uno de ellos con su buque tipo correspondiente. Es por ello que en la tabla anterior se han seleccionado diferentes valores a utilizar en cada muelle, según el buque tipo para el cual se diseña el atraque.

En el apartado *3.2. Dimensionamiento de las terminales portuarias*, las distancias entre buques, así como los márgenes de seguridad en los extremos que se han tomado, suponían el 10% de la eslora del buque, criterio que coincide con el seguido en esta tabla, pero de forma optimizada.

Además de la separación entre buques, se debe garantizar un área de reviro suficiente (ROM 3.1-99. , pág. 328).

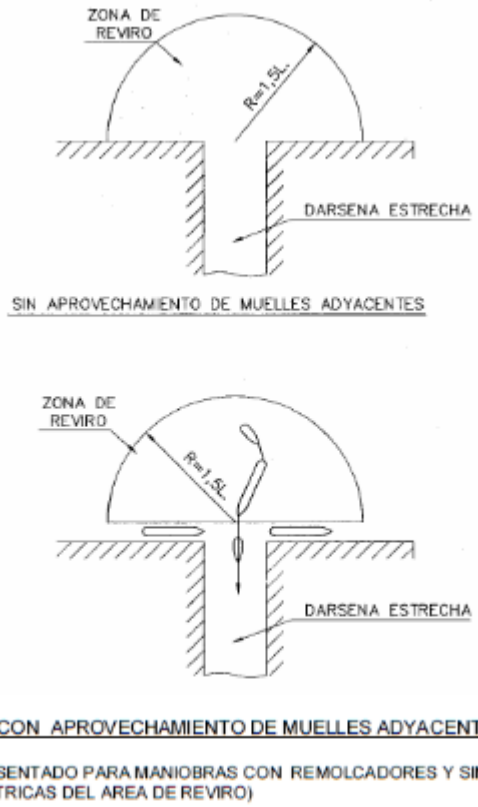


Imagen 37. Valores propuestos por la ROM 3.1-99 para el radio del área de reviro (ROM 3.1-99. , pág. 328)

Por lo tanto, el valor del radio se define como 1.5 veces la eslora del buque tipo en cada caso.

A continuación se describe cada una de las alternativas propuestas:

- **Alternativa 1**

En esta alternativa, la dársena exterior está compuesta por un dique principal dividido en tres tramos (arranque, medio y superior) y un contradique. Todos ellos son tramos rectos, con distintas orientaciones.

Las dimensiones son las siguientes:

- Arranque:1240 m
- Dique medio: 600 m
- Dique superior: 2575 m
- Contradique: 660 m
- Superficie tierra seca: 105 Ha
- Longitud total de muelle: 3830 m

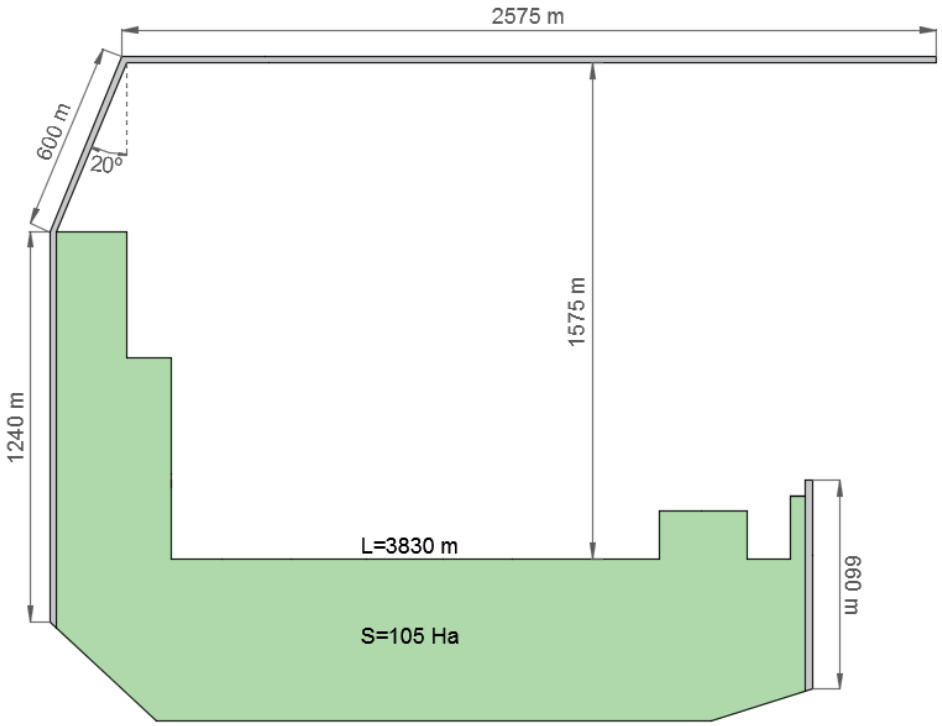


Imagen 38. Esquema Alternativa 1

La lámina de agua encerrada es de 385.2 hectáreas.

En esta alternativa, el quiebro entre el tramo medio y el dique principal alcanza una profundidad de 46 metros, resultando ser el punto más desfavorable de toda la obra. A partir de ese punto, la profundidad desciende hasta alcanzar una profundidad de 40 metros en el morro del dique.

Para optimizar esta alternativa, se propone la alternativa siguiente.

- **Alternativa 2**

En esta alternativa, el dique principal toma una forma curva, evitando así el punto crítico comentado en la alternativa anterior. En este caso, la máxima profundidad alcanzada por el dique es de 43 metros, en el punto central del dique superior.

El dique principal está formado por cuatro tramos, en este caso curvos: el arranque y el dique superior conectados por una curva de transición intermedia (dique medio), y por último, un tramo final que define la bocana. El contradique se mantiene igual que en la alternativa anterior.

Las dimensiones son las siguientes:

- Arranque:1630 m
- Dique medio: 155 m
- Dique superior: 1830 m
- Dique final: 550 m
- Contradique: 660 m
- Superficie tierra seca: 105 Ha
- Longitud total de muelle: 3830 m

En cuanto a la geometría interior, se introduce una pequeña modificación que consiste en ensanchar el tramo final del arranque para conseguir la misma superficie y longitud de atraque necesarias, ya que al ser el dique curvo, se reduce el espacio ocupado.

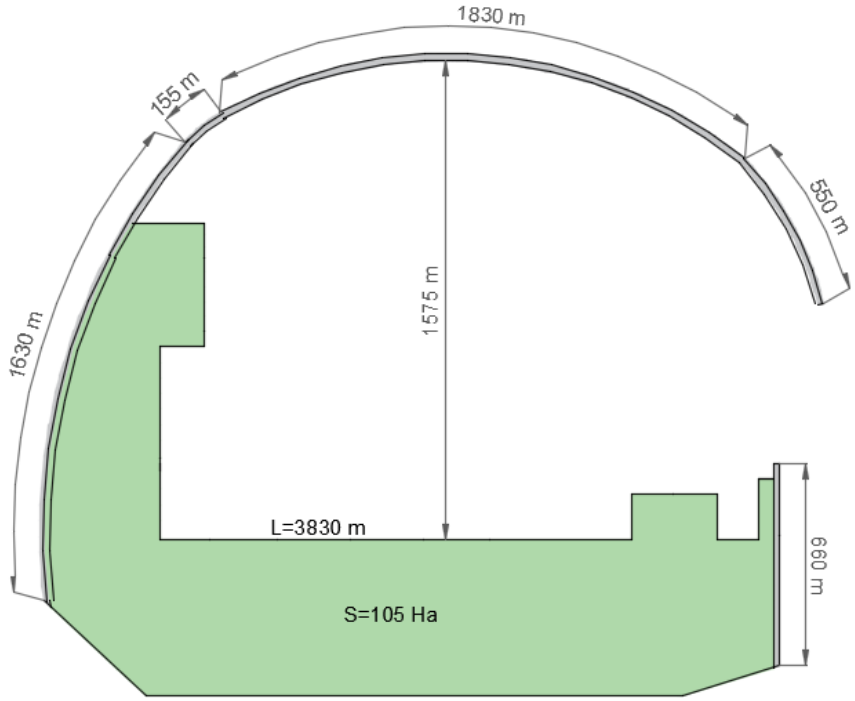


Imagen 39. Esquema Alternativa 2

En este caso, la lámina de agua encerrada ocupa 290.2 hectáreas, reduciendo en 95 hectáreas la superficie ocupada por la primera alternativa (un 25% inferior), lo que supone un gran optimización desde un punto de vista medioambiental.

Además, la longitud total de dique en la primera alternativa es de 4415 metros, mientras que en esta es de 4165 metros, es decir, con esta segunda alternativa también se optimiza la longitud de dique a construir con un ahorro de 250 metros (6% inferior). Esto repercute en el coste de la obra, de igual forma que la optimización en las profundidades alcanzadas, comentado al inicio de la descripción de esta alternativa.

Esta segunda alternativa presenta el inconveniente de la forma curva cuyo proceso constructivo es más complejo y delicado que el de la alternativa 1. En este caso, la aproximación a la forma curva se consigue asemejando los cajones a elementos infinitesimales del arco de la curva. Es necesario dar una distancia adecuada entre cajones para conseguir la curvatura deseada.

A continuación se adjuntan las dos alternativas superpuestas en la batimetría para comprobar la diferencia de profundidad comentada. Además, se observa que de forma natural, el calado interior es superior a los veinte metros en casi la totalidad de la dársena, siendo necesario el dragado únicamente en la línea de atraque del muelle Sur, que presenta una profundidad variable entre 12 y 18 metros, donde será necesario alcanzar los 20 metros.

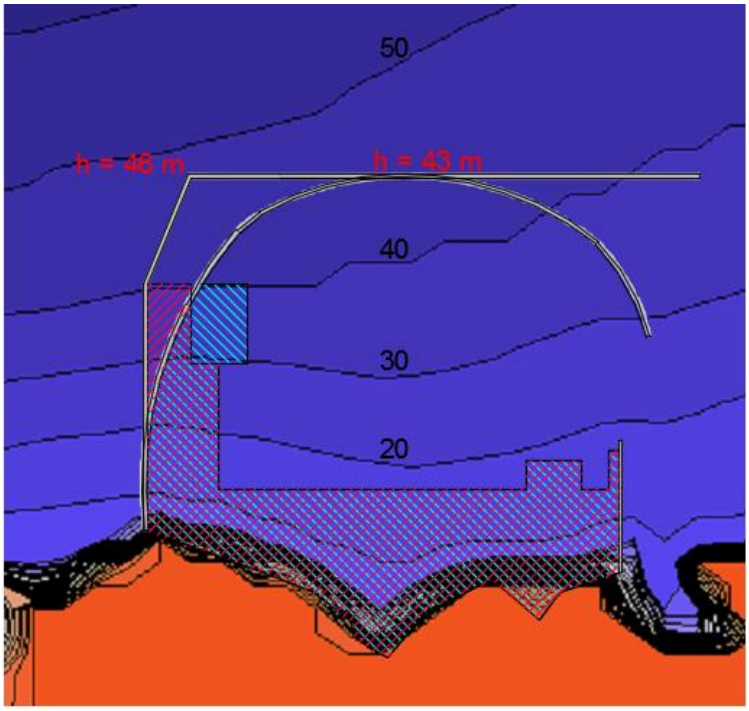


Imagen 40. Alternativas superpuestas en la batimetría

Al cambiar ligeramente la geometría interior, las zonas de reviro también presentan diferente configuración. En las figuras siguientes se adjuntan las zonas definidas para cada alternativa, cumpliendo los criterios descritos anteriormente. Como se ve, existe espacio suficiente para realizar las maniobras en todos los atraques, aprovechando la zona de muelles adyacentes.

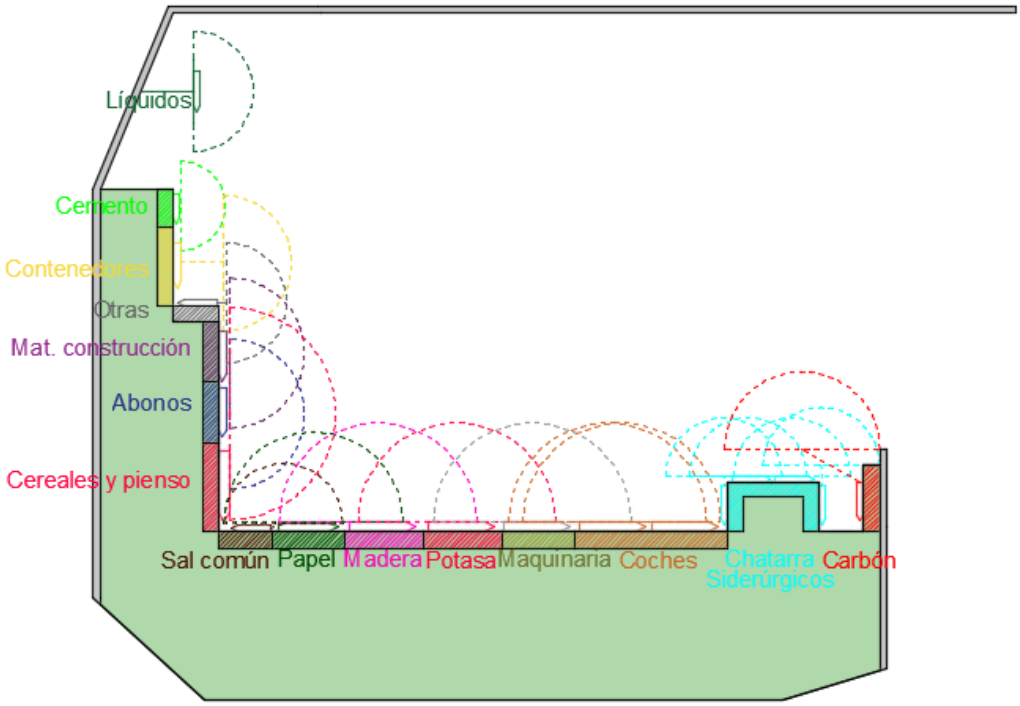


Imagen 41. Zonas de reviro Alternativa 1

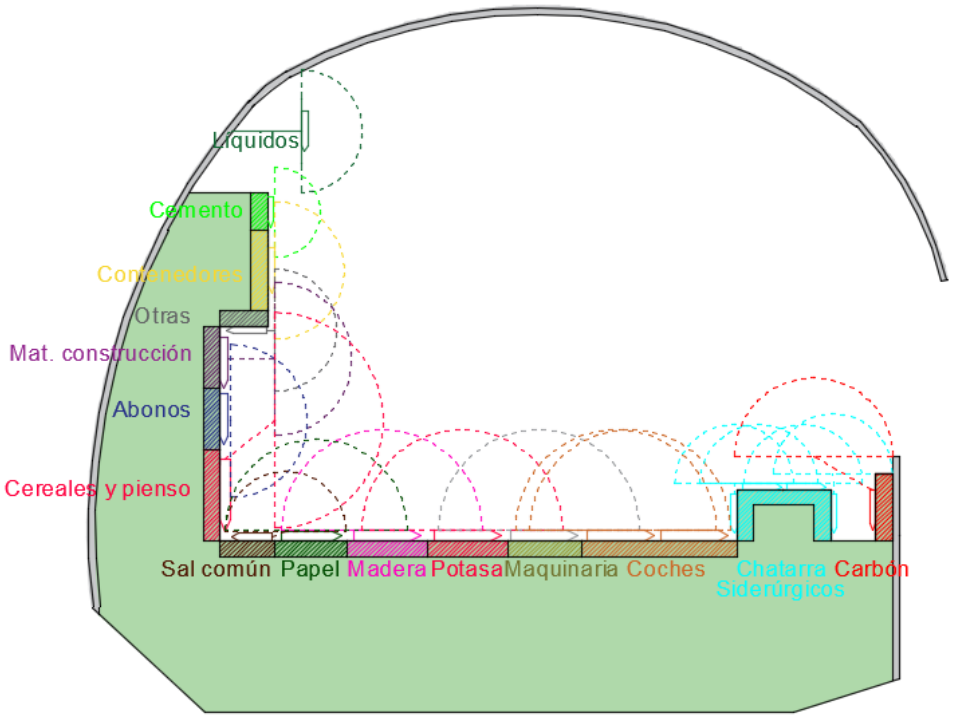


Imagen 42. Zonas de reviro Alternativa 2

En las dos alternativas, al tratarse de un puerto con una única dársena y al haber definido la maniobrabilidad en círculo, no se define un canal de navegación por el que circulan los barcos hasta llegar a su atraque, sino que toda la lámina de agua presenta el calado y superficie suficiente para asegurar la correcta navegación y maniobrabilidad ya que el radio de giro es en todo momento superior al valor mínimo definido en la ROM de cinco veces la eslora máxima. No obstante, se comprueba que el acceso a la terminal de carbón y al atraque número 4 de chatarra y siderúrgicos cumplen dicho requisito de giros ya que estos atraques son los que presentan un acceso más difícil.

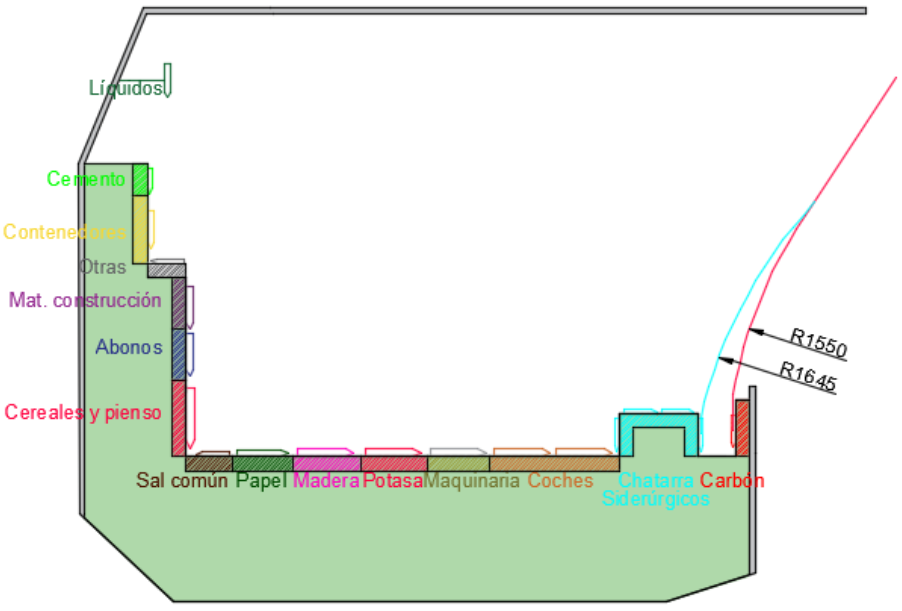


Imagen 43. Radios de giro Alternativa 1

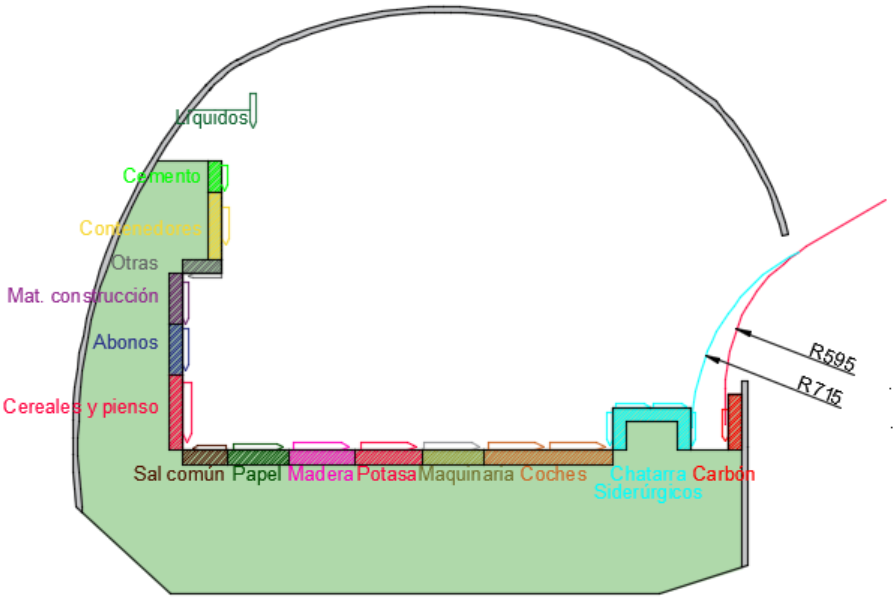


Imagen 44. Radios de giro Alternativa 2

Entre estos dos atraques, además, se debe garantizar una distancia mínima de separación entre los atraques de forma que puedan navegar y atracar los dos buques simultáneamente.

Para el cálculo de esta anchura, la ROM (ROM 3.1-99. , pág. 333) establece que para una dársena comercial con muelle en ambas bandas y un solo puesto de atraque por banda, la anchura debe ser el máximo valor entre:

$$B_{nd} = 2 \cdot B_{máx} + L_r + 20$$

$$B_{nd} = 3 \cdot B_{máx} + L_r$$

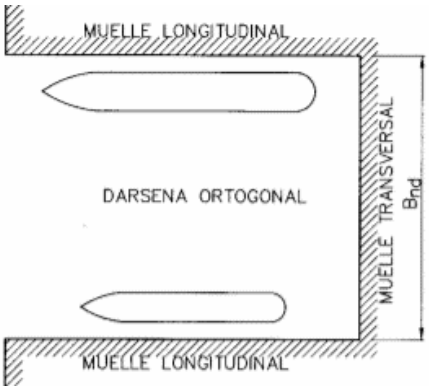


Imagen 45. Dársena con muelle en ambas bandas (ROM 3.1-99. , pág. 333)

Donde Lr = Suma de la Eslora total del remolcador y de la proyección horizontal del cable del remolque, correspondiente al remolcador necesario para los mayores buques de proyecto que puedan operar en cualquiera de los puestos de atraque de la dársena.

Para barcos con desplazamiento entre 10000 y 30000 toneladas, Lr = 51-60. En este caso, se toma el valor conservador de 60 m.

Por lo tanto, se obtiene que la anchura mínima de la dársena debe ser 115.6 metros. En los planos se observa que dicha distancia real mide 134 metros, valor superior al recomendado.

Existe otro procedimiento de cálculo definido en el PIANC (PIANC report 121-2014, 2014) para dos atraques simples como es el caso. Este documento calcula la anchura necesaria como:

$$W = 2 \cdot (B_1 + B_2 + S) + T$$

Siendo: B_1: manga del primer barco

B_2: manga del segundo barco

S: separación de los barcos atracados al paramento vertical

T: eslora de los remolcadores

Y todo ello, se puede simplificar como:

$$W = 6 \cdot B$$

Donde B en este caso, es igual para ambos barcos y toma el valor de 17.8 metros, por lo que la distancia entre paramentos debe ser superior a 106.8 metros. La anchura considerada en el diseño es de 134 metros, por lo que cumple ampliamente.

El último de los condicionantes geométricos a considerar, es la anchura de la bocana. En este caso coinciden los criterios definidos por el PIANC (PIANC report 121-2014, pág. 96) y por la ROM (ROM 3.1-99. , pág. 289) y la definen como:

$$\text{Anchura bocana} \geq \text{Eslora máxima}$$

Sin embargo, el criterio de diseño que se ha tomado es garantizar una anchura de bocana superior a dos veces la eslora máxima, es decir, teniendo en cuenta que la máxima eslora se corresponde con barco de cereales y es de 215 metros, la anchura mínima de la bocana deber ser de 430 metros.

Finalmente, se adjunta un esquema de los dos diseños adosados al monte Ulía, en el emplazamiento elegido. La línea de monte ocupada por ambos es la misma, suponiendo una ocupación total de 3200 metros de ladera.

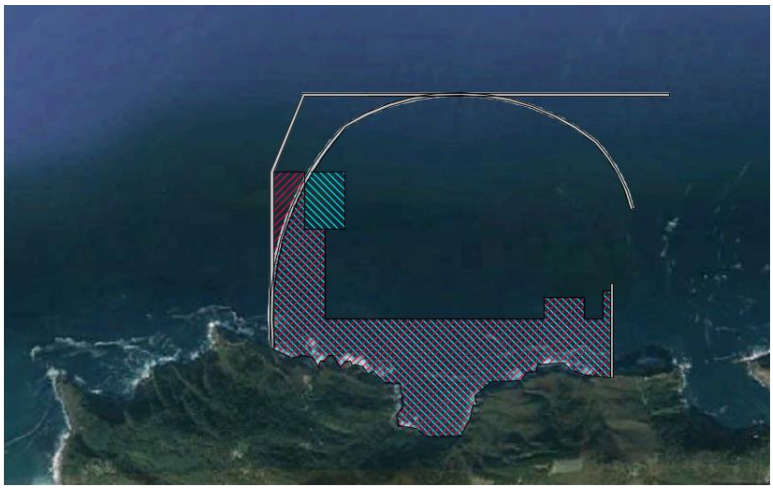


Imagen 46. Alternativas superpuestas en el relieve

Una vez dimensionadas en planta las dos alternativas propuestas, se debe realizar una comprobación funcional, es decir, se debe comprobar que las alternativas propuestas permiten desarrollar las operaciones para las cuales han sido diseñadas. En caso contrario, habrán de modificarse para cumplir con los criterios funcionales.

Es por ello que las alternativas propuestas en este apartado están sujetas a modificaciones en los apartados posteriores, para conseguir un diseño adecuado tanto estructural como funcionalmente.

6.2. Comprobaciones funcionales en planta

En este apartado se desarrollan las comprobaciones funcionales correspondientes a cada una de las alternativas propuestas en el apartado anterior, y se presentan las modificaciones necesarias para garantizar el cumplimiento de los límites operativos fijados en las Recomendaciones de Obras Marítimas.

Las alternativas descritas en el apartado anterior cumplen con todos los requisitos exigidos en cuanto a dimensiones y geometría en planta para la correcta navegación, maniobra y atraque de los buques. En este apartado, se estudia el cumplimiento de los requerimientos operativos fijados para un funcionamiento adecuado del puerto. Por ello, se van a añadir modificaciones para cumplir, además de con lo anterior, con los criterios funcionales.

En un puerto se pueden dar dos tipos de problemas en función de la forma en planta, batimetría y orientación de la bocana: problemas de agitación por onda corta y resonancia por onda larga. Concretamente, son estas dos comprobaciones las que se van a realizar a continuación.

6.2.1. ESTUDIO DE AGITACIÓN

En este punto, se desarrolla un estudio en profundidad de la agitación en el interior del puerto.

Cuando el oleaje se aproxima hacia la costa, éste sufre una transformación energética debida principalmente a la influencia de la batimetría, es decir, el oleaje sufre los efectos propios de la refracción, difracción, asomeramiento y disipación de energía debida a la fricción con el fondo. Estos procesos ya se han tenido en cuenta a la hora de obtener la información en el punto DOW utilizado en este trabajo. Sin embargo, a medida que este oleaje se aproxima a un puerto, se genera una interacción oleaje-estructura y es necesario analizar otra serie de procesos sufridos por el oleaje tales como la reflexión o la disipación de energía por rotura, al encontrarse con las estructuras de abrigo del puerto.

Dichos procesos son tenidos en cuenta en la propagación del oleaje desde el punto DOW hasta el interior del puerto, donde además de los contornos interiores, se considera la zona exterior del puerto.

- **Tipo de propagación**

Para propagar el oleaje desde el punto DOW (profundidades intermedias) hasta la zona portuaria, es necesario realizar una propagación a través de un modelo numérico, teniendo en cuenta todos los procesos físicos que tienen lugar, principalmente, en aguas someras.

Existen distintos tipos de propagación:

- **Propagación dinámica:** consiste en propagar uno a uno todos los estados de mar de la serie, partiendo de un punto en aguas más profundas donde se localiza la base de datos, hasta el punto objetivo.

  Este tipo requiere gran esfuerzo computacional.

- **Propagación estadística:** En este método, lo que se propaga es una serie de estados de mar, que son representados estadísticamente por una función de probabilidad.

  Este método es mucho más sencillo ya que no necesita mallado, sino que la propagación entre los dos puntos se establece a través de una función.

  Como combinación de los dos métodos anteriores surge un tercer método.

- **Propagación híbrida**: semejante a la dinámica, pero sólo se propaga una parte del total de los estados de mar, elegidos bajo un algoritmo determinado. Una vez seleccionados los estados tipo, representativos de toda la serie, se propagan mediante un modelo numérico de mallas (semejante al dinámico) y el resto de la serie se reconstruye estadísticamente.

  Este último método requiere mayor tiempo de computación que el estadístico pero sin llegar a la complejidad del tipo dinámico.

En este caso, la propagación escogida es de tipo híbrido, es decir, no se van a propagar todos los datos de la serie, sino que se seleccionan algunos estados de mar mediante un algoritmo y éstos serán los que se propaguen desde profundidades intermedias hasta el puerto. A partir de ellos, se puede componer un cuadro de interpolación que relaciona los datos en el punto DOW con sus correspondientes en el puerto. Y estadísticamente, a través del cuadro de interpolación, se reconstruye la serie completa en las inmediaciones del puerto.

- **Selección casos de oleaje a propagar**

Se dispone de una base de datos histórica en el punto DOW. Como se ha explicado, para la propagación de tipo híbrido, únicamente se propagan una serie de casos tipo, representativos del oleaje en la zona. Para la selección de éstos, se ha utilizado la herramienta MAX-DISS. El número mínimo de casos a seleccionar será aquel en el que todos los casos resulten representativos, es decir, que no contenga casos muy parecidos. Para ello, se ha realizado un diagnóstico teniendo en cuenta los tres parámetros fundamentales: Hs, Tp y Dirección.

El número de casos representativos, N, debe ser tal que los casos seleccionados sean suficientes para representar el clima marítimo de la zona, sin encontrar casos repetidos.

La forma de determinar N consiste en realizar propagaciones con distinto número de casos y comparar los resultados obtenidos de cada propagación con los datos instrumentales o de reanálisis de los que se disponga en los puntos de control de la zona objetivo. A mayor número de casos propagados, el ajuste entre propagación y reanálisis/instrumental, será de mayor calidad. Sin embargo, a partir de cierto número de casos, la calidad del ajuste converge y a pesar de aumentar el número de casos, el ajuste apenas varía. Ese número será el número óptimo de casos a propagar.

Sin embargo, para realizar este trabajo no se ha seguido el procedimiento expuesto en el párrafo anterior, sino que la forma de determinar el valor de N, ha sido a través de un análisis de los resultados MAXDISS.

Los casos representativos se obtienen a través del algoritmo MAX-DISS (Maximum Dissimilarity Algorithm, MDA). Este algoritmo permite seleccionar un conjunto de N casos representativos de una base de M datos. Por lo tanto, dada una base X = {x1, x2, …, xN} formada por N vectores ndimensionales, se obtiene un conjunto de M vectores {v1, v2, …, vN} representativos de la base de datos tras aplicar este algoritmo. La selección comienza mediante la elección de un vector cualquiera del conjunto de datos (v1). El resto de los N-1 elementos se obtienen mediante iteraciones, calculando la máxima distancia (dissimilarity) entre los puntos de la base de datos y los distintos elementos que forman el conjunto representativo en cada iteración.

Para el caso de estudio, se ha seleccionado la serie de datos DOW. Una vez cargados los datos, se ejecuta la herramienta MAX-DISS. En el análisis MAX-DISS se debe indicar:

- Columnas de las variables de la base de datos introducida
- Cantidad de casos (clusters) del algoritmo MAX-DISS

Este procedimiento se ha repetido varias veces, para distinto número de casos. Con los resultados obtenidos, se determinan los casos que comienzan a repetirse.

El criterio establecido para considerar dos casos repetidos ha sido:

- Diferencia en la dirección < 5°
- Diferencia en la altura significante < 0.1 m
- Diferencia en el periodo de pico < 1 s

En las series de casos seleccionados mediante MAXDISS, se buscan casos que cumplan las condiciones anteriores.

Con un MAXDISS de 150 casos, existen diez casos que cumplen las condiciones para considerarse casos repetidos.

Se reduce el número de casos en el MAXDISS y para una serie de 100 casos, existen seis casos que cumplen las condiciones de igualdad. Para el número de 80 casos, existen cuatro coincidencias.

Si se reduce el número de casos a 50, existen en la serie dos casos que puedan considerarse iguales, por lo que un N de 50 casos, sería el número adecuado para propagar. Por ello, se escoge este valor de N = 50 casos para realizar el MAXDISS.

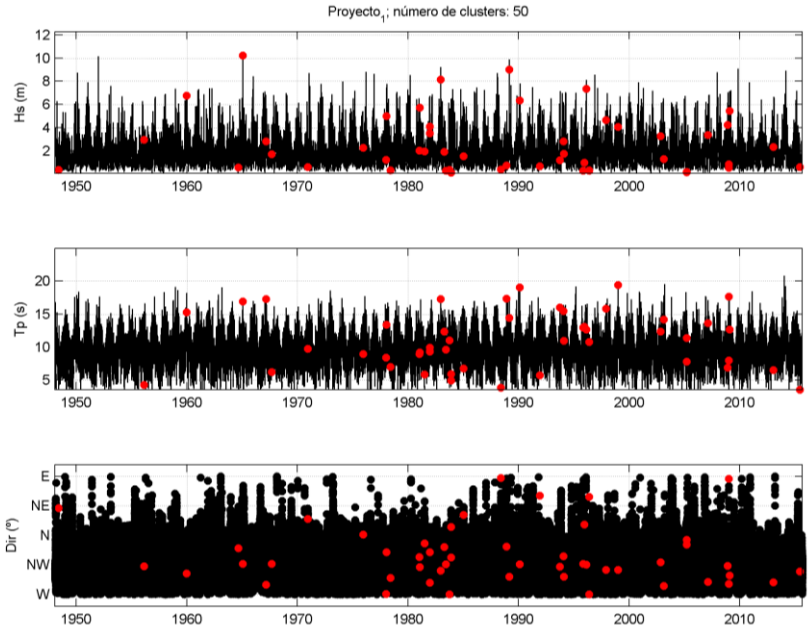


Imagen 47. Casos seleccionados por MAX-DISS

Estos 50 casos se van a propagar para dos niveles de marea (pleamar y bajamar con un rango de marea de 4.97 metros), lo que hace un total de 100 casos propagados para cada una de las alternativas. A la hora de realizar el MAXDISS, se han limitado las direcciones al abanico de -90° a 90°.

Los casos seleccionados son los siguientes:

Tabla 11. N=50 casos seleccionados por MAX-DISS para la propagación

Caso	***Hs (m)***	***Tp (s)***	***Dir (°)***
1	2.28	8.94	1.07
2	0.10	6.50	12.67
3	0.97	13.13	16.18
4	0.61	9.79	25.23
5	1.54	6.81	30.95
6	0.34	6.50	41.59
7	0.30	10.77	58.64
8	0.67	6.50	60.36
9	0.82	7.99	86.18
10	0.39	6.50	87.16
11	0.32	6.50	270.14
12	0.37	11.02	270.16
13	1.21	8.42	270.81
14	1.30	14.22	282.97
15	2.80	17.29	284.87
16	0.51	17.67	285.68
17	3.51	9.31	287.97

18	2.33	6.52	288.23
19	3.38	13.63	288.83
20	0.31	7.04	295.31
21	1.75	10.96	296.99
22	9.01	14.43	297.02
23	5.45	12.65	298.87
24	6.78	15.29	301.72
25	0.58	6.50	305.09
26	8.16	17.31	305.95
27	4.64	15.86	307.13
28	4.06	19.44	307.20
29	5.74	9.21	311.59
30	1.19	15.99	312.23
31	2.96	6.50	312.88
32	4.25	6.92	313.46
33	7.37	12.69	315.09
34	0.27	9.65	315.83
35	6.34	19.05	316.15
36	0.28	12.99	316.24
37	10.25	16.93	316.39
38	1.72	6.50	316.50
39	3.26	12.38	319.05
40	0.12	6.50	326.58
41	2.02	8.97	326.72
42	2.80	15.50	328.30
43	4.99	13.41	334.27
44	4.10	9.92	334.51
45	0.57	6.50	340.49
46	1.92	12.39	341.92
47	0.72	17.32	342.98
48	0.16	11.39	345.80
49	1.94	6.50	347.71
50	0.18	7.81	352.98

- **Tipo de modelo**

En este trabajo se ha utilizado el modelo MSP a través de MANOLO, el cual resuelve la interacción oleaje-estructura, mediante una aproximación elíptica de la pendiente suave (transformación de la energía). Este método consiste en asumir que la batimetría de la zona varía como pendiente suave, es decir, sin producirse cambios bruscos de profundidad. Así, se estudia la propagación del oleaje mediante una ecuación bidimensional integrada en vertical (desde el fondo hasta la superficie libre).

Este modelo numérico permite estudiar la agitación portuaria y la resonancia teniendo en cuenta los contornos, batimetría, oleaje u onda larga y nivel del mar en cada caso.

- **Metodología**

1. Generar alternativa
    - Cargar batimetría general
    - Cargar batimetría de detalle
    - Cargar DXF contorno
    - Cargar y georreferenciar la foto
2. Generar la malla
    - Definir la dirección del oleaje a propagar
    - Definir el periodo → longitud de onda → corona y dimensiones malla
    - Parámetros representativos de la malla
    - Dibujar malla
    - Leer cotas de batimetría del contorno
    - Coeficientes de reflexión
3. Crear casos de oleaje
    - Vincular malla y oleaje
    - Ejecutar
4. Generar caso ejecutable
5. Ejecutar
6. Pintar resultados

- **Batimetría**

La batimetría utilizada para este modelo, es una combinación de las dos batimetrías presentadas al comienzo de este informe: la batimetría general obtenida a partir de la carta náutica disponible en el BACO del modelo SMC, y la batimetría de detalle aportada por el profesor. El procedimiento consiste en insertar la batimetría de detalle sobre la batimetría general (resolución grosera), para aumentar la resolución en la zona de estudio, y regenerarlas creando una única batimetría. Sobre esta batimetría se carga el contorno del puerto de la alternativa con la que se está trabajando, así como una ortofoto georreferenciada para completar el dominio de trabajo.

- **Mallas**

A continuación se describen las geometrías de las mallas utilizadas en el modelo numérico para el estudio de la agitación.

Las mallas utilizadas en las dos alternativas son las mismas, modificando solamente los contornos del puerto.

Aquí intervienen varios factores:

- **DIRECCIÓN:** La corona de la malla es la parte por donde entra y sale el oleaje, por lo que ésta se debe colocar perpendicular a la dirección de propagación del oleaje. En este caso, se han considerado tres orientaciones principales para captar todas las direcciones del oleaje frente al puerto (rosa oleaje).

  En este caso, el oleaje llega a la bocana muy concentrado en torno a la dirección NW pero también se registran casos procedentes de otras direcciones. Por lo tanto, se crean dos mallas: una para el abanico de los oleajes principales, desde el Oeste hasta el Norte, y otra para los oleajes del Este.

- **PERIODO:** En un oleaje real, para una misma dirección se tienen diferentes periodos. Este modelo permite ejecutar diferentes periodos para una misma malla, con la condición de que dichos periodos sean superiores al periodo representativo de la malla.

  En la base de datos del oleaje existen periodos entre 3 y 20 segundos por lo que lo ideal sería generar la malla con un periodo representativo de 3 segundos y así poder representar la totalidad de los casos sin problema. Sin embargo, un periodo tan bajo supone una malla demasiado fina que exige un gran esfuerzo computacional que resulta inviable en los ordenadores disponibles.

  Estudiando la estadística del registro, se observa que los oleajes con periodos de pico inferiores a 6.5 segundos tan sólo suponen el 5% de los casos, por lo que se ha optado por escoger este valor de 6.5 segundos como periodo representativo de la malla, a sabiendas de que ese 5% de la estadística no se va a poder representar. Se podría prescindir de ese 5% ya que un porcentaje tan bajo no va a afectar a la hora de determinar la operatividad del puerto, que es de lo que trata en este estudio. Sin embargo, dentro de ese 5% retirado, se presentan alturas de ola de hasta 3.78 m, es decir, alturas de cierta entidad que no conviene despreciar. Por lo tanto, lo que se ha hecho es mantener dichos estados de mar pero igualando su periodo a 6.5 segundos, de tal forma, que en cierta medida, se mantienen todos los estados de mar pero adaptados para poder ejecutarlos en la malla definida.

- **CORONA:** Como ya se ha comentado, ésta debe ser perpendicular al oleaje y conviene que esté cercana al punto donde se registra el oleaje ya que será éste el que alimente al modelo. Otro aspecto a tener en cuenta es que la distancia hasta el elemento del contorno deber ser mínimo una longitud de onda, por lo que la posición de la corona depende del periodo de pico.

  Como ya se ha comentado, los periodos de pico de los estados a propagar se encuentran entre los valores de 6.5 y 19.63 segundos, a los que les corresponden las longitudes de onda de 66 y 362 metros, respectivamente, para una profundidad en la bocana de 40 m. Por lo tanto, la corona deberá situarse a una distancia mínima de 362 m medidos a partir del dique. Otro punto a considerar para definir las dimensiones de la malla, es que la anchura de la corona sea tal que todas las direcciones del oleaje puedan entrar por la corona y propagarse hasta alcanzar el interior del puerto. Otra de las condiciones para dibujar la malla, es que toda la corona esté a la misma profundidad. Esta condición no se ha podido cumplir del todo, aunque sí en cierta medida. Sin embargo, en caso de incumplir alguna, ésta es la condición que menos afecta y como todas las demás se

cumplen, se puede tener en cuenta este pequeño error a la hora de analizar los resultados.

- **DIMENSIONES DE LA MALLA:** A la hora de dibujar la malla, se deben tener en cuenta todos los elementos que influyen en la altura de ola dentro del puerto ya que todos ellos deberán estar contenidos en la malla. En el caso de Pasajes, todos los elementos que inducen a la agitación son: el dique exterior, el contradique y el pequeño espigón interior, los propios contornos del dique y los acantilados adyacentes. Basta con una malla de tamaño suficiente para ver la interacción de todos los elementos con el oleaje. A la hora de generar la malla, se debe indicar la resolución de la misma, mediante el número de nodos que se desean dibujar por longitud de onda mínima. En este caso, dado que se trata de oleajes monocromáticos, se ha escogido el valor mínimo de 5 nodos por longitud de onda.

  Tras dibujar la malla con el cursor adaptándose a la geometría del puerto, se leen las cotas de batimetría y se introducen los coeficientes de reflexión para cada uno de los tramos.

  - Agua: 0 % (el agua no refleja nada)
  - Escollera: 30 % (contradique y espigón interior)
  - Dique vertical: 90 % (dique principal y contornos interiores)
  - Acantilado: 60 %

En las figuras siguientes se muestran las tres mallas generadas para cada una de las alternativas. Una para los oleajes comprendidos entre 270° (W) y 315° (NW), otra orientada al Norte para los oleajes registrados entre 315° (NW) y 45° (NE). Una tercera malla para los oleajes procedentes del abanico entre el NE (45°) y el E (90°).

Imagen 48. Malla NW, malla N y malla E para la alternativa 1

Imagen 49. Malla NW, malla N y malla E para la alternativa 2

- **Pre-ejecuciones**

Una vez ejecutada la malla, se deben crear los casos de oleaje para su propagación. La malla ha sido definida en función de una serie de hipótesis, por lo que se debe comprobar su correcto funcionamiento y asegurar la operatividad en el interior del puerto. Si no es así, entra un proceso iterativo en el que se realizan modificaciones y propagaciones hasta que los resultados se ajusten a los criterios operativos fijados por la ROM.

Por ello, antes de propagar un número elevado de casos, se han realizado cinco simulaciones de comprobación, obtenidos de los casos MAX-DISS seleccionados de la serie DOW. Para esos estados de mar, se obtiene la agitación interior del puerto y así, se determina la calidad de las alternativas propuestas.

Además, se deben estudiar las diferencias de comportamiento en pleamar y bajamar para determinar la influencia del nivel del mar.

El criterio de selección de estos cinco estados de mar ha sido tal que aparezcan oleajes de todas las direcciones, con distintas alturas de ola y periodos, para representar todo tipo de oleajes. En primer lugar, se han realizado las simulaciones para la máxima pleamar, es decir, para un nivel del mar de 4.97 metros y, posteriormente, para la máxima bajamar (NM=0 metros).

Los casos seleccionados para las pre-ejecuciones son los siguientes:

Tabla 12. Casos de comprobación seleccionados

Caso	*Hs (m)*	*Tp (s)*	*Dir (°)*
1	1.21	8.42	270.81
2	10.25	16.93	316.36
3	2.27	8.94	1.07
4	0.10	6.50	12.67
5	0.82	7.99	86.18

A continuación, se adjuntan los mapas de isoaltura obtenidos para cada caso en cada alternativa:

CASO 1:

- **Pleamar**

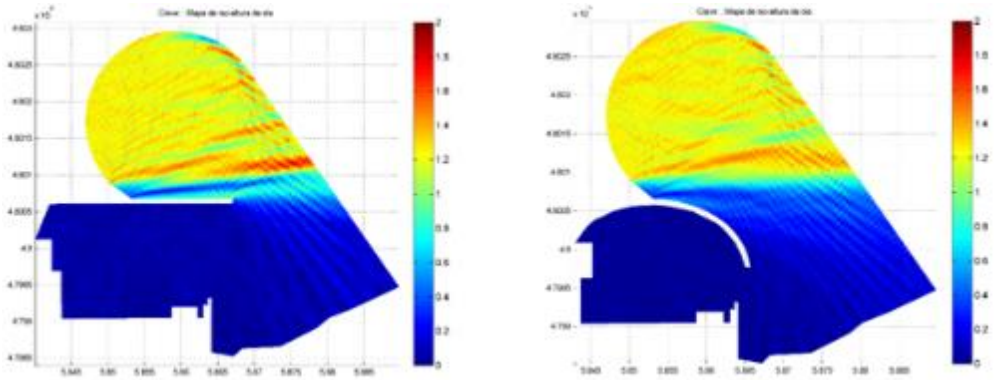


Imagen 50. Resultados comprobación CASO 1 en pleamar

- **Bajamar**

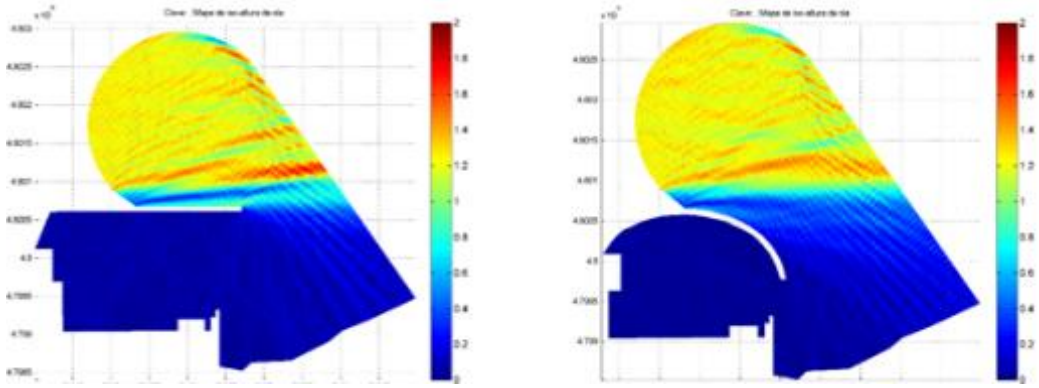


Imagen 51. Resultados comprobación CASO 1 en bajamar

CASO 2:

- **Pleamar**

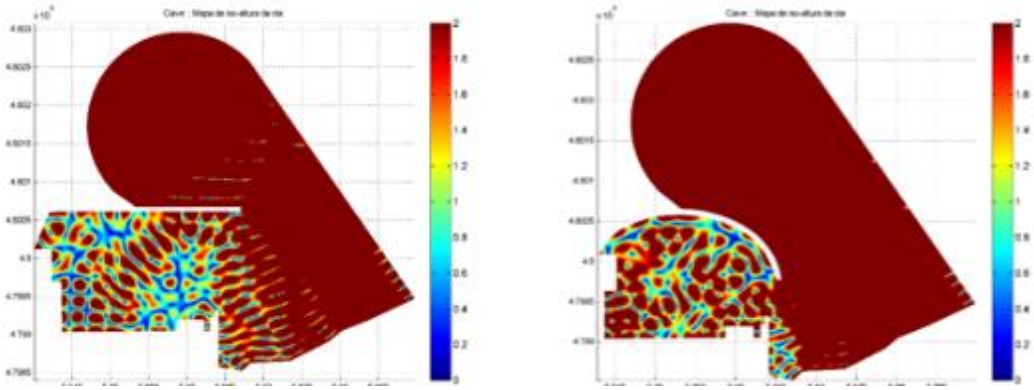


Imagen 52. Resultados comprobación CASO 2 en pleamar

- **Bajamar**

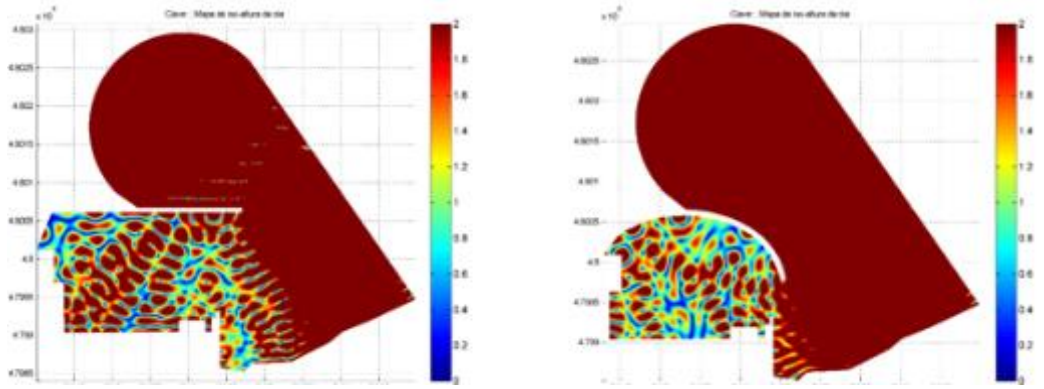


Imagen 53. Resultados comprobación CASO 2 en bajamar

CASO 3:

- **Pleamar**

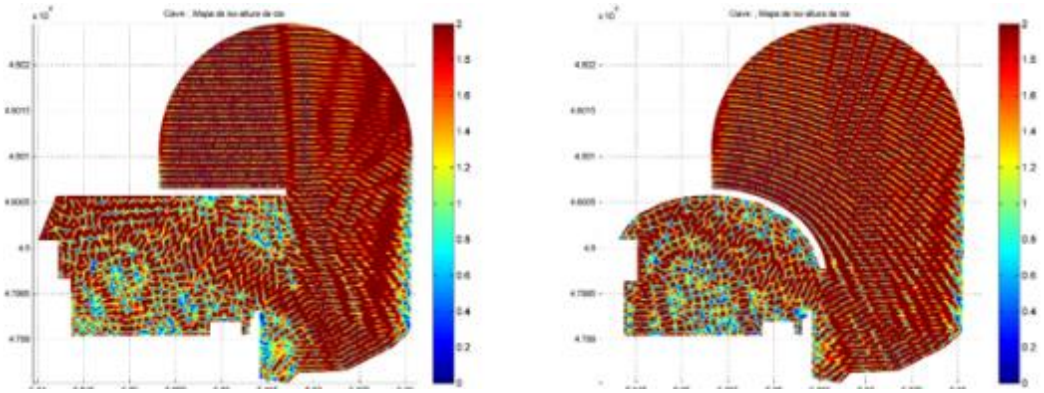


Imagen 54. Resultados comprobación CASO 3 en pleamar

- **Bajamar**

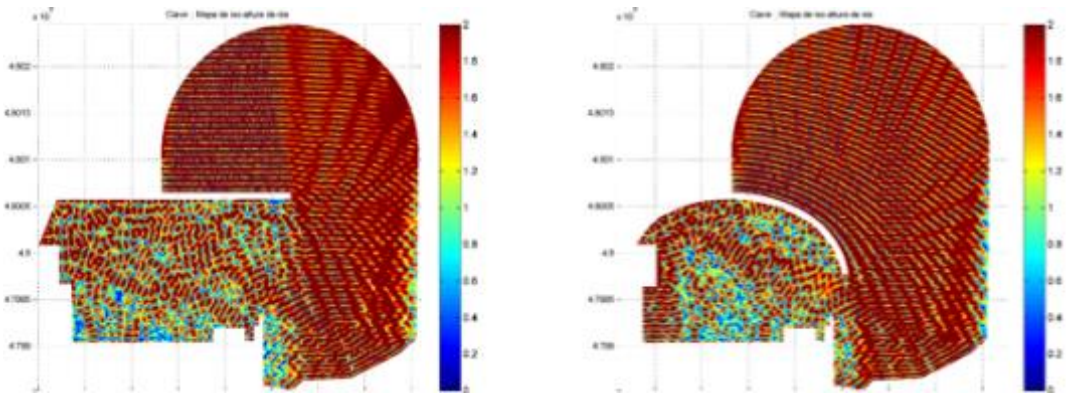


Imagen 55. Resultados comprobación CASO 3 en bajamar

CASO 4:

- **Pleamar**

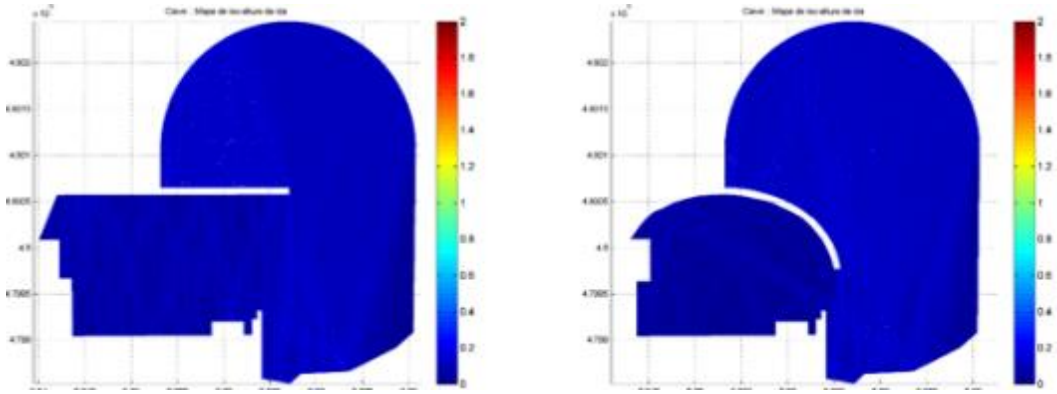


Imagen 56. Resultados comprobación CASO 4 en pleamar

- **Bajamar**

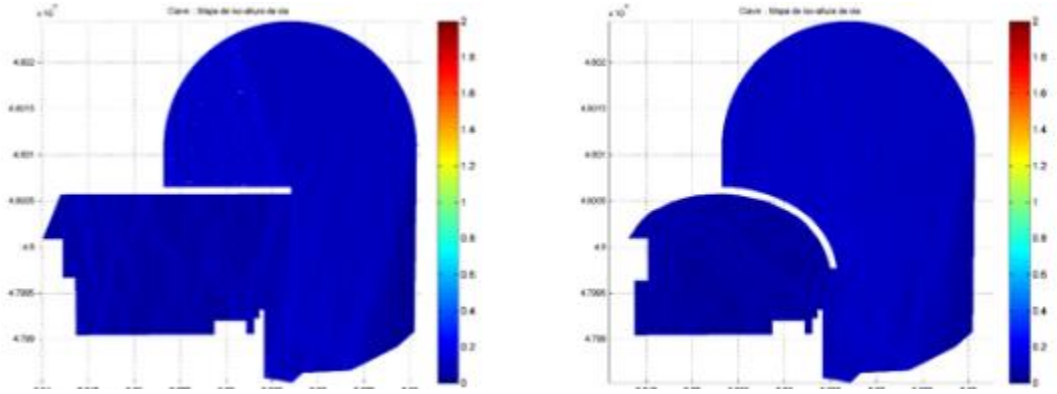


Imagen 57. Resultados comprobación CASO 4 en bajamar

CASO 5:

- **Pleamar**

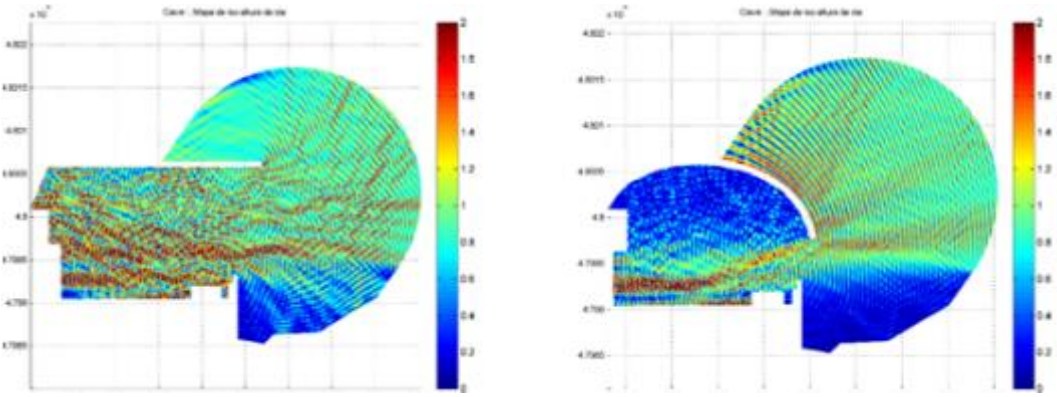


Imagen 58. Resultados comprobación CASO 5 en pleamar

- **Bajamar**

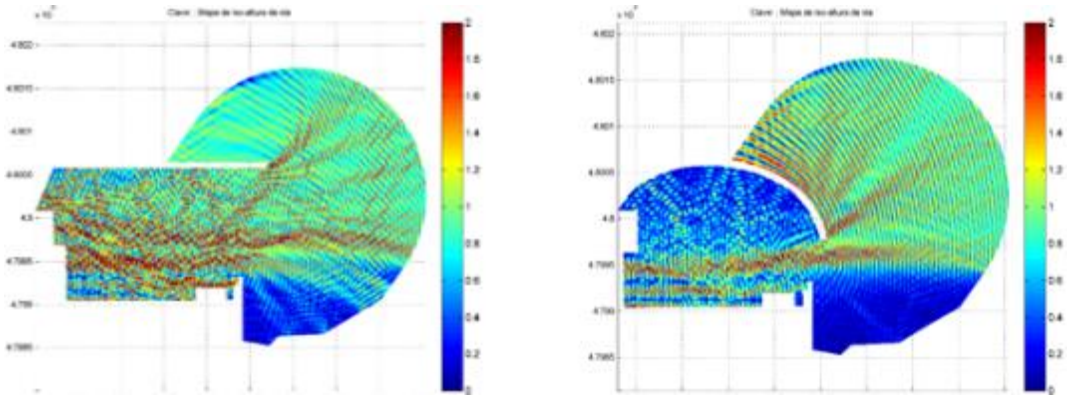


Imagen 59. Resultados comprobación CASO 5 en bajamar

Observando los resultados presentados, en primer lugar hay que destacar la excesiva agitación producida en el interior de las geometrías propuestas para los oleajes importantes, por lo que es necesario realizar modificaciones para reducir el oleaje en el interior, principalmente en la alternativa 1 donde, al ser un dique recto, la parte Este del puerto, queda totalmente desprotegida, permitiendo la entrada de todo el oleaje.

Los oleajes más peligrosos, resultan ser los de procedencia del NW, debido a su gran energía (casos 2 y 3). Éstos no entran directamente al puerto sino que se reflejan en los acantilados frente a la bocana, reflejando toda la energía hacia el interior del puerto. Para evitar la entrada de ese oleaje reflejado, es necesario reducir la anchura de la bocana, prolongar el contradique de escollera, etc.

Los oleajes procedentes del Este, a pesar de presentar bajas alturas de ola (fetch limitado), entran directos a la dársena, provocando su reflexión en los contornos interiores y generando un intenso oleaje interior. Esto es debido a que la amplia bocana está orientada hacia esta dirección, actuando de canal de entrada para dichos estados de mar, sin ningún tipo de barrera. Para evitarlo, también se deben tomar medidas de reducción de la bocana, aumentar la longitud de escollera para disipar la energía, colocar un martillo interior, etc.

Todas estas modificaciones realizadas en las alternativas propuestas, se presentan detalladas más adelante.

En segundo lugar, en los mapas de agitación presentados, se puede observar que el nivel del mar más desfavorable es la pleamar ya que ofrece una mayor agitación en el interior del puerto.

Como se ha explicado, es necesario modificar ambas alternativas para reducir la agitación en el puerto. Por ello, se han realizado sucesivas alteraciones en los contornos comprobando si la mejora introducida resulta suficiente. Todas estas comprobaciones se han realizado para un único estado de mar, el caso número 3 (Hs = 2.27 m ; Tp = 8.94 s ; Dir = 1.07°) ya que anteriormente ha resultado ser de los más desfavorables, sin tratarse de un evento extremo.

Por un lado, para la **alternativa 1** del dique recto, se ha comenzado por prolongar el contradique de escollera en 540 metros y añadir un contradique secundario, perpendicular al dique principal, con cierta orientación para impedir la entrada del oleaje reflejado por los acantilados.

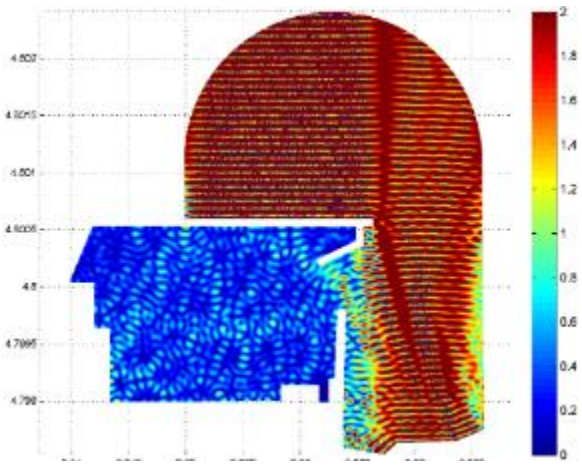


Imagen 60. Comprobación modificación 1

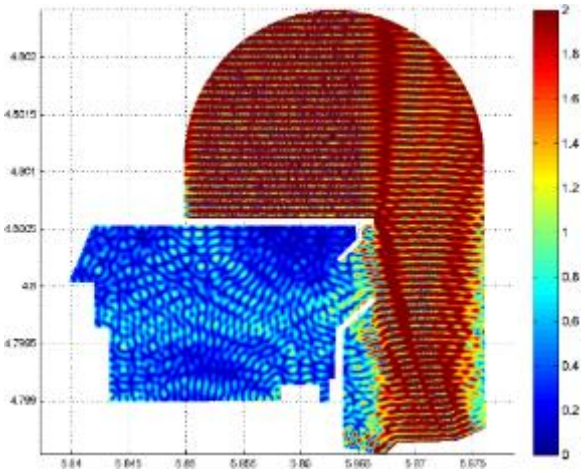


Imagen 61. Comprobación modificación 2

Otra opción, prolongar el contradique con doble orientación que impide la entrada del oleaje reflejado y colocar un contradique secundario, perpendicular al dique principal, pero más corto que en el caso anterior. Esta solución ofrece peores resultados.

Se prueba a cambiar la orientación del contradique de escollera, manteniendo el martillo secundario colocado en el dique principal de la propuesta anterior. Como se observa a continuación, los resultados empeoran. Por lo tanto, la orientación del contradique debe ser SW-NE y no la opuesta.

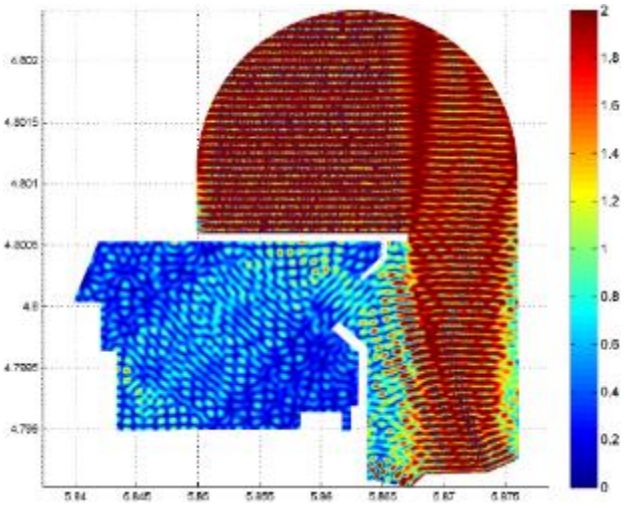


Imagen 62. Comprobación modificación 3

La siguiente medida llevada a cabo es prolongar el dique principal en 170 metros y cubrir dicha prolongación con escollera en su parte interior, para disipar la energía en la bocana del puerto. En cuanto al contradique, se mantiene recto con orientación N-S. Finalmente, también se añade un contradique secundario perpendicular al dique principal.

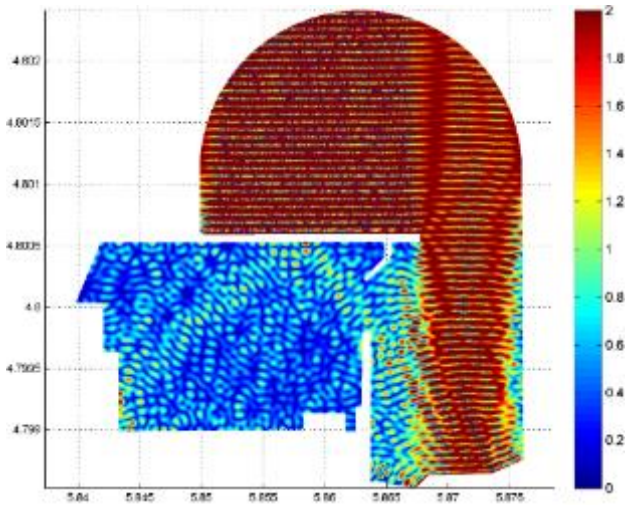


Imagen 63. Comprobación modificación 4

En el resultado anterior, se puede comprobar que la prolongación del dique principal es favorable ya que se reduce la altura de ola en su parte posterior. Sin embargo, el contradique recto ofrece peores resultados que el contradique con doble orientación, cuyo tramo final devuelve la energía del oleaje reflejado hacia la parte exterior.

Por ello, lo siguiente que se hace es prolongar el contradique una distancia de 150 metros, con orientación SW-NW.

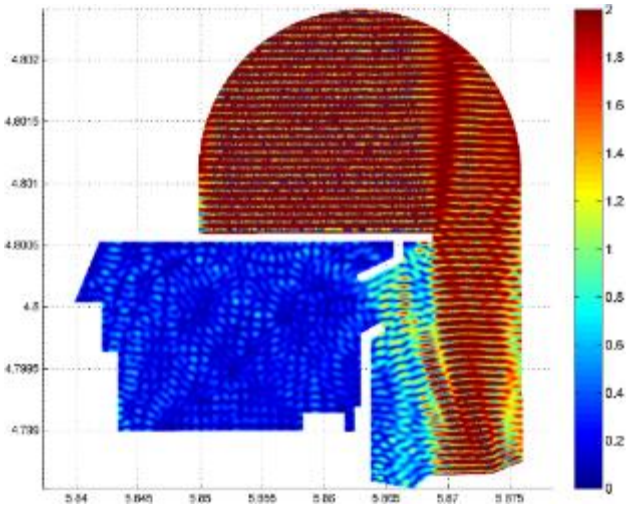


Imagen 64. Comprobación modificación 5

Los resultados obtenidos comienzan a ganar calidad, manteniendo la altura del oleaje interior inferior a 0.8 metros.

Dado que con la alteración anterior se han conseguido buenos resultados, se mantiene con una pequeña transformación: prolongar el tramo final del contradique. Sin embargo, se observa que el mapa de agitación muestra peores resultados ya que actúa de canal para la entrada del oleaje, formándose en la bocana un tramo de concentración del oleaje reflejándose entre ambos contradiques.

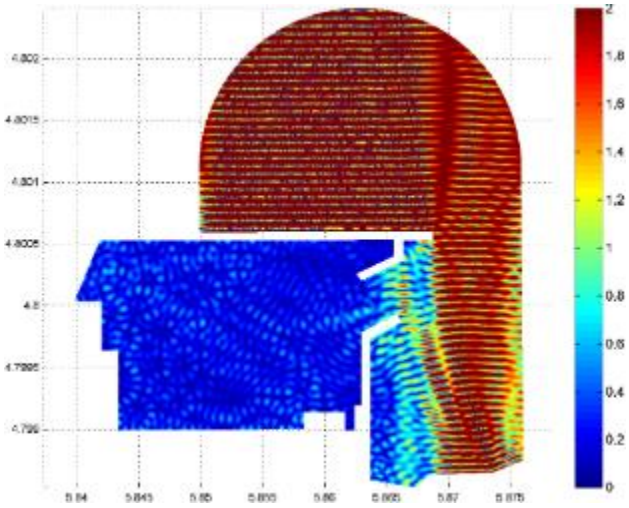


Imagen 65. Comprobación modificación 6

Por ello, finalmente se propone una solución intermedia entre las dos últimas, resultando ser la alternativa con mejores resultados obtenidos. Para tomar esta decisión, no se ha considerado la agitación en la totalidad de la dársena, sino que se han comparado los resultados de agitación próxima en la línea de atraque ya que ésta es la zona donde van a operar los buques.

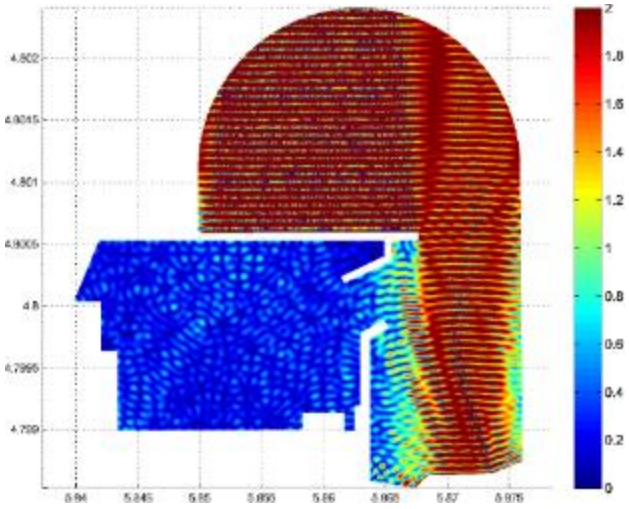


Imagen 66. Comprobación modificación 7

A continuación se adjunta un croquis de la solución seleccionada.

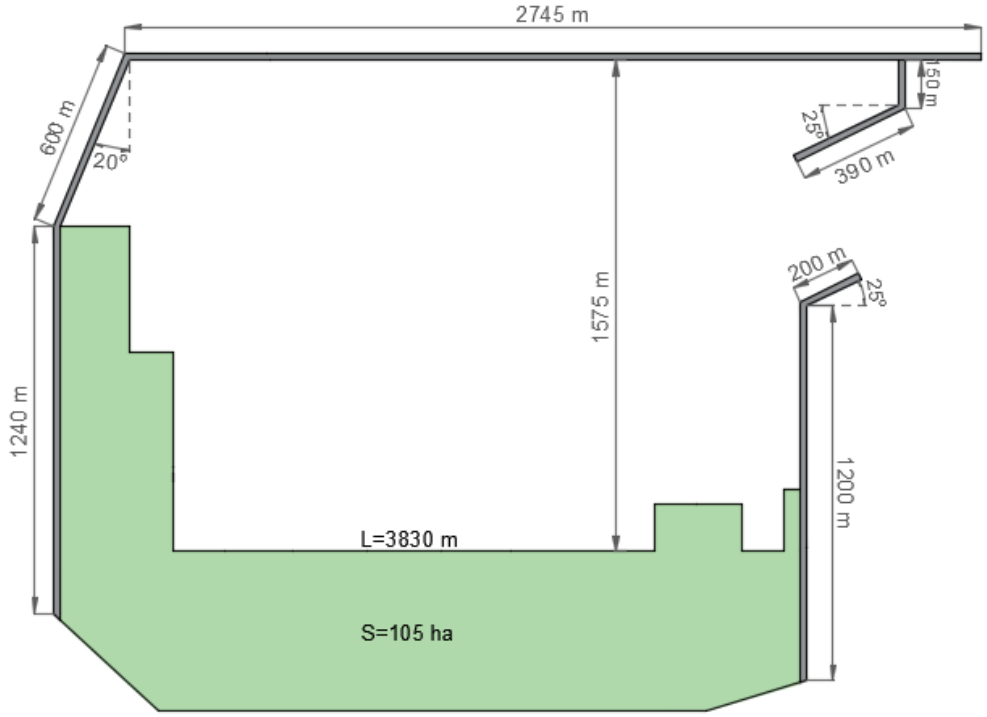


Imagen 67. Croquis de la Alternativa 1 definitiva

Como se ve, las dimensiones finales son:

- 4585 metros de dique
- 1400 metros de contradique
- 540 metros de martillo

La orientación de los tramos finales de ambos contradiques evita la entrada de los oleajes provenientes del Atlántico NW reflejados en los acantilados. Además, el martillo perpendicular al dique principal impide la formación de la onda corredera a lo largo del dique, que se puede observar en los mapas de agitación resultados de las pre-ejecuciones.

La tipología de las estructuras consiste en dique vertical para todo el dique principal, añadiendo además escollera en la parte interior del tramo final (desde el martillo hasta el morro) para disipar y no reflejar la energía incidente y evitar, así, la formación de un punto crítico en la bocana del puerto donde se concentraría un oleaje importante dificultando el acceso de los buques al puerto. Por esta misma razón, ambos contradiques también son de tipología en talud, provocando la disipación de energía y disminuyendo la reflexión.

Por otro lado, para la **alternativa 2** del dique curvo, tras realizar diversas pruebas, se ha seleccionado la opción de acortar el dique principal, respecto a la alternativa propuesta al inicio, y añadir un martillo de 240 metros, de escollera, perpendicular a éste para enviar hacia el exterior el oleaje procedente del reflejo sobre los acantilados, así como los oleajes procedentes del Este. Por su parte, el contradique también se prolonga 750 metros, tomando una orientación final NW-SE, de forma que impide la entrada de los oleajes con orientación NE.

Así pues, este puerto queda protegido para los oleajes procedentes de todas las direcciones ya que el dique principal y su martillo evitan la entrada de los oleajes con dirección NW y N que se reflejan en los acantilados. Para impedir la entrada de los oleajes con componente Este, actúan tanto el martillo perpendicular al dique como el contradique.

Para esta alternativa, el mapa de agitación obtenido para el mismo caso de oleaje (número 3) se presenta a continuación:

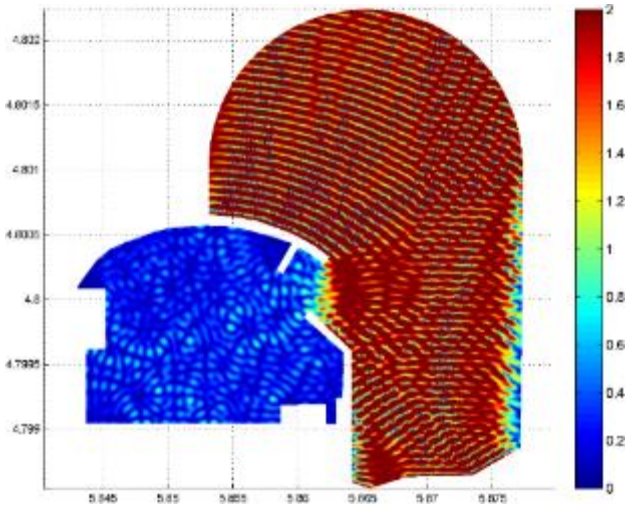


Imagen 68. Comprobación modificación Alternativa 2 dique curvo

En este caso, el puerto toma la siguiente forma definitiva:

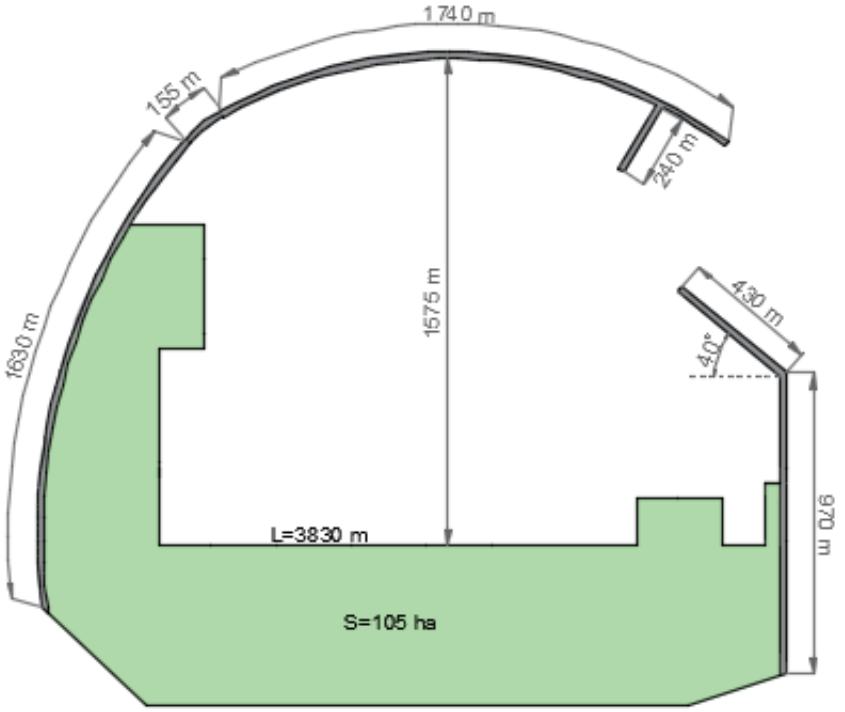


Imagen 69. Croquis de la Alternativa 2 definitiva

Donde las dimensiones finales son:

- 3525 metros de dique
- 1400 metros de contradique
- 240 metros de martillo

Se puede apreciar la reducción de la longitud de dique a construir en esta alternativa respecto a la anterior, lo que supone un ahorro de 1060 metros de dique vertical y 300 metros de dique en talud.

En este caso, es el martillo, perpendicular al dique principal, el encargado de impedir la entrada de los oleajes del NW reflejados. Mientras la orientación final del contradique protege al puerto de los oleajes del sector N-E.

En este caso, el interior del tramo final del dique (desde el martillo hasta el morro) se dispone de escollera, por la misma razón que en la alternativa anterior, ya que el sistema martillo – morro – contradique forma un sistema alrededor de la bocana, donde se concentra la energía y es necesaria la colocación de escollera para su disipación.

El pequeño contradique perpendicular, al igual que antes, evita la formación de la onda corredera a lo largo del interior del dique principal, detectada en las pre-ejecuciones.

Del mismo modo que para la alternativa 1, la tipología del dique principal es de cajones verticales, mientras los dos contradiques son de escollera en talud.

Finalmente, tanto para la alternativa 1 como para la 2, se extraen conclusiones similares. Los oleajes más energéticos procedentes del Atlántico, se ven reflejados en los acantilados próximos al puerto, generando una agitación importante. Sin embargo, existe mucha variación en la estadística, obteniéndose alturas mínimas casi despreciables, en algunos casos, y alturas máximas considerables. En los mapas de agitación se observan claramente estos frentes dirigiéndose hacia la bocana.

Respecto a los oleajes con componente Este, al tratarse de un oleaje débil, la agitación en el interior también es baja, en general. Sin embargo, analizando los valores estadísticos obtenidos en las zonas de estudio, se observan valores despreciables de altura mínima pero también se llegan a alcanzar valores máximos considerables, como se verá más adelante. Este caso es la evidencia de que pese a ser oleajes poco energéticos los provenientes del Este, adquieren importancia en este puerto, vulnerable a dicha dirección por tener la bocana orientada hacia esta dirección.

Ambas alternativas han sufrido importantes modificaciones enfocadas, principalmente, a la reducción de la bocana, prolongando los contradiques de escollera y consiguiendo un solape entre el dique principal y el contradique. Con estas modificaciones se dificulta ligeramente el acceso de los buques al interior del puerto. No obstante, continúan cumpliendo todos los requisitos geométricos definidos en el apartado anterior *6.1. Dimensionamiento en planta*. Se ha optado por unos diseños en los que los buques realicen todas las maniobras y giros en el interior del puerto. El principal problema del emplazamiento escogido es la importante reflexión del oleaje en los acantilados y de esta forma, no se evita dicha reflexión pero sí se impide su entrada en el interior de la dársena.

- **Propagaciones**

Una vez validadas las dos alternativas (dique recto y dique curvo), se procede a la propagación de los 50 casos seleccionados por el método de MAX-DISS hacia el interior del puerto.

Tras ejecutarlos, se obtienen los mapas de agitación para cada uno de los casos. Sin embargo, con los resultados de las pre-ejecuciones se puede observar que la agitación en el interior del puerto varía notablemente entre las distintas zonas. La información útil en este trabajo está referida a los puestos de atraque donde estarán amarrados los buques durante la operación portuaria. Por ello, se han definido distintas zonas a lo largo de la línea de muelle, correspondientes a los buques tipo que atracan en cada una de las terminales. En cada una de estas zonas, se calcula la estadística del oleaje (altura media, máxima y mínima) para cada uno de los 50 casos propagados y para cada una de las dos alternativas.

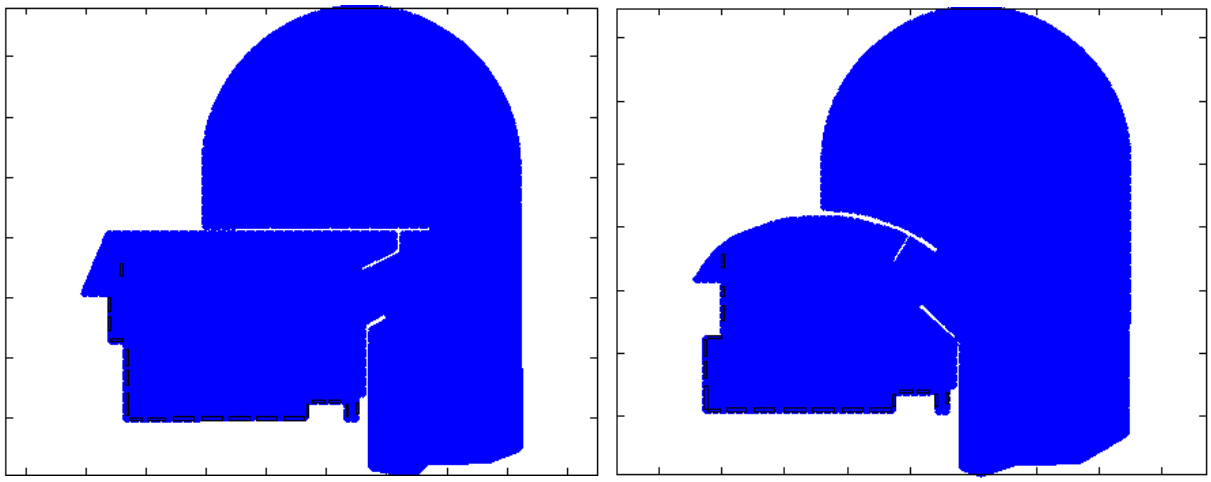


Imagen 70. Zonificación puestos de atraque para la alternativa 1 (izda) y para la alternativa 2 (dcha)

Posteriormente, a través de los cuadros de interpolación, se reconstruye la serie completa de agitación en todos los puestos de atraque, para cada una de las alternativas. Con estos resultados, se obtienen los porcentajes de operatividad ofrecidos por cada una de las alternativas.

Como ya se ha demostrado anteriormente, el nivel del mar más desfavorable ha resultado ser la pleamar, por lo que se ha decidido propagar y reconstruir la serie de agitación, únicamente, para la máxima pleamar de 4.97 metros. Cumpliendo los límites de operatividad para este nivel del mar, se garantiza el cumplimiento de la operatividad para el resto de casos con un nivel inferior.

Una vez se da por válida la estrategia de propagación, se procede a la propagación de la serie propiamente dicha.

Como se ha explicado anteriormente, se han seleccionado 50 casos representativos de toda la serie, que se han propagado para un nivel de marea de 4.97 metros. Los casos obtenidos del MAXDISS son los presentados en la tabla 10. Así pues, se ha realizado la propagación hacia el interior del puerto, obteniendo resultados para cada una de las zonas definidas.

En este caso se han realizado tres reconstrucciones de la serie completa: una para la altura media y otras dos para las alturas mínima y máxima. Para ello, ha sido necesario crear tres cuadros de

interpolación que recojan las 19 zonas definidas.

Con estos cuadros y el archivo TOT generado en el MAXDISS, se reconstruyen las tres series de altura de ola en el interior el puerto.

Hay que mencionar que para la agitación no se definen periodo ni dirección, únicamente se obtiene la altura de ola.

En la ROM 3.1-99 se recogen las condiciones límite de operación de los buques en muelles y pantalanes (ROM 3.1-99. , pág. 339), definidas por la altura de ola máxima admisible para permitir el atraque, la operación y la permanencia de los buques en el muelle. De todas ellas, las actividades de carga y descarga resultan ser la condición más restrictiva. Por ello, el estudio de operatividad presentado a continuación, se ha realizado para dicha condición. Además, se debe diferenciar cada tipo de buque ya que presenta unas limitaciones específicas, así como las acciones en sentido longitudinal y transversal al muelle.

- **Atraque**
  - Sentido longitudinal: Hs = 2.0 m
  - Sentido transversal: Hs = 1.5 m
- **Operación (carga/descarga)**
  - Sentido longitudinal
    - Graneleros Cargando: Hs = 1.5 m
Descargando: Hs = 1.0 m
    - Graneleros líquidos: Hs = 1.5 m
    - Mercantes: Hs = 1.0 m
    - Portacontenedores: Hs = 0.5 m
  - Sentido transversal:
    - Graneleros Cargando: Hs = 1.0 m
Descargando: Hs = 0.8 m
    - Graneleros líquidos: Hs = 1.0 m
    - Mercantes: Hs = 0.8 m
    - Portacontenedores: Hs = 0.3 m
- **Permanencia en muelle**
  - Sentido longitudinal
    - Graneleros líquidos: Hs = 3.0 m
  - Sentido transversal:
    - Graneleros líquidos: Hs = 2.0 m

Esto no significa que los valores de altura de ola definidos anteriormente no se puedan registrar, sino que la ROM recomienda, también, un tiempo máximo de superación de dichos umbrales.

- Contenedores: 200 horas anuales
- Graneles, mercancía general, tramp: 500 horas anuales

Se puede observar que el tráfico más exigente es el de contenedores, tanto para la altura de ola umbral como para el número de horas de superación, por lo que es necesario prestarle especial atención.

Así pues, el estudio de agitación realizado consiste en comprobar para cada puesto de atraque, el número de horas anuales en las que se supera el valor más restrictivo de operación de los buques.

Los resultados obtenidos para el porcentaje de operatividad y el número de horas inoperativas, para cada una de las alternativas, se adjuntan en la siguiente tabla resumen.

Tabla 13. Resultados de operatividad para la alternativa 1

ALTERNATIVA 1. Dique recto

	Sentido longitudinal						**Sentido transversal**					
	H máxima		**H media**		**H mínima**		**H máxima**		**H media**		**H mínima**	
	%	**Horas**	**%**	**Horas**	**%**	**Horas**	**%**	**Horas**	**%**	**Horas**	**%**	**Horas**
Siderúrg. & chat.1	99.998	0.19	100.00	0.00	100.00	0.00	99.952	4.24	99.999	0.03	100.00	0.00
Siderúrg. & chat.2	99.935	5.72	99.999	0.03	100.00	0.00	99.483	45.34	99.999	0.43	100.00	0.00
Siderúrg. & chat.3	99.832	14.74	99.988	1.02	100.00	0.00	99.654	30.28	99.796	17.83	99.993	0.61
Siderúrg. & chat.4	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	99.999	0.06	100.00	0.00	100.00	0.00
Automóviles 1	99.934	5.75	99.992	0.71	100.00	0.00	99.513	42.65	99.941	5.18	99.997	0.24
Automóviles 2	99.927	6.43	99.998	0.15	100.00	0.00	99.510	42.97	99.991	0.81	99.999	0.12
Abonos	99.999	0.03	100.00	0.00	100.00	0.00	99.465	46.83	99.998	0.19	100.00	0.00
Cereales y pienso	99.716	24.89	99.945	4.84	100.00	0.00	99.436	49.43	99.882	10.38	100.00	0.00
Papel y pasta	99.997	0.30	99.999	0.01	100.00	0.00	99.96	3.46	99.998	0.19	100.00	0.00
Mat. construcción	99.999	0.06	100.00	0.00	100.00	0.00	99.969	2.71	100.00	0.00	100.00	0.00
Carbón y coque	99.999	0.01	100.00	0.00	100.00	0.00	99.994	0.56	100.00	0.00	100.00	0.00
Cloruro de potasio	99.943	4.98	99.996	0.37	100.00	0.00	99.833	14.65	99.963	3.22	100.00	0.00
Cemento y clinker	99.973	2.41	100.00	0.00	100.00	0.00	99.873	11.15	99.96	3.70	100.00	0.00
Sal común	99.674	28.57	99.966	3.02	100.00	0.00	99.455	47.75	99.906	8.27	99.999	0.10
Maquinaria	99.933	5.91	100.00	0.00	100.00	0.00	98.500	131.38	100.00	0.00	100.00	0.00
Maderas, biomasa	99.889	9.74	100.00	0.00	100.00	0.00	99.766	20.495	99.998	0.15	100.00	0.00
Contenedores	98.592	123.35	99.994	0.56	99.998	0.22	81.571	1614.38	97.754	196.77	99.989	0.98
Graneles líquidos	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00
Otras mercancías	99.406	52.06	100.00	0.00	100.00	0.00	98.945	92.39	99.108	78.14	100.00	0.00

Tabla 14. Resultados de operatividad para la alternativa 2

ALTERNATIVA 2. Dique curvo

	Sentido longitudinal						**Sentido transversal**					
	H máxima		H media		H mínima		H máxima		H media		H mínima	
	%	Horas	%	Horas	%	Horas	%	Horas	%	Horas	%	Horas
Siderúrg. & chat.1	99.999	0.09	100.00	0.00	100.00	0.00	99.960	3.55	100.00	0.00	100.00	0.00
Siderúrg. & chat.2	99.994	0.55	99.997	0.25	99.998	0.16	99.980	1.77	99.995	0.44	99.996	0.33
Siderúrg. & chat.3	99.930	6.12	99.998	0.18	99.999	0.03	99.594	35.55	99.989	0.96	99.998	0.16
Siderúrg. & chat.4	99.999	0.09	100.00	0.00	100.00	0.00	99.838	14.21	100.00	0.00	100.00	0.00
Automóviles 1	99.470	46.50	99.995	0.47	100.00	0.00	98.018	173.60	99.989	0.99	99.997	0.24
Automóviles 2	99.922	6.86	100.00	0.00	100.00	0.00	99.183	71.57	99.992	0.67	100.00	0.00
Abonos	99.892	9.51	99.998	0.19	100.00	0.00	99.580	36.76	99.977	2.06	100.00	0.00
Cereales y pienso	98.449	135.91	99.938	5.44	100.00	0.00	96.62	296.29	99.567	37.99	100.00	0.00
Papel y pasta	99.874	11.06	99.998	0.22	100.00	0.00	99.201	69.99	99.991	0.77	99.999	0.12
Mat. construcción	99.260	64.81	99.960	3.55	99.999	0.12	97.946	179.91	99.835	14.43	99.995	0.41
Carbón y coque	99.980	1.74	100.00	0.00	100.00	0.00	99.893	9.36	100.00	0.00	100.00	0.00
Cloruro de potasio	99.752	21.69	99.993	0.64	100.00	0.00	97.999	175.27	99.960	3.52	100.00	0.00
Cemento y clinker	99.626	32.74	99.962	3.37	99.995	0.46	98.427	137.77	99.722	24.37	99.957	3.74
Sal común	99.564	38.21	99.932	5.99	99.977	1.98	98.354	144.22	99.64	31.61	99.913	7.64
Maquinaria	99.626	32.74	99.962	3.37	99.995	0.46	98.427	137.77	99.722	24.37	99.957	3.74
Maderas, biomasa	98.658	117.60	99.955	3.92	99.998	0.16	96.423	313.32	99.795	17.98	99.997	0.28
Contenedores	99.313	60.20	99.954	4.05	99.999	0.04	94.343	495.60	98.485	132.68	99.960	3.47
Graneles líquidos	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00
Otras mercancías	99.768	20.35	99.961	3.40	99.995	0.41	99.022	85.69	99.830	14.92	99.978	1.91

A continuación se adjuntan los datos de las tablas anteriores en forma de diagramas de barras, donde la barra azul representa el número de horas de parada que provocaría la altura máxima de cada atraque por acciones en sentido longitudinal; en naranja, las horas inoperativas debido a la altura media en sentido longitudinal y en gris, las debidas a la altura mínima en el mismo sentido.

En amarillo, las horas inoperativas debidas a la altura máxima para acciones en sentido transversal al muelle; en morado para la altura media en sentido transversal y en verde, las debidas a la altura mínima.

En línea discontinua roja se representan los umbrales definidos por la ROM 3.1-99 (200 horas anuales para los contenedores y 500 horas anuales para el resto de tráficos).

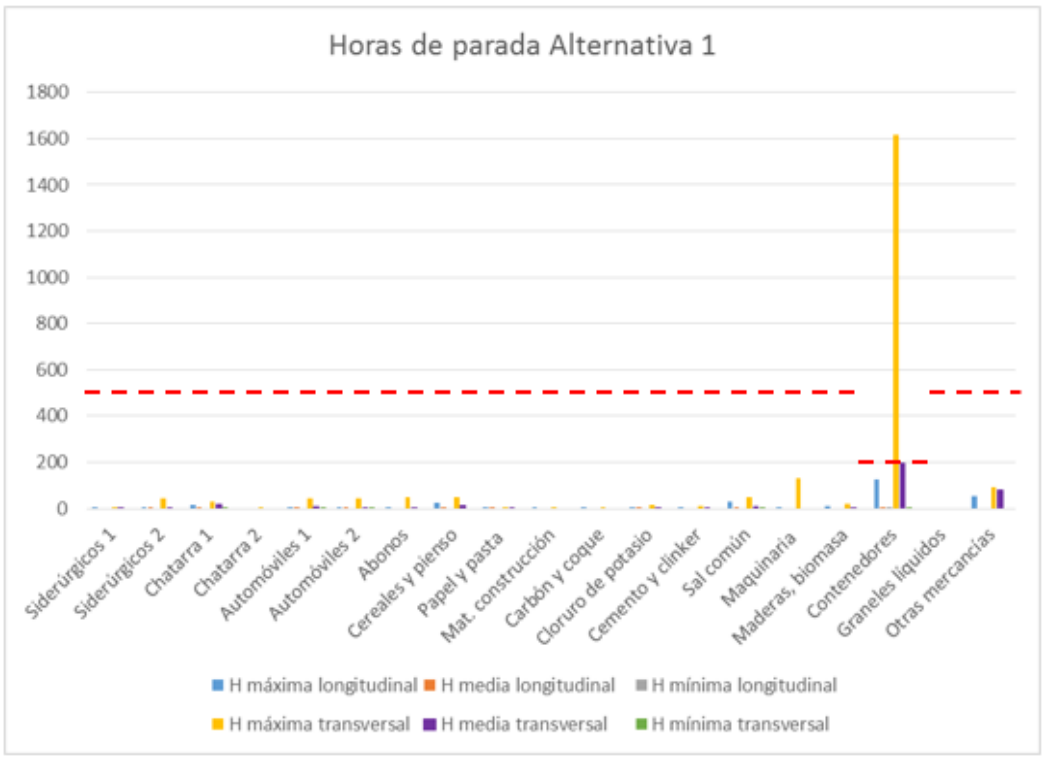


Imagen 71. Diagrama de barras de las horas de parada y los umbrales límite Alternativa 1

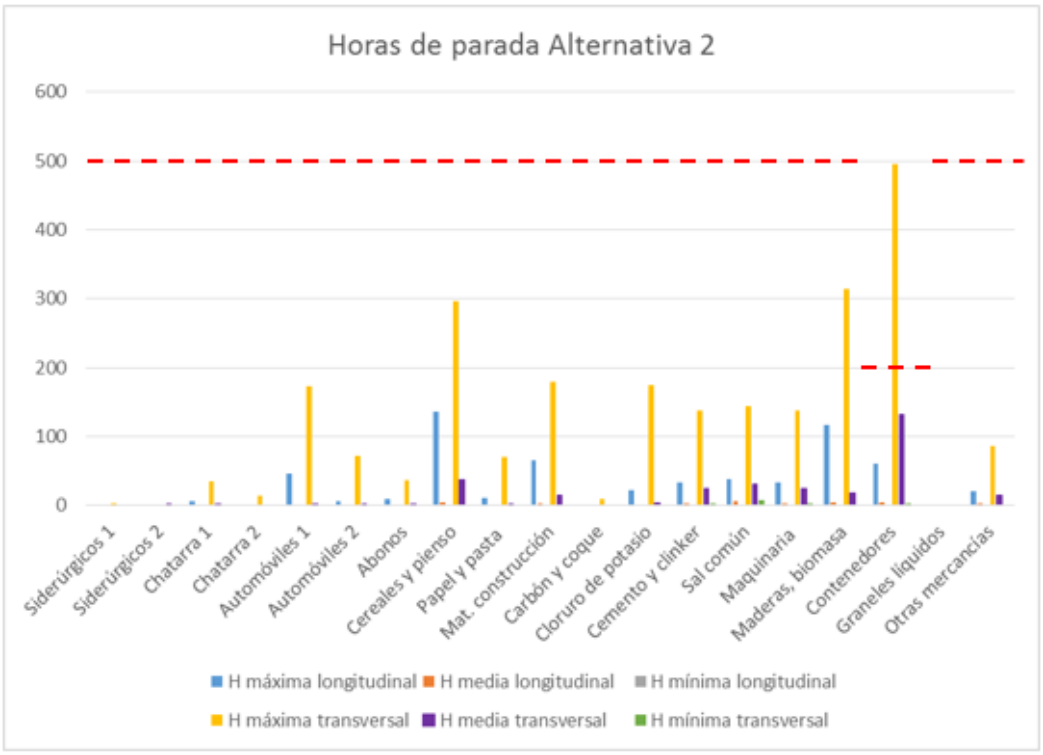


Imagen 72. Diagrama de barras de las horas de parada y los umbrales límite Alternativa 2

Analizando los resultados obtenidos, se observa que las acciones en sentido transversal son más restrictivas que las del longitudinal y por ello, el número de horas de parada para dicho sentido, son superiores. Además, los resultados difieren bastante entre las alternativas, lo que significa que la geometría propuesta para cada una de ellas, genera un mapa de agitación distinto, concentrando la energía en distintas zonas.

Ambas alternativas cumplen ampliamente las condiciones límite de operatividad, garantizando una operatividad anual casi total para algunos tráficos. La única terminal que presenta problemas es la de contenedores, al tratarse de un tipo de mercancías que necesitan una lámina de agua muy calmada. Por ello, ha sido necesario trasladar su ubicación a otros puestos de atraque destinados inicialmente a otros tráficos. En la primera alternativa, se ha intercambiado la terminal de madera por contenedores. En la segunda, se ha sustituido la terminal de abonos. Los dos cambios se han realizado al puesto de atraque con menor agitación en cada una de las alternativas. Esto demuestra que cada una de las morfologías concentra la energía en distintos puntos, generando mapas de agitación completamente distintos. Hay que destacar que a pesar de estos cambios de ubicación, no se consiguen resultados perfectos para el caso de los contenedores, ya que para la alternativa 1, los resultados obtenidos para la altura máxima y en sentido transversal, se exceden de forma importante las horas de inoperatividad permitidas. Para el resto de los casos, se cumple sin problema. Se han considerado válidos estos resultados ya que la operatividad para una altura media es correcta. Además, considerando las acciones en sentido longitudinal al muelle los resultados son satisfactorios para todos los casos. También es importante tener en cuenta que los resultados presentados corresponden a la situación más desfavorable coincidiendo con la máxima pleamar. A medida que el nivel del mar sea inferior, también la agitación se verá reducida.

En la alternativa 2 sucede lo mismo, presentando problemas únicamente el atraque de portacontenedores, aunque con una agitación mucho más reducida que en la alternativa 1. Vuelven a presentar problemas las acciones en sentido transversal al muelle para altura máxima pero de forma mucho más moderada que la alternativa anterior.

Como la ROM fija los valores de parada en términos medios, se aceptan estos resultados ya que para la altura media se obtienen resultados satisfactorios, inferiores a las 200 horas limitantes. Y de nuevo, los resultados corresponden a la situación más desfavorable coincidiendo con la máxima pleamar.

El resto de tráficos presentan una inoperatividad muy por debajo de las 500 horas permitidas, por lo que ambas alternativas superan satisfactoriamente la primera comprobación funcional, la de agitación.

A continuación se desarrolla la segunda comprobación funcional que consiste en realizar un estudio de resonancia.

6.2.2. ESTUDIO DE RESONANCIA

En este apartado se va a realizar un análisis de la resonancia portuaria inducida por las ondas infragravitatorias.

La resonancia portuaria se produce cuando el periodo del oleaje que entra en el puerto, coincide con el periodo natural de oscilación de la dársena del puerto. Como consecuencia, se produce una amplificación de las ondas, lo cual puede ocasionar grandes problemas.

Generalmente, la resonancia ocurre cuando una onda larga que viaja libre, entra en el puerto y su periodo coincide con el modo resonante del puerto. La liberación de la onda larga se debe principalmente a dos procesos: rotura del oleaje que provoca una liberación total de la onda larga, o difracción en el morro que provoca una liberación parcial.

Una onda larga no liberada también puede resonar pero con amplitudes mucho menores. Al entrar al puerto, el oleaje agrupado se difracta perdiendo energía. Esta pérdida de energía se traduce en una disminución de energía de la onda larga asociada. Por lo tanto, la amplitud de ésta es muy pequeña. De modo que aunque se amplifique, no ocasiona problemas. Es importante destacar en este punto, que en los contornos adyacentes no aparecen elementos que originen la rotura del oleaje sino que los acantilados reflejan el oleaje en todo momento no apareciendo playa ni en niveles de bajamar.

En resumen, un puerto está resonando constantemente pero con amplitudes bajas. El problema viene ocasionado cuando esa onda larga asociada al grupo, queda liberada.

La metodología consiste en estudiar los modos naturales de oscilación para cada una de las geometrías propuestas, a través de una aproximación numérica lineal de barrido de frecuencias. Una vez identificados los principales modos resonantes, se observa en la serie de datos qué porcentaje de casos se presentan con dichos periodos y a qué alturas de ola se corresponden.

Tal y como se ha especificado en el apartado *1.4. Información utilizada*, se dispone de una serie histórica compuesta por datos de reanálisis de las ondas infragravitatorias frente al puerto de Pasajes durante 60 años.

La serie de datos se representa a continuación. Se observa una HLW media de 0.05 metros, con una HLW máxima de 1.0 metro.

El valor medio de los periodos es de 80.69 segundos, registrando un periodo máximo de 431.54 segundos. Un dato que adquiere importancia más adelante es que tan solo el 0.12% de los casos supera los 200 segundos de periodo.

En cuanto a las direcciones, coinciden con las del oleaje corto, fundamentalmente del sector NW.

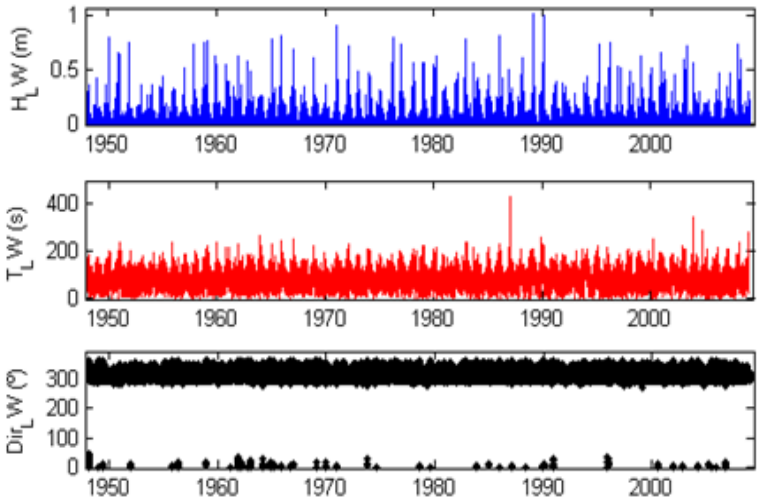


Imagen 73. Registro onda larga

- **IDENTIFICACIÓN DE LOS MODOS RESONANTES**

Conforme el oleaje se propaga, los trenes de oleaje se ordenan de acuerdo con los periodos, ya que la velocidad de propagación de cada onda o celeridad, es función del mismo, viajando más rápido las ondas de mayor periodo. Cuando dos trenes de onda con periodos muy similares se propagan, el oleaje se agrupa generando grupos de ondas menores seguidos por grupos de ondas mayores. Esto provoca una variación rítmica del nivel del mar originando una nueva onda larga o infragravitatoria, que viaja con la celeridad de los grupos de ondas.

Estas oscilaciones, se propagan al interior de las dársenas e interactúan con los contornos portuarios. Cuando una de estas ondas largas coincide con uno de los modos naturales de oscilación del puerto se produce resonancia portuaria que se manifiesta en sobre-amplificaciones de las ondas largas.

Todos los cuerpos de agua semi-encerrados (la masa de agua contenida en el puerto) tienen sus propios periodos de oscilación y son éstos los que se identifican en este apartado.

El método utilizado para identificar los modos naturales de oscilación del puerto es utilizar un forzamiento denominado espectro tipo “ruido blanco” que consiste en asignar la misma energía unitaria para todas las frecuencias.

Para ello, se realiza un barrido de frecuencias.

El nivel del mar adquiere gran importancia en este estudio, al igual que en el caso de la agitación. Por ello, este procedimiento se realiza dos veces: una para pleamar y otra para bajamar, considerando un rango de marea de 4.97 metros.

Al estar trabajando con onda larga, se debe generar una nueva malla en el modelo MSP ya que la utilizada para el oleaje corto no cumple las hipótesis consideradas en este caso.

Las características de las ondas largas son diferentes a las del oleaje corto. La malla para onda larga es más grande que la anterior, ya que la longitud de onda es mucho mayor y se debe mantener esta distancia desde la corona hasta los elementos reflejantes.

El periodo máximo registrado en la serie de datos es de 431.54 segundos, que para una profundidad de 40 metros, le corresponde una longitud de onda de 8556 metros. La creación de una malla tan grande resulta complejo por lo que se ha comprobado qué porcentaje de la serie suponen periodos tan largos y se ha observado que tan solo el 0.12% de los casos presentan periodos superiores a los 200 segundos por lo que se puede prescindir de ellos. Por lo tanto, para un periodo de 200 segundos, la longitud de onda resulta de 3960 metros. Esta distancia se mantiene desde la corona de la malla hasta los elementos reflejantes.

El mínimo periodo de onda larga es de 30 segundos, por lo que éste será el valor representativo de la malla.

Por lo tanto, el barrido de frecuencias se realiza entre los periodos de 30 y 200 segundos, cada tres segundos.

Además, una diferencia importante de la malla para este tipo de ondas es que no disipan energía, por lo que se deben considerar coeficientes de reflexión de 100% para todos los elementos

reflejantes del contorno. Para el caso del agua, se mantiene coeficiente 0% ya que el agua no refleja.

Finalmente, la última diferencia respecto a la malla anterior es que la definición debe ser mayor, definiendo, al menos, 10 nodos por longitud de onda.

Con todas estas indicaciones, se dibujan las siguientes mallas:

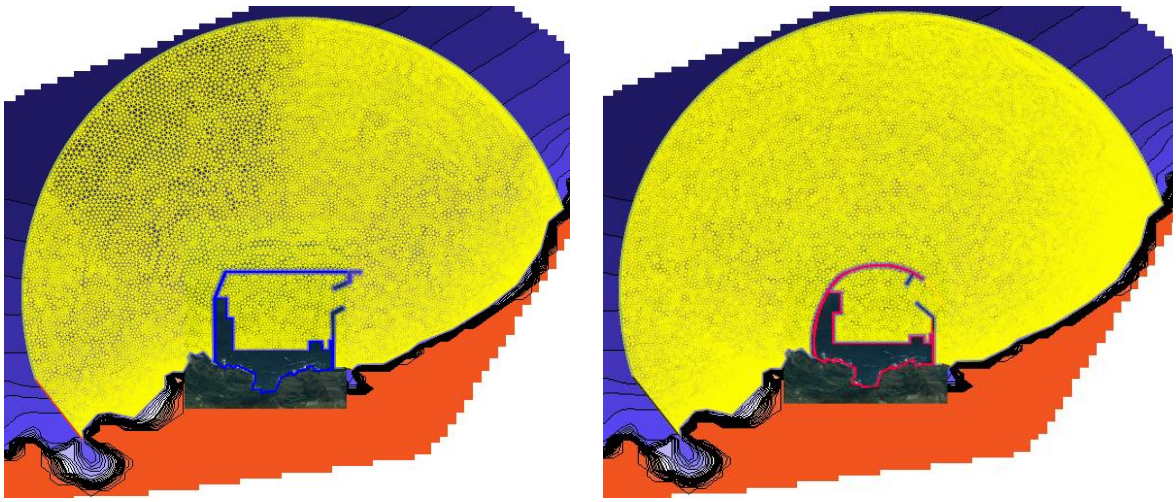


Imagen 74. Mallas onda larga Alternativa 1 (izda) y Alternativa 2 (dcha)

Se trata de la misma malla adaptando el contorno del puerto a cada una de las geometrías.

Los puntos críticos de la resonancia portuaria son los vértices de las dársenas, por ello se han colocado diversos sensores a lo largo de toda la geometría del puerto, donde se obtienen los periodos de oscilación y las amplificaciones asociadas.

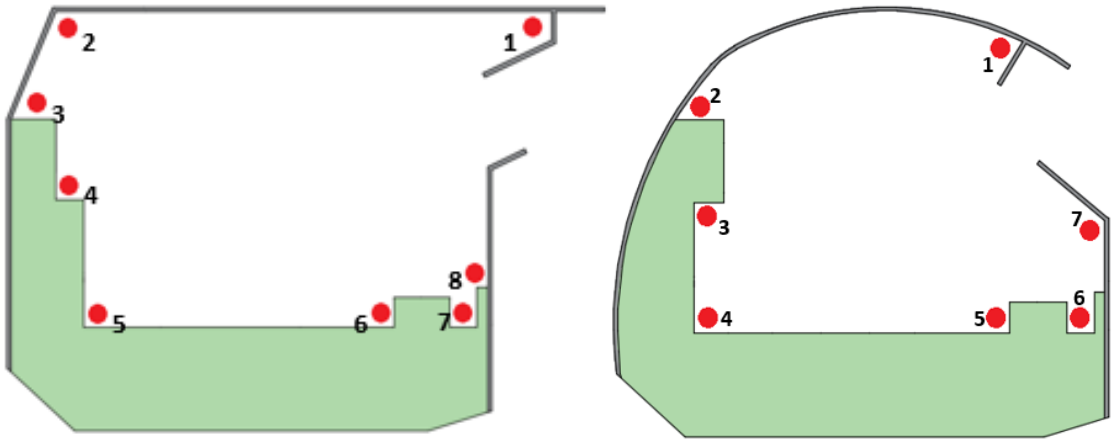


Imagen 75. Posición de los sensores de resonancia

Tras realizar el barrido de frecuencias para ambos diseños, se obtienen los siguientes resultados en pleamar (4.97 m) y en bajamar (0.00 m).

- **PLEAMAR (4.97 m)**

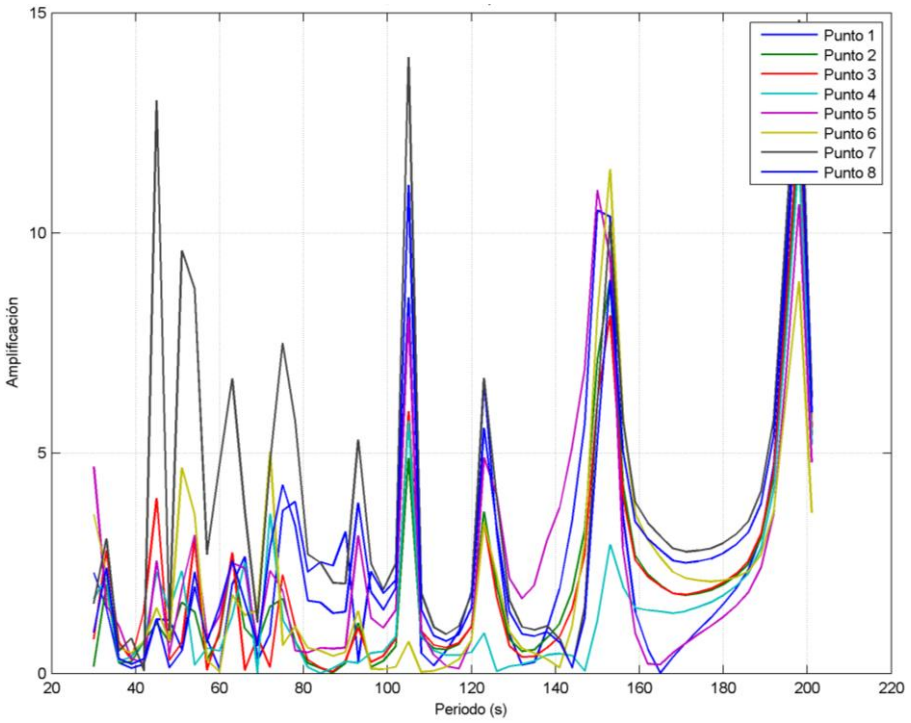


Imagen 76. Respuesta resonante Alternativa 1 en pleamar

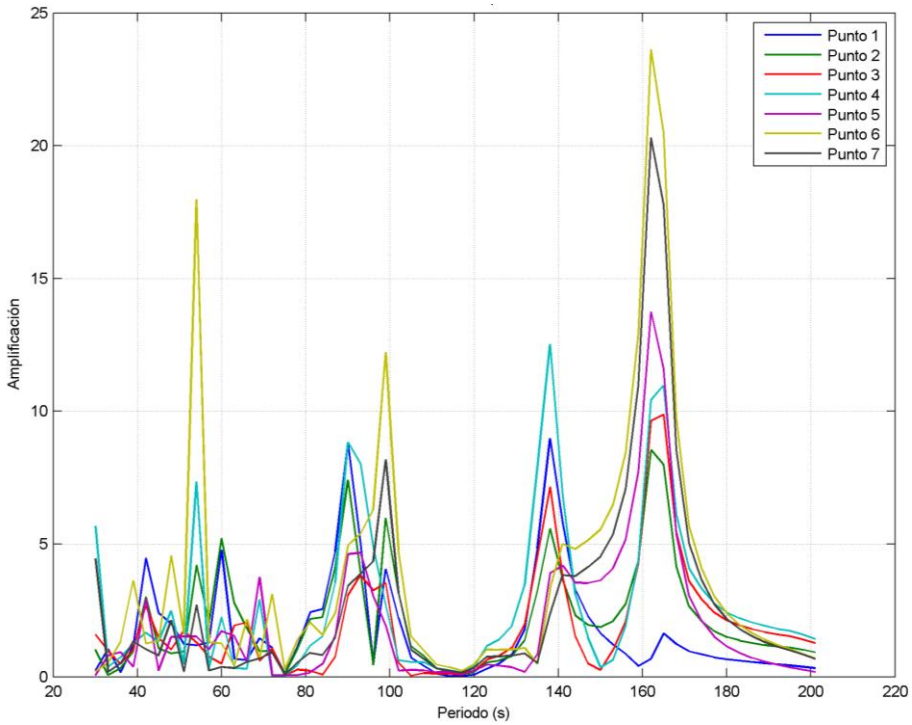


Imagen 77. Respuesta resonante Alternativa 2 en pleamar

Se observa que para la alternativa 1, aparecen cuatro modos resonantes principales para todos los sensores de la dársena exterior y además, la dársena de carbón presenta otros cuatro modos resonantes particulares, por lo que prácticamente se encuentra en una resonancia constante.

El punto 4, al tratarse de un vértice abierto, apenas presenta amplificación de la energía.

En general, todos los sensores detectan los mismos periodos resonantes con distinta amplificación para cada punto.

Esta primera alternativa puede presentar problemas de resonancia, no tanto por los factores de amplificación que no son excesivamente altos (máximo de 14.8), sino por el porcentaje de oleajes contenidos en la serie DOW-LW con dichos periodos y su altura de ola asociada.

La alternativa 2 presenta mayores factores de amplificación, con el máximo en 23.5. Sin embargo, una primera estimación, parece indicar que la cantidad de oleajes que inducen a resonancia es menor. Esto se comprueba más adelante con la estadística de la serie DOW-LW.

En este segundo diseño, el punto conflictivo, no se encuentra en la dársena de carbón al tratarse de un espacio más encerrado que el resto.

- **BAJAMAR (0.00 m)**

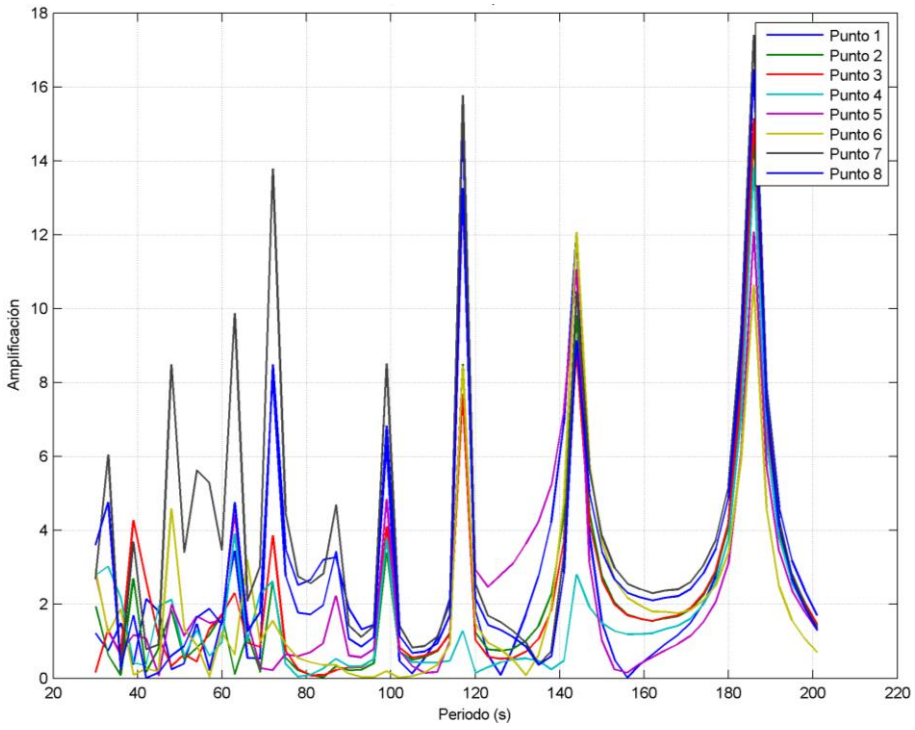


Imagen 78. Respuesta resonante alternativa 1 en bajamar

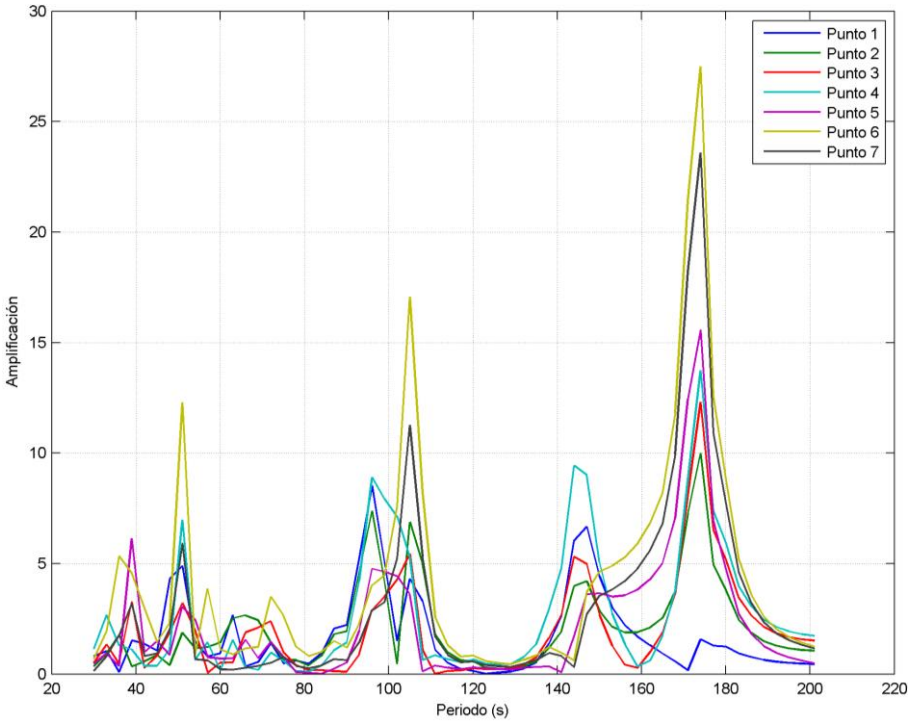


Imagen 79. Respuesta resonante alternativa 2 en bajamar

En la máxima bajamar, se aprecia un comportamiento similar al anterior en el que la cantidad de modos resonantes de la alternativa 1 pueden resultar peligrosos. La alternativa 2, de nuevo, presenta mayores coeficientes de amplificación pero en casos más aislados.

Ambos diseños presentan mayores coeficientes en bajamar, lo cual es de esperar, ya que con la máxima pleamar, el alto nivel del mar atenúa el efecto de la amplificación, reduciendo los efectos del fondo.

Una vez analizada la respuesta resonante de cada una de las geometrías, se debe comprobar la gravedad de la misma.

En el siguiente apartado donde se analiza la estadística del oleaje, se puede comprobar si esta respuesta resonante por parte de ambos diseños resulta peligrosa o no. Los gráficos anteriores muestran los factores de amplificación de la energía, es decir, el aumento de la altura de ola en el interior del puerto debido a la resonancia de la onda infragravitatoria. Sin embargo, un factor de amplificación muy grande puede resultar imperceptible si la altura de esa onda es insignificante y tras amplificarse continúa siendo pequeña. Es por ello que no sólo se deben analizar los factores de amplificación de cada modo, sino también qué cantidad de oleajes con esos periodos se presentan en el registro y qué altura de ola les corresponde.

- **ESTADÍSTICA DE LA SERIE DOW-LW**

A continuación se presenta una tabla para cada una de las respuestas presentadas anteriormente, es decir, para cada diseño se presentan los resultados en pleamar y bajamar. Dichas tablas recogen los periodos resonantes detectados con su correspondiente coeficiente de amplificación, en qué proporción aparecen dichos periodos en la serie, así como la altura de ola asociada a ellos.

En los gráficos se aprecia que en todos los sensores, exceptuando algunos casos concretos, coinciden los periodos resonantes. Por ello, se presentan tablas genéricas aplicables a todos los sensores, teniendo en cuenta que a cada punto le corresponde una amplificación distinta, es decir, la estadística que se presenta en las tablas es igual para todos los sensores pero en cada sensor, se verá afectada por su correspondiente amplificación.

Se considera resonancia portuaria para amplificaciones superiores a 4 (valor típico para un polígono de 4 vértices). Aquellas amplificaciones que aparecen con un guión son inferiores a 4, por lo tanto, no se consideran modos resonantes.

Debe tenerse en cuenta que no es un único valor del periodo el que origina la resonancia, sino que es un intervalo dentro de los cuales hay un valor que produce la amplificación máxima. Es este valor el que aparece en las tablas. El porcentaje de registro en la serie corresponde al intervalo de periodos.

Tabla 15. Estadística correspondiente a la Alternativa 1 en bajamar

Periodo (s)	***Porcentaje en la serie (%)***	***Altura de ola asociada (m)***		***Amplificación***
		Hmedia	***Hmáxima***	
33	1.50	0.01	0.06	Sensor 7: 6.1
48	2.69	0.01	0.07	Sensor 7: 8.5
54	2.90	0.01	0.16	Sensor 7: 5.6
63	3.36	0.02	0.52	Sensor 7: 9.9
72	3.44	0.02	0.74	Sensor 7: 13.8
99	3.38	0.06	0.51	Sensor 1: 6.3 Sensor 2: - Sensor 3: 4.1 Sensor 4: - Sensor 5: 4.8 Sensor 6: - Sensor 7: 8.5 Sensor 8: 6.8
117	1.79	0.08	0.68	Sensor 1: 15.1 Sensor 2: 8.5 Sensor 3: 7.7 Sensor 4: - Sensor 5: 13.3

				Sensor 6: 8.5 Sensor 7: 15.8 Sensor 8: 13.3
144	0.48	0.14	0.84	Sensor 1: 12.1 Sensor 2: 9.8 Sensor 3: 8.8 Sensor 4: - Sensor 5: 11.1 Sensor 6: 12.1 Sensor 7: 10.5 Sensor 8: 9.1
186	0.04	0.36	0.84	Sensor 1: 16.4 Sensor 2: 14.7 Sensor 3: 15.1 Sensor 4: 13.8 Sensor 5: 12.1 Sensor 6: 10.6 Sensor 7: 17.4 Sensor 8: 16.4

En este caso, los tres primeros modos resonantes pueden despreciarse ya que los oleajes asociados a ellos presentan alturas de ola máximas muy bajas que al verse afectadas por el correspondiente factor de amplificación, no ocasionarían problemas. Es decir, los modos resonantes peligrosos son a partir de los 60 hasta los 190 segundos. Se observa que para periodos más largos se obtienen alturas de ola mayores pero su probabilidad de ocurrencia disminuye considerablemente, de forma que los oleajes más críticos presentan porcentajes de ocurrencia muy bajos. Los oleajes desfavorables suponen un 12.49% de la serie DOW-LW.

Tabla 16. Estadística correspondiente a la Alternativa 2 en bajamar

Periodo (s)	***Porcentaje en la serie (%)***	***Altura de ola asociada (m)***		***Amplificación***
		Hmedia	***Hmáxima***	
31	1.31	0.01	0.05	Sensor 3: 9.2 Sensor 6: 5.4
35	1.67	0.01	0.06	Sensor 4: 7.8 Sensor 7: 10.8
42	2.25	0.01	0.07	Sensor 1: 5.5

				Sensor 2: 6.1
47	2.60	0.01	0.13	Sensor 1: 5.1 Sensor 2: - Sensor 3: 7.7 Sensor 4: 14.7 Sensor 5: 4.3 Sensor 6: 27.4 Sensor 7: 9.8
60	3.26	0.02	0.42	Sensor 1: 7.8 Sensor 2: - Sensor 3: 8.7 Sensor 4: 7.8 Sensor 5: 7.4 Sensor 6: 6.5 Sensor 7: -
93	3.68	0.05	0.30	Sensor 1: 8.8 Sensor 2: 7.4 Sensor 3: 6.3 Sensor 4: 12.8 Sensor 5: 8.6 Sensor 6: 9.3 Sensor 7: 7.5
99	3.38	0.06	0.51	Sensor 1: 6.7 Sensor 2: 9.7 Sensor 3: - Sensor 4: - Sensor 5: - Sensor 6: 15.4 Sensor 7: 11.9
139	0.59	0.12	0.74	Sensor 1: 7.4 Sensor 2: 5.5 Sensor 3: 6.7 Sensor 4: 11.4 Sensor 5: - Sensor 6: - Sensor 7: -

164	0.15	0.21	0.78	Sensor 1: - Sensor 2: 11 Sensor 3: 12.8 Sensor 4: 14.2 Sensor 5: 15.7 Sensor 6: 28.0 Sensor 7: 25.4

Para la segunda alternativa, en bajamar, los periodos resonantes comienzan a partir de los 45 segundos para el punto 6 (dársena de carbón) y a partir de los 60 para el resto de puntos, suponiendo un 11.06% de la serie. Se observa el mismo comportamiento que en la alternativa anterior, de forma que la máxima amplificación se obtiene para los periodos más largos, que además, presentan las alturas de ola más grandes. Sin embargo, su probabilidad de ocurrencia es muy baja. Por lo tanto, presentan porcentajes de ocurrencia muy bajos pero cuando ocurren pueden ocasionar problemas graves, si coinciden con el nivel de marea adecuado para darse dicha amplificación.

Tabla 17. Estadística correspondiente a la Alternativa 1 en pleamar

Periodo (s)	***Porcentaje en la serie (%)***	***Altura de ola asociada (m)***		***Amplificación***
		Hmedia	***Hmáxima***	
45	2.41	0.01	0.19	Sensor 7: 13.0
51	2.85	0.01	0.27	Sensor 7: 9.6
63	3.36	0.02	0.52	Sensor 7: 6.7
75	3.50	0.03	0.21	Sensor 7: 7.5
93	3.68	0.05	0.30	Sensor 7: 5.3
105	2.84	0.06	0.75	Sensor 1: 8.5 Sensor 2: 4.9 Sensor 3: 6.0 Sensor 4: 5.7 Sensor 5: 8.1 Sensor 6: - Sensor 7: 14.0 Sensor 8: 11.1

123	1.40	0.09	0.54	Sensor 1: 5.6 Sensor 2: - Sensor 3: - Sensor 4: - Sensor 5: 4.9 Sensor 6: - Sensor 7: 6.7 Sensor 8: 6.6
153	0.27	0.17	0.79	Sensor 1: 8.9 Sensor 2: 8.9 Sensor 3: 8.1 Sensor 4: - Sensor 5: 11.0 Sensor 6: 11.4 Sensor 7: 10.4 Sensor 8: 10.3
198	0.02	0.4	0.8	Sensor 1: 14.0 Sensor 2: 12.3 Sensor 3: 12.7 Sensor 4: 11.8 Sensor 5: 10.7 Sensor 6: 8.9 Sensor 7: 14.8 Sensor 8: 14.0

La tabla anterior muestra que un total del 20.33% de los oleajes incidentes entrarían en resonancia en el puerto con la alternativa 1 en el momento de la máxima pleamar. Si bien las alturas medias asociadas a estos periodos no son excesivamente altas, las alturas máximas encontradas en cada intervalo sí que podrían dar lugar a problemas, principalmente en la dársena de carbón. Los periodos más peligrosos para esta alternativa en pleamar resultan entre 105 y 153 segundos.

Tabla 18. Estadística correspondiente a la Alternativa 2 en pleamar

Periodo (s)	***Porcentaje en la serie (%)***	***Altura de ola asociada (m)***		***Amplificación***
		Hmedia	***Hmáxima***	
54	2.90	0.01	0.16	Sensor 1: - Sensor 2: 4.2 Sensor 3: -

				Sensor 4: 7.3 Sensor 5: - Sensor 6: 18.0 Sensor 7: -
90	3.67	0.04	0.28	Sensor 1: 8.8 Sensor 2: 7.4 Sensor 3: - Sensor 4: 8.8 Sensor 5: 4.6 Sensor 6: 4.9 Sensor 7: -
99	3.38	0.06	0.51	Sensor 1: - Sensor 2: 6.0 Sensor 3: - Sensor 4: - Sensor 5: - Sensor 6: 12.2 Sensor 7: 8.2
138	0.62	0.12	0.74	Sensor 1: 9.0 Sensor 2: 5.6 Sensor 3: 7.2 Sensor 4: 12.5 Sensor 5: - Sensor 6: - Sensor 7: -
162	0.17	0.21	0.91	Sensor 1: - Sensor 2: 8.5 Sensor 3: 9.6 Sensor 4: 10.4 Sensor 5: 13.7 Sensor 6: 23.6 Sensor 7: 20.3

Al igual que antes, el periodo de 54 segundos no ocasiona resonancia significativa por lo que se desprecia. En este caso, el 7.84% de los casos pueden originar problemas de resonancia portuaria, resultando los periodos críticos entre 99 y 162 segundos ya que se asocian alturas de ola notables. No obstante, su probabilidad de ocurrencia es baja y desciende a medida que aumentan el periodo y la altura de ola, es decir, los oleajes más peligrosos son los de menor probabilidad de ocurrencia (< 1%).

En general, se observa un comportamiento uniforme para todos los casos. Los oleajes más largos llevan asociados alturas de ola mayores, además de verse afectados por los máximos factores de amplificación. Sin embargo, la probabilidad de que esto ocurra es mínima ya que su porcentaje de aparición en la serie DOW-LW es muy baja. Además, deben darse las coincidencias con el nivel de marea que favorece dicha amplificación.

En ambos diseños queda claro que los puestos de atraque más perjudicados son los situados en la pequeña dársena entre las terminales de carbón y de productos siderúrgicos y chatarra. Como se muestra en el apartado *3.1. Previsión de tráficos*, la terminal de carbón recibe 15 escalas anuales, lo que reduce la probabilidad de que los efectos resonantes coincidan con un buque atracado. Por otro lado, la terminal de productos siderúrgicos y chatarra dispone de cuatro puestos de atraque por lo que, en caso de riesgo de resonancia portuaria, podría hacer uso de los tres puestos de atraque en caso de no estar ya ocupados.

Tras analizar ambos diseños, se puede concluir que se obtienen mejores resultados para la alternativa 2 del dique curvo. A pesar de que sus coeficientes de amplificación son mayores, la cantidad de oleajes susceptibles de entrar en resonancia es menor y la altura media asociada a ellos también.

Como ya se ha mencionado al inicio de este apartado, es importante destacar que en los contornos adyacentes no aparecen elementos que puedan inducir a la liberación de la onda larga por rotura ya que en los acantilados presentes no llega a aparecer playa ni siquiera en pleamar, reflejando el oleaje en todo momento.

El periodo de onda larga se puede estimar como unas 10 veces el periodo pico del oleaje incidente, por lo tanto, los periodos resonantes obtenidos entre 160 y 190 segundos, podrían resultar peligrosos. Estos resultados se consideran aceptables para un diseño básico como el de este trabajo. Sin embargo, en un estudio más detallado sería conveniente realizar un análisis más preciso, siendo necesario, quizá, tomar medidas para evitar dichos valores (dragado, modificar la geometría interior…).

7. DISEÑO EN ALZADO

7.1. Dimensionamiento en alzado Nivel I

En este apartado se realiza un diseño de las secciones tipo de la obra. Como ya se ha explicado en el apartado *4.2 Tipología de las obras de abrigo*, debido a una serie de condicionantes, la tipología escogida para las estructuras principales es dique vertical, es decir, mediante cajones verticales.

Por su parte, en el apartado *6.2. Comprobaciones funcionales en planta*, se ha visto que es necesario crear un contradique de tipología en talud, compuesto por escollera, para disipar la energía incidente reflejada por los acantilados. Esto es posible ya que esta estructura no alcanza profundidades tan grandes como los diques principales.

Por lo tanto, en primer lugar se va a calcular la sección tipo de los cajones verticales correspondientes a los diques principales y posteriormente, se calcula la sección tipo del contradique formado por materiales sueltos.

Antes de comenzar con el cálculo de los diferentes elementos, es necesario definir el carácter general y operativo de la estructura, definido cada uno de ellos por una serie de índices.

- **Carácter general**

El carácter general de una obra se relaciona con la importancia de esa obra (por tramos) y la repercusión económica, social y ambiental producida en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad. Se define mediante dos índices:

- IRE: Índice de repercusión económica
- ISA: Índice de repercusión social y ambiental

El **IRE** se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\mathrm{IRE} = \frac{\mathrm{C_{RD}} + \mathrm{C_{RI}}}{\mathrm{C_0}}$$

Donde C_{RD} valora cuantitativamente las repercusiones económicas por la reconstrucción de la obra y C_{RI}, por cese o afección de las actividades económicas relacionadas con ella, en caso de producirse la destrucción o pérdida de operatividad total. Co es un parámetro económico de adimensionalización que toma valor de tres millones de euros.

A falta de un estudio de detalle, a continuación se presenta un cálculo simplificado:

- CRD se considera igual a la inversión inicial
- CRI se estima cualitativamente mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\mathrm{C_{RI}}}{\mathrm{C_0}} = \mathrm{C} \cdot (\mathrm{A} + \mathrm{B})$$

donde, A valora el ámbito del sistema económico y productivo, B la importancia estratégica del sistema económico y productivo, y, C la importancia de la obra para el sistema económico y productivo al que sirve (ROM 0.0-01.). Estos coeficientes se han definido como:

- A=5 (Nacional/Internacional)
- B=5 (Esencial)
- C=2 (Esencial)

$C_{RI} = 3M \cdot [2 \cdot (5+5)]] = 60M$ €

Se obtiene un IRE de:

$$\mathbf{IRE} = \frac{\mathbf{500M + 60M}}{\mathbf{3M}} = \mathbf{186.7 > 20 \rightarrow IRE\ ALTO}$$

El **ISA** se define como:

$$\mathrm{ISA} = \sum_{i=1}^{3} \mathrm{ISA_i}$$

- ISA_1: subíndice de posibilidad y alcance de pérdida de vidas humanas
- ISA_2: subíndice de daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico
- ISA_3: subíndice de alarma social (ROM 0.0-01.)

Se han considerado los siguientes valores:

- ISA_1=3 Bajo: La pérdida de vidas humanas es posible pero poco probable (accidental), afectando a pocas personas
- ISA_2=8 Alto: Daños irreversibles al ecosistema o pérdidas de unos pocos elementos muy importantes del patrimonio.
- ISA_3=5 Medio: Alarma social mínima asociada a valores de los subíndices ISA_1 e ISA_2 altos.

$$\mathbf{ISA = 3 + 8 + 5 = 16\ ;\ 5 < 16 < 20 \rightarrow Obras\ con\ repercusión\ social\ y\ ambiental\ baja}$$

Una vez calculados los dos índices, se puede definir la vida útil y la probabilidad de fallo de la estructura, siguiendo los criterios generales de proyecto de la ROM 0.0-01.

En su tabla 2.1 (ROM 0.0-01., pág. 56), define la vida útil mínima en función del valor del IRE:

Tabla 19. Tabla de vida útil mínima en función del IRE (ROM 0.0-01., pág. 56)

IRE	***≤5***	***6-20***	***>20***
Vida útil en años	15	25	50

En este caso, para un IRE tan alto, a la estructura le corresponde una vida útil mínima de 50 años, lo cual coincide con la vida útil calculada para las áreas de flotación y navegación en el apartado *6.1. Dimensionamiento en planta*.

Del mismo modo, para determinar la probabilidad de fallo de la estructura, se define en la tabla 2.2 de la ROM (ROM 0.0-01., pág. 57), lo siguiente:

Tabla 20. Tabla de probabilidad de fallo en función del ISA (ROM 0.0-01., pág. 57)

ISA	***< 5***	***5-19***	***20-29***	***≥ 30***
P_{fELU}	0.20	0.10	0.01	0.0001

Para el ISA obtenido, le corresponde una probabilidad de fallo del 10%.

Así pues, los valores obtenidos son los siguientes:

- Vida útil: V=50 años
- Probabilidad de fallo: P_{fELU}=0.10
  P_{fELS}=0.10

- **Carácter operativo**

Mediante el carácter operativo de una obra se valoran las repercusiones económicas, sociales y el impacto ambiental producidos cuando ésta deja de operar o reduce su nivel de operatividad.

El carácter operativo se establece mediante dos índices:

- IREO: Índice de repercusión económica operativo
- ISAO: Índice de repercusión social y ambiental operativo

El **IREO** se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\mathrm{IREO} = \mathrm{F} \cdot (\mathrm{D} + \mathrm{E})$$

donde, D, E y F evalúan la simultaneidad, intensidad y adaptabilidad de la demanda a la situación de parada. Se han definido con los siguientes valores:

- Coeficiente de simultaneidad: D=5 (opera todo el año, periodos simultáneos)
- Coeficiente de intensidad: habría que analizar por terminales pero, en conjunto, se le ha dado un valor de E=3 (intensivo)
- Coeficiente de adaptabilidad: F=1 (adaptabilidad media) (ROM 0.0-01.)

Así, el valor del IREO es:

$$\mathbf{IREO = 1 \cdot (5 + 3) = 8 \rightarrow Repercusión\ económica\ operativa\ media}$$

En cuanto al **ISAO**, se expresa como:

$$\mathrm{ISAO} = \sum_{i=1}^{3} \mathrm{ISAO_i}$$

donde:

- $ISAO_1$: subíndice de posibilidad y alcance de pérdida de vidas humanas. $ISAO_1=0$
- $ISAO_2$: subíndice de daños en el medio ambiente y en el patrimonio históricoartístico. $ISAO_2=4$
- $ISAO_3$: subíndice de alarma social. $ISAO_3=0$ (ROM 0.0-01.)

$$\mathbf{ISAO = 4 < 5 \rightarrow Sin\ repercusión\ social\ y\ ambiental\ significativa}$$

Una vez determinados ambos índices, se siguen los criterios de proyecto dependientes del carácter operativo (tablas 2.4, 2.5 y 2.6) (ROM 0.0-01., pág. 59):

Tabla 21. Operatividad mínima (ROM 0.0-01., pág. 59)

IREO	***< 5***	***6-20***	***≥ 20***
Operatividad, r_{fELO}	0.85	0.95	0.99

Tabla 22. Número de paradas operativas anuales (ROM 0.0-01., pág. 59)

ISAO	***< 5***	***5-19***	***20-29***	***≥ 30***
Número	10	5	2	0

Tabla 23. Duración máxima probable (horas) de una parada operativa en función del IREO y el ISAO (ROM 0.0-01., pág. 59)

	ISAO			
IREO	**< 5**	**5-19**	**20-29**	**≥ 30**
≤ 5	24	12	6	0
6-20	12	6	3	0
≥ 20	6	3	1	0

Además, en la ROM 1.0-09 “Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo” se definen estos valores en función del tipo de área abrigada y como se ve, coinciden con los calculados anteriormente.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE IRE [7]		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V_m) [7] (años)
	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráficos	r_3	Alto	50
		Puertos para tráficos especializados	$r_2(r_3)$ [1]	Medio (alto) [1]	25 (50) [1]

Imagen 80. Tabla 2.2.33 de la ROM 1.0-09 (ROM 1.0-09., pág. 172)

Para un puerto comercial como es el de Pasaia, diseñado para tráficos especializados que operan en su interior, le corresponde una vida útil mínima de 50 años si el tráfico manipulado resulta estratégico para la economía de la zona y para Gipuzkoa, en este caso, sí que lo es.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE ISA		P_{fELU}	P_{fELS}
	COMER-CIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique [1]	Mercancías peligrosas [2]	s_3	Alto	0.01	0.07
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas [1]	s_2	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s_1	No significativo	0.20	0.20

Imagen 81. Tabla 2.2.34 de la ROM 1.0-09 (ROM 1.0-09., pág. 173)

En este caso, hay que diferenciar dos tramos de estructura distintos. Por un lado, está el tramo del arranque del dique principal que sí dispone de zonas de almacenamiento adosadas en su parte interior. Mientras que los tramos medio y principal, no presentan éstas zonas en su parte posterior, por lo que les correspondería una probabilidad de fallo superior, del 20%.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE IREO		$r_{f,ELO}$
	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase		r_{o3}	Alto	0.99
		Sin zonas de almacena-miento u operación de mercancías adosadas al dique con adosadas a las que no les afecte el rebase	Con tráfico de graneles	r_{o2} [2]	Medio	0.95 [1]
			Con tráficos de pasajeros y de mercancía general regulares	r_{o3} [2]	Alto	0.99 [1]
			Con tráficos de mercan-cía general tramp	r_{o2} [2]	Medio	0.95 [1]

Imagen 82. Tabla 2.2.35 de la ROM 1.0-09 (ROM 1.0-09., pág. 175)

Al igual que sucedía anteriormente, para definir la operatividad mínima, hay que diferenciar el tramo del arranque con zonas de almacenamiento adosadas, y los tramos medio y principal sin zonas de almacenamiento adosadas, en cuyo interior se manipulan graneles y mercancía general

tramp. Al primero de ellos, le corresponde una operatividad del 99% mientras que para el resto, es suficiente con el 95% de operatividad.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE ISAO		N_m
	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas [1]	s_{o3}	Alto	2
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas	s_{o2}	Bajo	5
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o sólo con las que no les afecte el rebase		s_{o1}	No signif.	10

Imagen 83. Tabla 2.2.36 de la ROM 1.0-09 (ROM 1.0-09., pág. 176)

Finalmente, para el número de paradas operativas fijadas en la ROM 1.0-09 según el tipo de puerto abrigado, al tramo del arranque se le atribuyen 5 paradas anuales, mientras que al resto se le permiten 10 paradas anuales.

Con lo anterior, se puede definir el carácter operativo de la obra como:

- **Diques medio y principal**
  - r_{fELO} = 0.95
  - Nº paradas = 10
  - Duración = 12 horas
  - P_{fELU} = 0.20
- **Arranque recto**
  - r_{fELO} = 0.99
  - Nº paradas = 5
  - Duración = 6 horas
  - P_{fELU} = 0.10

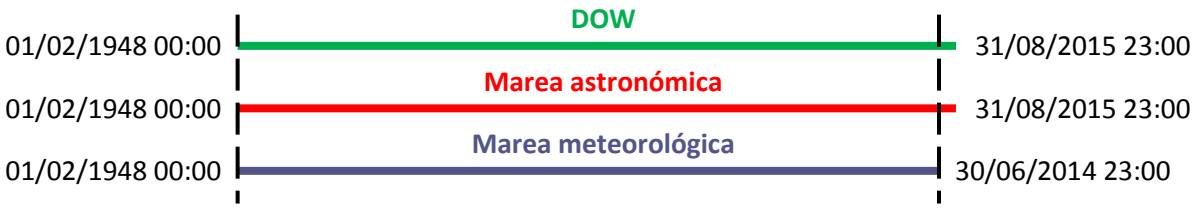
El caudal límite establecido es de 1 l/s/m de acuerdo al criterio fijado en el Eurotop (Eurotop, 2007, pág. 33) para el trasiego de peatones, considerando que únicamente accede el personal del puerto especializado y consciente de que se puede mojar.

Tabla 24. Límites de rebase para peatones (Eurotop, 2007, pág. 33)

	Caudal medio q (l/s/m)	***Máximo volumen $V_{máx}$ (l/m)***
Personal entrenado, protegido y dispuesto a mojarse	1-10	500
Peatones informados, no asustadizos, capaces de tolerar mojarse, con vista al mar	0.1	20-50

Con todo ello, ya se dispone de la información necesaria para comenzar con el cálculo de los elementos del dique pero antes de proceder al cálculo estructural, se realiza un cálculo funcional para determinar, de forma probabilística, la cota de coronación del espaldón del dique. En base a esta cota, se dimensionan todos los elementos de la sección.

Este cálculo funcional consiste en calcular el rebase producido por cada uno de los estados de mar horarios que conforman la serie de datos DOW. Hay que tener en cuenta la base de datos del nivel del mar y al no coincidir las fechas de inicio y fin, es necesario adaptar el cálculo al periodo común en ambas series de datos.



Una vez limitado el intervalo de tiempo común de las tres series (limitado en este caso por la serie de marea meteorológica) se calcula hora a hora, de forma probabilística, el caudal de rebase producido por cada estado de mar de la serie DOW, para las condiciones de nivel del mar correspondientes a ese mismo momento. Consiste en un proceso iterativo en el que la cota de coronación va aumentando hasta conseguir cumplir con las limitaciones operativas fijadas para el porcentaje de operatividad, número de paradas anuales y duración de la máxima parada, en cada uno de los tramos del dique.

En este caso, se ha comprobado que todos los estados de mar presentan condiciones pulsantes, al estar tratando con grandes profundidades, en torno a los 45 metros. La expresión utilizada es la siguiente, definida en el Eurotop (ecuación 7.15) para un diseño probabilístico de cajones verticales sometidos a un oleaje oblicuo (Eurotop, 2007, pág. 143):

$$q = \sqrt{gH_{m0}^3} \cdot 0.04 \cdot \exp\left(-2.6 \cdot \frac{Rc}{H_{m0} \cdot \gamma}\right)$$

donde el carácter probabilístico se introduce con el coeficiente de valor medio μ=2.6 al que se le asocia una desviación estándar de σ=0.8.

Y el coeficiente de oblicuidad introduce el efecto de la reducción del rebase como consecuencia de la oblicuidad del oleaje.

$\gamma = 1 - 0.0062 \cdot \beta$ para $0° < \beta < 45°$

$\gamma = 0.72$ para $\beta > 45°$

Hay que destacar que cada caudal de rebase calculado, es sometido a la corrección por efectos del viento, también definida en el Eurotop a través de la ecuación 7.21 (Eurotop, 2007, pág. 149).

$$f_{wind} = \begin{cases} 4.0 & \text{para } q \le 10^{-5} \quad m^3/s/m \\ 1.0 + 3 \cdot (-\log q - 4) & \text{para } 10^{-5} < q \le 10^{-4} \quad m^3/s/m \\ 1.0 & \text{para } q \ge 10^{-4} \quad m^3/s/m \end{cases}$$

Y el caudal corregido es: $q_{wind} = q \cdot f_{wind}$

La expresión del caudal depende del ángulo β, que es el ángulo que forma el oleaje incidente con la perpendicular de la estructura. Cada tramo de la estructura tiene una orientación específica, por lo que el ángulo β variará para cada tramo, y con ello, el coeficiente de oblicuidad γ.

En la siguiente tabla, se presenta la expresión utilizada para definir el ángulo β en cada uno de los tramos.

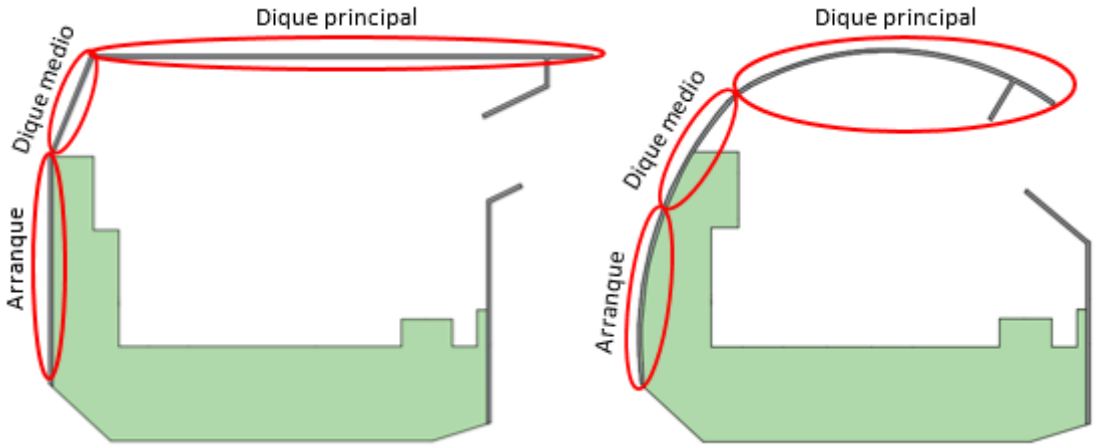


Imagen 84. Tramos definidos en las principales estructuras de abrigo

Tabla 25. Ángulo β según la orientación de cada tramo de dique

	Alternativa 1. Dique recto	***Alternativa 2. Dique curvo***
Arranque	Orientación del dique: 0° Dirección incidente: 180-360° β = Dirección – 270	Orientación del dique: -7°-0° Dirección incidente: 180-360° β = Dirección – (360 – (90 – Orientación))
Dique medio	Orientación del dique: 20° Dirección incidente: 180-360° β = Dirección – (360 – (90 - Orientación)) Dirección incidente: 0-20° β = Dirección + (90 – Orientación)	Orientación del dique: 0°-43° Dirección incidente: 180-360° β = Dirección – (360 – (90 - Orientación)) Dirección incidente: 0-90° β = Dirección + (90 – Orientación)
Dique principal	Orientación del dique: 90° Dirección incidente: 180-360° β = 360 – Dirección	Orientación del dique: -90° - -121° Dirección incidente: 180-360° β = 360 – Dirección – (Orientación – 90)

	Dirección incidente: 0-90° β = Dirección	Dirección incidente: 0-90° β = Dirección + (Orientación – 90) Orientación del dique: 90°-121° Dirección incidente: 180-360° β = 360 – Dirección + (Orientación – 90) Dirección incidente: 0-90° β = Dirección – (Orientación – 90)

Para estas orientaciones, tras las iteraciones necesarias, se obtienen los resultados en cuanto a cota de coronación. Al tratarse de distintos tramos, donde cada uno de ellos presenta una orientación y unas condiciones de operatividad distintas, se obtienen cotas de coronación diferentes en cada uno de ellos. Por lo que la cota de coronación del espaldón no es uniforme en toda la estructura sino que varía, aumentando o reduciéndose progresivamente.

En los siguientes esquemas se presentan las cotas de coronación correspondientes a algunos puntos principales. Entre ellos, la cota aumenta o se reduce de forma gradual. En el caso del dique recto, las cotas de coronación corresponden a cada tramo, no a puntos singulares.

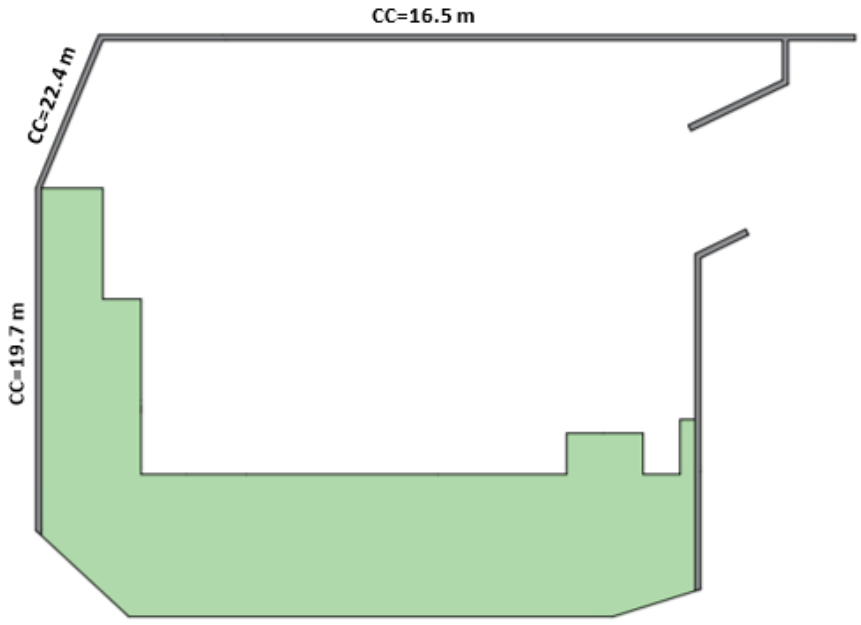


Imagen 85. Cotas de coronación Alternativa 1

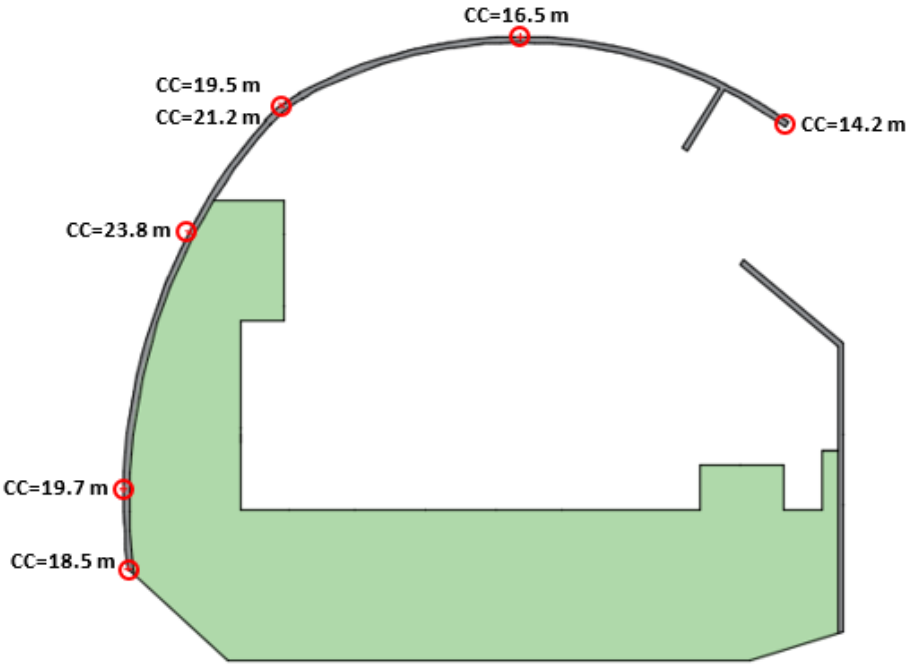


Imagen 86. Cotas de coronación Alternativa 2

Una vez calculadas las cotas de coronación de cada tramo, se procede al cálculo estructural de las obras de abrigo.

El método de cálculo utilizado en este apartado es el Nivel I, es decir, mediante coeficientes de seguridad (coeficientes globales) y, por lo general, con criterios deterministas.

A continuación se presenta el cálculo de cada uno de los elementos del dique, según las condiciones de cálculo específicas y en base a una serie de criterios y buenas prácticas establecidos.

CAJONES VERTICALES

En primer lugar, se presenta el diseño de los cajones verticales para cada uno de los tramos de la estructura, concretamente, se calcula la anchura mínima de los cajones para resistir las cargas del oleaje. Es importante destacar que se han considerado cajones de 30 metros de puntal, coronados a la cota +7.50 metros. Como se ha visto, la máxima pleamar registrada alcanza los 4.97 metros, por lo que la cota de coronación de los cajones deja un margen conservador, superior a los 2.50 metros para facilitar los trabajos sobre ellos y compensar los posibles asentamientos.

Antes de comenzar con los cálculos, se deben definir las condiciones de cálculo.

Se le asignado a la estructura una vida útil de 50 años y una probabilidad de fallo a lo largo de esa vida útil del 10 o 20%, según el tramo. A estos datos les corresponde un periodo de retorno de:

$$\mathrm{Tr} = \frac{1}{1-(1-\mathrm{P_{fELU}})^{1/\mathrm{V}}}$$

Obteniéndose Tr=475 años para P_{fELU}=0.10

Tr=225 años para P_{fELU}=0.20

Estos periodos de retorno se pueden relacionar con la altura de ola significante a través del régimen extremal descrito en el capítulo *5. Caracterización del clima marítimo*.

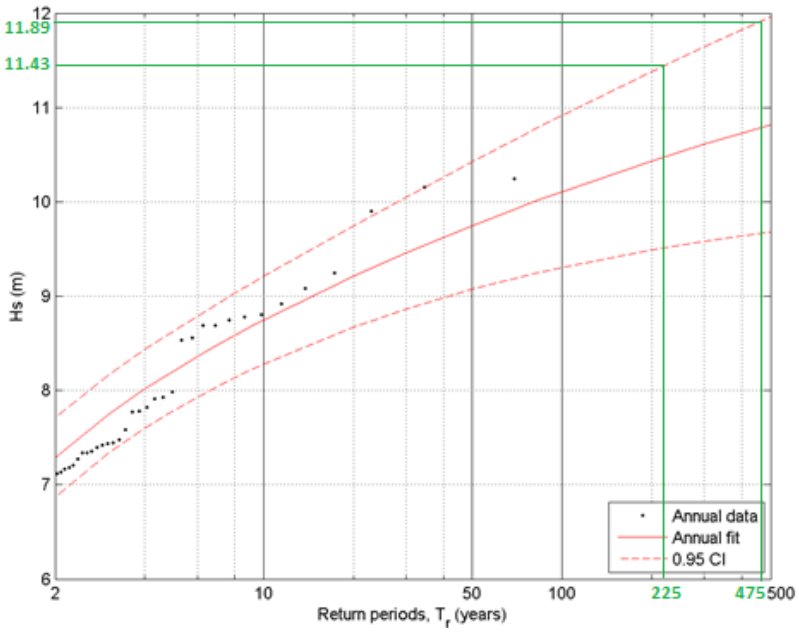


Imagen 87. Alturas significantes de cálculo

Se obtiene H_s=11.89 metros para T_r=475 años

H_s=11.43 metros para T_r=225 años

El resto de parámetros se obtienen relacionados con la altura de ola significante a través de un ajuste de su gráfico de dispersión. Para el caso del periodo de pico, se ha realizado un ajuste cuadrático para el valor medio, al resultar el de mayor calidad.

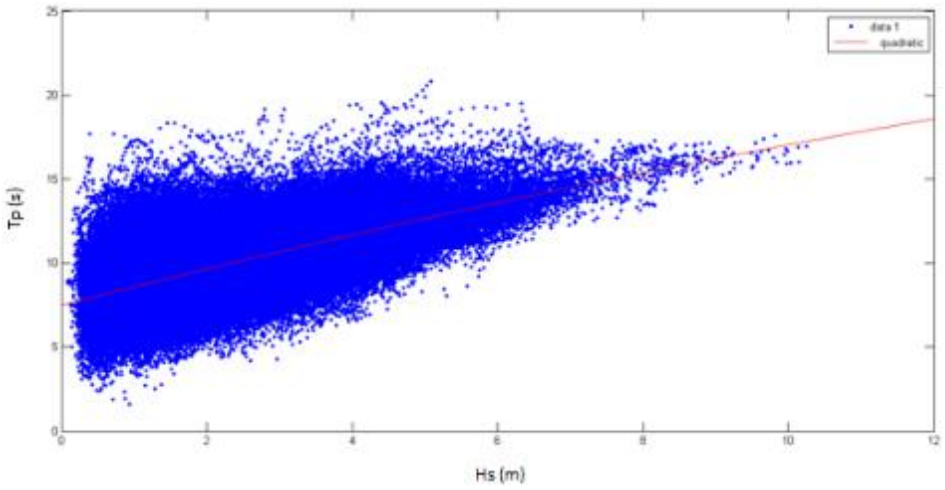


Imagen 88. Relación Hs-Tp

La ecuación del ajuste toma la siguiente forma: $\mathrm{Tp} = -0.0155 \cdot \mathrm{Hs}^2 + 1.1106 \cdot \mathrm{Hs} + 7.4844$

Finalmente, para la dirección no se puede establecer una relación como para el periodo de pico y ya se ha demostrado que el intervalo de direcciones más desfavorable es el abanico de 25° centrado en la dirección NW. Analizando la serie de datos DOW, se observa que la máxima altura de ola de toda la serie, procede con un ángulo de 316.38° y será este valor el escogido para realizar los cálculos en este apartado.

A continuación se resumen los parámetros utilizados en el cálculo para cada uno de los tramos:

Tabla 26. Parámetros de cálculo según los tramos

	Tr (años)	***Hs (m)***	***Tp (s)***	***Dir (°)***
Arranque	475	11.89	18.50	316.38
Dique medio	225	11.43	18.15	316.38
Dique principal	225	11.43	18.15	316.38

La pendiente del fondo en todos los tramos se considera uniforme e igual a 1.5%. Además, para el diseño de los cajones se considera el nivel del mar más desfavorable que se corresponde con la pleamar ya que permite alturas de ola mayores, además de ofrecer un nivel superior al alcance de la ola.

- **ALTERNATIVA 1**

- **Dique principal recto**

La profundidad en este tramo, varía desde los 40 metros en el morro hasta los 46 metros en la unión con el tramo medio. Se han realizado los cálculos para ambas profundidades, obteniéndose valores mayores a mayor profundidad.

En primer lugar, se calculan los dos parámetros geométricos principales definidos en el PROVERBS (PROVERBS, 1999, pág. 32):

- $h_b^* = h_b / h_s$
- $H_s^* = H_s / h_s$

Donde h_b: altura de la banqueta de cimentación
h_s: profundidad a pie de dique, sin tener en cuenta la banqueta
H_s: altura de ola significante

En este caso, se toma la altura de ola significante de 11.43 metros y, para comenzar los cálculos, la profundidad de 46 metros a la que se le asocia una longitud de onda de 349 metros.

Los valores obtenidos son los siguientes:

- $h_b^* = 0.46$
- $H_s^* = 0.22$

En base a estos valores, el PROVERBS ofrece un diagrama dónde se puede determinar el tipo de cargas que afectan al dique y en función de éstas, determinar la formulación a utilizar para el diseño.

En este caso, existen fuerzas impulsivas que habrán de tenerse en cuenta a continuación.

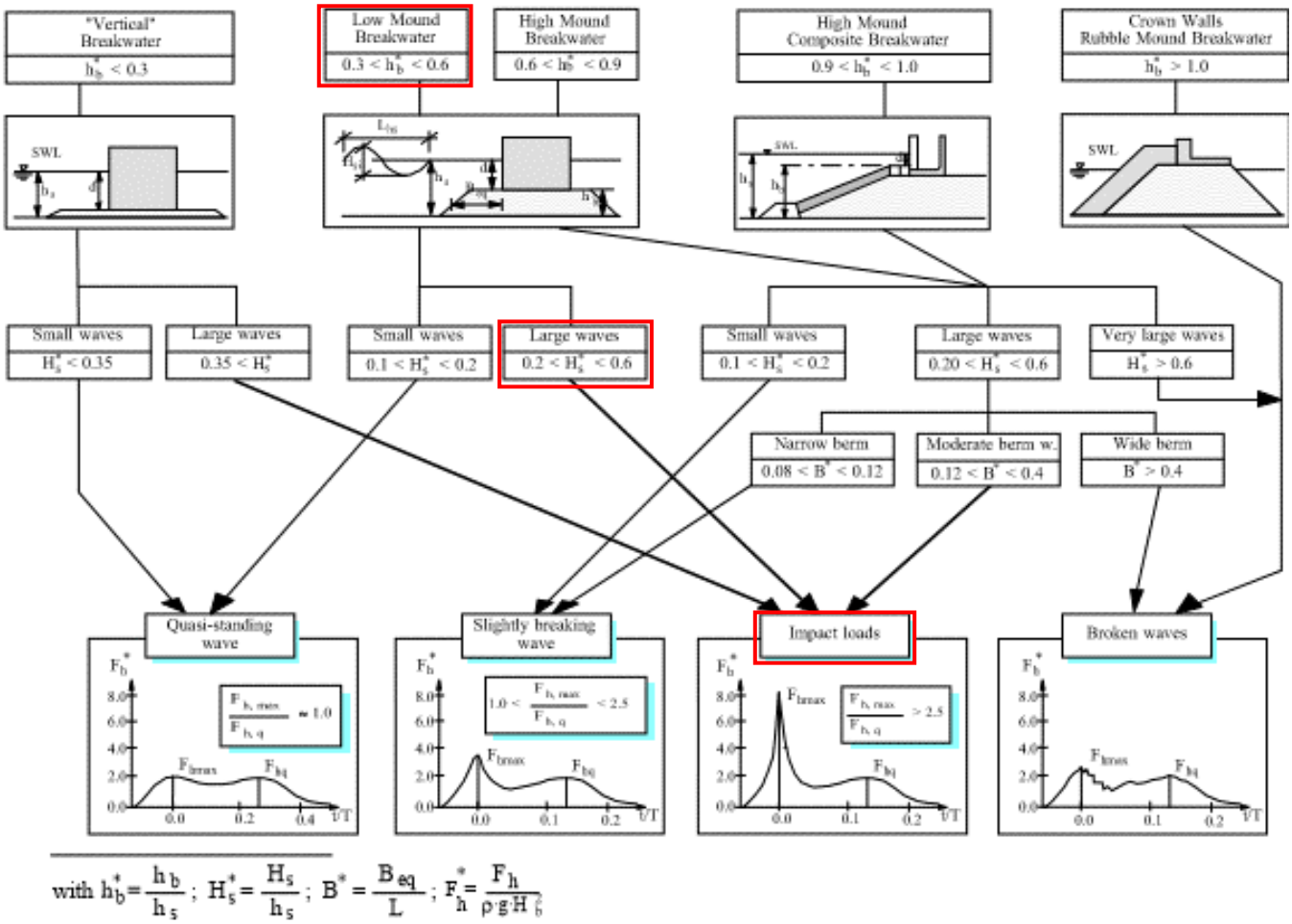


Imagen 89. Diagrama resumen para determinar el tipo de cargas sobre los cajones (PROVERBS, 1999, pág. 32)

Antes de continuar con el diseño, se comprueba que la ola de cálculo no rompe frente a la estructura mediante la formulación de Goda.

$$Hb = 0.17 \cdot Lo\left\{1 - \exp\left[-1.5\frac{\pi \cdot h_b}{Lo}(1 + 15 \cdot \tan(\beta_s)^{4/3}\right]\right\}$$

Donde se obtiene una Hb=34.03 metros. Como era de esperar, no se produce la rotura del oleaje en profundidades tan elevadas.

A continuación se calcula el rebase de forma determinista con la condición de olas impulsivas:

$$q = h_*^2 \cdot \sqrt{g \cdot h_s^3} \cdot 2.8 \cdot 10^{-4} \cdot \left(h_* \cdot \frac{Rc}{H_{m0}}\right)^{-3.1}$$

Obteniéndose un caudal elevado de 1.58 $m^3/s/m$.

La aparición de ondas impulsivas exige la utilización de la fórmula de Goda-Takahashi para el diseño de la anchura de los cajones.

El procedimiento es el siguiente:

- **Cálculo de los coeficientes de Goda**

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\cdot\left[\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\operatorname{senh}\left(\frac{4\pi h}{L}\right)}\right]^2$$

$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{h_b - d}{3h_b}\left(\frac{H_I}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_I}\right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h}\left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}\right]$$

Donde α_1: Representa el efecto del periodo de las olas en la presión ejercida por el oleaje

α_2: Representa el aumento en las presiones por la presencia del talud de la cimentación ya que las olas se asomeran por la presencia de la banqueta

α_3: Se obtiene asumiendo una distribución lineal de presiones (Diques Verticales. Diseño estructural I)

- **Modificación de Takahashi (1994) por el CEM**

$$\alpha_2 = \text{máximo}\ \{\alpha_2\ \text{definido por Goda}, \alpha_I\}\ \text{donde}\ \alpha_I = \alpha_{I0}\cdot\alpha_{I1}$$

$$\begin{cases} \alpha_{I0} = \frac{H_I}{d} & \text{para } H_I \le 2d \\ \alpha_{I0} = 2 & \text{para } H_I > 2d \end{cases}$$

$$\delta_{22} = -0.36\cdot\left(\frac{B_m}{L} - 0.12\right) + 0.93\cdot\left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6\right)$$

$$\begin{cases} \delta_2 = 4.9\cdot\delta_{22} & \text{para } \delta_{22} \le 0 \\ \delta_2 = 3\cdot\delta_{22} & \text{para } \delta_{22} > 0 \end{cases}$$

$$\delta_{11} = 0.93\cdot\left(\frac{B_m}{L} - 0.12\right) + 0.36\cdot\left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6\right)$$

$$\begin{cases} \delta_1 = 20\cdot\delta_{11} & \text{para } \delta_{11} \le 0 \\ \delta_1 = 15\cdot\delta_{11} & \text{para } \delta_{11} > 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha_{11} = \frac{\cos\delta_2}{\cos\delta_1} & \text{para } \delta_2 \leq 0 \\ \alpha_{11} = \frac{1}{\cosh\delta_1 \cdot (\cosh\delta_2)^{1/2}} & \text{para } \delta_2 > 0 \end{cases}$$

Condiciones de cálculo: Las condiciones de cálculo de esta formulación son altura de ola máxima definida como el 1.8 veces la altura de ola significante, periodo de pico y pleamar.

Se introduce el concepto de rotura a una distancia igual a cinco veces la altura de ola significante y el máximo run-up alcanzado por la ola:

$$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos\beta) \cdot H_I$$

Además, Goda introduce una corrección para la oblicuidad del oleaje que consiste en reducir 15° el ángulo β que forma el oleaje con la perpendicular a la estructura.

Una vez calculados todos estos parámetros, se procede al cálculo de las presiones sobre el cajón:

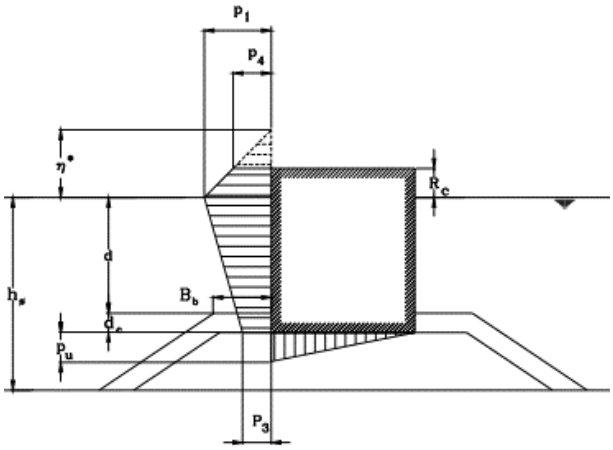


Imagen 90. Diagrama de presiones

$$P_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_2\cos^2\beta) \cdot \rho \cdot g \cdot H_I$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}$$

$$P_3 = \alpha_3 \cdot P_1$$

$$P_4 = 2.53 \cdot P_1/\eta^*$$

$$P_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho \cdot g \cdot H_I$$

Dichas presiones y subpresiones se transforman en fuerzas horizontales y verticales y a partir de ellas, fijando unos coeficientes mínimos de seguridad al deslizamiento y al vuelco del cajón, se obtiene la anchura mínima necesaria que debe tener el cajón para garantizar su resistencia. Esos coeficientes de seguridad se han tomado como 1.4.

- Deslizamiento:

$$CSD = \frac{\mu \cdot (W - Fv)}{Fh}$$

Con $\mu = 0.7$ (ROM 0.5-05)

- Vuelco:

$$CSV = \frac{Mw}{(M_{FH} + M_{FV})}$$

Hasta el momento, se ha presentado un caso en el que se dan fuerzas impulsivas. En caso contrario, el procedimiento a seguir es exactamente el mismo, eliminando la modificación de Takahashi para el parámetro α_2 y tomando directamente el valor establecido por Goda.

Podría darse el caso en el que las olas incidentes sobre los cajones reúnan las condiciones de ondas cuasi-estacionarias (h_b*<0.3 y H_s* <0.35) por lo que habría que utilizar la formulación de Sainflou. En este apartado no se da el caso, ya que ambos parámetros son siempre mayores a los valores límite. Además, se produce rebase por lo que Sainflou se sale del rango de aplicación.

Con todo lo explicado anteriormente, se han realizado los cálculos para los tramos medio y principal de la estructura de abrigo para las dos alternativas. A continuación se presentan los resultados en las tablas 27 y 28.

Para el diseño de los cajones, se han considerado cajones formados en un 50% por hormigón armado y otro 50% con material de relleno cuyas densidades son:

- ρ_H=2500 kg/m^3
- ρ_S=2200 kg/m^3

Es importante tener en cuenta el efecto de la flotación, es decir, considerar el peso sumergido de los elementos, restando el peso específico del agua.

Se han definido varios puntos críticos para los cuales, se ha calculado la anchura necesaria para los cajones. Los resultados obtenidos son los siguientes:

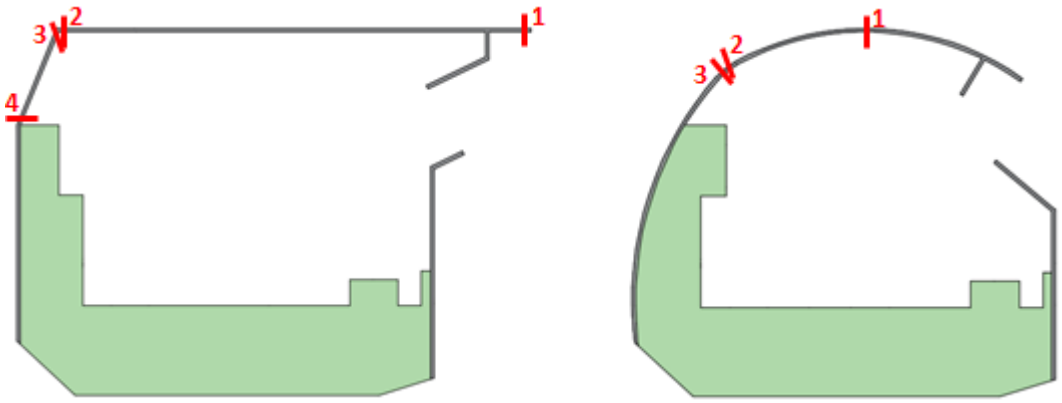


Imagen 91. Puntos objetivo para el cálculo de la anchura de los cajones

ALTERNATIVA 1

Tabla 27. Resultados de presiones, fuerzas y anchura del cajón para la Alternativa 1: Dique recto

	h_b*	H_s*	F_H (kN/m)	F_V (kN/m)	M_H (kN·m/m)	M_V (kN·m/m)	$B_{deslizamiento}$ (m)	B_{vuelco} (m)
Punto 1	0.39	0.25	6456.9	73.5·(B+2)	123512.9	49.0·(B+2)^2	19.10	18.48
Punto 2	0.46	0.22	6551.1	72.6·(B+2)	125601.0	48.4·(B+2)^2	19.48	18.63
Punto 3	0.46	0.22	7069.5	76.5·(B+2)	135931.3	51.0·(B+2)^2	21.73	19.53
Punto 4	0.39	0.25	6938.2	77.5·(B+2)	133102.0	51.7·(B+2)^2	21.20	19.34

ALTERNATIVA 2

Tabla 28. Resultados de presiones, fuerzas y anchura del cajón para la Alternativa 2: Dique curvo

	h_b*	H_s*	F_H (kN/m)	F_V (kN/m)	M_H (kN·m/m)	M_V (kN·m/m)	$B_{deslizamiento}$ (m)	B_{vuelco} (m)
Punto 1	0.43	0.24	6503.3	73.0·(B+2)	124550.4	48.7·(B+2)^2	19.29	18.56
Punto 2	0.42	0.24	7416.6	77.8·(B+2)	149977.7	51.9·(B+2)^2	23.22	20.63
Punto 3	0.42	0.24	7599.1	77.9·(B+2)	157617.7	51.9·(B+2)^2	23.99	21.20

Para el tramo de arranque, al contener relleno en el trasdós, el cálculo es diferente ya que se debe tener en cuenta, además de las cargas del oleaje, el empuje del relleno que contrarresta dichas cargas.

Antes de comenzar con el cálculo, hay que fijar la cota de coronación de los muelles interiores, ya que ésta determina el volumen de relleno necesario. Para ello, la ROM 3.1-99 fija en su apartado *7.4. Niveles de Coronación de Muelles* los criterios de explotación en los cuales establece el nivel de los muelles en función del Nivel Medio de Operación de las aguas, incrementando la cota en función del desplazamiento de los mayores buques que operen en cada muelle. (ROM 3.1-99. , pág. 235)

Para embarcaciones no deportivas, como son las de este trabajo, fija los siguientes criterios:

- Buques de gran desplazamiento ($\Delta > 10000$ t) = +2.50 m
- Buques de desplazamiento medio (1000 t > $\Delta > 10000$ t) = +2.00 m
- Buques de desplazamiento pequeño ($\Delta \leq 1000$ t) excepto embarcaciones deportivas = +1.50 m

Teniendo en cuenta que los cajones coronan a la cota +7.50 m y la máxima pleamar es de 4.97 m, el margen entre la coronación de los cajones y el nivel medio del mar siempre es superior a los 2.50 metros. Por lo que se opta por coronar los muelles interiores a la misma cota que los cajones de la obra de abrigo, a la +7.50 metros.

Para el cálculo del empuje del relleno en el trasdós de los cajones del tramo del arranque del dique, se ha utilizado la teoría de Rankine para el cálculo de empujes en terrenos granulares, propuesto en la ROM 0.5-05 para el caso particular de terreno horizontal (ROM 0.5-05, pág. 296).

Para este caso particular de trasdós vertical, las componentes Ph y Pv de la presión a profundidad z toman la siguiente expresión:

- $P_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda_h$
- $P_v = \gamma \cdot z \cdot \lambda_v$

Y el empuje corresondiente:

- $E_h = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_h$
- $E_v = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_v$

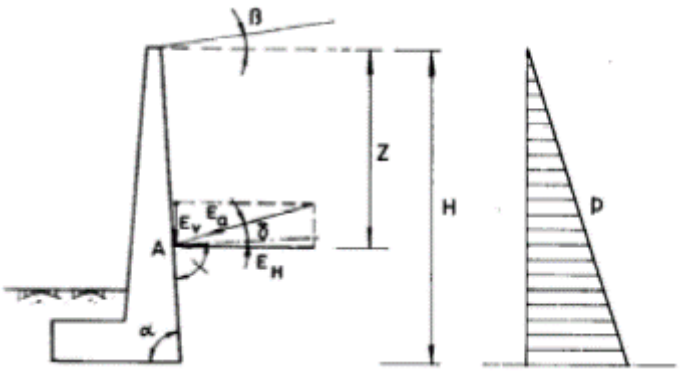


Imagen 92. Diagrama de presiones y empujes

Donde β: ángulo de la superficie

δ: ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro

φ: ángulo de rozamiento interno del terreno

En este caso, consultando los datos aportados por Lambe & Whitman sobre los ángulos de rozamiento interno de diversos materiales, se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 29. Valores para el ángulo de rozamiento interno de diversos materiales

Tabla 11.3 Resumen de datos sobre ángulos de fricción para su utilización en anteproyectos

	Ángulos de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual		Para la resistencia máxima			
					Compacidad media		Compacta	
Clasificación	ϕ(°)	Talud (vert. a hor.)	ϕ_{res}(°)	tg ϕ_{rv}	ϕ(°)	tg ϕ	ϕ(°)	tg ϕ
Limo (no plástico)	26 a 30	1: 2 a 1: 1.75	26 a 30	0.488 a 0.577	28 a 32	0.532 a 0.625	30 a 34	0.577 a 0.675
Arena uniforme fina a media	26 a 30	1: 2 a 1: 1.75	26 a 30	0.488 a 0.577	30 a 34	0.577 a 0.675	32 a 36	0.675 a 0.726
Arena bien graduada	30 a 34	1: 1.75 a 1: 1.50	30 a 34	0.577 a 0.675	34 a 40	0.675 a 0.839	38 a 46	0.839 a 1.030
Arena y grava	32 a 36	1: 1.60 a 1: 1.40	32 a 36	0.625 a 0.726	36 a 42	0.726 a 0.900	40 a 48	0.900 a 1.110

Según B.K. Hough, *Basic Soils Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

Nota. Dentro de cada gama se asignan los valores menores si las partículas son redondeadas y si existe un contenido importante de lutita blanda o mica, mientras que los valores más elevados corresponden a partículas duras, angulosas. Utilícense menores valores para presiones normales altas que para presiones moderadas.

Se considera arena bien graduada, por lo que se coge el valor medio de 32° para su ángulo de rozamiento interno.

La densidad de la arena para determinar su peso específico se ha tomado como 1600 kg/m^3.

Hay que destacar otra particularidad y es que la coronación del relleno es horizontal, es decir, suelo sin pendiente, por lo que se toma $\beta = 0$. Además, según las recomendaciones, para un muro liso, $\delta = 0$. Por lo tanto: $\beta = \delta = 0$ con lo que se obtiene:

$$\lambda_h = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi}$$

$$\lambda_v = 0$$

Además, se debe tener en cuenta la carga transmitida al relleno por parte de las instalaciones, maquinaria, edificios, etc. que se instalen en las terminales. Como simplificación, se ha considerado como una carga uniformemente repartida e igual para toda la superficie, independientemente de la terminal bajo la que se esté trabajando.

En base a información obtenida de la sobrecarga que generan las diferentes terminales del puerto de Santander sobre la explanada, se ha realizado una media ponderada en función de la superficie ocupada por cada terminal, obteniéndose un valor medio de 2.5 T/m^2.

Con todo lo anterior y contrarrestando el efecto de la presión hidrostática en la parte exterior del cajón, se obtiene un empuje originado por el relleno de 1065.5 kN/m aplicado a una distancia de 15 metros medidos desde la base.

Una vez explicado, se inician los cálculos siendo necesario diferenciar dos situaciones con el paso de la ola: cresta y seno, ya que la reducción de la presión hidrostática en la situación de seno, hace que el empuje del relleno pueda ocasionar desplazamiento del cajón hacia la parte exterior.

ALTERNATIVA 1

- **Cresta**

El punto crítico en este caso es el más lejano de la costa.

Como se ha visto, en este caso H_s y T_p son diferentes a los dos tramos calculados anteriormente.

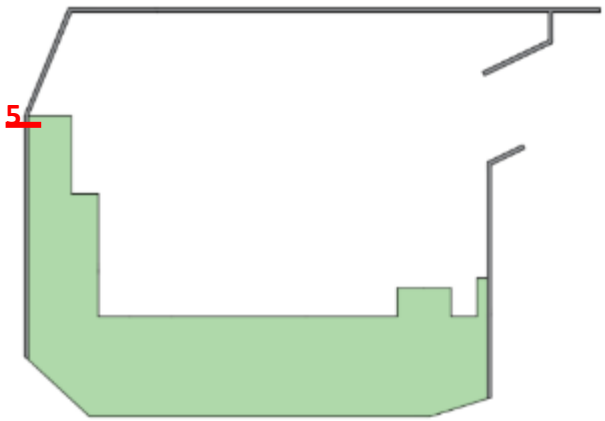


Imagen 93. Punto de cálculo de los cajones con relleno

El procedimiento consiste en calcular las presiones producidas por el oleaje de la misma forma que en los casos anteriores y sustraer el efecto del empuje por parte del relleno interior.

Los resultados obtenidos para la cresta se resumen a continuación:

Tabla 30. Resultados para el punto de cálculo del tramo de relleno en cresta

	h_b*	H_s*	F_H (kN/m)	F_V (kN/m)	M_H (kN·m/m)	M_V (kN·m/m)	$B_{deslizamiento}$ (m)	B_{vuelco} (m)
Punto 5	0.39	0.26	6996.8	75.5·(B+2)	141405.0	50.3·(B+2)^2	21.41	19.93

- **Seno**

Para el cálculo del seno se utilizan dos métodos distintos y se escogerá el resultado más conservador.

Por un lado, está el método propuesto por Sainflou (1928) (Diques Verticales. Diseño estructural II), que se resumen en el siguiente diagrama de presiones:

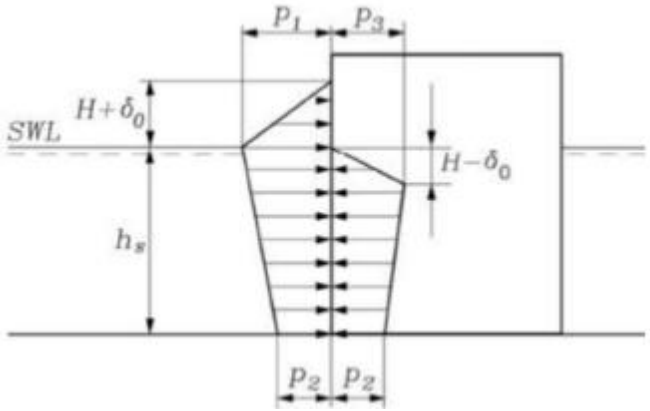


Imagen 94. Diagrama de presiones para el seno por Sainflou

Donde

$$\delta_0 = \frac{\pi \cdot H^2}{L} \cdot \coth \frac{2 \cdot \pi \cdot h_s}{L}$$

En este caso, el efecto del empuje se suma a las presiones originadas con el seno de la ola, en sentido exterior del cajón. Las subpresiones no se tienen en cuenta en este caso.

Tabla 31. Resultados para el punto de cálculo del tramo de relleno en seno por Sainflou

	F_H (kN/m)	F_V (kN/m)	M_H (kN·m/m)	M_V (kN·m/m)	$B_{deslizamiento}$ (m)	B_{vuelco} (m)
Punto 5	2686.4	-	31884.8	-	7.32	5.35

Por su parte, Goda (1985) propone un método de gráficas en el que se obtienen los valores del empuje y el brazo de aplicación a partir del peralte de la ola la profundidad relativa.

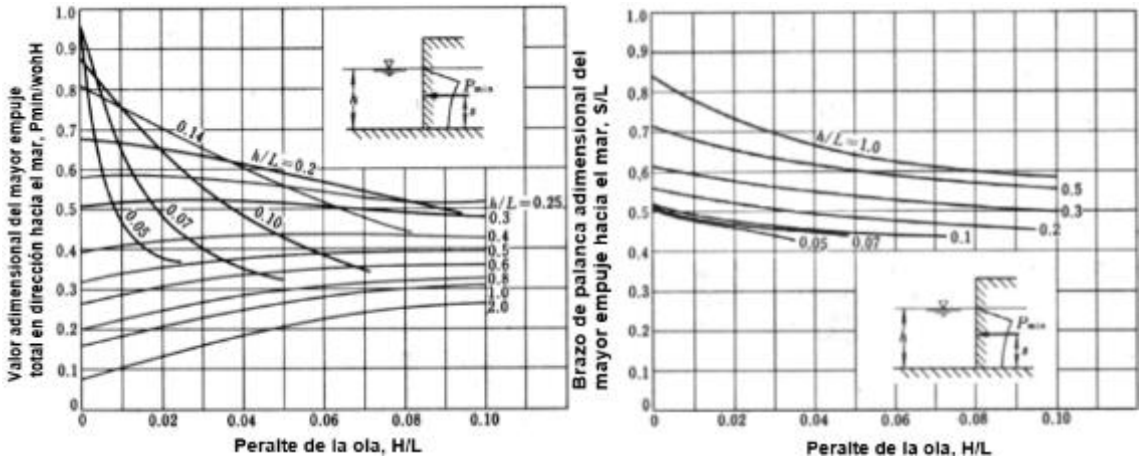


Imagen 95. Figuras propuestas por Goda para el cálculo de las presiones en el seno de la ola

Tabla 32. Resultados para el punto de cálculo del tramo de relleno en seno por Goda

	F_H (kN/m)	F_V (kN/m)	M_H (kN·m/m)	M_V (kN·m/m)	$B_{deslizamiento}$ (m)	B_{vuelco} (m)
Punto 5	2114.9	-	25019.3	-	7.31	5.75

El método de Sainflou parece comportarse mejor que el desarrollado por Goda, además de ofrecer un resultado más conservador, por lo que se opta por seleccionar los valores obtenidos con el método de Sainflou.

ALTERNATIVA 2

Repitiendo el procedimiento anterior para la alternativa 2, se obtienen los siguientes resultados para los dos puntos de cálculo señalados:

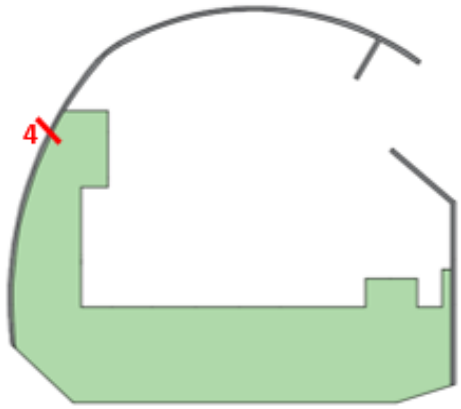


Imagen 96. Punto de cálculo de los cajones con relleno

- **Cresta**

Tabla 33. Resultados para el punto de cálculo del tramo de relleno en cresta

	h_b*	H_s*	F_H (kN/m)	F_V (kN/m)	M_H (kN·m/m)	M_V (kN·m/m)	$B_{deslizamiento}$ (m)	B_{vuelco} (m)
Punto 4	0.33	0.29	8083.9	82.3·(B+2)	173846.1	54.9·(B+2)^2	24.90	23.61

- **Seno Sainflou**

Tabla 34. Resultados para el punto de cálculo del tramo de relleno en seno por Sainflou

	F_H (kN/m)	F_V (kN/m)	M_H (kN·m/m)	M_V (kN·m/m)	$B_{deslizamiento}$ (m)	B_{vuelco} (m)
Punto 4	2876.5	-	31999.7	-	7.32	5.36

- **Seno Goda**

Tabla 35. Resultados para el punto de cálculo del tramo de relleno en seno por Goda

	F_H (kN/m)	F_V (kN/m)	M_H (kN·m/m)	M_V (kN·m/m)	$B_{deslizamiento}$ (m)	B_{vuelco} (m)
Punto 4	2114.9	-	25019.3	-	7.97	5.09

Una vez calculadas todas las anchuras de los cajones para las diferentes condiciones de cálculo características de cada punto, se debe seleccionar el valor más desfavorable para cada de una de la alternativas, de tal forma que se coloque cajones iguales a lo largo de toda la traza del dique para simplificar el proceso constructivo.

A continuación se adjunta un esquema donde se reflejan las anchuras máximas obtenidas en cada uno de los puntos de cálculo.

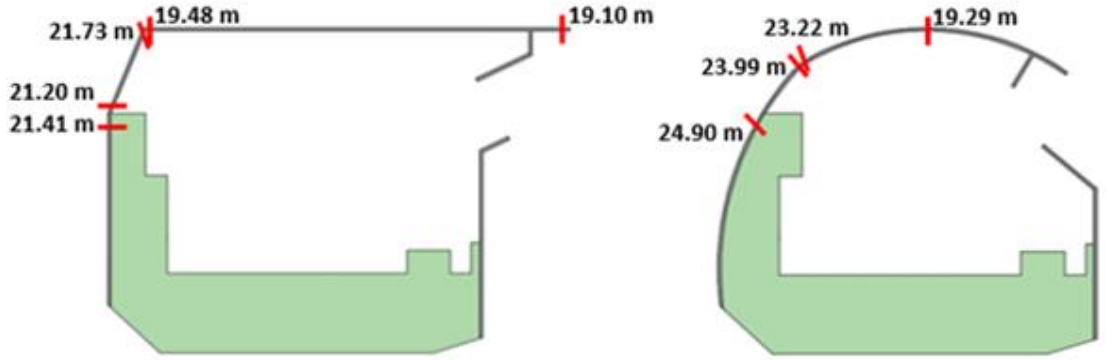


Imagen 97. Anchuras máximas del cajón obtenidas en cada punto

Analizando el esquema anterior, se concluye que los cajones **para la alternativa 1 serán de 22 metros de manga**. Mientras que **la alternativa 2 exige una anchura de 25 metros**. El puntal de los cajones en ambas alternativas es de 30 metros.

Para concluir este apartado, se realiza una comprobación final para demostrar el carácter conservador que se le ha otorgado al diseño. En todos los casos, la relación de los parámetros geométricos definidos por el PROVERBS han mostrado la presencia de olas impulsivas frente a los cajones. Sin embargo, en este mismo documento, existe una comprobación para determinar la cantidad de olas impulsivas que inciden sobre la estructura, en forma de porcentaje.

Para ello, define una serie de parámetros:

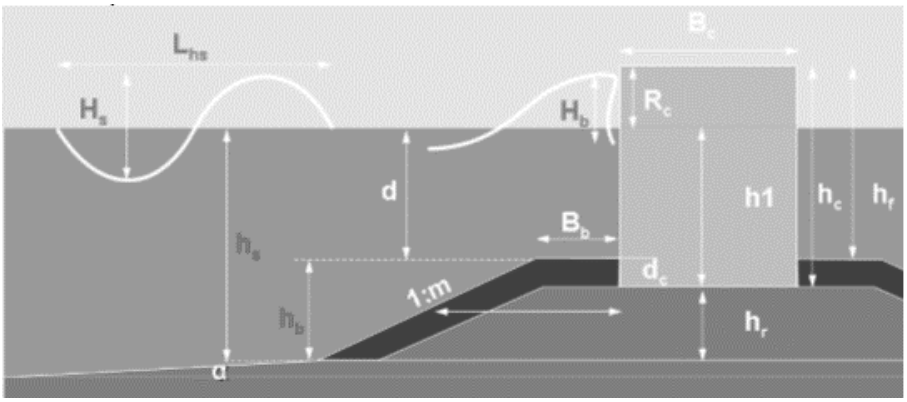


Imagen 98. Esquema de los parámetros definidos por el PROVERBS (Diques Verticales. Diseño estructural II)

Anchura de la berma equivalente:

$$B_{eq} = B_b + m \cdot \frac{h_b}{2}$$

Parámetro empírico:

$$K_b = 0.0076 \cdot \left(\frac{B_{eq}}{d}\right)^2 - 0.1402 \cdot \left(\frac{B_{eq}}{d}\right) + 1$$

Altura de ola de rotura sobre la berma:

$$H_{bc} = \left[0.1025 + 0.0217 \cdot \left(\frac{1 - Cr}{1 + Cr}\right)\right] \cdot Lpi \cdot \tanh\left(\frac{2\pi \cdot K_b \cdot h_s}{Lpi}\right)$$

Donde Cr es el coeficiente de reflexión y Lpi la longitud de onda asociada al periodo de pico en la profundidad h_s.

Altura de ola de transición entre olas impulsivas y rotas:

$$H_{bs} = 0.1242 \cdot Lpi \cdot \tanh\left(\frac{2\pi \cdot h_s}{Lpi}\right)$$

Porcentaje total de olas rotas e impulsivas:

$$P_b = \exp\left[-2 \cdot \left(\frac{H_{bc}}{H_{si}}\right)^2\right]$$

Porcentaje de olas impulsivas:

$$P_i = \left[exp\left[-2 \cdot \left(\frac{H_{bc}}{H_{si}}\right)^2\right] - exp\left[-2 \cdot \left(\frac{H_{bs}}{H_{si}}\right)^2\right]\right]$$

Tras calcular estos valores para cada uno de los tramos con sus correspondientes valores de Hs, Tp, profundidad y demás parámetros característicos, se obtiene un porcentaje de olas impulsivas para todos los puntos inferior al 0.01%.

En el documento PROVERBS, se puede encontrar el siguiente criterio en función del porcentaje Pi:

- Pi < 2% Poca rotura, no hay olas impulsivas
- 2% < Pi < 10% La rotura del oleaje provoca impacto
- Pi > 10% Importante rotura del oleaje provocando olas impulsivas o rotas

Por lo tanto, en este trabajo se podían haber despreciado los efectos de las fuerzas impulsivas. No obstante, todos los cálculos se han realizado teniendo en cuenta dichas cargas, lo cual le da un carácter conservador a la estructura.

Una vez diseñados los cajones verticales, se diseñan el resto de elementos estructurales como son la banqueta de cimentación y el bloque de guarda.

Para el manto de la banqueta formado por dos capas de escollera, se utiliza la formulación desarrollada por Tanimoto, Yagyu y Goda (1982) válida para oleaje oblicuo (Diques Verticales. Diseño estructural I).

El efecto del oleaje sobre el pie de la estructura es más desfavorable cuanto menor es la profundidad, por lo que para este diseño, se ha seleccionado la sección con menor profundidad y el nivel de cálculo corresponde a la bajamar, de tal forma que el diseño sea válido para todas las secciones de la traza.

En este caso, el diseño va a ser el mismo para las dos alternativas, ya que se va a tomar una sección estándar de 25 metros de profundidad, correspondiente al tramo del arranque. Se ha escogido esta profundidad ya que la ola de diseño rompe a una profundidad de 15.6 metros, por lo que la profundidad sobre la berma debe ser suficiente para no provocar la rotura sobre la estructura. Las condiciones de cálculo se resumen en:

- Hs=11.89 m
- Tm=15.42 s
- Dirección=316.38°
- Bajamar=0.00 m

El cálculo consiste en:

$$k_1 = \frac{2kh'}{\sinh(2kh')}$$

$$k_2 = \max\{0.45\sin^2\theta\cos^2(kB\cos\theta), \cos^2\theta\sin^2(kB\cos\theta)\}$$

$$K = k_1 \cdot k_2$$

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{50}} = \max\left\{1.8, 1.3 \cdot \frac{1-K}{K^{1/3}} \cdot \frac{h'}{H_s} + 1.8 \cdot \exp(-1.5 \cdot \frac{(1-K)^2}{K^{1/3}} \cdot \frac{h'}{H_s})\right\}$$

Donde h' es la profundidad sobre la berma de pie, excluyendo el manto principal

B es la anchura de la berma

k es el número de onda definido como $k=2\pi/Lp$

Con todo ello, se obtiene el resultado de colocar **cubos de hormigón de 26 toneladas**. Esta formulación es aplicable para roca por lo que se sale del rango de aplicación. Sin embargo, la ausencia de formulaciones para cubos de hormigón en banquetas de cimentación de diques verticales, lleva a aceptar los resultados obtenidos.

Finalmente, para el diseño de los bloques de guarda se utiliza la formulación desarrollada por Takahashi et al. (1996) basada en normas de buena práctica japonesa (Diques Verticales. Diseño estructural I). Consiste en un método gráfico basado en dos parámetros adimensionales:

- d/h_s
- t'/H

siendo d la profundidad de agua sobre la berma de pie y h_s la profundidad en el fondo, sin tener en cuenta la berma. H es la altura de ola de diseño, calculada como $2 \cdot H_s$, y t' indica el espesor de los bloques.

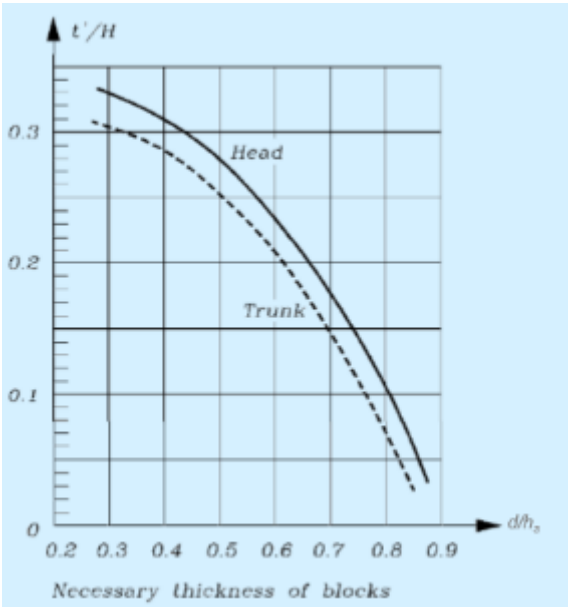


Imagen 99. Gráfica para obtener el espesor de los bloques de guarda

En este caso, la situación más desfavorable continúa siendo la bajamar. Para la sección considerada en el cálculo de la berma de pie, se obtiene un bloque de 1.42 metros de espesor.

Consultando la tabla de medidas estándar propuesta por los autores, se puede asemejar a un **bloque de guarda de 37 toneladas**, cuyas dimensiones son: 5.0x2.5x1.4 m

l x b x t	app. mass t
2.5 1.5 0.8	6
3.0 2.5 1.0	15
4.0 2.5 1.2	25
5.0 2.5 1.4	37
5.0 2.5 1.6	42
5.0 2.5 1.8	48
5.0 2.5 2.0	53
5.0 2.5 2.2	58

Imagen 100. Medidas estándar propuestas por Takahashi et al

Tanto la formulación del manto de la berma como la del bloque de guarda, sirven para dar una estimación de dichos elementos. No obstante, se trata de unos elementos susceptibles de ensayo de laboratorio para asegurar su correcto comportamiento antes de la puesta en obra.

En los planos *4.1. y 4.2. Secciones tipo*, se presentan las secciones transversales propias de cada punto singular de las trazas de los diques.

ARRANQUE

Un tramo singular en una obra de cajones verticales es el arranque del dique. La conexión de los cajones con tierra se realiza mediante un tramo de dique en talud. Este tramo avanza desde el acantilado hasta alcanzar una profundidad de 20 metros, a partir de la cual, comienza la colocación de los cajones. En total, el tramo de arranque tiene una longitud de 500 metros.

En este apartado se calcula el peso de las piezas que se deben colocar en el manto principal de este tramo y este diseño es común para ambas alternativas.

Las condiciones de cálculo para este tramo se corresponden con las ya definidas para el tramo de arranque y son las siguientes:

- Hs = 11.89 m
- Tm = 15.42 s
- Nivel medio = 2.40 m

Para dimensionar el tamaño de las piezas del manto principal, se utiliza la formulación desarrollada por Van der Meer para cubos de hormigón en mantos de doble capa.

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{50}} = \left(6.7 \cdot \frac{Nod^{0.4}}{N_z^{0.3}} + 1\right) \cdot {s_m}^{-0.1}$$

Donde:

Nod: número de piezas desplazadas. Para cubos, con pendiente 1:1.5 e inicio de avería, Van der Meer propone un valor Nod = 0. Sin embargo, dicho valor resulta muy restrictivo y se obtienen resultados desmesurados, por lo que se ha optado por hacer el diseño con un valor superior antes de alcanzar el fallo. Se toma el valor Nod = 1.5.

Nz: número de olas. En este caso se desconoce la duración del temporal por lo que se ha escogido el valor medio de tres horas de duración del temporal. Para un periodo medio de 15.42 segundos, le corresponde un total de 700 olas.

Sm=Hs/Lom (peralte de la ola)

$\Delta=(\rho s/\rho w)-1$ con $\rho s=2300$ kg/m^3 y $\rho w=1030$ kg/m^3 → $\Delta=1.233$

Aplicando los valores anteriores, se obtiene un diámetro nominal D_{50} =3.20 m, es decir, cubos de hormigón de **75 toneladas**.

Para el cálculo del peso de las piezas de los mantos secundarios (filtros) que evitan el lavado del núcleo, se ha seguido el siguiente criterio:

- Relación pesos manto principal – primer manto secundario: $W_{50}/w_{50} = 10$
- Relación pesos entre mantos secundarios: $W_{50}/w_{50} = 15$

Por tanto, la construcción del primer manto secundario se realiza con cubos de hormigón de 7.5 toneladas, seguido de un manto de escolleras de 500 kg de peso correspondiente a la categoría $HMA_{230/800}$, basada en la gradación no estándar definida en el apéndice B de la normativa europea (EN 13383-1): $HMA_{NLL/NUL}$

$$\frac{\mathrm{NLL}}{\mathrm{NUL}} = 0.3$$

$$\frac{\mathrm{NLL}+\mathrm{NUL}}{2} = 500$$

Es decir, las piezas deben estar contenidas entre 230 y 800 kg, cumpliendo:

- Masa media de las piezas = 400 – 500 kg
- Piezas inferiores a 230 kg y superiores a 160 kg ≤ 10% de las piezas
- Piezas superiores a 800 kg e inferiores a 1200 kg ≥ 30% de las piezas

Por debajo, se encuentra el núcleo de material todo uno.

Para proteger el pie de la estructura dando apoyo a los mantos y evitar la socavación del fondo, se debe colocar una berma de pie cuya anchura mínima sea de tres piezas.

Analizando diferentes formulaciones existentes para el diseño de la berma de pie (Gerding, Van der Meer, Van Gent, Ebbens, Herrera y Medina…), este caso se encuentra dentro del rango de validez de Gerding (1993) o Van der Meer (1998) (Hoyos, Herrera, & Medina).

- Gerding (1993):

$$N_{od} = \left(\frac{Hs}{\Delta D_{50}} \Big/ \left(0.24\left(\frac{ht}{D_{50}}\right) + 1.6\right)\right)^{1/0.15}$$

- Van der Meer (1998):

$$N_{od} = \left(\frac{Hs}{\Delta D_{50}} \Big/ \left(6.20\left(\frac{ht}{hs}\right)^{2.7} + 2\right)\right)^{1/0.15}$$

Se considera más adecuada la segunda opción ya que no sólo tiene en cuenta la altura de la berma sino también la profundidad a la que se encuentra. El resultado obtenido son piezas de **15 toneladas de peso**, bajo las cuales se debe colocar una capa de filtro formada por escolleras de 1.5 toneladas.

Hay que destacar que estas formulaciones están diseñadas para escolleras y se ha obtenido un resultado de 15 toneladas por lo que es necesario utilizar cubos de hormigón. La formulación válida para cubos de hormigón es la de Burchart. Sin embargo, su rango de aplicación es más limitado por lo que se ha optado por aceptar los resultados obtenidos con Van der Meer, siendo conscientes de que fue planteada para escolleras.

Una vez construido el tramo de arranque en talud, se comienza con la construcción del dique vertical que en el inicio presenta una banqueta de 2.5 metros de altura e irán aumentando su espesor con la profundidad para mantener la cota de los cajones.

Cabe decir que los primeros cajones colocados, no serán de 30 metros de puntal ya que no existe profundidad suficiente, sino que se colocarán cajones más pequeños (25 metros de puntal) hasta alcanzar la profundidad necesaria para colocar los cajones más grandes.

CONTRADIQUE

Tras el diseño las principales estructuras de abrigo, se realiza el diseño del contradique en ambas alternativas. La tipología escogida para esta estructura es dique en talud de materiales sueltos.

ALTERNATIVA 1

Este elemento únicamente recibe el oleaje procedente del E-NE y el reflejado en los acantilados. Es por ello, que se ha seleccionado el peor de los casos propagados y se ha recogido la altura de ola registrada a pie del contradique.

El caso más desfavorable ha resultado ser el número 37, con los siguientes parámetros:

Caso	*Hs (m)*	*Tp (s)*	*Dir (°)*
37	10.25	16.93	316.39

El cual, produce una altura de ola frente al contradique de 1.98 metros. Este valor se corresponde con el máximo valor registrado en un área rectangular, de 50 metros adosada al contradique.

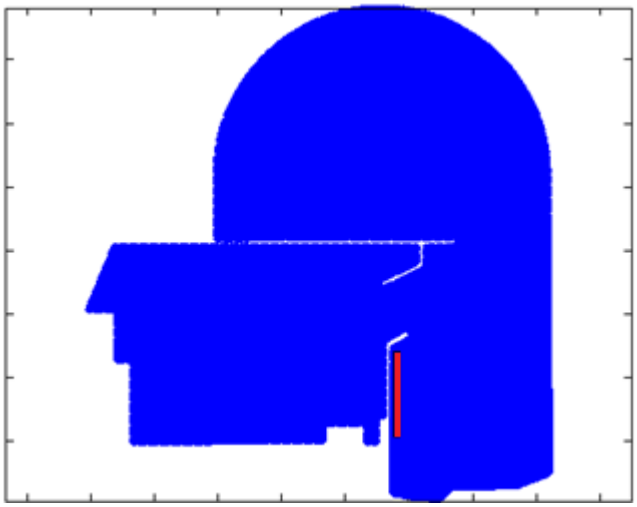


Imagen 101. Área para determinar la altura de ola frente al contradique

Asumiendo una postura conservadora, se considera incidencia normal a la estructura. Por lo tanto, las condiciones de cálculo son las siguientes:

- Hs = 1.98 m
- Tm = 14.11 s
- Nivel medio = 2.40 m

La formulación escogida para dimensionar las piezas del manto principal es la de Van der Meer para rocas dispuestas en dos capas (Calculo Último de Diques En Talud de Materiales Sueltos).

Se ha seleccionado esta formulación ya que se ha considerado más adecuada frente a la de Losada y Giménez-Curto, al considerar la duración del temporal y el daño acumulado.

Diferencia según el tipo de ola en base a la relación entre el número de Iribarren medio y el número de Iribarren crítico:

$$\xi_m = s_m^{-0.5} \cdot \tan\alpha$$

$$\xi_{cr} = (6.2 \cdot P^{0.31} \cdot (\tan\alpha)^{0.5})^{1/(P+0.5)}$$

Donde P=0.4 (parámetro de permeabilidad definido por Van der Meer para un manto doble)

tanα=1:1.5

Sm=Hs/Lom (peralte de la ola)

Se obtiene $\xi_m = 8.35 > \xi_{cr} = 4.42$

Por lo tanto,

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{50}} = 1.0 \cdot S^{0.2} \cdot P^{-0.13} \cdot N_z^{-0.1} \cdot (\cot\alpha)^{0.5} \cdot {\xi_m}^P$$

Donde $\Delta=(\rho s/\rho w)-1$ con $\rho s=2650$ kg/m^3 y $\rho w=1030$ kg/m^3 → $\Delta=1.233$

S=Área erosionada relativa. Para roca, con pendiente 1:1.5 e inicio de avería, toma el valor de 2.

Nz: número de olas. En este caso se desconoce la duración del temporal por lo que se ha escogido el valor medio de tres horas de duración del temporal. Para un periodo medio de 14.11 segundos, le corresponde un total de 765 olas.

Con todo ello, se obtiene un valor para el diámetro de las piezas a colocar: D_{50} =0.84 m, es decir, **rocas de escollera de 1.6 toneladas**. El intervalo de pesos de las piezas a colocar se ha extraído de la normativa europea EN 13383-1 y a este caso, se le asigna la categoría de pesos $HMA_{1000/3000}$ que define las condiciones que deben cumplir las piezas colocadas:

- Masa media de las piezas = 1700 – 2100 kg
- Piezas inferiores a 1000 kg y superiores a 700 kg ≤ 10% de las piezas
- Piezas superiores a 3000 kg e inferiores a 4500 kg ≥ 30% de las piezas

Para evitar el lavado del núcleo, se coloca un manto secundario que actúe de filtro impidiendo la salida del material del núcleo por los huecos del manto principal.

El peso de las rocas a colocar debe cumplir: W_{50}/w_{50} = 10. Por lo tanto, el peso de las rocas del manto secundario estará contenido dentro del grupo $LMA_{60/300}$, siendo:

- Masa media de las piezas = 120 – 190 kg
- Piezas inferiores a 60 kg y superiores a 40 kg ≤ 10% de las piezas
- Piezas superiores a 300 kg e inferiores a 450 kg ≥ 30% de las piezas

Bajo éste, se coloca el núcleo de material todo uno de cantera.

El siguiente elemento a diseñar es la berma de pie cuyo objetivo es dar estabilidad a los elementos del manto y evitar la erosión en el fondo.

Las condiciones de cálculo para la berma de pie son:

- Hs = 1.98 m
- Tm = 14.11 s

- Bajamar = 0.0 m

Tras analizar diversas formulaciones definidas en el Rock Manual y otros documentos, se llega a la conclusión de que una ola inferior a 2 metros, en una profundidad elevada como es el caso (hasta 30 metros en el morro), no requiere de la colocación de berma de pie. Sin embargo, por un criterio de seguridad, se propone la prolongación del manto en una distancia horizontal de cuatro piezas de escollera.

Para el martillo perpendicular al dique principal, se considera óptimo el diseño anterior por lo que su sección se propone igual a la del contradique.

ALTERNATIVA 2

En este caso se selecciona el mismo caso de oleaje y se sigue el mismo procedimiento utilizado anteriormente. Sin embargo, la morfología del contorno genera otra altura de ola distinta frente al contradique por lo que es necesario obtener las condiciones de cálculo a través de los resultados obtenidos en la propagación con Manolo.

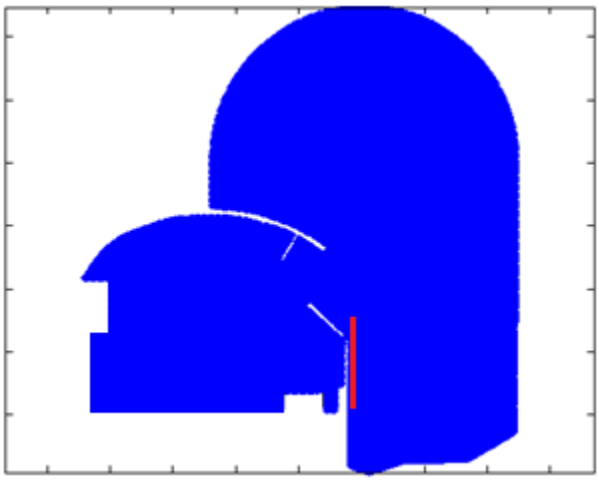


Imagen 102. Área para determinar la altura de ola frente al contradique

Las condiciones de cálculo en este caso son las siguientes:

- Hs = 4.32 m
- Tm = 14.11 s
- Nivel medio = 2.40 m

Para este caso, es necesario utilizar la formulación desarrollada por Van der Meer para cubos de hormigón.

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{50}} = \left(6.7 \cdot \frac{Nod^{0.4}}{N_z^{0.3}} + 1\right) \cdot {s_m}^{-0.1}$$

Donde Nod: número de piezas desplazadas. Para cubos, con pendiente 1:1.5 e inicio de avería, Van der Meer propone un valor Nod=0. Sin embargo, dicho valor resulta muy restrictivo por lo que se ha optado por un valor Nod=0.5 ya que todavía no alcanza la avería de Iribarren.

Se obtiene un diámetro nominal D_{50} =1.35 m, es decir, cubos de hormigón de **5.6 toneladas**, correspondiente a la categoría $HMA_{3000/6000}$. Sin embargo, dada la proximidad del peso requerido al límite superior, se realiza una gradación no estándar basada en el apéndice B de la citada normativa europea (EN 13383-1): $HMA_{NLL/NUL}$

$$\frac{NLL}{NUL} = 0.5$$

$$\frac{NLL + NUL}{2} = 5600$$

El resultado obtenido es: $HMA_{3750/7500}$, es decir, las piezas deben estar contenidas entre 3750 y 7500 kg, cumpliendo:

- Masa media de las piezas = 4500 – 5600 kg
- Piezas inferiores a 3750 kg y superiores a 2600 kg ≤ 10% de las piezas
- Piezas superiores a 7500 kg e inferiores a 11200 kg ≥ 30% de las piezas

Para el manto secundario sí que se colocan escolleras de w_{50}=560 kg correspondientes al intervalo de pesos $HMA_{300/1000}$.

Al igual que en el caso anterior, se prolongará el manto principal en el pie una distancia de cuatro piezas para evitar la erosión y asegurar un correcto apoyo de las piezas.

Esta misma sección se aplica al martillo perpendicular al dique principal.

Las secciones transversales se pueden consultar en los planos *4.1. y 4.2. Secciones tipo.* Hay que destacar que las secciones de los cajones se han realizado de acuerdo a las secciones fijadas en el Manual para el Diseño y la Ejecución de Cajones Flotantes basadas en la experiencia de la construcción de este tipo de obras en España (Pita Olalla, Grau Albert, & Pérez Caldentey).

- Espesor de la solera = 0.40 – 1.00 m
- Vuelo de las zapatas < 1.50 m
- Espesor zapatas = Espesor solera
- Diámetro celdas = 2.50 – 3.80 m
- Espesor mínimo entre celdas = 0.15 m
- Espesor paredes exteriores excepto lado mar = 0.20 m
- Espesor pared exterior lado mar = 0.40 m

7.2. Comprobaciones funcionales en alzado

En este apartado se desarrollan las comprobaciones funcionales correspondientes al alzado. Una vez definidas las cotas de coronación de cada uno de los tramos y su sección transversal, se debe garantizar una correcta respuesta funcional de las estructuras para validarlas.

Las comprobaciones que se realizan en este caso son: superficie libre, rebase y presiones.

Para ello, se ha utilizado el modelo numérico IH2VOF. Este modelo estudia la interacción flujo-estructura, es decir, el comportamiento de la estructura bajo la acción del oleaje. Se ha escogido la sección más desfavorable, es decir, para la que se ha obtenido la máxima cota de coronación y mayor anchura de cajón, cuyas condiciones de cálculo son las siguientes:

- Hs = 11.43 m
- Tp = 18.15 s
- Dir = 316.38 °
- h = 46 m para la alternativa 1
- h = 36 m para la alternativa 2

La ejecución del modelo se puede dividir en cuatro fases principales:

1. Mallado

La malla define el dominio de trabajo. En este caso se ha ensayado el dique a escala de prototipo.

Delante de la estructura debe haber longitud suficiente para que se forme el oleaje antes de alcanzar el dique. Una longitud adecuada sería entre 1.2 y 1.5 veces la longitud de onda de diseño. En cuanto a la altura, se debe considerar el calado a pie de dique, el nivel del mar en pleamar y la pendiente del fondo.

Para las dos alternativas, se ha decidido utilizar una malla estructurada con la siguiente resolución:

- **Vertical:** se ha optado por un tamaño de celdas uniforme en vertical, $\Delta y=1$.
- **Horizontal:** se han definido tres subzonas. La subzona intermedia contiene la sección del dique y está formada por celdas unitarias, es decir, incremento horizontal $\Delta x=1$. Las otras dos subzonas contienen la longitud en la cual se propaga la onda antes y después de alcanzar la estructura. En estos caso, el incremento horizontal es variable, desde $\Delta x=1$ en la zona adyacente a la otra subzona intermedia, hasta $\Delta x=2$ en el extremo de generación del oleaje. Así, se cumple la relación $\Delta x/ \Delta y = 1\text{-}5$.

Las mallas generadas se presentan a continuación:

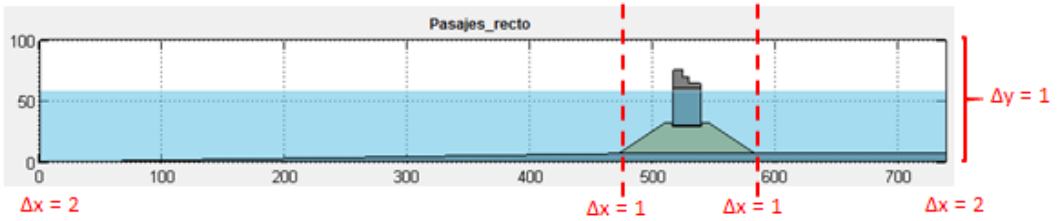


Imagen 103. Mallado IH2VOF Alternativa 1

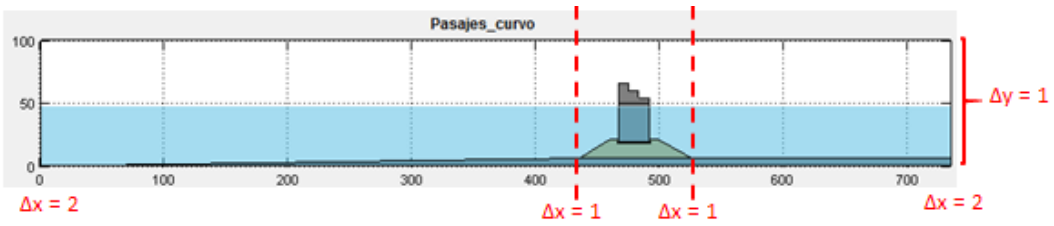


Imagen 104. Mallado IH2VOF Alternativa 2

Los distintos elementos de la sección se han introducido con sus correspondientes características.

- Batimetría: obstáculo.
- Cajón: obstáculo.
- Espaldón: obstáculo.
- Zapata y losa de hormigón superior: obstáculo.
- Banqueta: poroso (porosidad cubos 0.47, diámetro 2.25 metros)

2. Pre-proceso

Una vez generada la malla, se genera el caso a simular:

- **Oleaje**: se ha generado un estado de mar horario de oleaje, introduciendo las condiciones de cálculo. Se ha simulado la misma serie de olas para las dos alternativas.

A partir de ellos, se ha generado una serie de oleaje caracterizada por los siguientes parámetros:

  - Numero de olas: 256
  - Hs: 11.56 m
  - Hmedia: 7.29 m
  - Hmáx: 20.57 m ; instante: 437.7 s
  - Hmáx/Hs: 1.78
  - etamáx/Hmáx: 0.49
  - Tm: 13.93 s
  - Ts: 18.75 s

- **Pala generadora:** para este caso se ha utilizado pala estática.

- **Condiciones de la ejecución:**

  - Duración de la simulación: 3600 s
  - Densidad del agua: 1025 kg/m^3
  - Absorción contornos: izquierdo y derecho

3. Ejecución

Una vez montado el caso, se ejecuta.

4. **Post-proceso/Resultados**

7.2.1. SUPERFICIE LIBRE

Se han colocado cuatro sensores a lo largo de la malla. Dos de ellos antes de la estructura, otro en la propia estructura para analizar el rebase y el último, detrás de la estructura para comprobar la perturbación del agua en la posición del atraque de graneles líquidos que no se encuentra adosado a la línea de muelle sino que atraca en un pantalán separado del dique una distancia de 190 metros.

ALTERNATIVA 1

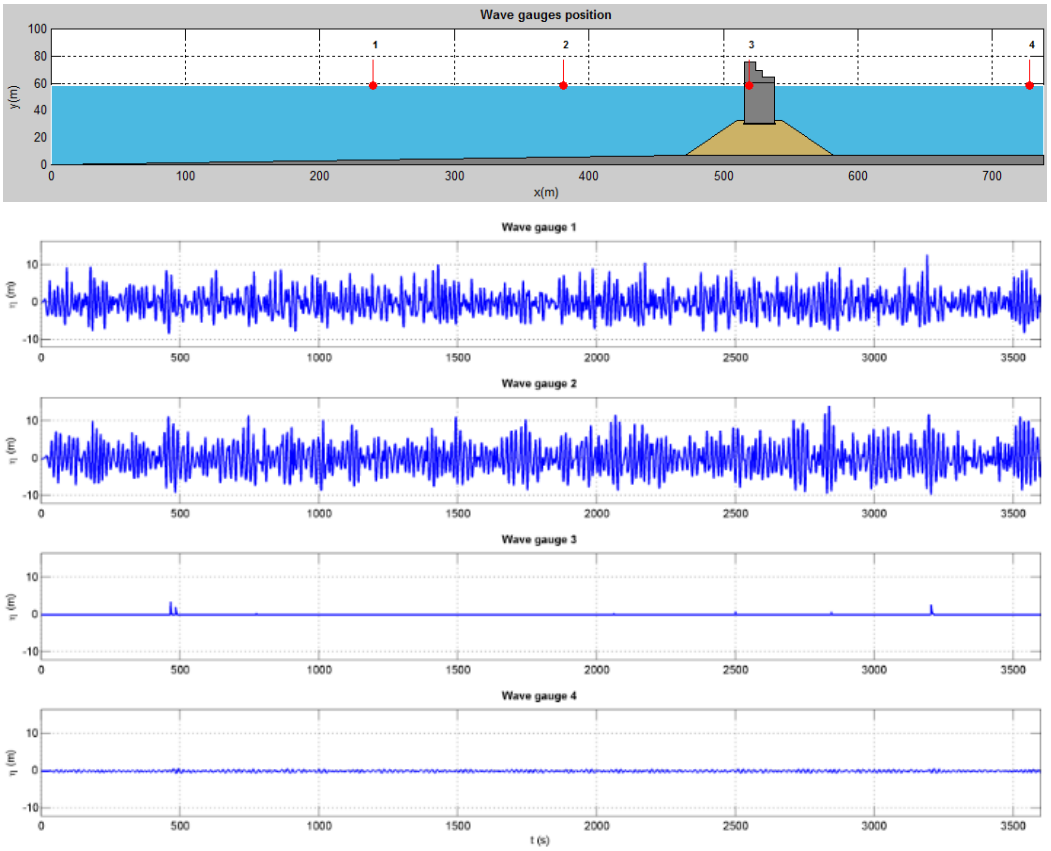


Imagen 105. Resultados de los sensores de superficie libre IH2VOF para la alternativa 1

ALTERNATIVA 2

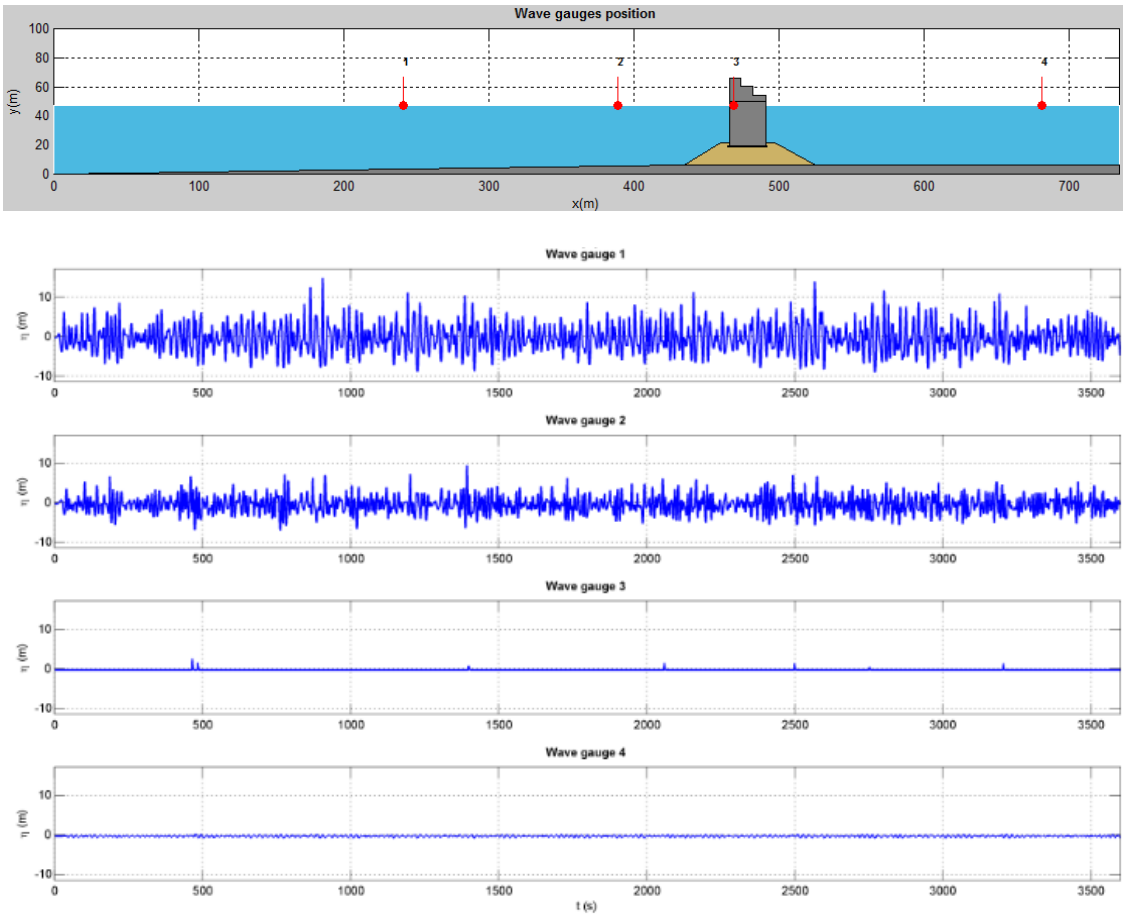


Imagen 106. Resultados de los sensores de superficie libre IH2VOF para la alternativa 2

En ambas alternativas se observa que dicho sensor apenas presenta perturbación en la superficie libre. La máxima agitación producida por el rebase es de 0.1 metros, muy por debajo del límite de inoperatividad establecido en la ROM. Teniendo en cuenta que este rebase es producido por una altura de ola máxima con periodo de retorno de 225 años, queda validada satisfactoriamente la comprobación de superficie libre.

Además, si se tiene en cuenta la figura ofrecida por el modelo, se observa que la lámina de agua que rebasa las estructuras, apenas tiene influencia en una distancia de 10 metros en la alternativa 1 y 8 metros en la alternativa 2.

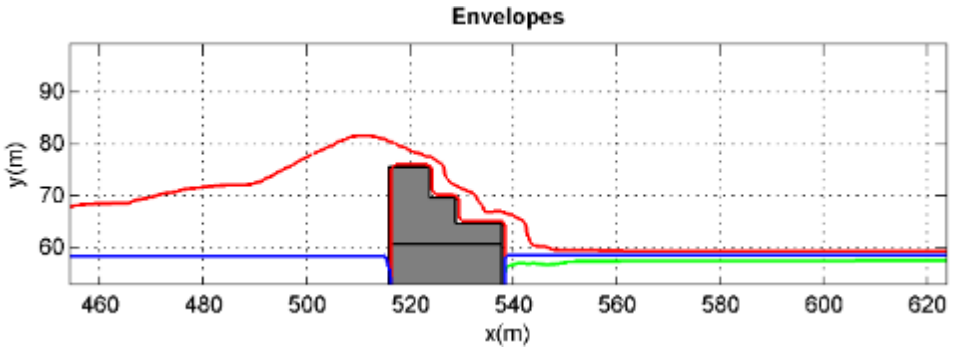


Imagen 107. Envolvente de rebase Alternativa 1

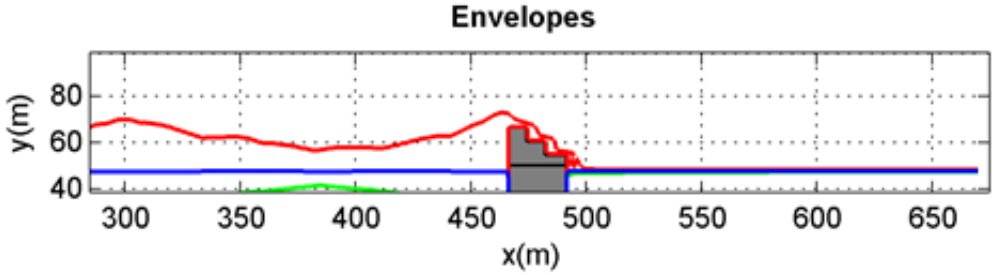


Imagen 108. Envolvente de rebase Alternativa 2

7.2.2. PRESIONES

Para la comprobación de las presiones, se ha obtenido el diagrama generado por el modelo. Se comprueban los valores de las fuerzas resultantes con los valores obtenidos mediante la formulación de Goda-Takahashi en el apartado *7.1. Dimensionamiento en alzado Nivel I*.

Los resultados obtenidos en cuanto a presiones y fuerzas, para cada una de las alternativas son los siguientes:

ALTERNATIVA 1

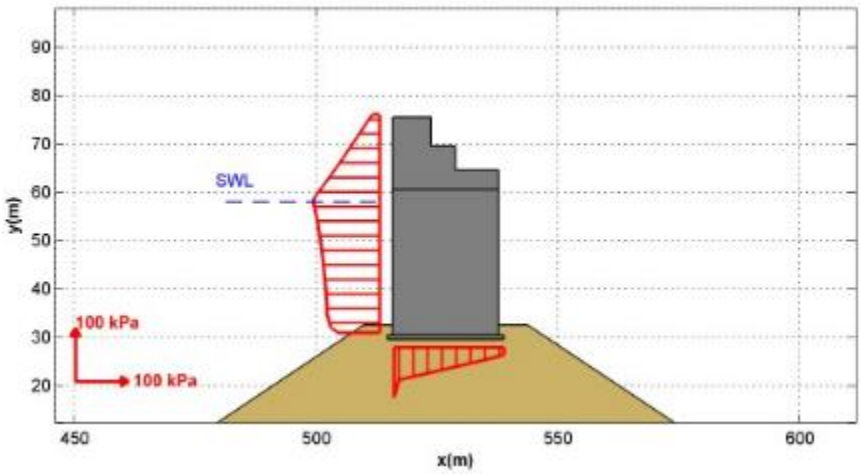


Imagen 109. Diagrama de presiones Alternativa 1

Tabla 36. Comparación de resultados de fuerzas obtenidas con la formulación y con el modelo

	Goda-Takahashi	***IH2VOF***
Máxima fuerza horizontal (kN)	7069.5	4537.6
Máxima fuerza vertical (kN)	1815.3	1037.1
Máximo momento horizontal (kN·m)	135931.3	91249.0
Máximo momento vertical (kN·m)	28718.8	14413.2

Se puede observar que tanto las fuerzas como los momentos, obtenidos de la simulación IH2VOF, son inferiores a los obtenidos mediante la formulación de Goda-Takahashi. Por lo tanto, se puede concluir que la alternativa 1 resiste adecuadamente, quedando así validada la comprobación de presiones.

ALTERNATIVA 2

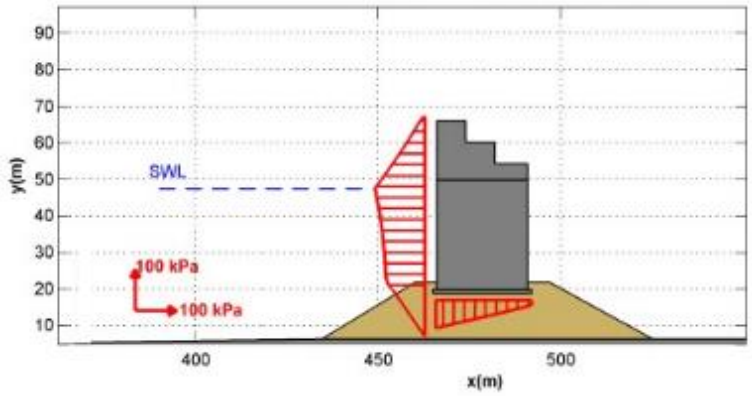


Imagen 110. Diagrama de presiones Alternativa 2

Tabla 37. Comparación de resultados de fuerzas obtenidas con la formulación y con el modelo

	Goda-Takahashi	***IH2VOF***
Máxima fuerza horizontal (kN)	7599.1	5154.3
Máxima fuerza vertical (kN)	2024.6	1309.0
Máximo momento horizontal (kN·m)	157617.7	157648.2
Máximo momento vertical (kN·m)	35057.4	20955.4

En este caso, se puede observar que todos los resultados obtenidos de la simulación son inferiores a los valores obtenidos con Goda-Takahashi, excepto el valor del momento horizontal máximo que es ligeramente superior (30.5 kN·m de diferencia). Se trata de una diferencia imperceptible, teniendo en cuenta que la anchura del cajón, finalmente se ha colocado un metro superior a la anchura mínima obtenida en los cálculos.

Esta gran diferencia con la formulación de Goda – Takahashi es debida a que dicha formulación considera el efecto de la banqueta sobre el oleaje y en este caso, se tiene una banqueta con mucha altura. No obstante, la profundidad sobre la banqueta es muy grande por lo que su efecto sobre el oleaje es menor del que se estima con la fomulación.

Por lo tanto, se dan aceptan los resultados validando, así, la alternativa 2 a través de la comprobación de presiones.

Llegado este punto del informe, se puede concluir que las dos alternativas propuestas cumplen todos los condicionantes geométricos requeridos, así como los criterios estructurales y funcionales por lo que ambas alternativas podrían aceptarse. No obstante, se debe seleccionar una de ellas como la alternativa óptima. Para ello se desarrollan los dos apartados siguientes.

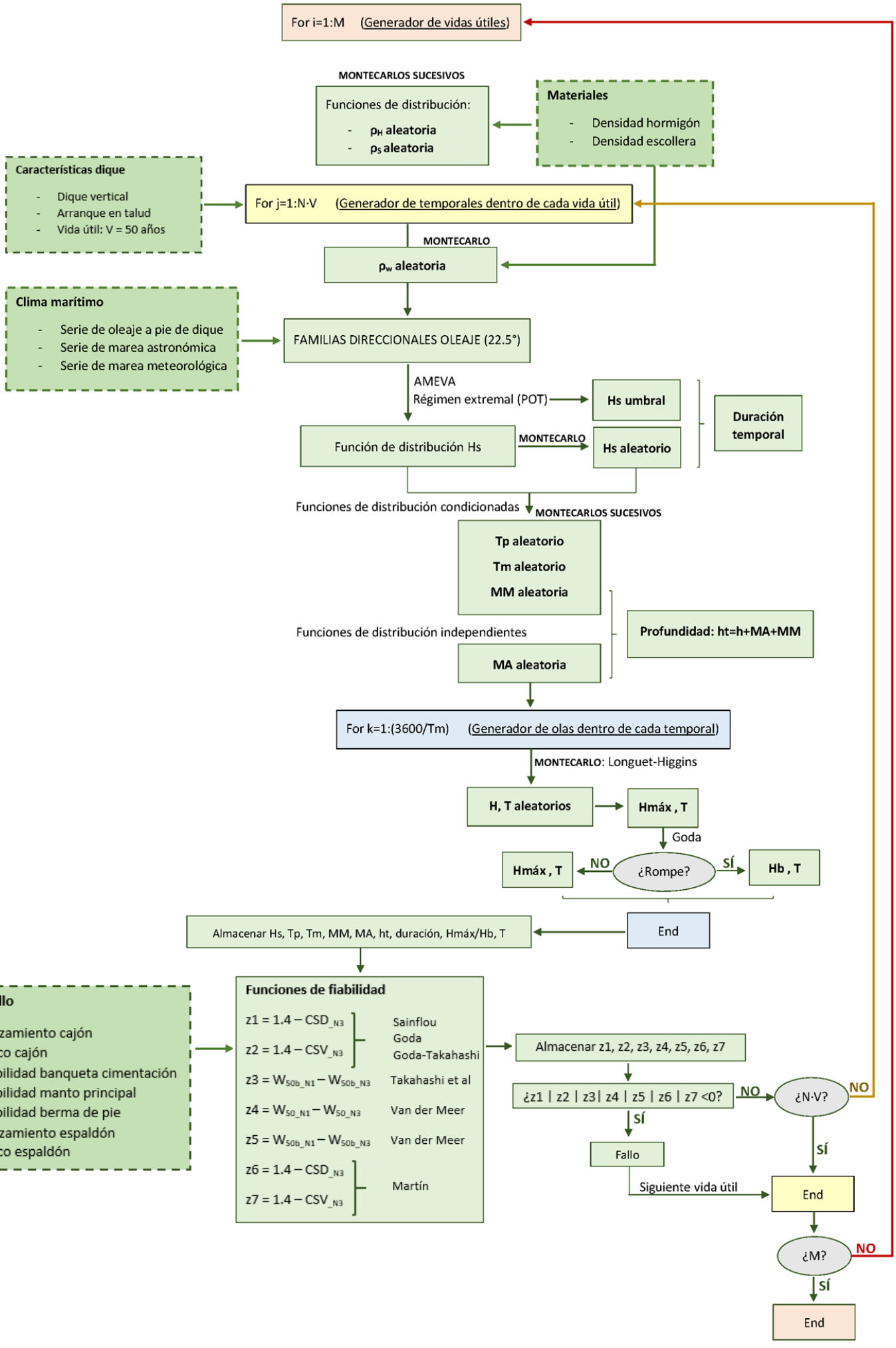
7.3. Comprobación estructural Nivel III

Una vez diseñado el dique mediante Nivel I, se verifica su comportamiento frente a los distintos modos de fallo. Esta comprobación se realiza únicamente para la alternativa seleccionada, es decir, para la alternativa 2. Para un IRE alto como es este caso, la ROM 1.0-09, en su tabla 2.2.16 recomienda utilizar los métodos de verificación [2] y [3] o [4], lo que se corresponde con un Nivel I de coeficientes parciales y Nivel II o Nivel III.

En este trabajo se ha seleccionado el Nivel III, método probabilístico que tiene en cuenta las incertidumbres (o las propiedades aleatorias) de las variables de carga y resistencia involucradas en los modos de fallo, teniendo en cuenta las funciones de distribución estadística de las variables.

Como se justifica más adelante, se ha seleccionado la alternativa 2 como alternativa óptima por lo que esta comprobación se realiza únicamente para dicho diseño.

A continuación se presenta un diagrama con el procedimiento seguido.


For i=1:M (Generador de vidas útiles)
MONTECARLOS SUCESIVOS
Funciones de distribución:
- ρH aleatoria
- ρS aleatoria
Materiales
- Densidad hormigón
- Densidad escollera
Características dique
- Dique vertical
- Arranque en talud
- Vida útil: V = 50 años
For j=1:N·V (Generador de temporales dentro de cada vida útil)
MONTECARLO
ρw aleatoria
Clima marítimo
- Serie de oleaje a pie de dique
- Serie de marea astronómica
- Serie de marea meteorológica
FAMILIAS DIRECCIONALES OLEAJE (22.5°)
AMEVA
Régimen extremal (POT)
Hs umbral
Duración temporal
Función de distribución Hs
MONTECARLO
Hs aleatorio
Funciones de distribución condicionadas
MONTECARLOS SUCESIVOS
Tp aleatorio
Tm aleatorio
MM aleatoria
Funciones de distribución independientes
Profundidad: ht=h+MA+MM
MA aleatoria
For k=1:(3600/Tm) (Generador de olas dentro de cada temporal)
MONTECARLO: Longuet-Higgins
H, T aleatorios
Hmáx , T
Goda
Hmáx , T
NO
¿Rompe?
SÍ
Hb , T
End
Almacenar Hs, Tp, Tm, MM, MA, ht, duración, Hmáx/Hb, T
Modos de fallo
- Deslizamiento cajón
- Vuelco cajón
- Estabilidad banqueta cimentación
- Estabilidad manto principal
- Estabilidad berma de pie
- Deslizamiento espaldón
- Vuelco espaldón
Funciones de fiabilidad
z1 = 1.4 – CSD_N3
z2 = 1.4 – CSV_N3
Sainflou
Goda
Goda-Takahashi
z3 = W50b_N1 – W50b_N3
Takahashi et al
z4 = W50_N1 – W50_N3
Van der Meer
z5 = W50b_N1 – W50b_N3
Van der Meer
z6 = 1.4 – CSD_N3
z7 = 1.4 – CSV_N3
Martín
Almacenar z1, z2, z3, z4, z5, z6, z7
¿z1 | z2 | z3 | z4 | z5 | z6 | z7 <0?
NO
¿N·V?
NO
SÍ
SÍ
Fallo
Siguiente vida útil
End
¿M?
NO
SÍ
End

7.3.1. FASES NIVEL III

En este siguiente apartado se explican detalladamente cada uno de las fases del diagrama anterior.

El método del Nivel III consiste en un método de estimación de la probabilidad de fallo de la estructura mediante el método de Montecarlo, donde se realizan numerosas simulaciones para obtener todas las variables de forma aleatoria.

El procedimiento consiste en simular vidas útiles para la estructura diseñada en el apartado de Nivel I. Y dentro de cada vida útil, generar temporales aleatorios a los que se verá sometida la estructura. Para cada uno de los temporales, se analiza si la estructura falla o no a través de las funciones de fiabilidad de cada uno de los modos de fallo considerados, explicados más adelante. Si no falla, se siguen generando temporales hasta completar la vida útil. En caso de fallo por cualquiera de los modos de fallo (fallo en serie), se da por concluida dicha vida útil y comienza la simulación de la siguiente. Cada vez que falla, el contador de fallo suma uno. Una vez simuladas todas las vidas útiles, se obtiene la probabilidad de fallo conjunta como el porcentaje de fallo sobre todas las vidas útiles simuladas.

En este caso, se han analizado dos secciones de la estructura por separado: por una parte, la sección más desfavorable del tramo medio (sección 4 de la imagen 96) cuyas características son:

- Profundidad: h = 36 m
- Cota de coronación: CC = 23.8 m

Por otra parte, el tramo del arranque cuya tipología es en talud, con las siguientes características:

- Profundidad: h = 20 m
- Cota de coronación: CC = 18.50 m

- **Generación de vidas útiles**

El primer paso para la programación del método del Nivel III es la creación de un bucle generador de vidas útiles. El número de vidas útiles a simular será tal que a partir de dicha cantidad, la probabilidad de fallo de la estructura converge. Para este trabajo, se ha generado un contador de 1500 vidas útiles.

- **Obtención de la densidad de los materiales**

Al inicio de cada vida útil, se seleccionan de forma aleatoria las densidades de los materiales utilizados. En este caso, tanto la protección de la banqueta de cimentación del dique vertical como el manto principal exterior y la berma de pie del tramo del arranque en talud están formados por cubos de hormigón. Por ello, únicamente se obtiene la densidad correspondiente a dicho material. Este parámetro se mantiene constante a lo largo de toda la vida útil ensayada.

A falta de información más detallada acerca de los materiales, se ha considerado que su función de distribución toma la forma de una normal cuyos parámetros fueron propuestos por Van der Meer en 1988. Para la media se ha considerado el valor nominal (μ) y para la desviación, $\sigma=0.02\cdot\mu$.

- $\mu = 2300\ kg/m^3$
- $\sigma = 46\ kg/m^3$

En una función de distribución normal, el 99.99% de los datos queda recogido en el intervalo: $[\mu - 4\sigma\ ,\ \mu + 4\sigma]$. Por lo tanto, este es el rango para el que se crean las funciones de distribución.

Estas funciones de distribución relacionan los diferentes valores de la densidad con su probabilidad de ocurrencia. Lo que se hace es obtener, para cada vida útil, un valor aleatorio de probabilidad, F. A dicho valor de F le corresponde un valor de densidad, ρ_H, que será la densidad asignada al material para esa vida útil.

Éste es la única variable que se mantiene constante a lo largo de toda la vida útil. Una vez obtenida, comienza la generación de estados de mar.

- **Generación de estados de mar de temporales**

Se dispone de la serie de datos de oleaje propagados hasta la zona frente al puerto. Dicha serie de datos contiene la información de altura significante, periodo de pico y dirección del oleaje, datos horarios para los 60 años de la serie.

Además de esos parámetros, es necesaria la serie de periodo medio, por lo que se ha generado a partir de la serie de periodo de pico: $Tm = Tp / 1.2$

Además del oleaje, se dispone de los registros de marea astronómica y meteorológica para el mismo eje temporal. Éstos también resultan de utilidad, como se verá más adelante.

Tras definir cada una de las series, se comienza a trabajar con el oleaje.

Es importante separar todos los datos en las diferentes familias direccionales ya que cada una de ellas tiene valores característicos para los diferentes parámetros que definen el oleaje.

En esta ocasión, se han dividido las direcciones en sectores direccionales de 22.5°. Para la zona de estudio (Pasajes), el abanico de direcciones queda reducido a cinco sectores:

- Sector 1: 0°-22.5°
- Sector 13: 270°-292.5°
- Sector 14: 292.5°-315°
- Sector 15: 315°-337.5°
- Sector 16: 337.5°-360°

El objetivo de esta parte de trabajo consiste en analizar la resistencia de la estructura, o lo que es lo mismo, obtener su probabilidad de fallo a lo largo de la vida útil. Los oleajes que producirán daño en la estructura serán oleajes extremos, es decir, condiciones de temporal.

Por lo tanto, lo que se ha hecho es obtener el régimen extremal para cada uno de los sectores definidos mediante la herramienta AMEVA. Para definir el régimen extremal se ha utilizado el método POT, estableciendo una altura de ola umbral a partir de la cual se considera temporal. El criterio para establecer el valor del umbral ha sido tal que se originen una media de cinco temporales al año.

Por ello, cada año dentro de la vida útil, se generarán cinco temporales, que hacen un total de 250 temporales en cada vida útil.

A continuación se adjuntan los regímenes extremales obtenidos para cada uno de los cinco sectores.

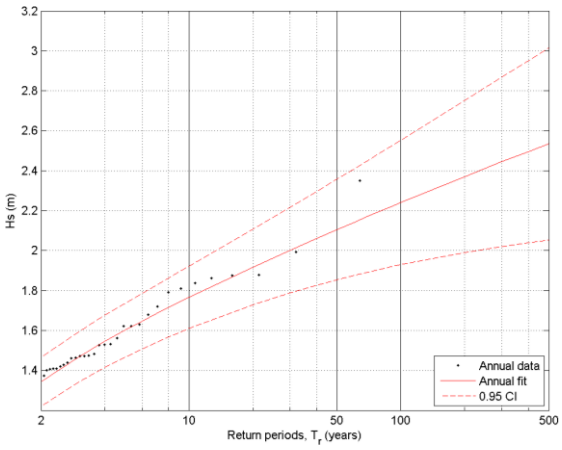
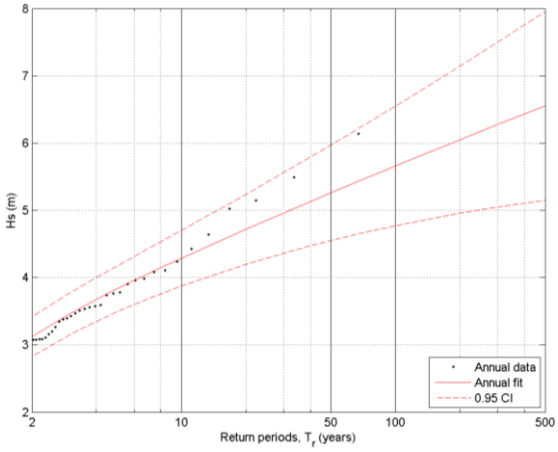


Imagen 111. POT sector N



POT sector W

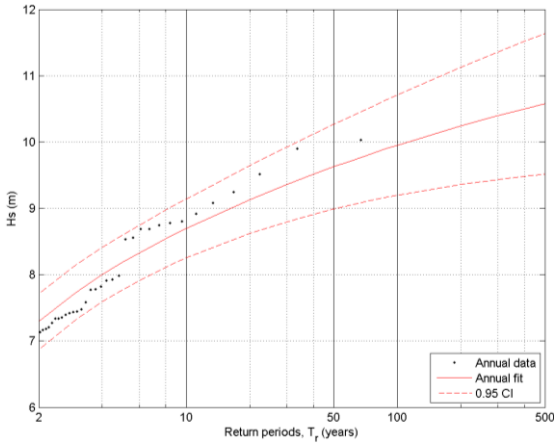
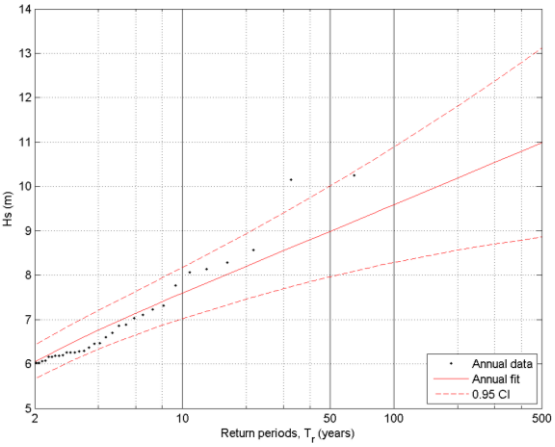


Imagen 112. POT sector WNW



POT sector NW

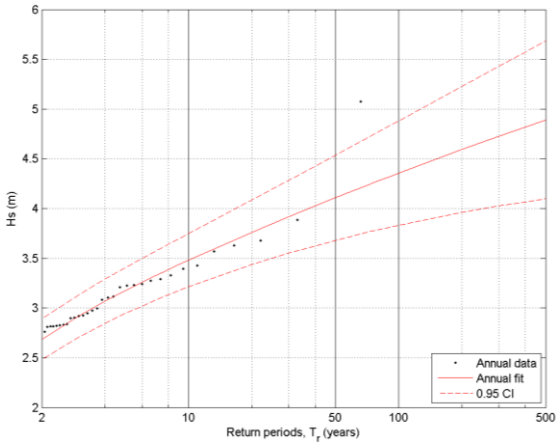


Imagen 113. POT sector NNW

Las bandas discontinuas se corresponden con las bandas de confianza del 95%. Se puede observar que aquellos sectores en los que hay menor número de datos, la incertidumbre del ajuste es mayor.

Una vez se han establecido las diferentes familias direccionales, se calcula la probabilidad de ocurrencia de cada una de ellas.

Tabla 38. Probabilidad de ocurrencia familias direccionales

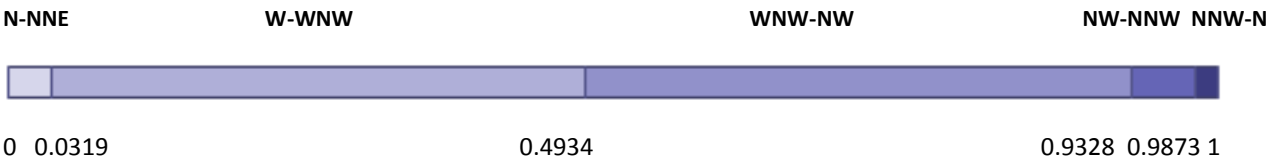
	Dirección	***Probabilidad de ocurrencia***
Sector 1	0°-22.5°	3.19 %
Sector 13	270°-292.5°	46.15 %
Sector 14	292.5°-315°	47.13 %
Sector 15	315°-337.5°	5.45 %
Sector 16	337.5°-360°	1.27 %

Como es de esperar en Pasajes, predominan las direcciones W – WNW ya que un 93.3 % de los datos procede de ese sector.

Como ya se ha comentado, se van a simular un total de 250 temporales para cada vida útil y para cada uno de ellos, se obtendrán las variables de forma aleatoria mediante varias simulaciones de Montecarlo. Por lo tanto, el procedimiento descrito a partir de aquí, se repite para cada uno de los temporales generados.

A la hora de simular un temporal, lo primero que se debe seleccionar es la dirección de procedencia del oleaje. Se conoce la probabilidad asociada a cada dirección, por lo que obteniendo una probabilidad aleatoria, se asocia a la dirección correspondiente.

La forma de hacerlo es calcular la probabilidad acumulada para las direcciones, que queda de la siguiente forma:



Una vez definido el vector de probabilidad acumulada, se obtiene un valor aleatorio entre 0 y 1, de forma que a dicha probabilidad le corresponde una familia direccional. Este proceso se repite para cada temporal, asignándole su correspondiente familia.

El régimen extremal de la altura significante de ola para la familia seleccionada, se define con el régimen POT presentado anteriormente al cual le corresponden unos determinados valores para los parámetros que definen la ecuación de Pareto-Poisson. Esta expresión se corresponde con la función de distribución de la altura significante.

$$F = \exp(-\lambda\left(1 + \xi\left(\frac{Hs - U}{\sigma}\right)\right)^{-\frac{1}{\xi}})$$

En la siguiente tabla se recogen los parámetros de localización, forma y escala, así como el umbral y el número medio de eventos anuales obtenidos para cada una de las direcciones.

Tabla 39. Parámetros de la ecuación Pareto-Poisson para cada dirección

	Nº eventos (λ)	***Umbral (U)***	***ξ***	***σ***
Sector 1	4.15	0.90 m	-0.0506	0.26
Sector 13	4.76	1.87 m	-0.0277	0.67
Sector 14	4.45	5.42 m	0.0159	1.16
Sector 15	4.70	4.51 m	0.0132	0.79
Sector 16	4.81	1.77 m	-0.0596	0.50

Por lo tanto, al conocer los parámetros se puede obtener la función de distribución correspondiente a la familia seleccionada en este temporal. De nuevo, lanzando una probabilidad, F, aleatoria a la función de distribución, se obtiene el valor de Hs correspondiente a la banda central del régimen extremal. De ahora en adelante, dicho valor de Hs, obtenido de la banda central, se va a denominar Hs_1.

Sin embargo, como ya se ha mostrado, los datos reales se sitúan sobre la banda central, sino que se trata de un ajuste con sus correspondientes bandas de confianza. Por lo tanto, no sería correcto seleccionar Hs_1 como valor de cálculo, sino que alrededor de éste, se encuentran valores superiores e inferiores correspondientes a los distintos valores de las bandas de confianza. Se ha considerado que la distribución de dichos valores se puede representar mediante una función de densidad gaussiana cuyo valor medio es $\mu=Hs_1$. AMEVA ofrece, también, las bandas de confianza del 95% y en una función normal, la diferencia entre dichas bandas y el valor medio representa dos veces la desviación típica de la función. En resumen, los parámetros de la función de densidad normal se pueden definir como:

$$\mu = \mathrm{Hs}_1(\mathrm{F})$$

$$\sigma = \frac{\mathrm{Hs}_{95\%}(\mathrm{F}) - \mathrm{Hs}_1(\mathrm{F})}{2}$$

A partir de la función de densidad, se obtiene la función de distribución asociada. Dentro de esa función de distribución, se lanza una nueva probabilidad F_2 aleatoria, de la que se obtiene el valor de la altura significante de cálculo.

Una vez obtenido el valor de la altura significante del temporal, se deben obtener el resto de parámetros que lo definen. Todos ellos, excepto la marea astronómica, estarán correlacionados con el parámetro Hs.

Comenzando por el periodo de pico, en primer lugar se realiza un ajuste lineal de la serie de datos, relacionando el periodo de pico con la altura significante, siempre para la familia direccional con la que se está trabajando y para los valores extremos, es decir, para las alturas de ola que superan el umbral. Dicho ajuste lineal estará definido por su banda central y por sus bandas de confianza del 95% superior e inferior.

Se realiza un Montecarlo entrando en el ajuste con el valor de Hs_1 y se obtiene el valor de Tp_1 correspondiente, de tal manera que ese periodo será el de la banda central del ajuste correspondiente al valor de Hs_1.

Al igual que sucedía con la altura significante, el valor de Tp_1 representa el valor medio de una función de densidad, cuya desviación será la mitad de la diferencia entre las bandas de confianza y la banda central. A partir de esa función de densidad se obtiene la función de distribución o de frecuencias acumuladas, y se le lanza una probabilidad F_2 aleatoria, para la cual se obtiene el valor del periodo de pico de cálculo, Tp_2.

El periodo medio y la marea meteorológica son dos variables correlacionadas con Hs, de la misma forma que el periodo de pico. Por lo que se realiza el mismo procedimiento de simulaciones de Montecarlo seguido para el periodo de pico.

Respecto a la marea astronómica, se trata de una variable independiente ya que depende de las fuerzas gravitatorias del sistema Tierra-Luna-Sol, al margen del oleaje.

Se dispone de la serie de marea astronómica para los 60 años con lo que se está trabajando. Lo que se hace es obtener su función de distribución mediante la herramienta AMEVA. El mejor ajuste obtenido para estos datos ha sido mediante una función de valores extremos definida como:

$$F = \exp(-\left(1 + \xi \cdot \frac{x - \mu}{\sigma}\right)^{\frac{-1}{\xi}})$$

Con los siguientes parámetros:

- $\xi = -0.38439$
- $\sigma = 1.0625$
- $\mu = 1.9788$

Se realiza un Montecarlo, obteniendo un valor aleatorio para F y a través de la función de distribución, el valor de marea astronómica correspondiente.

Hay que destacar que tanto el valor de marea meteorológica como el de la astronómica se han referenciado respecto a la máxima bajamar viva equinoccial.

Una vez obtenidas la marea astronómica y meteorológica, se puede calcular el calado total para las condiciones de temporal obtenidas, sumando la profundidad a pie de dique de 36 metros, más los valores obtenidos para ambas mareas.

$$h_{total} = 36 + MA + MM$$

Este valor es importante ya que un mayor nivel del mar admite mayores alturas de ola sin producirse la rotura. Además, el run-up producido por las olas comienza a medirse desde una mayor altura, lo cual perjudica tanto a los cajones verticales al aumentar las presiones y subpresiones como a las superestructuras ya que aumenta tanto las presiones como las subpresiones dinámicas y pseudohidrostáticas. Por otro lado, niveles cercanos a la bajamar son

perjudiciales para la estabilidad de la banqueta de cimentación en el tramo vertical y la berma de pie en el tramo en talud, ya que aumentarán la influencia de las olas sobre ella.

El dique de abrigo en Pasajes se encuentra a una gran profundidad en la que ninguna ola rompe por fondo, incluso en bajamar, por lo que el primer aspecto comentado no resulta muy significante. Sin embargo, los dos siguientes sí que lo son. Tanto la estabilidad del cajón y el espaldón como de la banqueta y la berma de pie están fuertemente ligados al nivel del mar.

Otra variable importante es la duración del temporal que, principalmente, afecta a la estabilidad de las piezas del manto principal en el dique en talud ya que la formulación escogida (como se verá más adelante) depende del número de olas que inciden sobre la estructura.

Se define como temporal aquellos estados de mar cuya altura de ola significante supera el valor establecido como umbral para cada una de las familias direccionales.

Un evento será cada uno de los intervalos de tiempo en los que la altura de ola supera el umbral. Para considerar temporales independientes, se ha establecido la condición de que dos eventos consecutivos estén separados por, al menos, 72 horas. La duración de cada temporal se obtendrá como el total de horas de cada evento en las que la altura de ola significante supera el valor umbral.

Para obtener la duración de cada temporal, se ha realizado una aproximación considerando que cada uno de los temporales se puede representar mediante un triángulo isósceles cuyo vértice viene representado por el pico del temporal, es decir, por la altura máxima alcanzada en ese evento. A partir del valor del pico, se realiza la triangulación del temporal, de forma que la base está limitada tanto por la derecha como por la izquierda del pico, por el primer valor de Hs que iguale al umbral. La duración del temporal será igual a la base del triángulo isósceles.

En resumen, se calculan las duraciones de los temporales para la serie de datos correspondiente a la familia direccional con la que se está trabajando ya que la duración de los temporales está ligada a la dirección de procedencia. Además de las duraciones, se obtienen los picos de cada temporal. Con ambos, se realiza un ajuste lineal entre duraciones y alturas pico, por lo que la duración también será una variable condicionada a la altura de ola.

Al igual que para el resto de variables, a través del ajuste lineal, se obtiene el valor de la duración correspondiente a la altura de ola significante, Hs_1.

Cada hora dentro de la duración estará determinada por un estado de mar diferente. En un principio, se ha considerado que los periodos medio y de pico, marea meteorológica y marea astronómica son constantes para toda la duración del temporal. Sin embargo, la altura de ola significante sí que varía para cada estado de mar a lo largo del temporal.

Los temporales se han aproximado a triángulos isósceles, por lo que conociendo la base (duración) y el pico del temporal, se puede discretizar por horas y obtener geométricamente la altura de ola correspondiente a cada hora dentro del temporal.

Así, para cada temporal, el dique se verá sometido a estados de mar hora a hora y acumulando daño hasta completar su duración.

Llegados a este punto, se han generados las vidas útiles de 50 años de duración. Dentro de cada una, los estados de mar para sus 250 temporales (5 eventos anuales). Cada estado de mar está compuesto por un número de olas individuales, que se generan a continuación.

Como se viene haciendo para todas las variables, las olas individuales también se generan de forma aleatoria mediante la técnica de Montecarlo, en esta ocasión, aplicado al método de Longuet-Higgins. Con este método lo que se hace es obtener pares de H, T para cada ola individual.

A la hora de generar un simulador de olas aleatorias dentro de cada estado de mar, se debe tener en cuenta que la altura de ola y el periodo no son estadísticamente independientes.

Si lo fueran, se podría obtener la función de densidad de Rayleigh para Hs y una función de densidad gaussiana, por ejemplo, para el periodo, independientes entre sí, y la función de densidad de probabilidad conjunta sería el producto de ambas. Sin embargo, esto no es así, sino que alturas y periodos están relacionados. Esta relación se establece a través de la expresión formulada por Longuet-Higgins.

El primer paso es definir el espectro para el estado de mar de cálculo con la forma de un espectro Jonswap.

Se ha considerado un factor de apuntamiento constante para todos los estados de mar: $\gamma = 3.3$, que significa mar de fondo.

Conocidos los valores de Hs, Tp y ϒ, se obtiene la función de densidad espectral.

Podría definirse la banda de frecuencias como: [0.5·fp , 4·fp]. Sin embargo, de forma general se ha optado por crear una banda de [1/60 , 1] para evitar problemas con las colas del espectro. Así, se evita el cero en el inicio y un periodo de 60 segundos para oleaje corto es imposible. Además, llegando hasta f=1, se asegura coger todos los valores de la cola del espectro.

Una vez obtenido el espectro, se deben obtener los momentos espectrales de orden cero, uno y dos, definidos como:

$$m_0 = \int_0^\infty S(\omega)d\omega \qquad \text{(Energía del oleaje)}$$

$$m_1 = \int_0^\infty \omega S(\omega)d\omega$$

$$m_2 = \int_0^\infty \omega^2 S(\omega)d\omega$$

Donde $\int_0^\infty S(\omega)d\omega$ representa el área bajo la curva. En la programación, para obtener el área lo que se hace es discretizar el espectro en 1024 componentes y obtener la suma acumulada del área encerrada debajo de la curva para cada incremento de frecuencia, df=1/1024.

Estos valores variarán para cada estado de mar, en función de su altura significante y periodo de pico.

Para comprobar que esos valores son correctos, se sabe que:

$$H_{m0} = Hs = 4\sqrt{m_0}$$

Se comprueba que es correcto ya que, a partir del momento de orden cero calculado, se obtiene el valor de Hs_2 obtenido anteriormente de forma aleatoria.

Hay que destacar que se está trabajando en todo momento con la frecuencia en Hz, no en frecuencia angular cuya equivalencia es: $f = \omega \cdot 2\pi$

Una vez calculados dichos valores, se calculan dos parámetros espectrales:

- Periodo de la frecuencia media

$$\overline{T} = T_{0,1} = \frac{m_0}{m_1}$$

- Periodo medio de paso ascendente por cero

$$\overline{T_z} = T_{0,2} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}}$$

Con todo ello, ya se puede calcular la distribución bivariada de Longuet Higgins (1983), que define la probabilidad conjunta H, T mediante dos parámetros: ξ y τ, función de la altura de ola y el periodo, respectivamente.

Las funciones marginales de esta función conjunta serían la función de densidad de Rayleigh para Hs y una función de densidad gaussiana para el periodo.

La forma de esta función está definida por el parámetro adimensional de anchura espectral,

$$\nu^2 = \frac{m_0 \cdot m_2}{m_1^2} - 1$$

Un valor pequeño indica que H y T guardan una correlación, sería el caso de un oleaje de tipo Swell (mar de fondo). Un valor grande, en cambio, se correspondería con un mar de viento.

La expresión de la función conjunta es la siguiente:

$$f(\xi,\tau) = C_L \left(\frac{\xi}{\tau}\right)^2 \exp\left\{-\frac{\xi^2}{8}\left[1 + \frac{1}{\nu^2}\left(1 - \frac{1}{\tau}\right)^2\right]\right\}$$

donde

$$C_L = \frac{1}{4\sqrt{2\pi}\nu[1 + (1+\nu^2)^{-0.5}]}$$

Finalmente, ya puede montarse el Montecarlo para generar alturas de ola aleatorias. Como ya se ha comentado, las alturas de ola dentro de un estado de mar siguen una distribución del tipo Rayleigh.

$$f(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} \cdot exp\left[-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right] \qquad \text{(Función de densidad)}$$

$$F(H) = 1 - exp\left[-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right] \qquad \text{(Función de distribución)}$$

donde H_{rms} es la altura de ola media cuadrática, obtenida como: $H_{rms} = Hs/1.416$.

El número de olas aleatorias a generar para cada estado de mar será: $\mathrm{Nz} = \frac{3600}{\mathrm{T_{m2}}}$

Por lo tanto, con un Montecarlo se generan Nz valores de F aleatorios, para los cuales se despeja el valor de H de la función de Rayleigh. Esas alturas de ola son las que conforman el estado de mar.

El siguiente paso es obtener los periodos asociados a dichas alturas de ola a través de la relación establecida por Longuet-Higgins.

Como ya se ha comentado, la función de probabilidad conjunta viene representada en el eje x por el parámetro ξ (relación con altura de ola) y en el eje y por el parámetro τ (relación con el periodo).

Con las dos series de valores, se obtiene la función de probabilidad conjunta. A cada valor de ξ, le corresponderá una función de densidad para τ, y para que se trate de una función de densidad, debe cumplir que el área bajo la función sea igual a uno. Por lo tanto, se divide el valor de la función entre su área. Para obtener la función de distribución condicionada (τ/ξ) basta con hacer la suma acumulada de la función de densidad con área igual a la unidad.

De nuevo, se generan valores aleatorios entre 0 y 1 para dicha función de distribución, F, a la que le corresponderá un valor de τ, del que se extrae el valor del periodo asociado.

$$T = \tau \cdot T_{0,2}$$

Este proceso de generar un valor aleatorio ξ, traducido en la Hs correspondiente y generar la función de distribución de τ condicionada para extraer el periodo asociado, se repite tantas veces como estados de mar se deseen generar con el Montecarlo.

Al finalizar esta última simulación de Montecarlo, ya se dispone de los pares H, T para cada ola individual dentro del estado de mar.

Finalmente, para concluir con la generación de los temporales, se ha considerado que la densidad del agua del mar varía en cada estado de mar ya que ésta depende de diversos factores como son la presión, la temperatura del agua y la salinidad, que se han supuesto variables para cada temporal.

Se trata de una variable independiente del oleaje y el proceso para generarla, es análogo al seguido para obtener la densidad del hormigón en cada vida útil.

A falta de registros de presión, temperatura y salinidad, se ha considerado que la función de distribución seguida por la densidad del agua toma la forma de una función normal cuyos parámetros toman los valores propuestos por Van der Meer.

Para la media se ha considerado el valor nominal, μ=1025 kg/m^3

y para la desviación, σ=0.02· μ=20.5 kg/m^3.

A través de un Montecarlo, se genera un valor aleatorio de F para el cual se obtiene el valor de ρ_w correspondiente al temporal con el que se trabaja.

Hasta aquí, se tienen las vidas útiles a simular de 50 años y con 250 temporales cada una. Dentro de cada temporal se simulan los estados de mar horarios hasta completar la duración de cada temporal. Finalmente, se generan las olas individuales que conforman cada estado de mar.

Con todo ello, ya se dispone de las condiciones de cálculo y sólo queda analizar el comportamiento de la estructura frente a dichos eventos.

- **Modos de fallo y funciones de fiabilidad**

La evaluación de la seguridad estructural está relacionada con la respuesta estructural a través de los diversos modos de fallo de la obra. Cada modo de fallo está descrito mediante una formulación que permite determinar su ocurrencia, denominada función de fiabilidad. A través de ella se relacionan las variables de carga y las de resistencia.

$$Z = R - S$$

Donde R representa las variables de resistencia en la vida úitl y S, las de carga. Se consideran que R y S son independientes.

- Si Z < 0, la estructura falla
- Si Z > 0, la estructura no falla
- Si Z = 0, se denomina ecuación límite y separa las regiones de fallo y no fallo

Por lo tanto, la probabilidad de fallo de la estructura en la vida útil se puede calcular como:

$$\mathrm{P_f} = \mathrm{Prob}[\mathrm{Z} \leq 0]$$

Y la fiabilidad será: $\mathcal{R} = 1 - \mathrm{P_f}$

En este caso se han considerado los siguientes modos de fallo principales:

Tabla 40. Principales modos de fallo

Sección vertical	***Sección en talud***
Deslizamiento del cajón	Desplazamiento de las piezas del manto principal exterior
Vuelco del cajón	Desplazamiento de las piezas de la berma de pie
Desplazamiento de las piezas de la banqueta de cimentación	Deslizamiento del espaldón
	Vuelco del espaldón

La función de fiabilidad de cada uno de ellos viene representada por la formulación utilizada para el diseño de Nivel I, ya que lo que se pretende es comprobar la resistencia de dicho diseño.

Deslizamiento y vuelco del cajón

Las fuerzas desestabilizadoras son las fuerzas debidas a las presiones y subpresiones que ejerce la masa de agua sobre el cajón.

Las condiciones de cálculo requieren el uso de la altura de ola máxima. Es decir, la altura de ola de cálculo será la máxima altura de ola obtenida con la función de Longuet-Higgins. Antes de utilizarla, se debe comprobar el tipo de ola del que se trata: pulsante, impulsiva o rota. En base a ello, se escoge la formulación aplicable en su caso: Sainflou, Goda o Goda-Takahashi.

Con el método seleccionado, se calculan las presiones ejercidas sobre la estructura. Teniendo en cuenta la anchura del cajón calculada con Nivel I, se calculan los coeficientes de seguridad al deslizamiento y al vuelco obtenidos para las condiciones de cálculo de cada estado de mar aleatorio.

Las funciones de fiabilidad en estos casos se definen como la diferencia entre los coeficientes establecidos por la ROM y los obtenidos con Nivel III.

$$Z_1 = CSD_{N3} - 1.4$$

$$Z_2 = CSV_{N3} - 1.4$$

Desplazamiento de las piezas la banqueta de cimentación

Para este modo de fallo, se ha utilizado la formulación de Tanimoto, Yagyu y Goda (1982) válida para oleaje oblicuo, que se evalúa mediante su función de fiabilidad.

$$k_1 = \frac{2kh'}{\sinh(2kh')}$$

$$k_2 = \max\{0.45\sin^2\theta\cos^2(kB\cos\theta), \cos^2\theta\sin^2(kB\cos\theta)\}$$

$$D_{50} = \frac{H_s}{\Delta \cdot \max\left\{1.8, 1.3 \cdot \frac{1-K}{K^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{h'}{H_s} + 1.8 \cdot \exp\left(-1.5 \cdot \frac{(1-K)^2}{K^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{h'}{H_s}\right)\right\}}$$

$$Z_3 = W50banqueta_{N1} - W50banqueta_{N3}$$

Las variables de resistencia son el peso de las piezas y la profundidad, mientras que la variable de carga es la altura de ola significante. Siguiendo el criterio anterior, si Z_3 toma un valor negativo, la berma de pie falla.

Desplazamiento de las piezas del manto principal exterior

El diseño de las piezas del manto principal exterior se ha realizado con la función de Van der Meer para cubos de hormigón:

$$Ns = \frac{Hs}{\Delta \cdot D_{50}} = (6.7 \cdot N_{od}^{0.4} / N_z^{0.3} + 1.0) \cdot s_m^{-0.1}$$

En ella, la variable de resistencia será el D_{50}, que determina el peso de las piezas. Mientras que las variables de carga serán la altura de ola y el número de olas, ya que a mayor altura de ola o mayor número de olas, mayor será el daño generado. Por su parte, el peralte de la ola puede actuar como variable de carga o de resistencia en función del tipo de rotura (parámetro de resistencia para olas rompiendo en voluta y de carga para olas rompiendo en oscilación).

La función de fiabilidad derivada se obtiene como:

$$Nod = \left[\left(\frac{Hs}{\Delta \cdot D_{50} \cdot Sm^{-0.1}} - 1\right) \cdot \frac{N_z^{0.3}}{6.7}\right]^{1/0.4}$$

Donde D_{50} es el diámetro de los cubos obtenidos con el Nivel I. El resto de variables se corresponden con las variables aleatorias obtenidas de las diversas simulaciones de Montecarlo explicadas anteriormente. Así, se comprueba si el diseño de Nivel I resiste a las condiciones de cálculo de cada temporal simulado.

N_{od} es el parámetro que indica el daño y representa el número de piezas desplazadas una distancia D_{50}.

Como se ve, esta función de fiabilidad depende de la duración del temporal. Anteriormente, se ha visto la triangulación de los temporales de forma que para cada estado de mar dentro del temporal, se obtiene una altura de ola, alcanzando el pico en mitad del temporal.

Cada uno de esos estados de mar incide sobre el dique generando daño, por lo que el daño generado al final del temporal será el daño acumulado con cada uno de esos estados de mar. La forma de obtener el daño acumulado es la siguiente:

En un principio se considera que el periodo medio se mantiene constante para todos los estados de mar del temporal, por lo que todos ellos estarán compuestos del mismo número de olas. Con ese número de olas y la altura significante correspondiente a cada estado de mar, se calcula el daño ocasionado a la estructura. Cada uno de esos daños, se debe referir a la altura del pico del temporal. Para ello, se calcula con qué número de olas, la altura del pico genera cada uno de los daños obtenidos. Lógicamente, el número de olas será menor ya que una altura mayor genera el mismo daño en menos tiempo. El número total de olas del temporal será la suma de todas esas olas obtenidas para cada estado de mar.

El daño acumulado se obtendrá al aplicar la formulación con el número de olas total y la altura de ola del pico.

En resumen, para obtener el daño acumulado a lo largo de un temporal, se debe obtener el número total de olas que, incidiendo la altura de ola del pico, genera el mismo daño acumulado que la suma del daño ocasionado por cada estado de mar del temporal, con su altura y su número de olas correspondiente.

Si el N_{od} obtenido para cada temporal es mayor que 1.5 (N_{od} de diseño en Nivel I), la estructura falla. En caso contrario, la estructura no falla para dicho temporal.

Pero además, se debe acumular el fallo generado por cada uno de los temporales independientes dentro de una misma vida útil.

Aunque los temporales independientes no alcancen el valor de N_{od}=1.5, se comprueba si la suma de todos los N_{od} individuales alcanzan dicho valor. De ser así, la estructura falla en la vida útil ensayada.

Después de hacer estas comprobaciones para cada temporal, realmente, la función de fallo está definida a través del peso de las piezas. Es decir, con el Nz y Hs correspondientes, se obtiene el peso requerido. Si el peso requerido es superior al colocado, la estructura falla. Si es inferior, la estructura resiste.

$$Z_4 = W50_{N1} - W50_{N3}$$

Desplazamiento de las piezas de la berma de pie

Para este modo de fallo, se ha utilizado la formulación de Van der Meer. El rango de aplicación de esta expresión es:

- $1.63 < ht/Hs < 3.31$
- $0.45 < ht/hs < 0.84$

La evaluación de este modo de fallo es similar al anterior sólo que aquí no interviene la duración del temporal, por lo que se aplica cada una de las olas hora a hora y se acumula el daño directamente, sin referirlo al pico del temporal. Posteriormente, ese daño acumulado se traduce en peso de las piezas y la función de fiabilidad se vuelve a definir como la diferencia entre el peso colocado y el obtenido para el temporal de cálculo.

$$D_{50} = \frac{H_S}{Nod^{0.15} \cdot \Delta \cdot \left(6.20 \cdot \left(\frac{h_t}{h_s}\right)^{2.7} + 2\right)} \quad (m)$$

$$W_{50} = D_{50}^3 \cdot \rho_H \quad (kg)$$

$$Z_5 = W50berma_{N1} - W50berma_{N3}$$

Las variables de resistencia son el peso de las piezas y la profundidad de la berma, mientras que la variable de carga es la altura de ola significante. Siguiendo el criterio anterior, si Z_5 toma un valor negativo, la berma de pie falla.

Al igual que con el manto, el daño se acumula entre los temporales de una misma vida útil, de manera que aunque no falle en cada temporal individualmente, puede fallar si a lo largo de la vida útil acumula un N_{od} superior a 1.5.

Deslizamiento y vuelco del espaldón

Las fuerzas desestabilizadoras del espaldón son las fuerzas dinámicas y pseudohidrostáticas debidas a las presiones y subpresiones que ejerce la masa de agua sobre el espaldón.

Las condiciones de cálculo del espaldón requieren el uso de la altura de ola máxima. Es decir, la altura de ola de cálculo será la máxima altura de ola obtenida con la función de Longuet-Higgins. Antes de utilizarla, se debe comprobar que dicha ola no rompe con la formulación propuesta por Goda. Se trata de un dique muy profundo por lo que es muy improbable que las olas rompan por fondo. En caso de romper, la altura de cálculo no sería la altura máxima sino la altura de rotura.

Con el método de Martín, se calculan las presiones ejercidas sobre el espaldón. Con el valor de las presiones sobre la cara frontal y la base del espaldón, se obtienen las fuerzas horizontales y verticales, así como sus momentos respecto al vértice del pie del espaldón.

Posteriormente, se calculan los coeficientes de seguridad al deslizamiento y al vuelco obtenidos para las condiciones de cálculo de cada estado de mar aleatorio.

Las funciones de fiabilidad en estos casos se definen como la diferencia entre los coeficientes establecidos por la ROM y los obtenidos con Nivel III.

$$Z_6 = CSD_{N3} - 1.4$$

$$Z_7 = CSV_{N3} - 1.4$$

Una vez evaluados todos los modos de fallo en cada temporal, se registra si la obra falla o no. El método de fallo considerado es en serie, esto es que si para un determinado temporal, se produce alguno de los modos de fallo, se considera que la estructura ha fallado en esa vida útil. Dicha vida útil se da por finalizada, el contador de fallo suma uno, y se pasa a la siguiente vida.

Al finalizar la simulación de todas las vidas útiles, la probabilidad de fallo de la obra se calcula como el porcentaje que supone el contador de fallo respecto al total de vidas útiles simuladas.

7.3.2. RESULTADOS NIVEL III

Después de ejecutar todas las vidas útiles, en este apartado se analizan los resultados obtenidos.

A lo largo de la ejecución del Nivel III se han ido guardando los resultados de Z_1 hasta Z_7 obtenidos para cada temporal. Con estos valores, se calcula el porcentaje de cada uno de los modos de fallo, dividiendo el total de vidas falladas por cada uno de los modos entre el total de las vidas útiles simuladas.

$$Si = \frac{\sum Zi < 0}{M}$$

A continuación, se presenta el porcentaje de fallo obtenido de cada una de las funciones de fiabilidad.

Tabla 41. Porcentaje de cada modo de fallo

S1 (%)	S2 (%)	S3 (%)	S4 (%)	S5 (%)	S6 (%)	S7 (%)
0	0	21.6	6.25	9.2	0	0

A continuación se presenta cada uno de los modos de fallo individualmente.

- **Modos de fallo 1 y 2. Desplazamiento y vuelco del cajón**

Los dos primeros modos de fallo se analizan de forma conjunta ya que ambos se refieren al fallo del cajón.

Para estas dos funciones de fiabilidad no se obtiene fallo. A continuación se adjuntan sus resultados gráficos de las funciones Z_1 y Z_2.

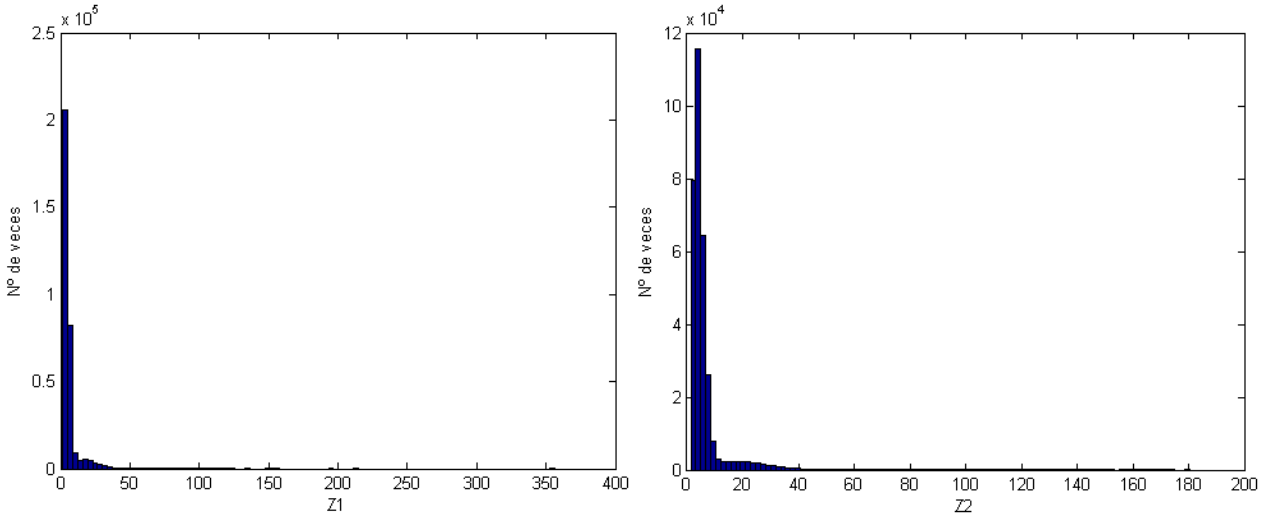


Imagen 114. Izda: Función de fiabilidad Z1 (deslizamiento). Dcha: Función de fiabilidad Z2 (vuelco)

A partir de ellas, se pueden deducir los coeficientes de seguridad obtenidos para cada uno de los estados de mar.

En todos los casos, el agua ha incidido sobre el cajón ejerciendo presión y generando fuerzas que no han conseguido provocar el fallo del cajón. Al ser estados de mar aleatorios, han llegado oleajes muy diferentes por lo que los coeficientes de seguridad obtenidos se mueven en un rango muy amplio: [1.83 – 356.25] para deslizamiento del cajón y [1.43 – 180.24] para vuelco. Valores tan altos significan que en esos casos, la lámina de agua apenas ejerce fuerzas sobre la estructura por lo que el efecto del peso genera coeficientes de seguridad muy altos.

- **Modo de fallo 3. Desplazamiento de las piezas de la banqueta de cimentación**

En este modo de fallo sí que se obtiene fallo a lo largo de las vidas útiles simuladas.

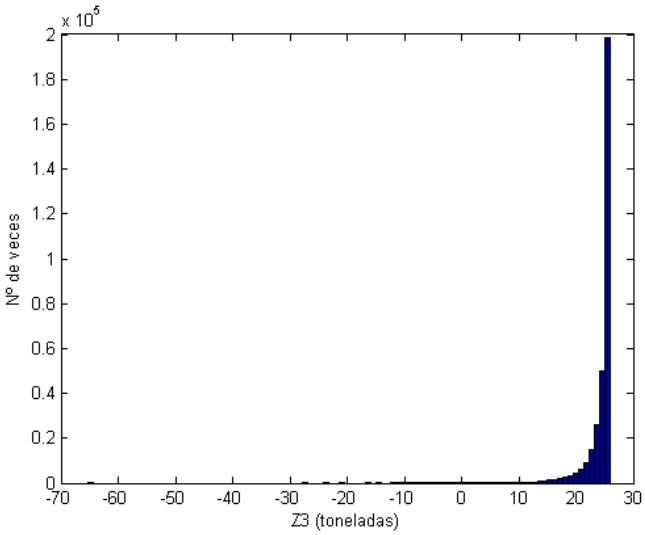


Imagen 115. Función de fiabilidad Z3

La función de fiabilidad Z_3 toma valores negativos en un 21.6 % de los casos, es decir tiene un porcentaje de fallo considerable y superior al establecido por la ROM. El mínimo valor tomado por Z_3 es -65.21 toneladas, es decir, que el peso de las piezas de la banqueta debería aumentar en 65.21 toneladas para resistir dicho temporal. Teniendo en cuenta que las piezas colocadas pesan 56 toneladas, suman un total de 120 toneladas. Sin embargo, este caso es aislado y se trata de un evento extremo donde han coincidido condiciones de cálculo correspondientes a un periodo de retorno superior a 500 años: H_S = 13.27 m, T_P = 20.8 s, NM = 3.02 m.

Para cumplir con el porcentaje de fallo establecido en la ROM como un 10 %, bastaría con aumentar el peso de las piezas en 1.5 toneladas, es decir, sería conveniente aumentar el peso de las piezas de la banqueta de 56 a 58 toneladas. No obstante, se trata de una diferencia escasa entre nivel I y nivel III por lo que, prácticamente, se pueden considerar acertados los resultados obtenidos con el primero de los métodos. Cabe destacar que la banqueta de cimentación se trata de un elemento complejo de diseñar mediante formulaciones empíricas, cuya estabilidad conviene comprobar mediante ensayos de laboratorio.

Para los casos en los que no falla, se obtienen márgenes de seguridad de hasta 26 toneladas, concretamente, el 63 % de los casos obtienen una diferencia superior a las 25 toneladas, es decir, la mayoría de las veces sería suficiente con colocar piezas con la mitad de peso de las realmente colocadas.

- **Modo de fallo 4. Desplazamiento de las piezas del manto principal exterior del arranque**

Los resultados muestran que la estructura no falla debido a este modo de fallo. Cabía esperar que esto fuera así, ya que con el Nivel I se establecen cubos de hormigón de 75 toneladas. Este valor se obtiene para una altura de ola significante de 11.89 metros, correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. La mayoría de las veces, las condiciones de cálculo no generan daño en la estructura, obteniéndose valores de $Z_4 \approx 75$ t.

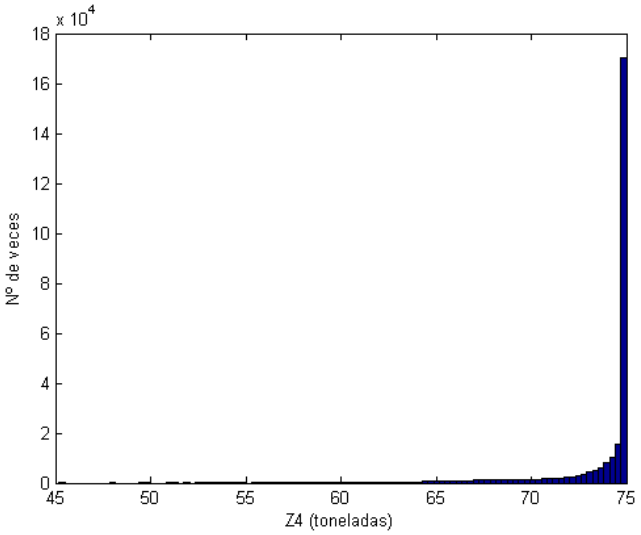


Imagen 116. Función de fiabilidad Z4

En la figura anterior se puede apreciar que el manto resiste y con un gran margen de seguridad.

Si se analizan los resultados obtenidos para el valor de Nod en cada vida útil, se observa que en ocasiones se ha superado el valor de 2, lo que significa que aunque para cada temporal aislado la estructura resiste, en el daño acumulado a lo largo de la vida útil, la estructura falla. Estas ocasiones representan un 6.25 % de las veces. Esto es debido a que las piezas del manto principal se han diseñado con un criterio próximo al fallo.

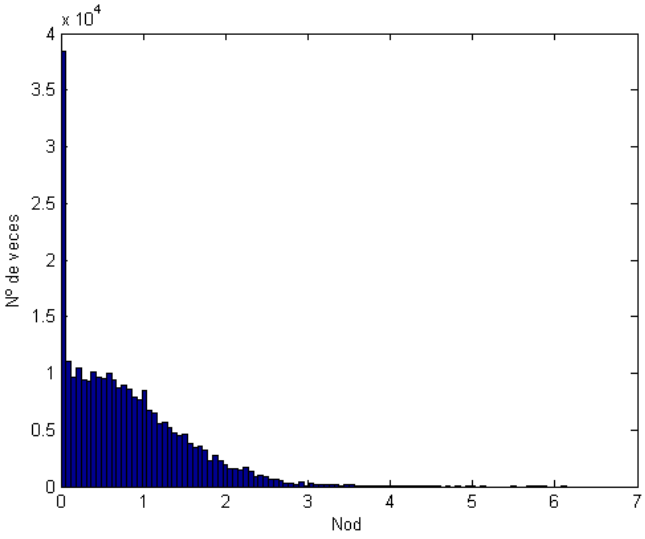


Imagen 117. Valores de Nod

- **Modo de fallo 5. Desplazamiento de las piezas la berma de pie**

Para la berma de pie se obtiene un porcentaje de fallo del 9.2 %. Para eliminar este porcentaje de fallo, bastaría con aumentar el peso de las piezas colocadas en la protección de la berma en 8 toneladas.

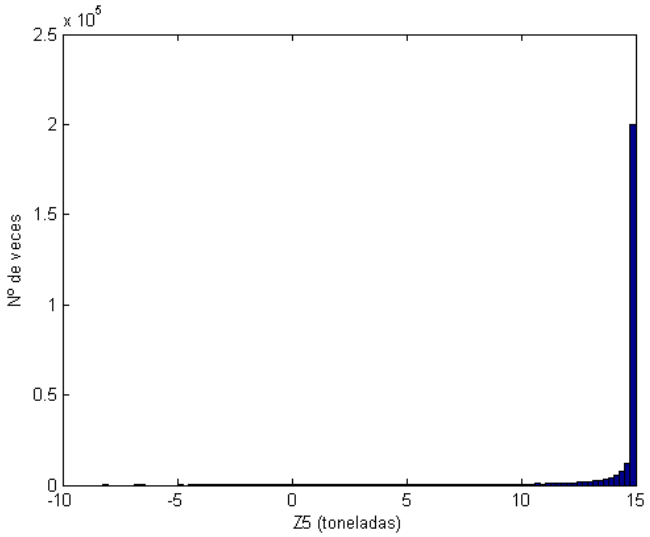


Imagen 118. Función de fiabilidad Z5

- **Modos de fallo 6 y 7. Deslizamiento y vuelco del espaldón**

Finalmente, los dos últimos modos de fallo se analizan de forma conjunta ya que ambos se refieren al fallo del espaldón.

Para estas dos funciones de fiabilidad no se obtiene fallo sino que se obtienen coeficientes de seguridad muy amplios lo que significa que el empuje de la ola resulta casi imperceptible para el peso del espaldón. A continuación se adjuntan los resultados gráficos de las funciones Z_6 y Z_7.

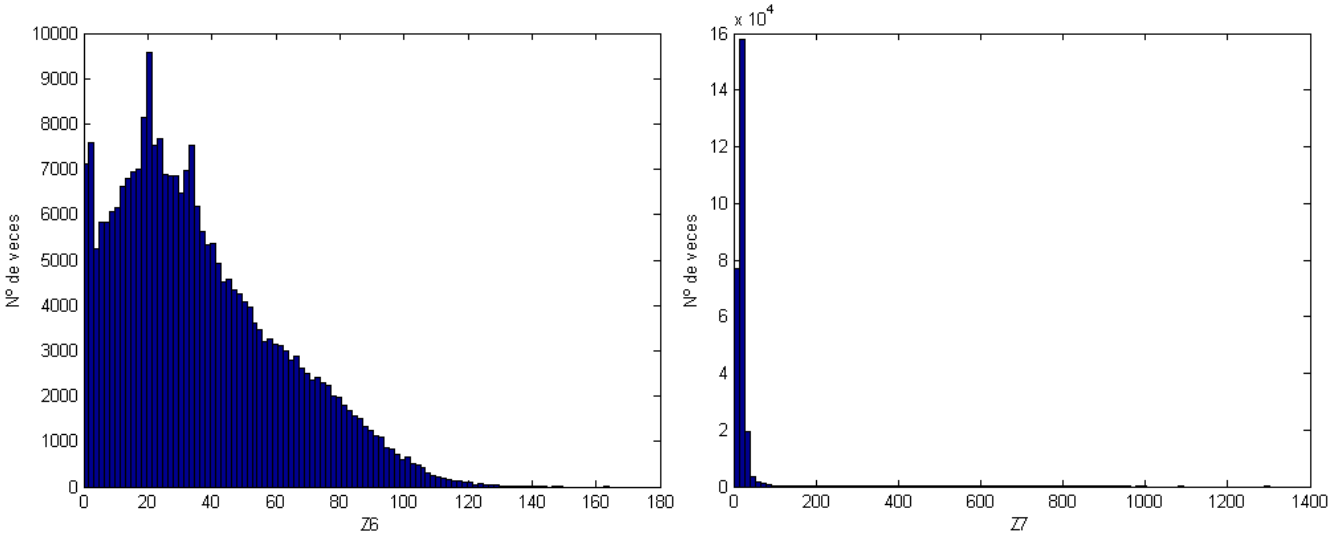


Imagen 119. Funciones de fiabilidad Z6 y Z7

8. ANÁLISIS ECONÓMICO Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

8.1. Análisis económico

En este apartado se evalúan las dos alternativas propuestas en términos económicos. Para ello, se presenta un estudio económico preliminar donde se analiza de forma escueta el presupuesto de las actuaciones llevadas a cabo en cada una de las alternativas.

Esto permitirá realizar una pre-selección de la alternativa más adecuada, mediante un criterio económico.

Los precios se corresponden con los precios de mercado obtenidos de un proyecto real de similares características.

Las mediciones quedan justificadas con los planos de la planta y las secciones transversales de cada uno de los diseños.

Se han realizado valoraciones para las secciones de los extremos de cada tramo, multiplicando su coste por la longitud correspondiente. Para consultar cada una de las secciones, consultar *Anejo 1. Valoración económica de las secciones.*

A continuación se adjunta un cuadro resumen donde se presenta el coste de cada uno de los tramos, así como el relleno interior.

ALTERNATIVA 1

Tabla 42. Presupuesto resumen Alternativa 1

Tramo	***Presupuesto (€)***
Arranque (1240 m)	122 307 354.10
Medio (600 m)	92 889 879.00
Principal (2745 m)	410 719 941.90
Contradiques (1940 m)	68 601 193.00
Relleno (105 ha)	180 500 100.00
TOTAL	**875 018 468.00**

ALTERNATIVA 2

Tabla 43. Presupuesto resumen Alternativa 2

Tramo	***Presupuesto (€)***
Arranque (1630 m)	200 262 667.40
Medio (1025 m)	172 741 639.60
Principal (870 m)	143 666 076.70
Contradiques (1640 m)	65 194 418.00
Relleno (105 ha)	180 500 100.00
TOTAL	**762 364 901.70**

Analizando los resultados obtenidos, se aprecia una diferencia de presupuesto entre ambas: 112 653 566.30 €, resultando más barata la alternativa 2. Esta diferencia es debido a la reducción de la longitud de dique construido, ya que la alternativa 2 supone un ahorro de 1060 metros de dique vertical y 300 metros de dique en talud.

Es por ello que, aunque el proceso constructivo en curva quizá conlleve mayor dificultad y requiera más atención, lo que podría suponer un incremento en la estimación realizada. Sin embargo, no se espera que llegue a compensar la gran diferencia de presupuesto. Por lo tanto, en base a un criterio económico, en una primera selección se escoge la alternativa 2.

No obstante, en el siguiente apartado se realiza un estudio comparativo entre ambos diseños considerando todos los criterios descritos a lo largo de esta memoria, el cual permite seleccionar una alternativa definitiva.

8.2. Estudio comparativo final. Selección de la alternativa

A continuación se presenta una tabla comparativa entre los dos diseños desarrollados a lo largo del trabajo. Con ello, se pretende mostrar las ventajas y desventajas que presenta una alternativa sobre la otra, de forma que se selecciona la que mejores resultados presente.

Tabla 44. Tabla comparativa entre ambas alternativas

	Alternativa 1	***Alternativa 2***
IMPACTO MEDIOAMBIENTAL		
Lámina de agua encerrada	385.2 ha	**290.2 ha**
Longitud de dique vertical	4585 m	**3525 m**
Longitud de dique en talud	1940 m	**1640 m**
IMPACTO VISUAL		
Cota de coronación máxima	**22.4 m**	23.8 m

PROCESO CONSTRUCTIVO		
Máxima profundidad alcanzada	46 m	**43 m**
Dificultad de construcción	**Más sencillo**	Más dificultad
OPERATIVIDAD		
Agitación	**8.84 $horas_{inoperativas}$/(año·atraque)**	9.02 $horas_{inoperativas}$/(año·atraque)
Resonancia	Bajamar: 12.49% casos Pleamar: 20.33% casos	**Bajamar: 11.06% casos** **Pleamar: 7.84% casos**
Rebase (resultados IH2VOF)	q = 0.1 m^3/s $V_{máx}$ = 49.63 m^3	**q = 0.04 m^3/s** **$V_{máx}$ = 36.18 m^3**
ESTUDIO ECONÓMICO		
Presupuesto	875 018 468.00 €	**762 364 901.70 €**

Para finalizar esta memoria, se puede concluir que la alternativa 2 resulta ser la alternativa elegida como óptima para este proyecto. Para su selección, se han considerado pesos iguales para todos los criterios de selección expuestos en la tabla anterior. Ésta alternativa destaca frente al otro diseño desde el punto de vista medioambiental. Presenta la desventaja de alcanzar una mayor cota de coronación y la complejidad que pueda suponer su proceso constructivo en curva. Sin embargo, la alternativa 1 alcanza profundidades superiores, con las dificultades que ello conlleva en la construcción. En cuanto al tema funcional, presenta una media de horas inoperativas anuales y por puesto de atraque superior a la alternativa 1, aunque con una diferencia escasa y presentando resultados de agitación muy buenos. En lo que refiere a la resonancia, la alternativa 1 se muestra más vulnerable a la amplificación de la onda larga. Para el rebase, la segunda alternativa también ofrece resultados mejores, reduciendo más de la mitad el caudal medio de rebase respecto a la alternativa 1. Finalmente, destacar la reducción en el presupuesto por parte del segundo diseño respecto al primero.

Todo ello ha llevado a escoger la **alternativa 2** como diseño definitivo.

9. CONCLUSIONES

El emplazamiento del actual puerto de Pasajes, supone un problema para el propio puerto. La principal limitación del puerto es su canal de entrada que limita el tamaño de los buques que pueden acceder y operar en el interior. Esta limitación impide la entrada de nuevos tráficos con mercancías de mayor valor y ha supuesto un estancamiento del puerto al no permitirle evolucionar al ritmo que lo hace la industria naviera y el transporte marítimo mundial. Otra limitación importante es la falta de espacio y explanada tras el muelle y la imposibilidad de expandirse al estar asentado en la trama urbana.

Para dar solución a estas necesidades, es necesario el traslado del puerto a una ubicación exterior.

En base a los tráficos actuales y para un escenario de crecimiento medio, se estima una evolución de los tráficos hasta alcanzar un movimiento de 13.5 toneladas anuales, en un horizonte de 50 años de vida útil.

Para disponer de la capacidad suficiente para atender esta demanda, es necesario la construcción de una superficie seca de 101.4 hectáreas y una línea de muelle de 3570 metros de longitud.

Teniendo en cuenta los condicionantes constructivos, económicos y ambientales, el emplazamiento adecuado para la obra resulta ser la ladera del Monte Ulía.

Para la selección de la tipología de la obra, el principal condicionante encontrado es la escasez de canteras próximas a la zona. Esto junto con las grandes profundidades alcanzadas, son los dos motivos principales por los que se ha escogido la tipología de dique vertical.

Dichas canteras serán de utilidad para la construcción del tramo de arranque y contradiques cuya sección es dique en talud de escollera. Además, se debe considerar el importante volumen de material necesario para la construcción de la banqueta de cimentación. Como posible línea de trabajo futura, se propone realizar un estudio de canteras capaces de satisfacer dicha demanda de material.

Se proponen dos alternativas de diseño. Los oleajes predominantes en la zona del proyecto provienen con dirección NW por lo que ambos diseños del puerto presentan la bocana orientada hacia el Este. No obstante, esta dirección resulta peligrosa no por el oleaje incidente sino por la reflexión originada por los acantilados adyacentes. Para evitar la entrada de esta energía al interior de la dársena ha sido necesario reducir la amplitud de la bocana hasta cumplir los criterios operativos de agitación. La reducción de la bocana se ha logrado mediante la construcción de un contradique de escollera. Finalmente, ambos diseños cumplen las limitaciones funcionales establecidas en la ROM, obteniendo mejores resultados para la alternativa 1. En cuanto a la resonancia, se obtienen resultados favorables para la alternativa 2. Aparecen algunos valores de periodos resonantes que pueden resultar peligrosos y en un estudio más detallado requieren de un análisis más preciso para proponer las medidas a llevar a cabo (dragado, modificaciones de la geometría, etc.).

Una vez definida la forma en planta, se realizan los cálculos probabilísticos para el diseño en alzado de tal forma que se cumplan los criterios funcionales de rebase obteniéndose unas cotas de coronación necesarias de 22.4 y 23.8 metros para las alternativas 1 y 2, respectivamente.

Tras realizar un prediseño con Nivel I, las dimensiones de los cajones a emplear son: (puntal x longitud x manga) = (30 x 39 x 22 m) para la alternativa 1 y (30 x 39 x 25 m) para la alternativa 2. Las comprobaciones funcionales de rebase y superficie libre validan ambos diseños. Así como la comprobación mediante modelo numérico del cálculo de las presiones, obteniéndose diferencias importantes respecto a la formulación empírica debido al efecto de la banqueta de cimentación.

Respecto a este punto, una posible línea de trabajo futura sería analizar el efecto del cambio climático a lo largo de los 50 años de vida útil, ya que éste tiene efectos tanto en el nivel del mar como en la altura de ola y periodo. Sería interesante analizar las tendencias de aumento de dichos parámetros y estudiar su efecto sobre la estructura.

En base a los datos disponibles en el visor c3e IH Cantabria, en 50 años se producirían los siguientes incrementos:

- NM: + 8.95 cm
- H_S: + 7.80 cm
- T_P: +0.20 s

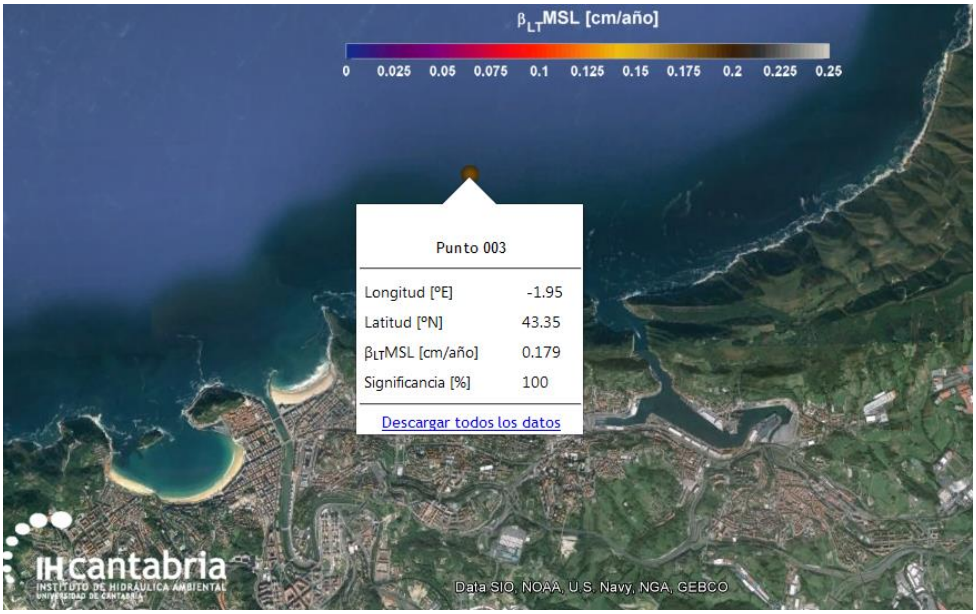


Imagen 120. Tendencia de aumento del nivel medio del mar (Fuente: Visor c3e IH Cantabria)

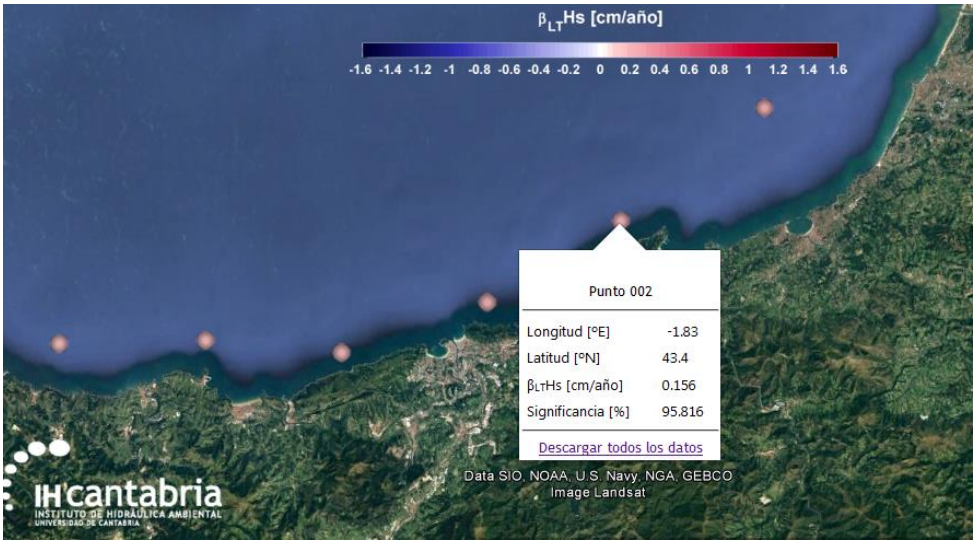


Imagen 121. Tendencia de aumento de Hs (Fuente: Visor c3e IH Cantabria)

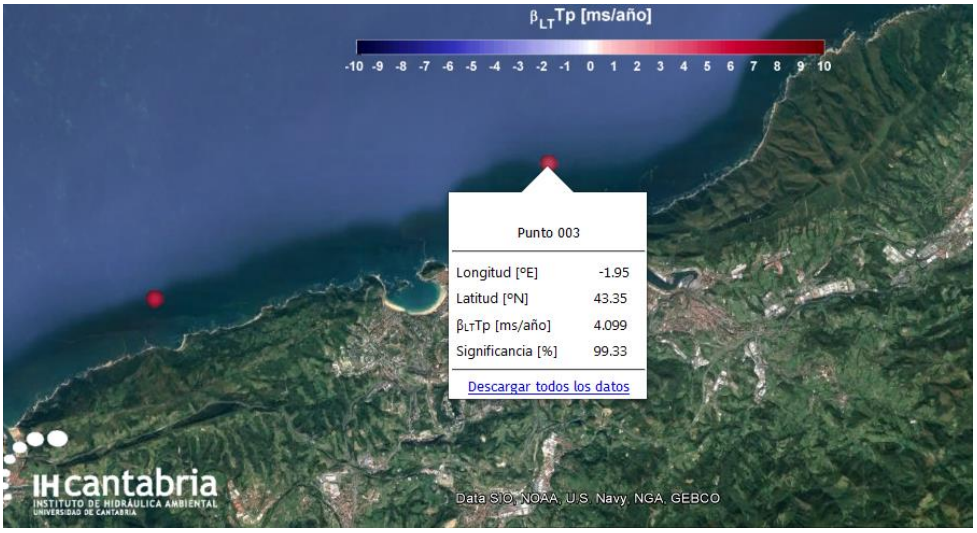


Imagen 122. Tendencia de aumento de Tp (Fuente: Visor c3e IH Cantabria)

Tras someter la estructura a una comprobación de Nivel III con la ejecución de 1500 vidas útiles, se concluye que el diseño resiste estructuralmente a cualquier evento extremo que se pueda generar ya que estadísticamente se han simulado temporales extraordinarios cuyos parámetros superan las condiciones de cálculo utilizadas. Solamente han presentado fallo tres de los siete elementos estructurales analizados: banqueta de cimentación del tramo vertical (21.6 % fallo), berma de pie del tramo en talud (9.2 % de fallo) y manto principal del tramo en talud que no presenta fallo para ningún temporal aislado pero sí que llega a colapsar acumulando fallo a lo largo de su vida útil (6.25 % de fallo). Respecto a los elementos de cimentación son delicados ya que las formulaciones existentes para su diseño están muy condicionadas y sus rangos de aplicación son limitados. De hecho, como ya se ha comentado en sus respectivos apartados, debían tenerse en cuenta una serie de consideraciones en las formulaciones utilizadas con nivel I. Con esto queda demostrado que para un correcto conocimiento del comportamiento de estos elementos de cimentación, es conveniente realizar ensayos de laboratorio. No obstante, se puede concluir que los resultados obtenidos con los cálculos deterministas (nivel I) se ajustan

adecuadamente a los requerimientos fijados en la ROM ya que la diferencia obtenida con el nivel III para cumplir una probabilidad de fallo del 10 % es escasa: aumentar 1.5 toneladas el peso de las piezas del manto de la banqueta de cimentación y 8 toneladas el peso de las piezas de protección de la berma de pie en el arranque.

En lo que se refiere al estudio económico preliminar, se obtienen cifras elevadas pero acordes a la complejidad de la estructura (grandes profundidades, importante oleaje generado en el Atlántico Norte, elevada superficie de relleno ganada al mar, gran longitud de obras de abrigo, etc.).

Finalmente, tras realizar un estudio comparativo de ambas alternativas, se selecciona la alternativa 2 como la alternativa óptima para la ampliación exterior del Puerto de Pasajes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Puertos del Estado (1999). ROM 3.1-99. *Proyecto de la configuración marítima de los puertos; canales de acceso y áreas de flotación.*

Puertos del Estado (2001). ROM 0.0-01. *Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias.*

Puertos del Estado (2005). ROM 0.5-05. *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*.

Puertos del Estado (2008). *Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas.*

Puertos del Estado (2009). ROM 1.0-09. *Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo (Parte 1ª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes climáticos).*

Eurotop. (2007). *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assesment Manual*.

Garate, C. (2012, Febrero 08). Una nueva solución para el puerto de Pasaia. (Entrevista D. Vasco)

Oumeraci, H., Allsop, N.W.H., de Groot, M.B., Crouch, R.S., & Vrijling. J.K., (1999). PROVERBS. *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters* .

Hoyos, A., Herrera, M., & Medina, J. (n.d.). DISEÑO DE LA BERMA DE PIE EN DIQUES ROMPEOLAS. Universidad Politécnica de Valencia.

López Lara, J. Diques Verticales. Diseño estructural I . *Fundamentos para el Diseño de Obras Marítimas* .

López Lara, J. Diques Verticales. Diseño estructural II . *Fundamentos para el Diseño de Obras Marítimas* .

López Lara, J., & Díaz Hernández, G. Calculo Último de Diques En Talud de Materiales Sueltos. *Fundamentos para el diseño de Obras Marítimas*.

López, V. (2005). *El puerto de Pasajes: Proyectos de futuro.* Obtenido de Euskonews: http://www.euskonews.com

Marcano Ceballos, D. (2016). DIMENSIONAMIENTO DE TERMINALES PORTUARIAS (LÍNEA DE ATRAQUE Y SUPERFICIE). *Conocimiento general del sistema portuario. máster universitario en ingeniería costera y portuaria (especialidad ingeniería portuaria)* .

PIANC report 121-2014. (2014). *Harbour approach channels design guidelines*.

Pita Olalla, E., Grau Albert, J. I., & Pérez Caldentey, A. Manual para el Diseño y la Ejecución de Cajones Flotantes de hormigón armado para obras portuarias.

Plan Director de Infraestructuras del Puerto de Pasajes . (2008).

Plan Estratégico del Puerto de Pasaia. (2015-2025)

Anejo 1. Valoración económica de las secciones

En este anejo se incluye la valoración de las secciones de los extremos de cada uno de los tramos para las dos alternativas planteadas. Las mediciones se corresponden a la totalidad del tramo, por lo que el presupuesto total que aparece en cada una de ellas, es el resultante de aplicar la sección valorada a la totalidad del tramo. El presupuesto final presentado en el *Documento 1. Memoria* para cada uno de los tramos, se obtiene como el valor medio de los presupuestos obtenidos para cada una de las secciones extremas en dicho tramo. La diferencia entre las secciones de cada uno de los extremos en un tramo se debe principalmente al incremento de la profundidad, que se ha considerado constante y lineal.

A continuación se presentan las tablas de valoración de cada sección. Estas secciones se pueden consultar en el *Documento 2. Planos*.

DIQUE PRINCIPAL RECTO (h = 46 m)

Unidad	***Medición***	***Precio (€)***	***Presupuesto (€)***
m^3 de hormigón en cajones	905 850.00	160.00	144 936 000.00
kg de acero B500S armadura	40 763 250.00	1.00	40 763 250.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	905 850.00	5.00	4 529 250.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	8 646.75	100.00	864 675.00
m^3 de hormigón superestructura	351 360.00	110.00	38 649 600.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	951 115.00	100.00	95 111 500.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	519 656.00	28.00	14 550 368.00
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	193 714.65	28.00	5 424 010.20
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	3 842 300.00	22.00	84 530 600.00
m^2 de enrase de grava en cimientos	60 390.00	65.00	3 925 350.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	60 390.00	90.00	5 435 100.00
Ud junta entre cajones	0.60	60000.00	36 000.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.60	90000.00	54 000.00
		TOTAL	**438 809 703.20**

DIQUE PRINCIPAL RECTO (h = 40 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	905 850.00	160.00	144 936 000.00
kg de acero B500S armadura	40 763 250.00	1.00	40 763 250.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	905 850.00	5.00	4 529 250.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	8 646.75	100.00	864 675.00
m^3 de hormigón superestructura	351 360.00	110.00	38 649 600.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	750 153.60	100.00	75 015 360.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	402 746.00	28.00	11 276 899.20
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	146 857.50	28.00	4 112 010.00
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	2 410 576.65	22.00	53 032 686.30
m^2 de enrase de grava en cimientos	60 390.00	65.00	3 925 350.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	60 390.00	90.00	5 435 100.00
Ud junta entre cajones	0.60	60 000.00	36 000.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.60	90 000.00	54 000.00
		TOTAL	**382 630 180.50**

DIQUE MEDIO RECTO (h = 46 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m³ de hormigón en cajones	198 000.00	160.00	31 680 000.00
kg de acero B500S armadura	8 910 000.00	1.00	8 910 000.00
m³ de relleno granular en celdas de cajones	198 000.00	5.00	990 000.00
m³ de hormigón en bloque de guarda	1 890.00	100.00	189 000.00
m³ de hormigón superestructura	105 120.00	110.00	11 563 200.00
m³ de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	207 894.00	100.00	20 789 400.00
m³ de escollera de 2.6 t en banqueta	113 586.00	28.00	3 180 408.00
m³ de escollera de 180 kg en banqueta	42 342.00	28.00	1 185 576.00
m³ de todo uno núcleo en banqueta	839 847.00	22.00	18 476 634.00
m² de enrase de grava en cimientos	13 200.00	65.00	858 000.00
m³ de hormigón en losa superior de cajones	13 200.00	90.00	1 188 000.00
Ud junta entre cajones	0.13	60 000.00	7 800.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.13	90 000.00	11 700.00
		TOTAL	**99 029 718.00**

DIQUE MEDIO RECTO (h = 40 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	198 000.00	160.00	31 680 000.00
kg de acero B500S armadura	8 910 000.00	1.00	8 910 000.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	198 000.00	5.00	990 000.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	1 890.00	100.00	189 000.00
m^3 de hormigón superestructura	105 120.00	110.00	11 563 200.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	163 968.00	100.00	16 396 800.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	88 032.00	28.00	2 464 896.00
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	32 100.00	28.00	898 800.00
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	526 902.00	22.00	11 591 844.00
m^2 de enrase de grava en cimientos	13 200.00	65.00	858 000.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	13 200.00	90.00	1 188 000.00
Ud junta entre cajones	0.13	60 000.00	7 800.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.13	90 000.00	11 700.00
		TOTAL	**86 750 040.00**

ARRANQUE RECTO (h = 40 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	244 200.00	160.00	39 072 000.00
kg de acero B500S armadura	10 989 000.00	1.00	10 989 000.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	244 200.00	5.00	1 211 000.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	2 331.00	100.00	233 100.00
m^3 de hormigón superestructura	129 648.00	110.00	14 261 280.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	202 589.80	100.00	20 258 980.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	108 572.80	28.00	3 040 038.40
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	39 590.00	28.00	1 108 520.00
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	649 845.80	22.00	14 296 607.60
m^2 de enrase de grava en cimientos	16 280.00	65.00	1 058 200.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	16 280.00	90.00	1 465 200.00
Ud junta entre cajones	0.27	60 000.00	16 200.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.27	90 000.00	24 300.00
		TOTAL	**107 034 426.00**

ARRANQUE RECTO (h = 25 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	244 200.00	160.00	39 072 000.00
kg de acero B500S armadura	10 989 000.00	1.00	10 989 000.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	244 200.00	5.00	1 211 000.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	2 331.00	100.00	233 100.00
m^3 de hormigón superestructura	129 648.00	110.00	14 261 280.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	72 031.60	100.00	7 203 160.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	28 630.60	28.00	801 656.80
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	7 636.80	28.00	213 830.40
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	34 136.20	22.00	750 996.40
m^2 de enrase de grava en cimientos	16 280.00	65.00	1 058 200.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	16 280.00	90.00	1 465 200.00
Ud junta entre cajones	0.27	60 000.00	16 200.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.27	90 000.00	24 300.00
		TOTAL	**77 299 923.60**

ARRANQUE RECTO (h = 20 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en el manto	114 251.50	28.00	3 199 042.00
m^3 de hormigón para cubos de 7.5 t en el filtro	104 252.05	28.00	2 919 057.40
m^3 de escollera de 500 kg en el filtro	55 148.45	28.00	1 544 156.60
m^3 de hormigón para cubos de 15 t en berma de pie	36 839.45	28.00	1 031 504.60
m^3 de escollera de 1.5 t en berma de pie	16 393.90	28.00	459 029.20
m^3 de todo uno en núcleo	484 972.25	22.00	10 669 389.50
m^3 de hormigón superestructura	93 800.00	110.00	10 318 000.00
		TOTAL	**30 140 179.30**

CONTRADIQUE - MARTILLO (h = 30 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de escollera de 1.6 t en banqueta	389 745.00	28.00	10 912 860.00
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	152 560.40	28.00	4 271 691.20
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	3 578 532.00	22.00	78 727 704.00
		TOTAL	**93 912 255.20**

CONTRADIQUE (h = 15 m)

Unidad	Medición	Precio (€)	Presupuesto (€)
m^3 de escollera de 1.6 t en banqueta	277120,6	28.00	7 759 376.80
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	100200	28.00	2 805 600.00
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	1487507	22.00	32 725 154.00
		TOTAL	**43 290 130.80**

RELLENO INTERIOR TIERRA SECA (h = 20 m)

Unidad	Medición	Precio (€)	Presupuesto (€)
m^3 de hormigón en cajones	263 312.50	160.00	42 130 000.00
kg de acero B500S armadura	11 849 062.50	1.00	11 849 062.50
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	789 937.50	5.00	3 949 687.50
m^2 de enrase de grava en cimientos	3840.00	65.00	249 600.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	38 300.00	90.00	3 447 000.00
m^3 de relleno granular en muelles	5 564 350.00	5.00	27 821 750.00
m^3 de hormigón en losa superior de muelles	1 011 700.00	90.00	91 053 000.00
		TOTAL	**180 500 100.00**

DIQUE PRINCIPAL CURVO (h = 43 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	326 250.00	160.00	52 200 000.00
kg de acero B500S armadura	14 681 250.00	1.00	14 681 250.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	326 250.00	5.00	1 631 250.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	2 740.50	100.00	274 050.00
m^3 de hormigón superestructura	156 600.00	110.00	17 226 000.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	287 448.00	100.00	28 744 800.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	150 423.00	28.00	4 211 844.00
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	55 332.00	28.00	1 549 296.00
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	1 101 306.00	22.00	24 228 732.00
m^2 de enrase de grava en cimientos	21 750.00	65.00	1 413 750.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	21 750.00	90.00	1 957 500.00
Ud junta entre cajones	0.25	60 000.00	15 000.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.25	90 000.00	22 500.00
		TOTAL	**148 155 972.00**

DIQUE PRINCIPAL CURVO (h = 40 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	326 250.00	160.00	52 200 000.00
kg de acero B500S armadura	14 681 250.00	1.00	14 681 250.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	326 250.00	5.00	1 631 250.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	2 740.50	100.00	274 050.00
m^3 de hormigón superestructura	156 600.00	110.00	17 226 000.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	255 258.00	100.00	25 525 800.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	132 414.00	28.00	3 707 592.00
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	47 989.20	28.00	1 343 697.60
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	871 626.90	22.00	19 175 791.80
m^2 de enrase de grava en cimientos	21 750.00	65.00	1 413 750.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	21 750.00	90.00	1 957 500.00
Ud junta entre cajones	0.25	60 000.00	15 000.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.25	90 000.00	22 500.00
		TOTAL	**139 174 181.40**

DIQUE MEDIO CURVO (h = 43 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	384 375.00	160.00	61 500 000.00
kg de acero B500S armadura	17 296 875.00	1.00	17 296 875.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	384 375.00	5.00	1 921 875.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	2 740.50	100.00	274 050.00
m^3 de hormigón superestructura	184 500.00	110.00	20 295 000.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	338 660.00	100.00	33 866 000.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	177 222.50	28.00	4 962 230.00
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	65 190.00	28.00	1 825 320.00
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	1 297 515.70	22.00	28 545 345.40
m^2 de enrase de grava en cimientos	25 625.00	65.00	1 665 625.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	25 625.00	90.00	2 306 250.00
Ud junta entre cajones	0.29	60 000.00	17 400.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.29	90 000.00	26 100.00
		TOTAL	**174 502 070.40**

DIQUE MEDIO CURVO (h = 42 m)

Unidad	Medición	Precio (€)	Presupuesto (€)
m^3 de hormigón en cajones	384 375.00	160.00	61 500 000.00
kg de acero B500S armadura	17 296 875.00	1.00	17 296 875.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	384 375.00	5.00	1 921 875.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	2 740.50	100.00	274 050.00
m^3 de hormigón superestructura	184 500.00	110.00	20 295 000.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	326 565.00	100.00	32 656 500.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	170 847.00	28.00	4 783 716.00
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	62 299.50	28.00	1 744 386.00
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	1 204 246.90	22.00	26 493 431.80
m^2 de enrase de grava en cimientos	25 625.00	65.00	1 665 625.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	25 625.00	90.00	2 306 250.00
Ud junta entre cajones	0.29	60 000.00	17 400.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.29	90 000.00	26 100.00
		TOTAL	**170 981 208.80**

ARRANQUE CURVO (h = 42 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	423 750.00	160.00	67 800 000.00
kg de acero B500S armadura	19 068 750.00	1.00	19 068 750.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	423 750.00	5.00	2 118 750.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	3 559.50	100.00	355 950.00
m^3 de hormigón superestructura	271 652.00	110.00	29 881 720.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	360 018.00	100.00	36 001 800.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	188 348.40	28.00	5 273 755.20
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	68 681.40	28.00	1 923 079.20
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	1 327 608.75	22.00	29 207 392.50
m^2 de enrase de grava en cimientos	28 250.00	65.00	1 836 250.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	28 250.00	90.00	2 542 500.00
Ud junta entre cajones	0.46	60 000.00	27 600.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.46	90 000.00	41 400.00
		TOTAL	**196 078 946.90**

ARRANQUE CURVO (h = 25 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	423 750.00	160.00	67 800 000.00
kg de acero B500S armadura	19 068 750.00	1.00	19 068 750.00
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	423 750.00	5.00	2 118 750.00
m^3 de hormigón en bloque de guarda	3 559.50	100.00	355 950.00
m^3 de hormigón superestructura	271 652.00	110.00	29 881 720.00
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en banqueta	134 131.00	100.00	13 413 100.00
m^3 de escollera de 2.6 t en banqueta	49 833.00	28.00	1 395 324.00
m^3 de escollera de 180 kg en banqueta	14 079.80	28.00	394 234.40
m^3 de todo uno núcleo en banqueta	98 168.75	22.00	2 159 712.50
m^2 de enrase de grava en cimientos	28 250.00	65.00	1 836 250.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	28 250.00	90.00	2 542 500.00
Ud junta entre cajones	0.46	60 000.00	27 600.00
Ud botadura, transporte y fondeo de cajón	0.46	90 000.00	41 400.00
		TOTAL	**141 035 290.90**

ARRANQUE CURVO (h = 10 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón para cubos de 26 t en el manto	114 125.15	28.00	3 195 504.20
m^3 de hormigón para cubos de 7.5 t en el filtro	105 959.45	28.00	2 966 864.60
m^3 de escollera de 500 kg en el filtro	57 041.15	28.00	1 597 152.20
m^3 de hormigón para cubos de 15 t en berma de pie	36 839.45	28.00	1 031 504.60
m^3 de escollera de 1.5 t en berma de pie	16 419.05	28.00	459 733.40
m^3 de todo uno en núcleo	509 422.25	22.00	11 207 289.50
m^3 de hormigón superestructura	102 250.00	110.00	11 247 500.00
		TOTAL	**31 705 548.50**

CONTRADIQUE (h = 30 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de escollera de 5.6 t en banqueta	402 080.00	28.00	11 258 240.00
m3 de escollera de 600 kg en banqueta	135 520.00	28.00	3 794 560.00
m3 de todo uno núcleo en banqueta	2 070 600.00	22.00	45 553 200.00
		TOTAL	**60 606 000.00**

CONTRADIQUE (h = 15 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de escollera de 5.6 t en banqueta	299 824.00	28.00	8 395 072.00
m3 de escollera de 600 kg en banqueta	90 076.00	28.00	2 522 128.00
m3 de todo uno núcleo en banqueta	853 300.00	22.00	18 772 800.00
		TOTAL	**29 689 800.00**

MARTILLO (h = 35 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de escollera de 5.6 t en banqueta	114 760.80	28.00	3 213 302.40
m3 de escollera de 600 kg en banqueta	42 758.40	28.00	1 197 235.20
m3 de todo uno núcleo en banqueta	710 726.40	22.00	15 635 980.80
		TOTAL	**20 046 518.40**

RELLENO INTERIOR TIERRA SECA (h = 20 m)

Unidad	*Medición*	*Precio (€)*	*Presupuesto (€)*
m^3 de hormigón en cajones	263 312.50	160.00	42 130 000.00
kg de acero B500S armadura	11 849 062.50	1.00	11 849 062.50
m^3 de relleno granular en celdas de cajones	789 937.50	5.00	3 949 687.50
m^2 de enrase de grava en cimientos	3840.00	65.00	249 600.00
m^3 de hormigón en losa superior de cajones	38 300.00	90.00	3 447 000.00
m^3 de relleno granular en muelles	5 564 350.00	5.00	27 821 750.00
m^3 de hormigón en losa superior de muelles	1 011 700.00	90.00	91 053 000.00
		TOTAL	**180 500 100.00**

Documento 2. Planos

ÍNDICE

Plano 1. Situación y emplazamiento

Plano 2. Batimetría

Plano 3. Planta general

3.1. Alternativa 1

3.2. Alternativa 2

Plano 4. Secciones transversales

4.1. Alternativa 1

4.2. Alternativa 2

Plano 5. Geometría cajones

5.1. Alternativa 1

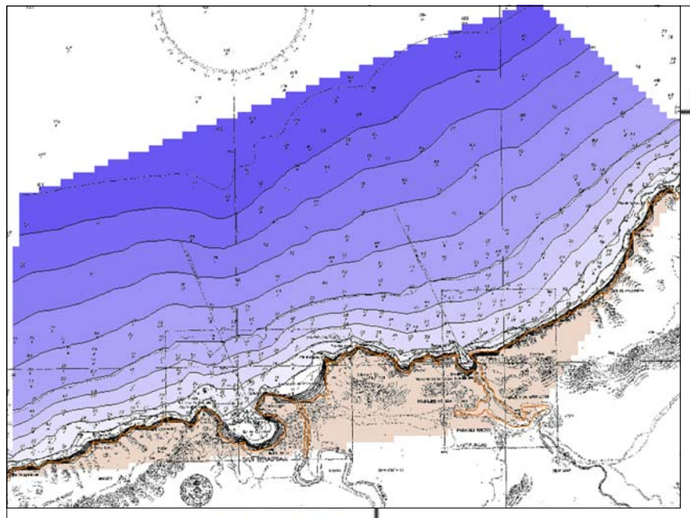
5.2. Alternativa 2

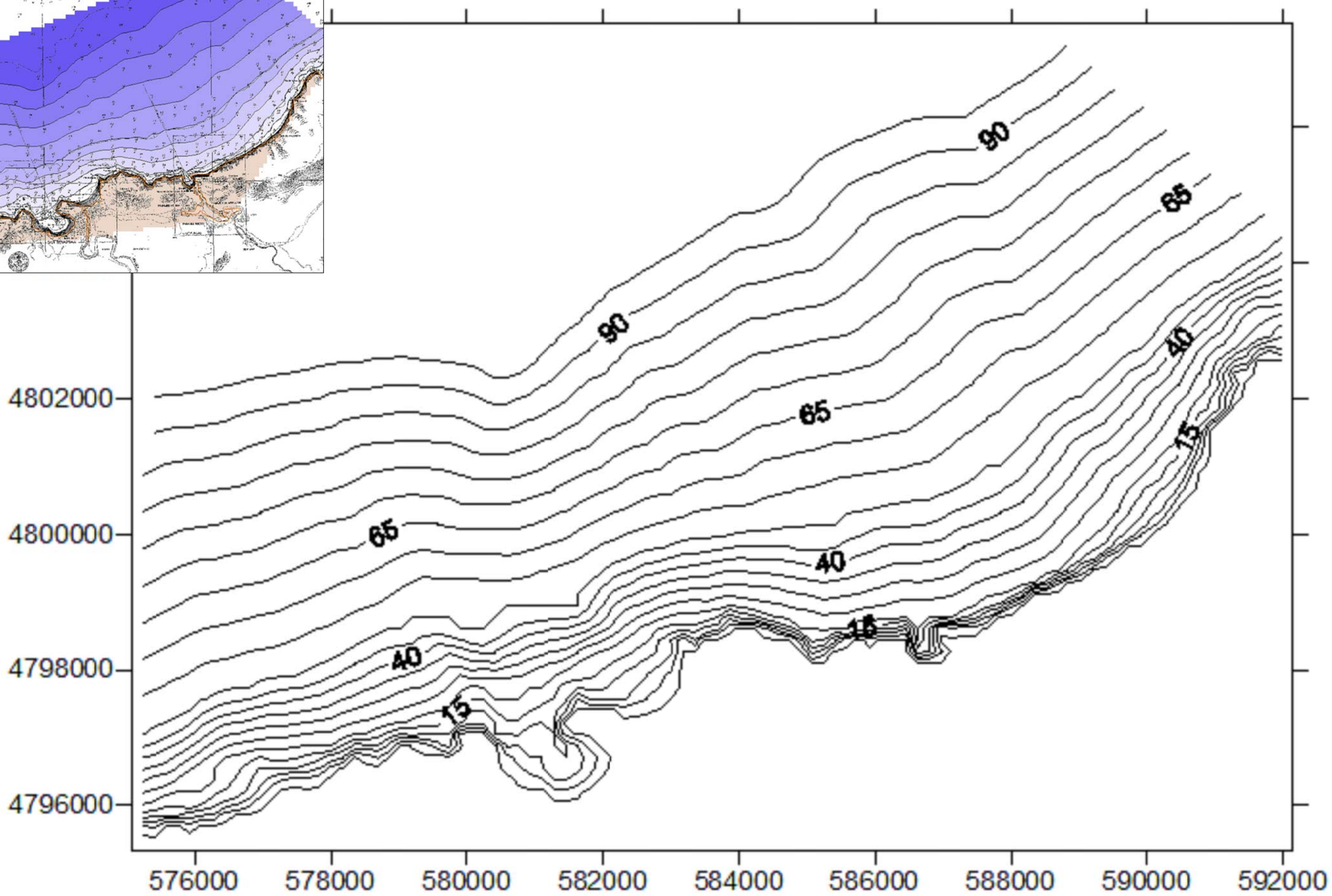
PAÍS VASCO

GIPUZKOA

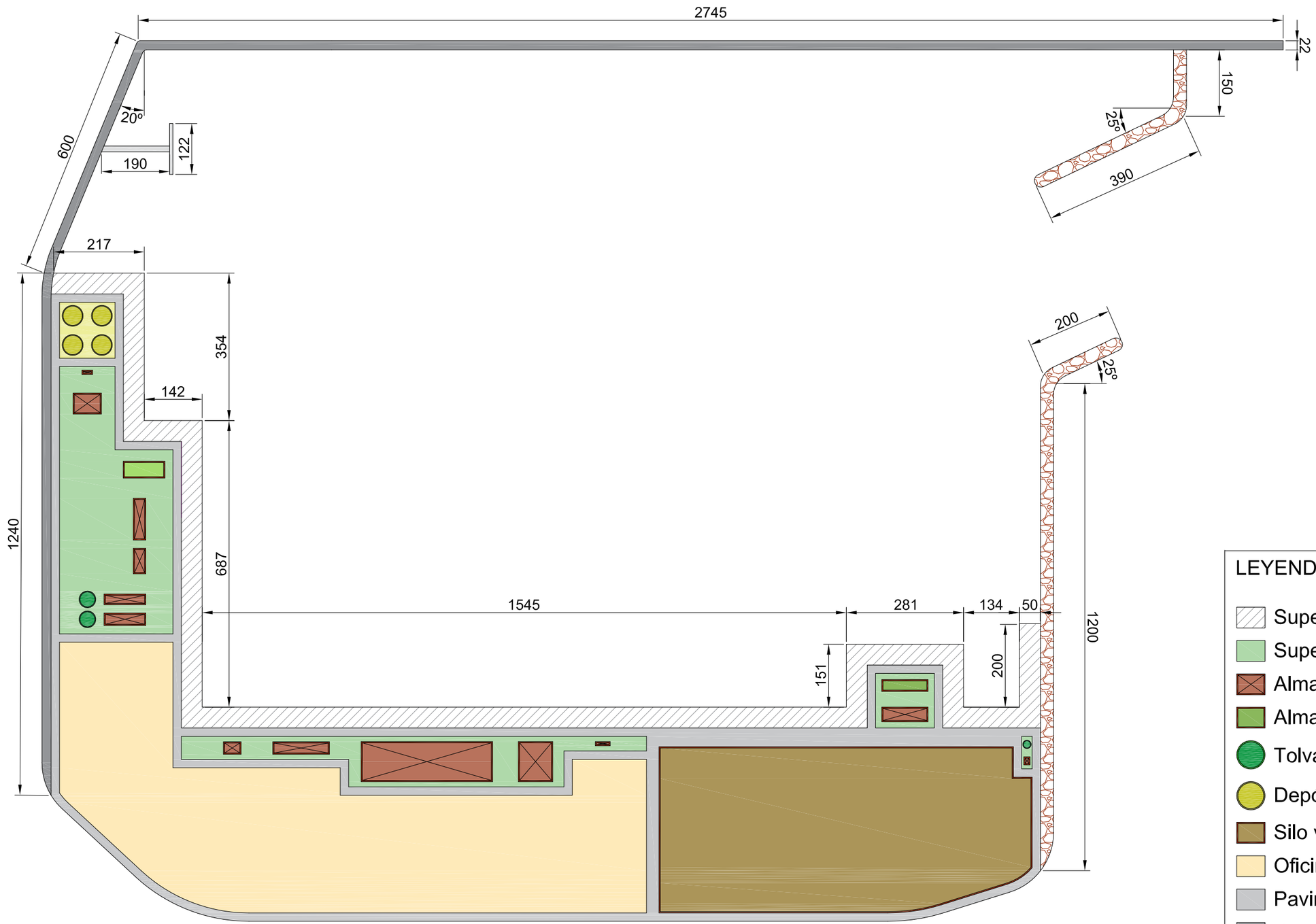
PASAJES

UC UNIVERSIDAD DE CANTABRIA · Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos	Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES Título plano: SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO Octubre 2016 — Escala: S/E	Autor EVA ROMANO	Nº de plano 1





UC UNIVERSIDAD DE CANTABRIA · Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos	Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES Título plano: BATIMETRÍA Octubre 2016 — Escala: 1/50000	Autor EVA ROMANO	Nº de plano 2



LEYENDA

- Superficie de maniobra
- Superficie útil
- Almacén cerrado
- Almacén abierto
- Tolva
- Depósito líquidos
- Silo vehículos (2 alturas)
- Oficinas, instalaciones, etc.
- Pavimento y ffcc
- Dique vertical
- Dique en talud

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

Título plano: PLANTA GENERAL ALTERNATIVA 1

Octubre 2016

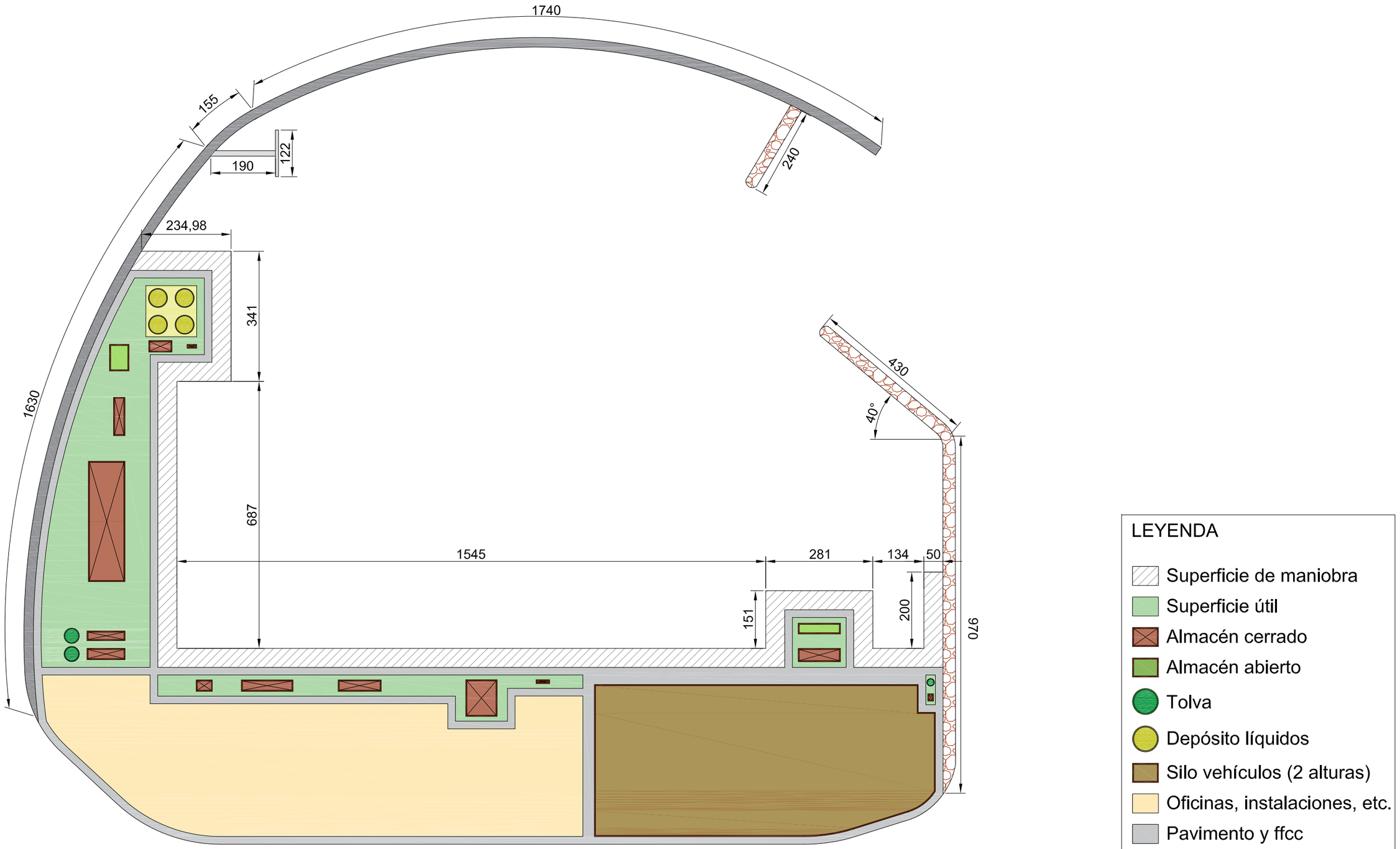
Escala: 1/10000

Autor

EVA ROMANO

Nº de plano

3.1



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

Título plano: PLANTA GENERAL ALTERNATIVA 2

Octubre 2016

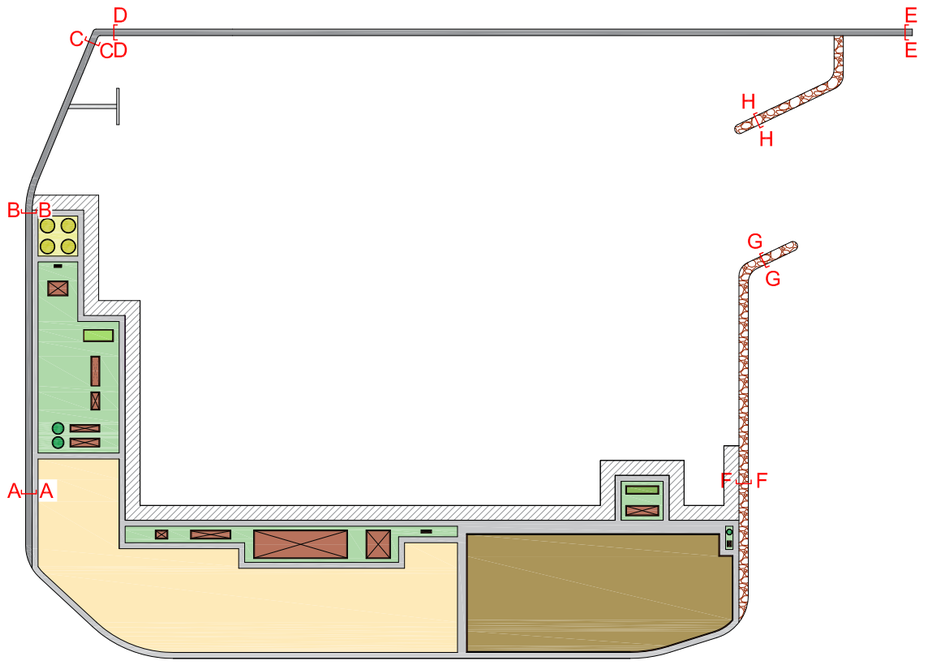
Escala: 1/10000

Autor

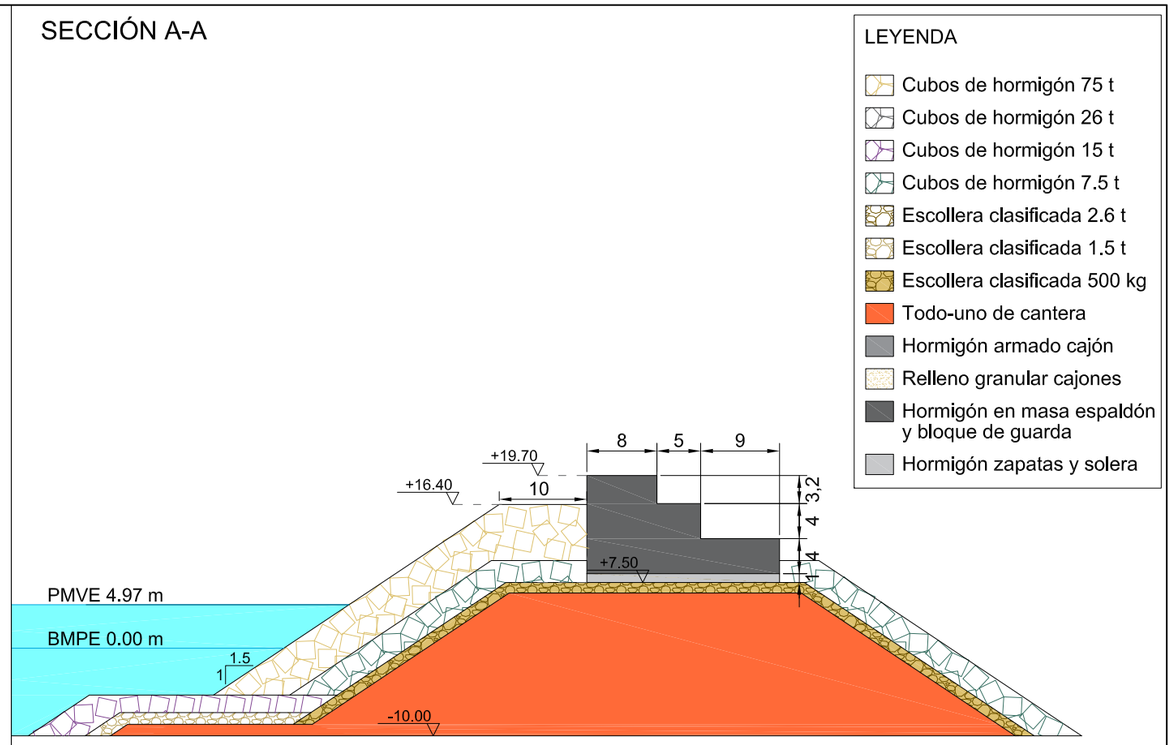
EVA ROMANO

Nº de plano

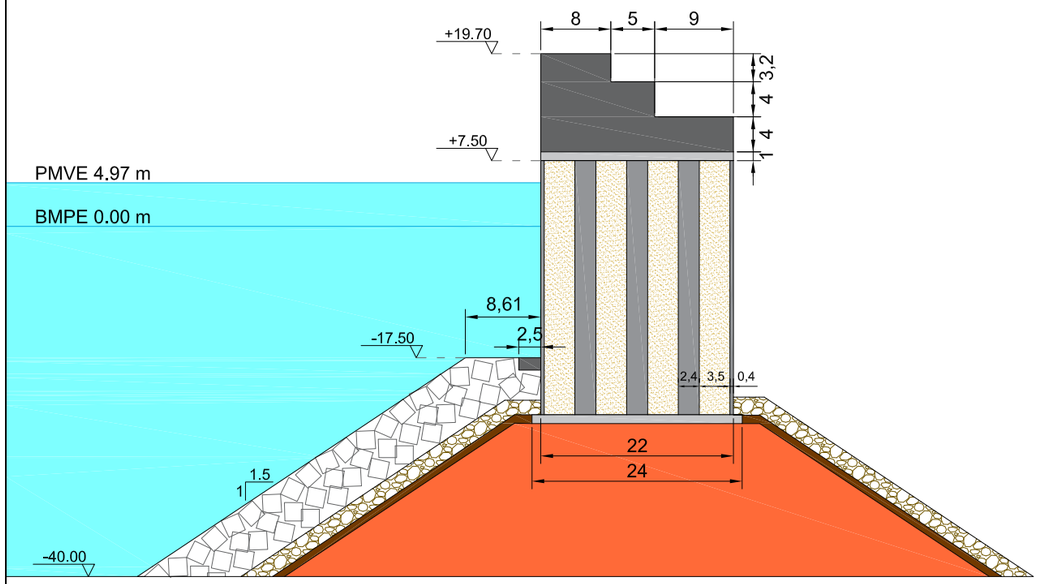
3.2



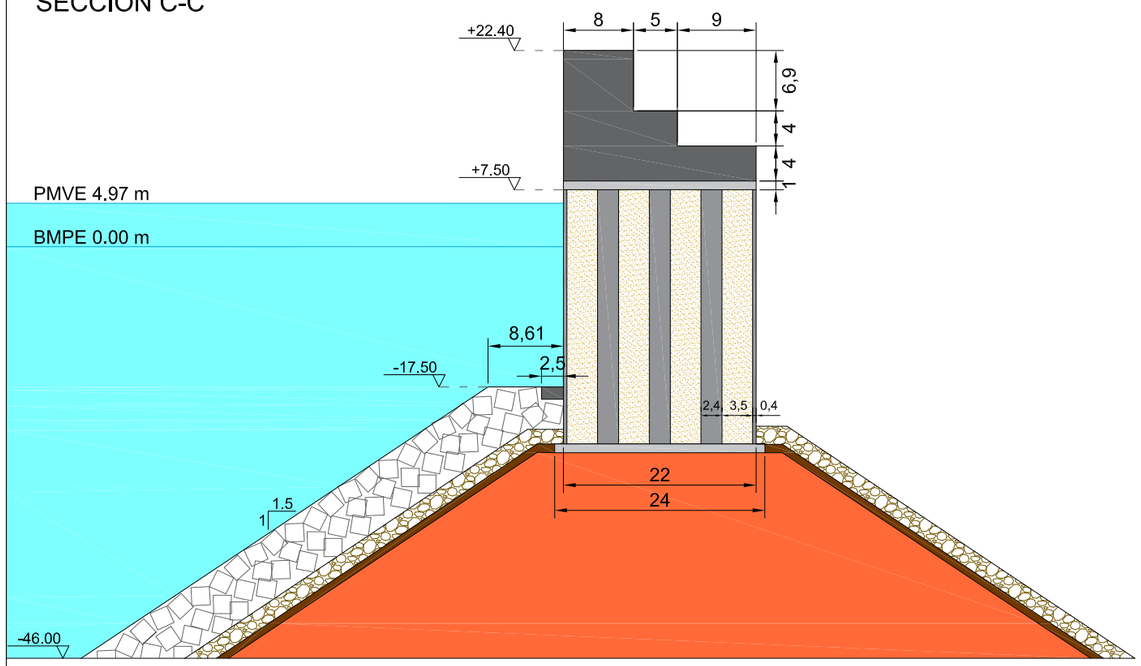
SECCIÓN A-A



SECCIÓN B-B



SECCIÓN C-C



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

Título plano: SECCIONES TRANSVERSALES ALTERNATIVA 1

Octubre 2016

Escala: 1/700

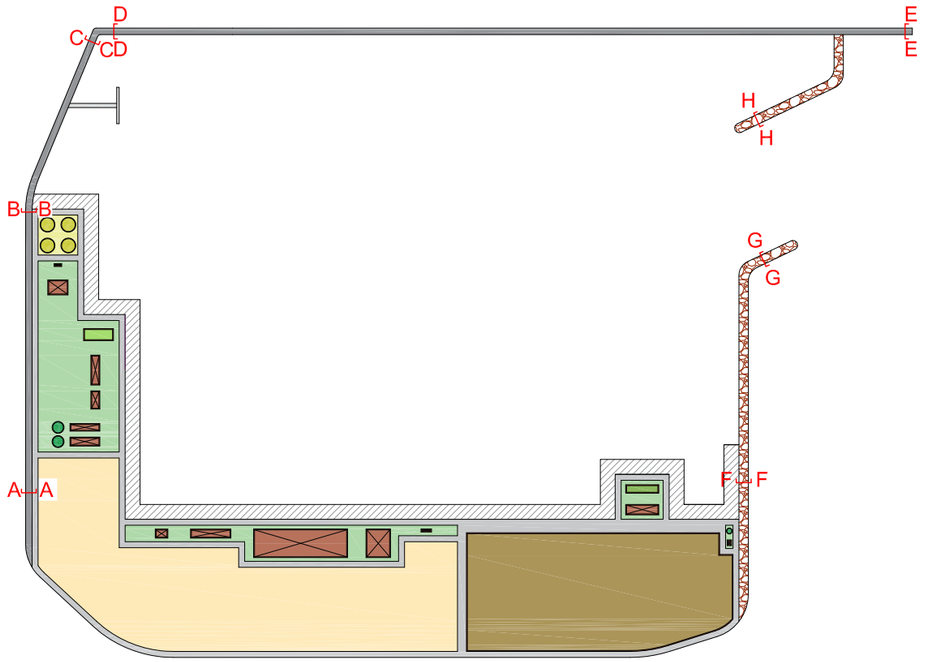
Autor

EVA ROMANO

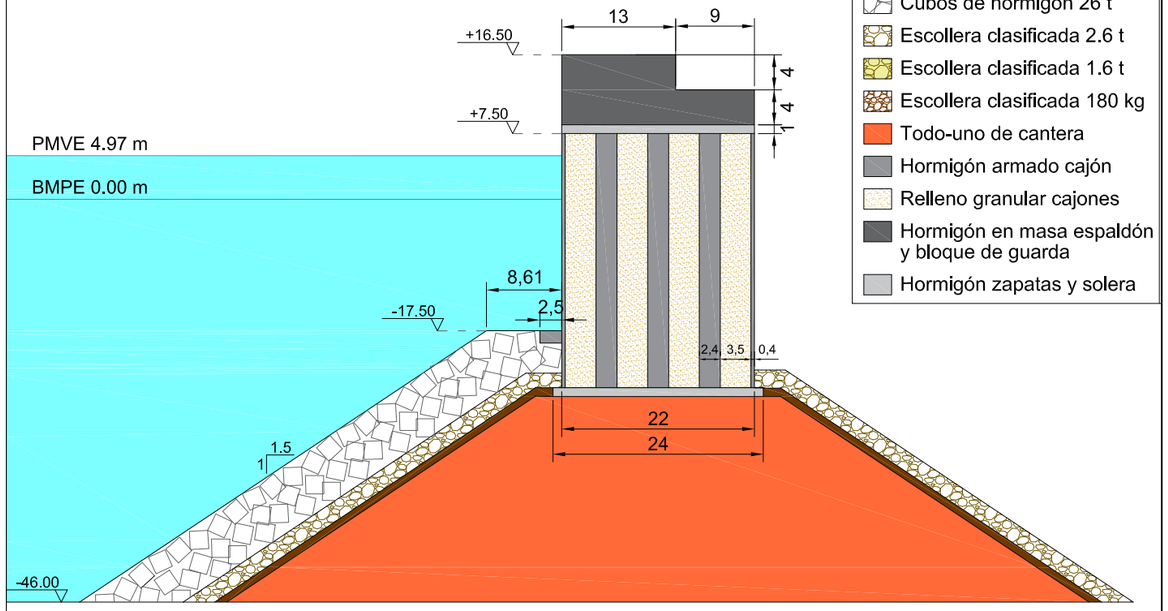
Nº de plano

4.1

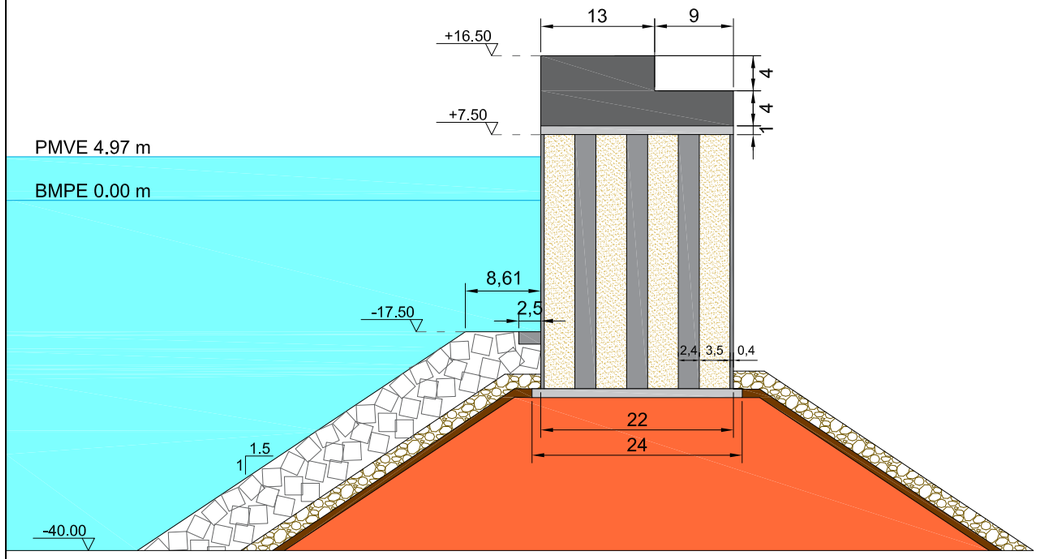
Hoja 1/3



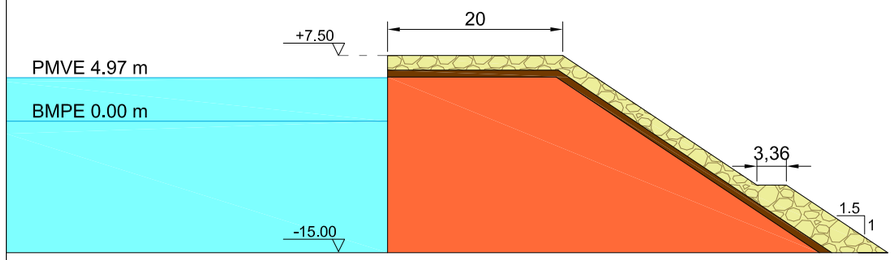
SECCIÓN D-D



SECCIÓN E-E

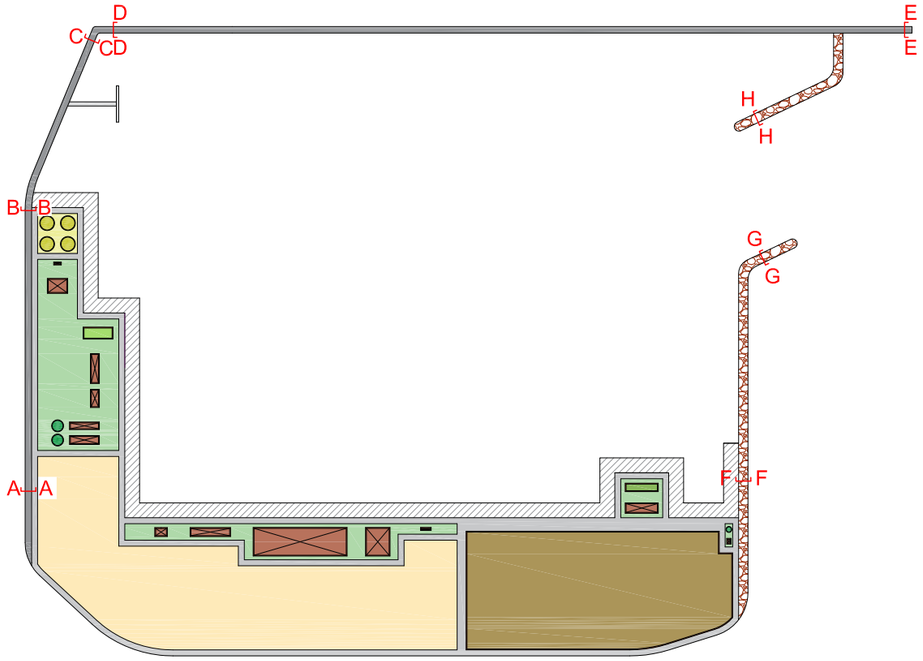


SECCIÓN F-F

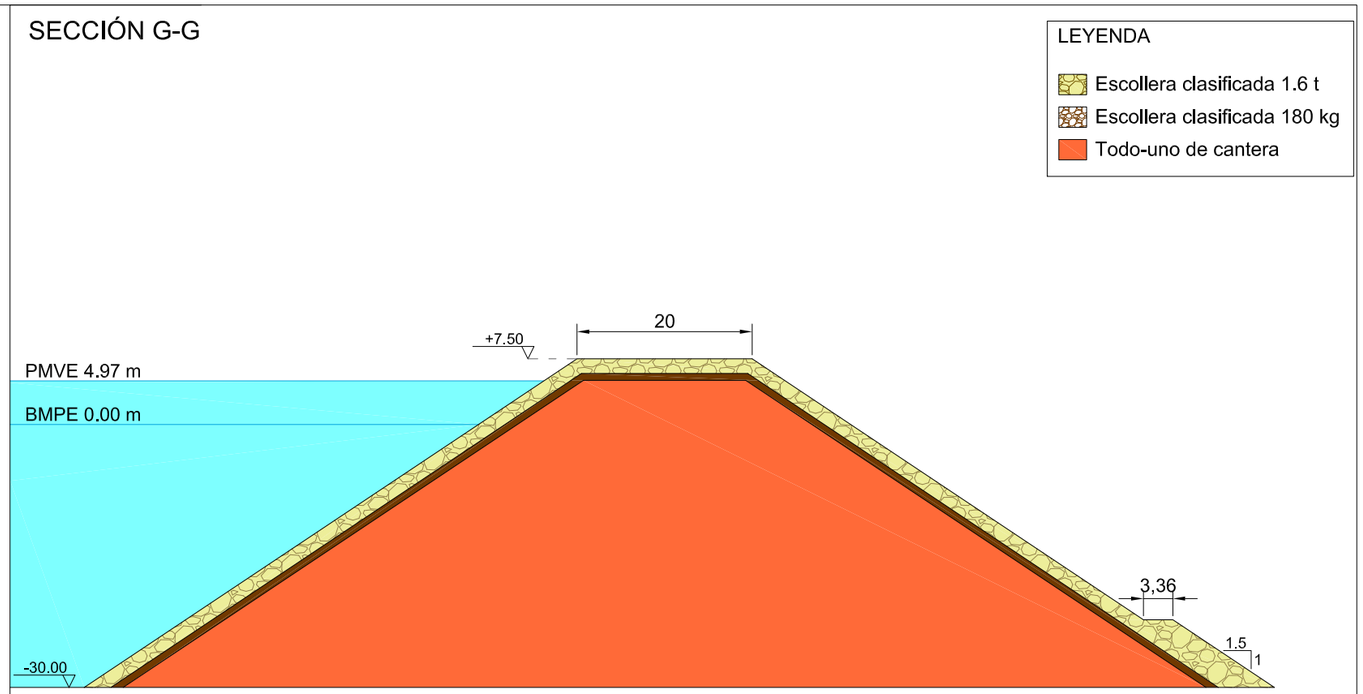


Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES		Autor	Nº de plano
Título plano: SECCIONES TRANSVERSALES ALTERNATIVA 1		EVA ROMANO	4.1
Octubre 2016	Escala: 1/700		Hoja 2/3

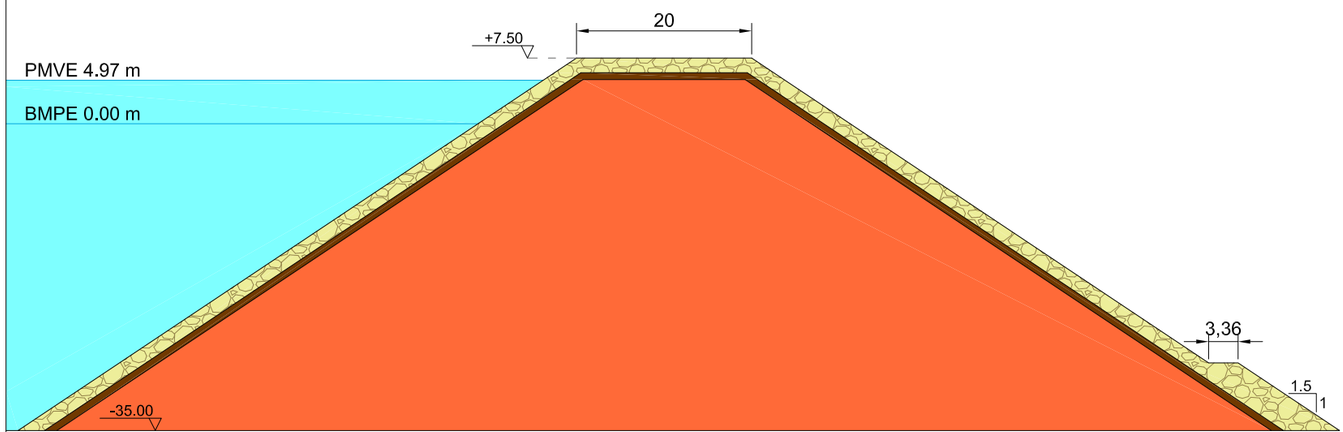
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



SECCIÓN G-G



SECCIÓN H-H



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

Título plano: SECCIONES TRANSVERSALES ALTERNATIVA 1

Octubre 2016

Escala: 1/700

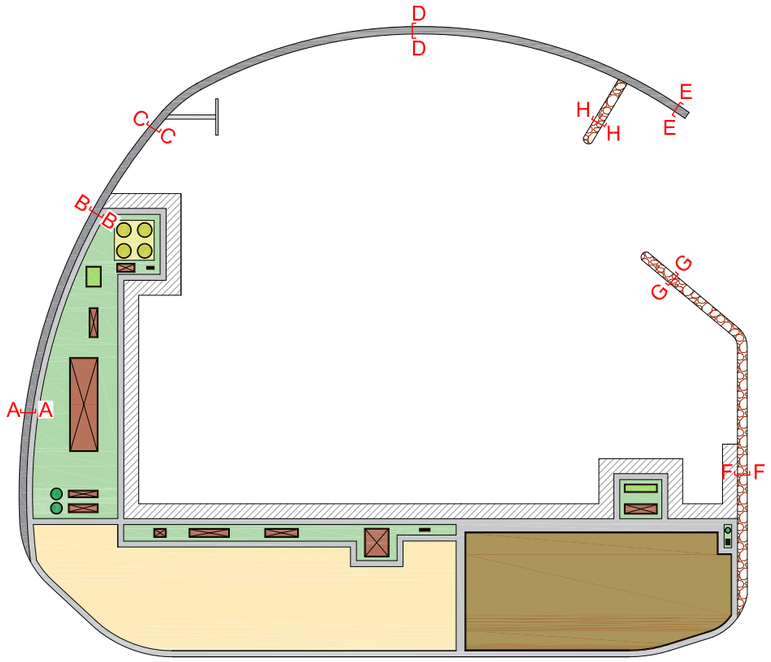
Autor

EVA ROMANO

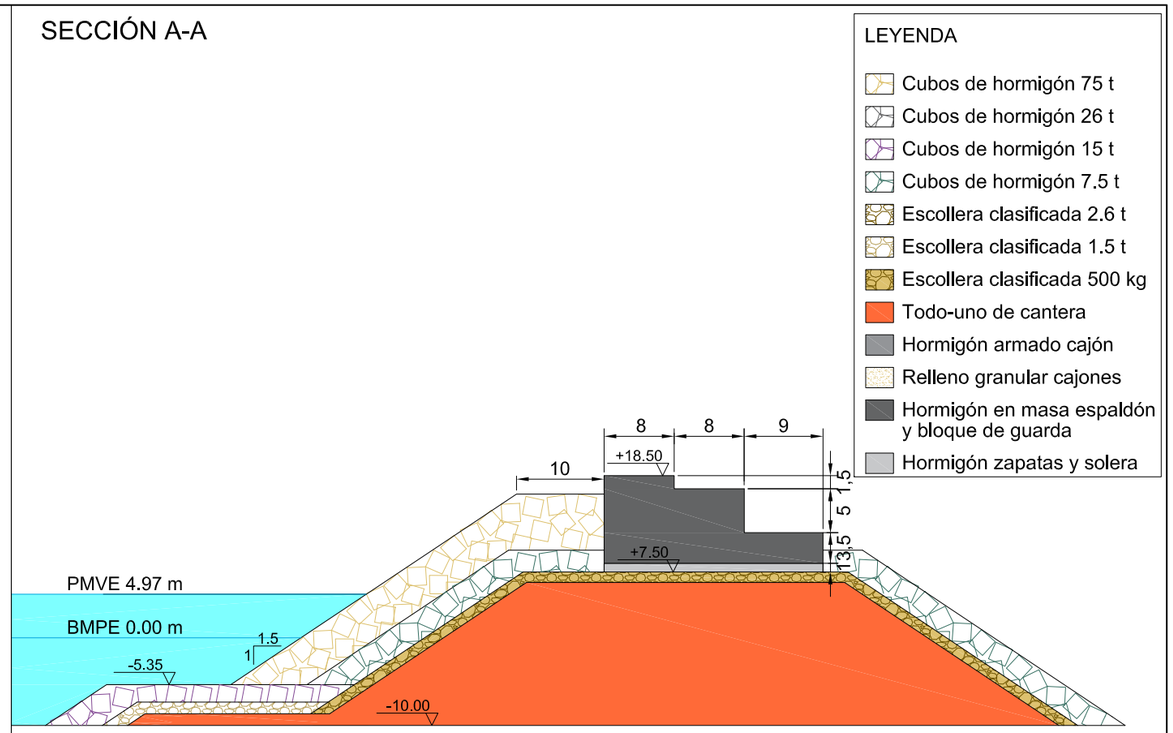
Nº de plano

4.1

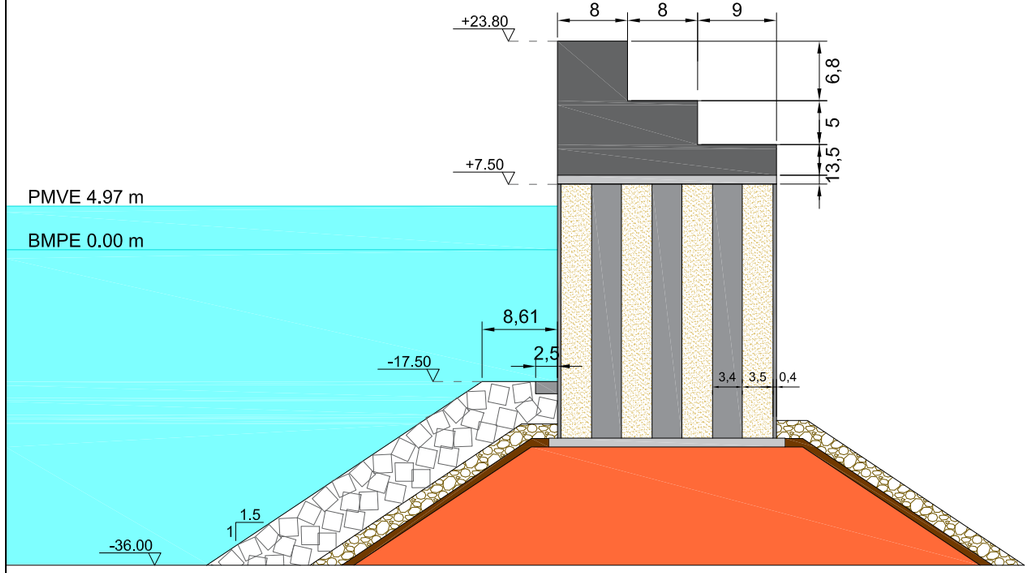
Hoja 3/3



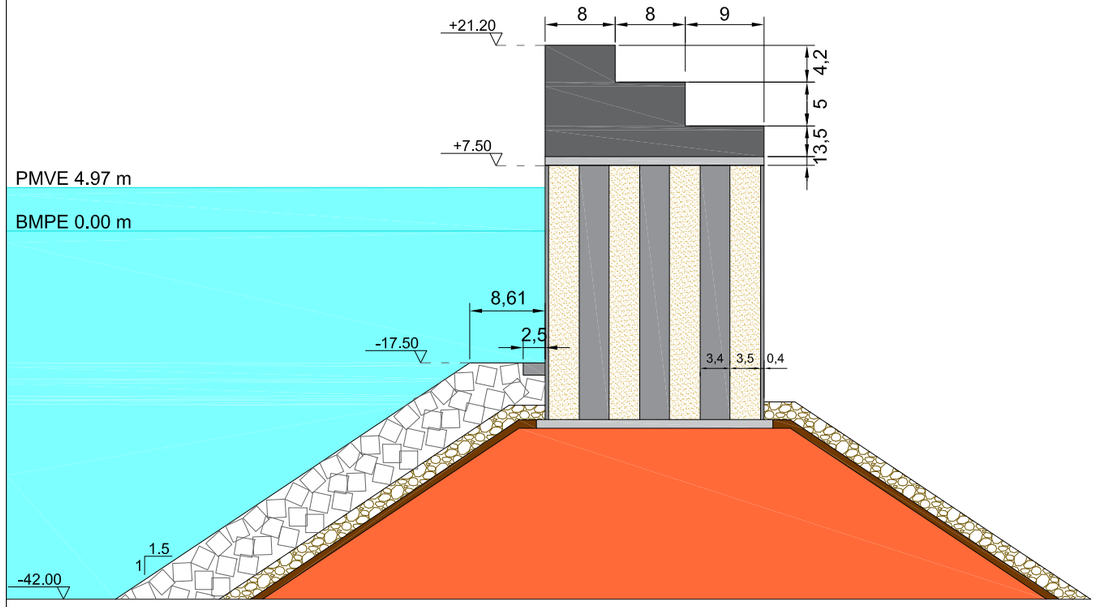
SECCIÓN A-A



SECCIÓN B-B



SECCIÓN C-C



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

Título plano: SECCIONES TRANSVERSALES ALTERNATIVA 2

Octubre 2016

Escala: 1/700

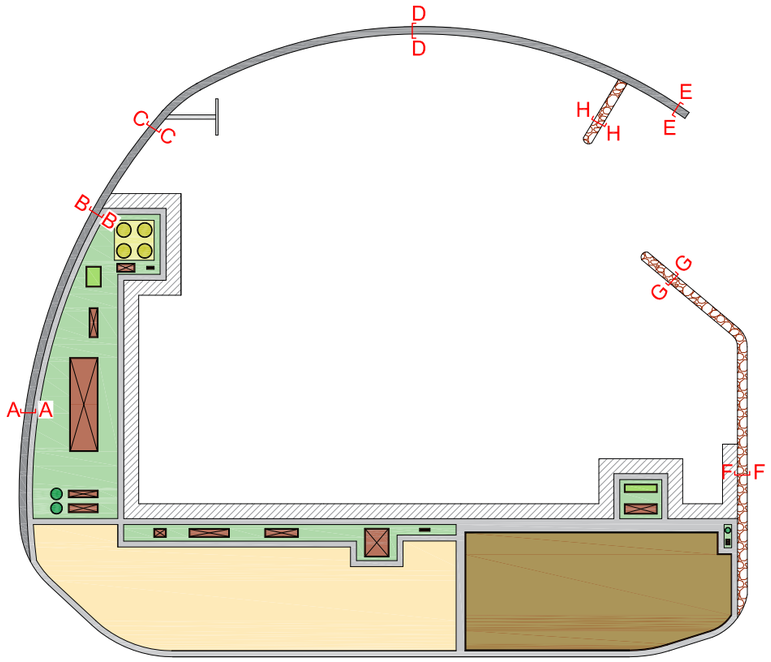
Autor

EVA ROMANO

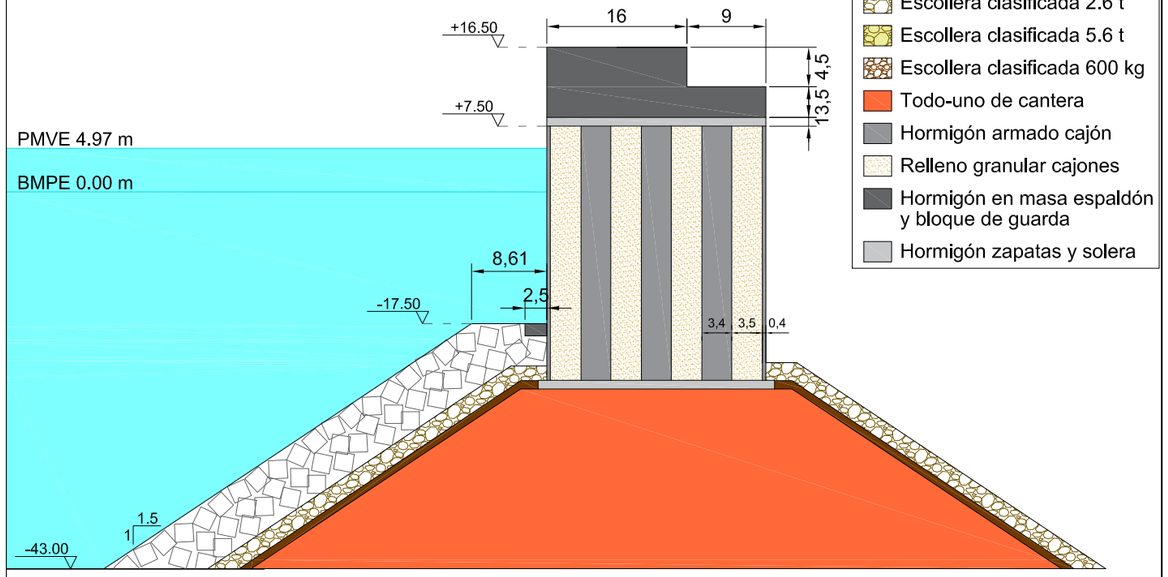
Nº de plano

4.2

Hoja 1/3



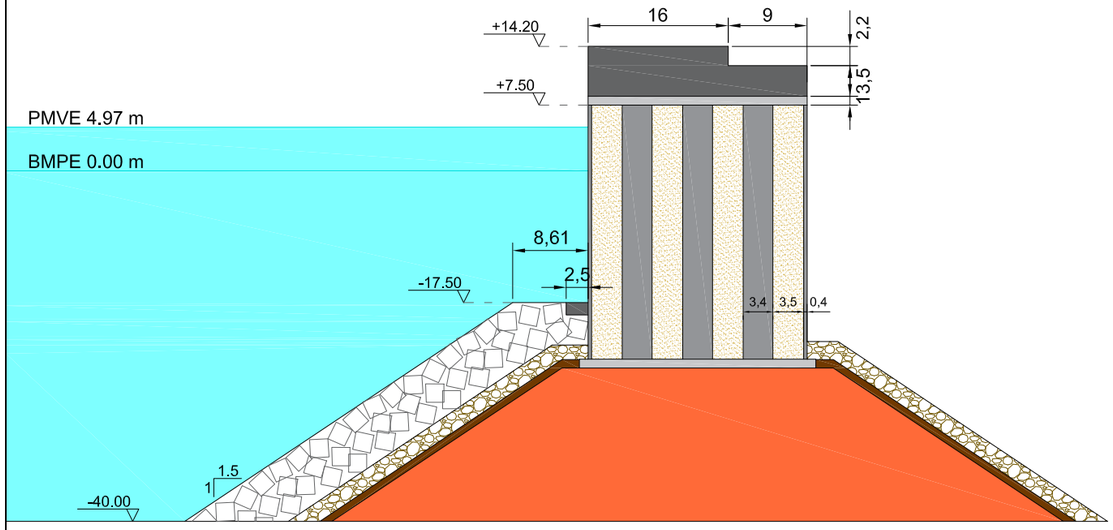
SECCIÓN D-D



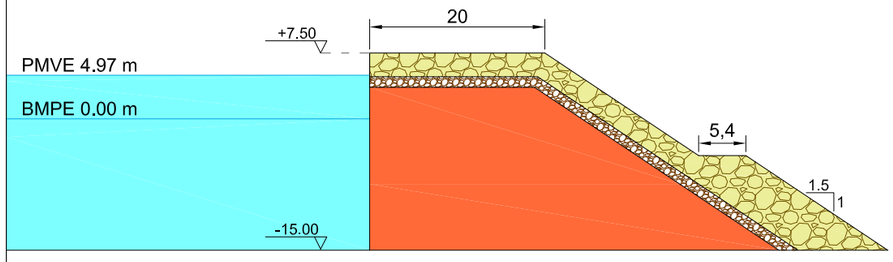
LEYENDA

- Cubos de hormigón 26 t
- Escollera clasificada 2.6 t
- Escollera clasificada 5.6 t
- Escollera clasificada 600 kg
- Todo-uno de cantera
- Hormigón armado cajón
- Relleno granular cajones
- Hormigón en masa espaldón y bloque de guarda
- Hormigón zapatas y solera

SECCIÓN E-E



SECCIÓN F-F



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

Título plano: SECCIONES TRANSVERSALES ALTERNATIVA 2

Octubre 2016

Escala: 1/700

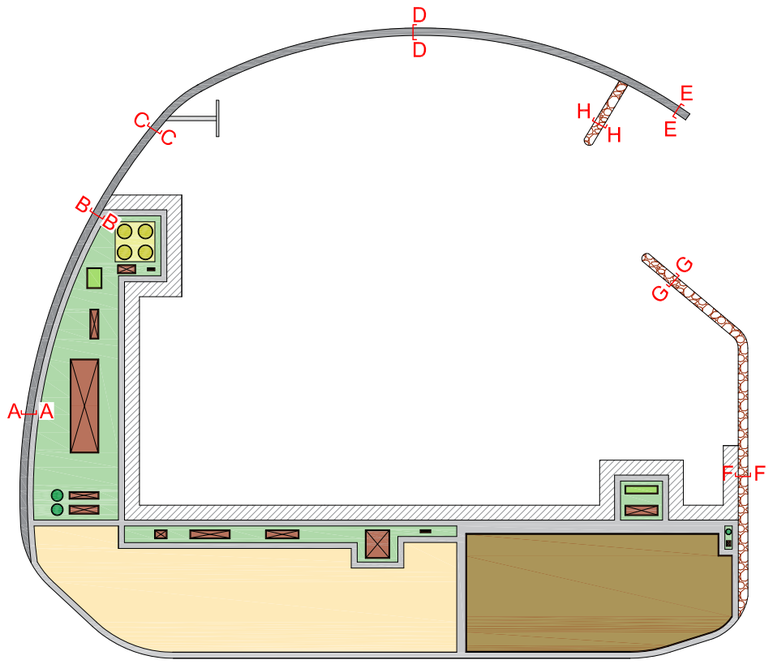
Autor

EVA ROMANO

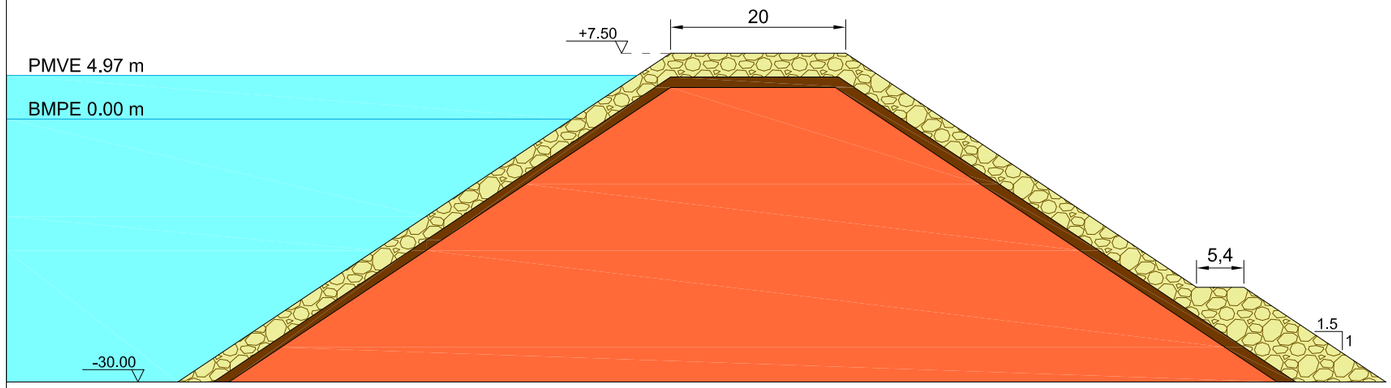
Nº de plano

4.2

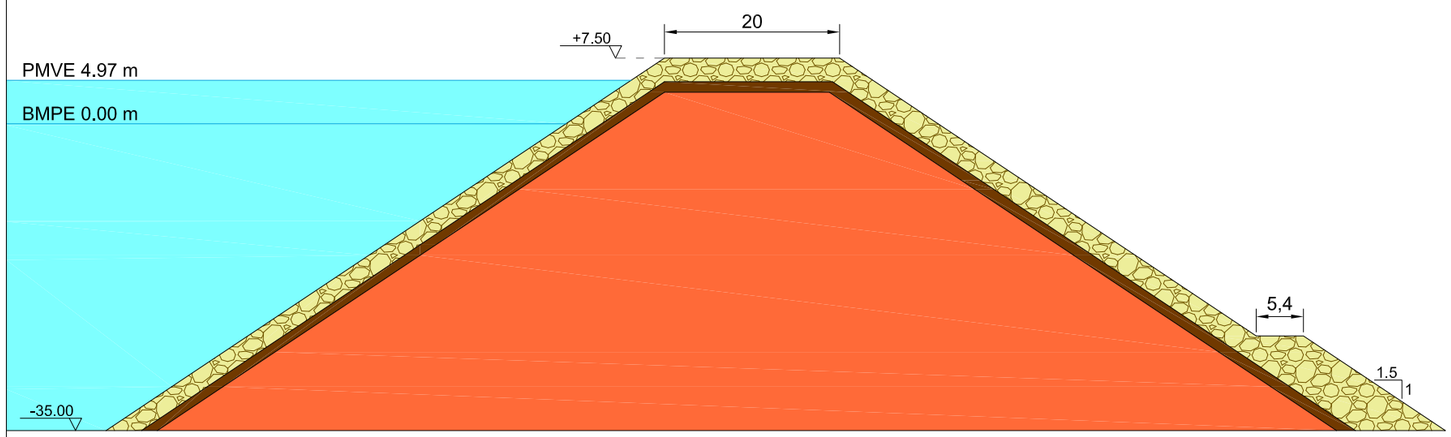
Hoja 2/3



SECCIÓN G-G



SECCIÓN H-H



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES

Título plano: SECCIONES TRANSVERSALES ALTERNATIVA 2

Octubre 2016

Escala: 1/700

Autor

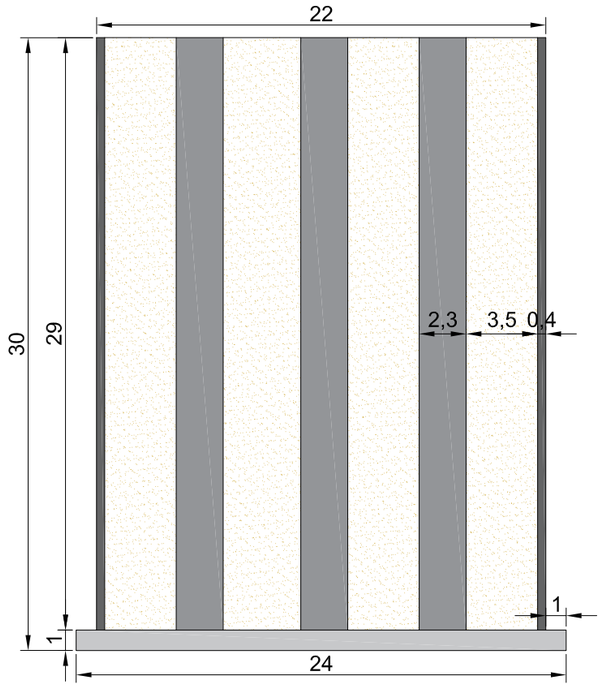
EVA ROMANO

Nº de plano

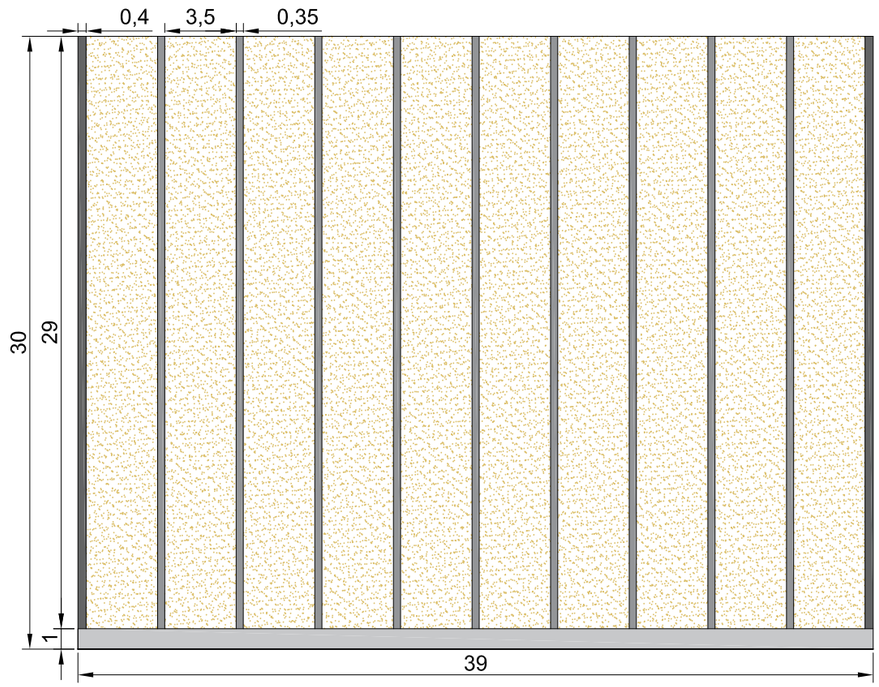
4.2

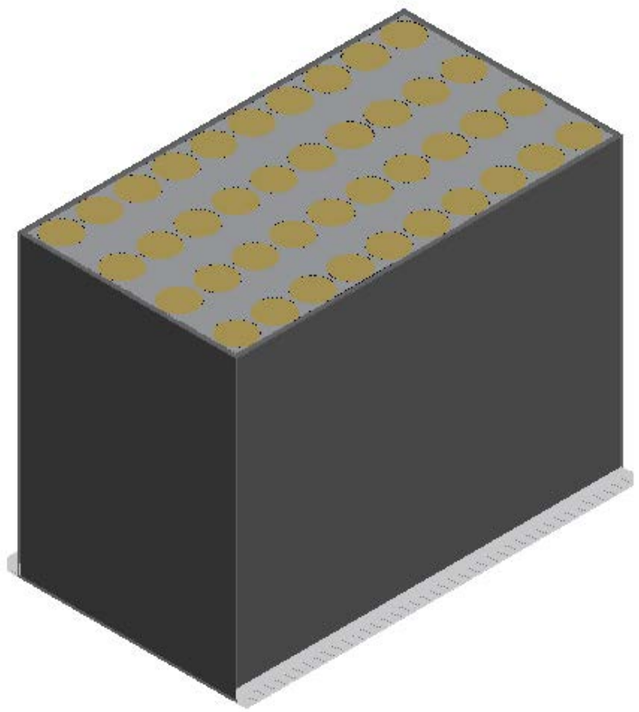
Hoja 3/3

PERFIL

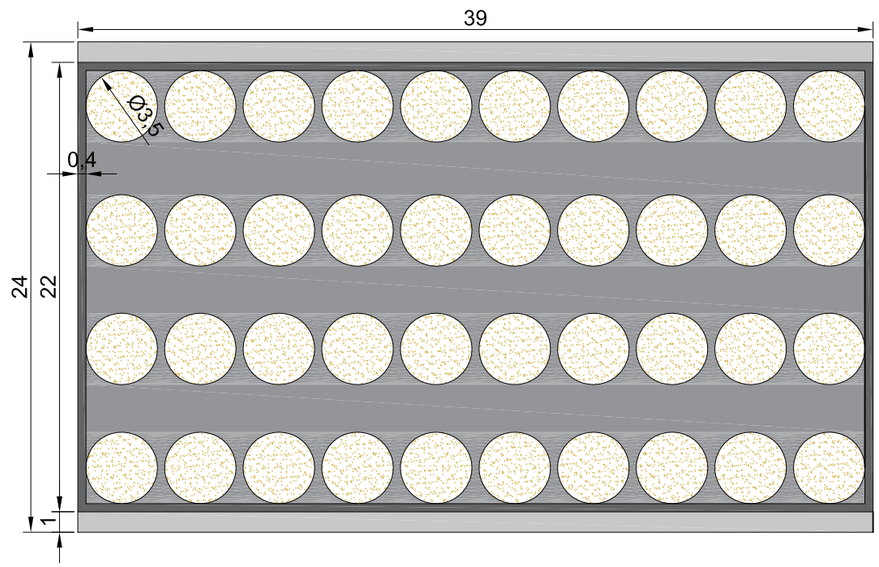


ALZADO



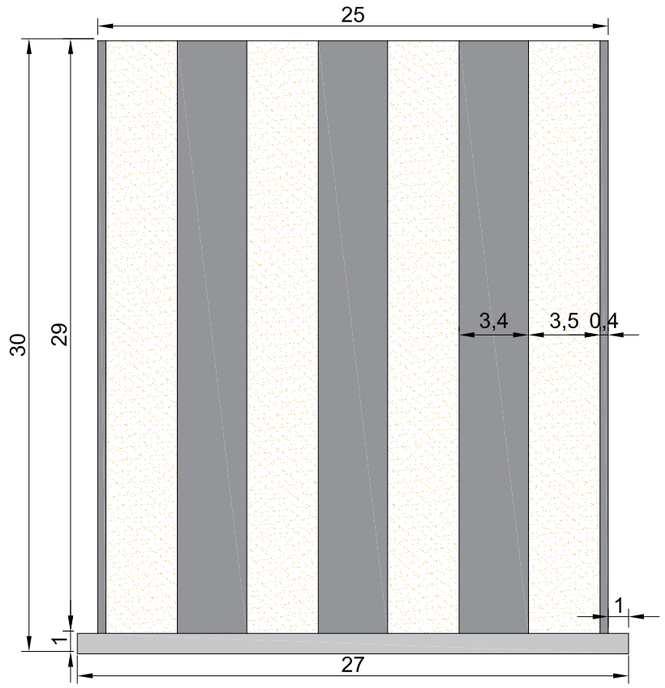


PLANTA

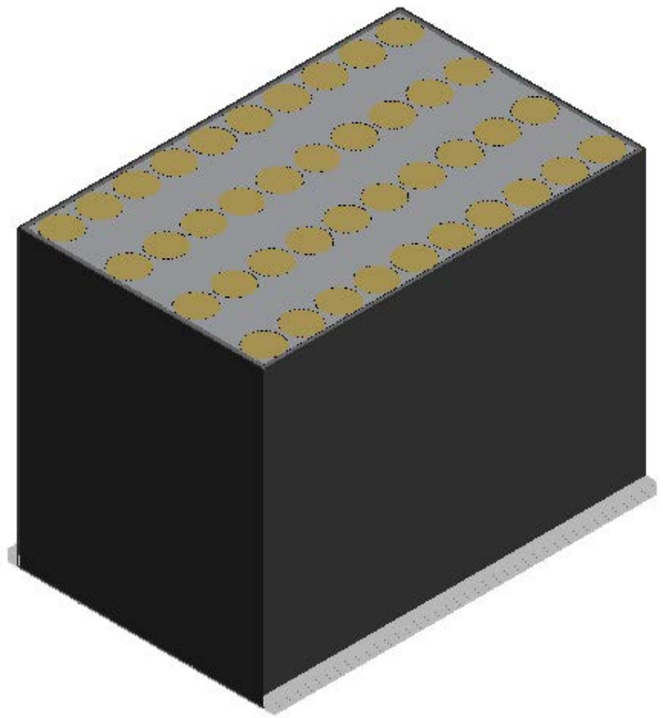


UC UNIVERSIDAD DE CANTABRIA · Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos	Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES Título plano: GEOMETRÍA CAJONES ALTERNATIVA 1 Octubre 2016 — Escala: 1/300	Autor EVA ROMANO	Nº de plano 5.1

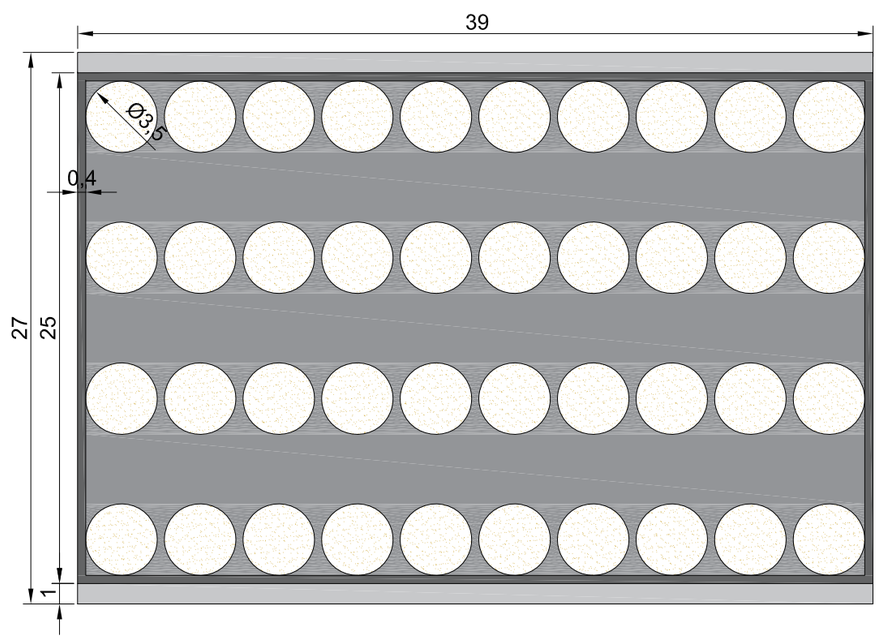
PERFIL



ALZADO



PLANTA



UC UNIVERSIDAD DE CANTABRIA · Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos	Título proyecto: DISEÑO BÁSICO DEL PUERTO EXTERIOR DE PASAJES Título plano: GEOMETRÍA CAJONES ALTERNATIVA 2 Octubre 2016 — Escala: 1/300	Autor EVA ROMANO	Nº de plano 5.2