



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



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALTERNATIVAS PARA ACONDICIONAMIENTO Y MEJORA DEL DIQUE NORTE DE CASTRO URDIALES

Trabajo realizado por:
Pablo Zubía Palazuelos

Dirigido:
Javier López Lara
Amador Gafo Álvarez

Titulación:
Grado en Ingeniería Civil

Mención:
Hidrología

Santander, julio de 2021

TRABAJO FIN DE GRADO



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALTERNATIVAS PARA EL ACONDICIONAMIENTO Y MEJORA DEL DIQUE NORTE DE CASTRO URDIALES

Trabajo de fin de grado – Mención de Hidrología



Pablo Zubía Palazuelos
Santander, Junio 2021



CONTENIDO

| | |
|---|----|
| 1. RESUMEN | 3 |
| 2. ABSTRACT..... | 8 |
| 3. INTRODUCCIÓN | 13 |
| 3.1. DESCRIPCIÓN DEL PUERTO | 13 |
| 3.1.1 Evolución histórica y problemática | 13 |
| 3.1.2 Localización y características portuarias | 15 |
| 3.2 DIQUE DE ABRIGO ROMPEOLAS NORTE. | 17 |
| 3.2.1 Evolución histórica del dique | 18 |
| 3.2.2 Sección de la estructura | 19 |
| 3.3 OBJETIVOS..... | 22 |
| 4. USO Y CRITERIOS DE DISEÑO Y OPERATIVIDAD | 23 |
| 4.1 CÁLCULO DE LOS CRITERIOS DE OPERATIVIDAD | 27 |
| 5. CLIMA MARÍTIMO | 28 |
| 5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS | 28 |
| 5.2 OLEAJE | 29 |
| 5.2.1 Altura del oleaje..... | 30 |
| 5.2.2 Dirección del oleaje | 31 |
| 5.3 NIVEL DEL MAR..... | 32 |
| 5.5 CARACTERIZACIÓN DEL RÉGIMEN EXTREMAL | 35 |
| 6. ESTUDIO DEL REBASE | 38 |
| 6.1 INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DEL REBASE..... | 38 |
| 6.2 FORMULACIÓN DEL REBASE | 39 |
| 6.2.1 Cuantificación de rebase para diques rompeolas..... | 39 |
| 6.2.2. Francobordo de la estructura (R_c) | 39 |
| 6.2.3 Factor de rugosidad de la pendiente de la estructura (γ_f) | 39 |
| 6.2.4 Factor de oblicuidad del oleaje (γ_β) | 40 |
| 6.2.5 Efecto de la berma | 41 |
| 6.2.6 Límite del rebase | 42 |



| | |
|---|----|
| 6.3 SITUACIONES DE ESTUDIO | 43 |
| 6.3.1 Situación actual..... | 43 |
| 6.3.2 Solución de diseño nº1: Aumento del francobordo de la estructura..... | 45 |
| 6.3.3 Solución de diseño nº2: Aumento de la berma de la estructura | 47 |
| 6.3.4 Solución de diseño nº3: Solución mixta | 50 |
| 7. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL..... | 53 |
| 7.1 CALCULO DE LAS PRESIONES..... | 53 |
| 7.1.1 Goda (1974); Tanimoto (1976)..... | 53 |
| 7.1.2 Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990)..... | 55 |
| 7.2 CRITERIOS DE ESTABILIDAD | 56 |
| 7.3 ESTABILIDAD EN LAS SITUACIONES DE ESTUDIO..... | 56 |
| 7.3.1 Estabilidad en la estructura actual | 57 |
| 7.3.2 Estabilidad de la solución 1: Aumento de coronación | 61 |
| 7.3.3 Estabilidad de la solución 2: Aumento de anchura de berma..... | 65 |
| 7.3.4 Estabilidad de la solución 3: Solución mixta..... | 68 |
| 7.4 COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS..... | 72 |
| 8. ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL | 74 |
| 9. ECONOMÍA DE LAS ALTERNATIVAS..... | 77 |
| 9.1 DESCRIPCIÓN DE UNIDADES Y PRECIOS | 77 |
| 9.2 ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS SOLUCIONES..... | 78 |
| 9.2.1 Economía de la solución 1 | 78 |
| 9.2.2 Economía de la solución 2..... | 79 |
| 9.2.3 Economía de la solución 3 | 80 |
| 9.3 COMPARACION ECONÓMICA | 81 |
| 10. CONCLUSIONES | 82 |



1. RESUMEN

Título: Diseño hidráulico de alternativas para el acondicionamiento y mejora del dique norte de Castro Urdiales.

Autor: Pablo Zubía Palazuelos.

Director: Javier López Lara y Amador Gafo Álvarez.

Convocatoria: junio 2021.

Titulación: Grado en Ingeniería Civil.

Mención: Hidrología.

Palabras Clave: Puerto, clima marítimo, rebase, dique, rompeolas, francobordo, presiones, estabilidad, protección.

El presente Trabajo de Fin de Grado de Ingeniería Civil, correspondiente a la mención de Hidrología, recoge el estudio hidráulico de diferentes alternativas estructurales para el dique Norte del Puerto de Castro Urdiales. Los objetivos principales del estudio de dichas alternativas son principalmente dos: aumentar la operatividad del dique en cuanto a rebasabilidad se refiere, mediante la modificación de la sección transversal de la estructura; y asegurar la estabilidad de la misma tras la implementación de las modificaciones.

El Puerto de Castro Urdiales se trata de un puerto deportivo, que, desde sus inicios, no ha conseguido ofrecer su máximo potencial, y siempre ha experimentado problemas relacionados con su funcionalidad y su tamaño. Uno de los principales problemas es la existencia del gran puerto de Bilbao, que se encuentra a tan solo unos 15 kilómetros aproximadamente, lo que ha limitado desde siempre la posibilidad de la creación de una mayor proyección comercial en Castro Urdiales.

Adicionalmente, hay que añadir que, en la actualidad, todavía siguen existiendo varios factores que impiden el correcto desarrollo del puerto. Entre ellos, podemos destacar dos. En primer lugar, existe una gran falta de ordenamiento de las embarcaciones y actividades náuticas. Esto está relacionado con el hecho de que el puerto de Castro Urdiales no ofrece la suficiente infraestructura de atraque para las embarcaciones, si no que estas se encuentran fondeadas por boyas. En segundo lugar, podemos destacar la insuficiente protección ofrecida por las obras de abrigo del puerto, que permiten, por un lado, la entrada de energía por su amplia bocana, y por el otro, experimentan frecuentes episodios de rebase, sobre todo el dique exterior. Este último fenómeno, tiene una gran importancia en el desarrollo del puerto, ya que limita el uso de dicho dique, como elemento de atraque de embarcaciones y de otros usos, los cuales ahora mismo están restringidos.



Por estos motivos, y atendiendo a este último aspecto, se pretende estudiar en este trabajo varias alternativas a la estructura actual del rompeolas norte, para que cumpla debidamente con los criterios de operatividad y protección. Además, pese a no ser objeto de este proyecto, desde aquí se propone también la idea de realizar la instalación de infraestructura de atraque en el dique, para paliar los problemas relacionados con la ordenación de embarcaciones en la dársena principal.

En primer lugar, se ha realizado un estudio del clima marítimo de la zona, gracias al cual se han obtenido diversos datos. La altura de ola significativa media se encuentra entre los 0.5 y los 1.5 metros de altura, siguiendo una dirección predominantemente NNE. Por otro lado, con respecto al nivel medio del mar, se ha obtenido que para la serie temporal estudiada en este proyecto es de 2.37 metros. Con respecto al régimen extremal, las alturas de ola para los temporales con periodos de retorno de 5, 50 y 100 años, toman un valor de aproximadamente 3.40, 3.95, y 4.10 metros respectivamente.

También se han discutido los criterios de operatividad en base a la funcionalidad y uso de la estructura y el puerto, los cuales se resumen principalmente en tres: una operatividad mínima de 0.99, un número máximo de paradas anuales igual a 5; y una duración máxima de dichas paradas de 6 horas. Además, con una probabilidad conjunta de fallo de 0.10 y una vida útil de 25 años, se ha obtenido un periodo de retorno de 238 años, con el que se ha estudiado posteriormente el régimen extremal. De ahí se ha hallado que la combinación de diseño más desfavorable, se corresponde con la situación en donde la ola está en cresta, con una altura máxima de 4.33 metros, y cuyo periodo de pico es de 15.77 segundos; y en lo que respecta al nivel del mar, la situación más desfavorable se corresponde con un nivel total de 4.99 metros.

Una vez establecidos los criterios de operatividad, se ha procedido al estudio del rebase, siguiendo la formulación propuesta por el manual EurOtop. En base a los resultados obtenidos, se estableció un límite de rebase con un valor de 0.001 litros por segundo por cada metro lineal de la estructura analizada. Con este valor, el dique aseguraría un uso peatonal totalmente seguro, además de ser también suficientemente seguro para las embarcaciones que habría atracadas en el dique, en caso de tomar la propuesta presentada de incluir en la estructura de protección infraestructura de amarre.

Teniendo en cuenta que los principales criterios que jugaban un papel fundamental a la hora de calcular el rebase, y que además podían ser modificados, eran la anchura de la berma, y la altura de la coronación, se desarrollaron tres alternativas diferentes. En cada una de ellas se modificaban estos dos aspectos para cumplir con el límite previamente establecido en cuanto al rebase. La primera contempla un aumento de la coronación, para así incrementar el francobordo de la estructura; la segunda se corresponde con un incremento de la anchura de la berma, con lo que se disiparía mayor energía y se reduciría la tasa de rebase; y, por último, la tercera se basa en una combinación de las dos anteriores.



Una vez desarrolladas las tres alternativas, y comprobado que las tres cumplen los criterios de operatividad en cuanto a tasa de rebase, se ha comprobado la estabilidad de las secciones modificadas para un periodo de retorno de 238 años, el cual se corresponde con una altura de ola significativa de 4.33 metros. Esta se ha estudiado atendiendo al vuelco y al deslizamiento del elemento monolítico del dique. Las tres alternativas ofrecían un alto coeficiente de seguridad con respecto al vuelco, pero no alcanzaban el factor de seguridad establecido de 1.5 para la condición de deslizamiento. Es por ello, que una vez más, se volvieron a proponer modificaciones estructurales para cada una de las tres posibles soluciones, con el objetivo de incrementar el peso del cajón principal y poder hacer frente a las fuerzas resultantes de las presiones hidrostáticas horizontales.

Por último, se compararon las tres soluciones en base a términos económicos para deducir que alternativa era la más rentable y tomar una decisión. Finalmente, a partir de dicho análisis económico, la alternativa elegida ha sido aquella que contempla un aumento en la altura de coronación, alcanzándose de esta manera una cota de 11.3 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.

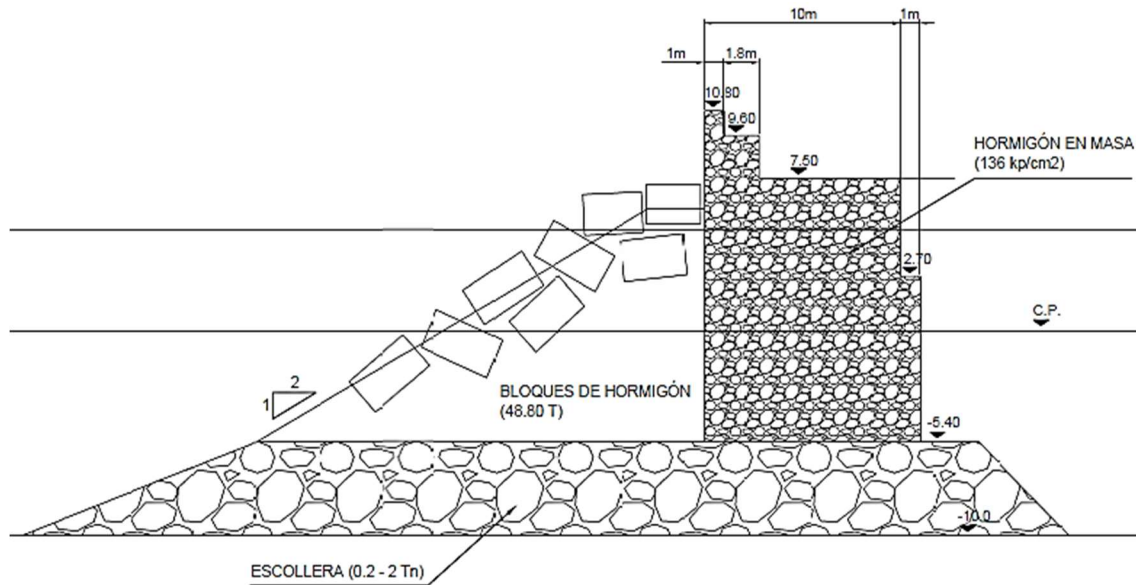
Gracias a esta nueva solución se consigue cumplir con los límites establecidos previamente, obteniéndose una operatividad del 0.99, con un número máximo de paradas anuales de 4.92 y una duración máxima de las paradas de 2.89 horas. Además, se ha comprobado en el presente proyecto que la solución ofrecida cumplía con todo lo referido a la estabilidad del cajón principal, así como también la estabilidad del manto de bloques que protege la estructura en la fachada norte.

La principal ventaja de la nueva alternativa es que esta puede ser ejecutada con un presupuesto tan solo de 612.499,20 €, frente a la economía de las otras dos soluciones, que superaban el millón de euros. Además, al tener que aumentar la estructura principal para asegurar la estabilidad al deslizamiento, la nueva sección transversal del dique es capaz de ofrecer un total de 8 metros de anchura en la plataforma utilizada actualmente para uso peatonal. Este incremento de ancho puede ser aprovechado también en caso de que en algún futuro quiera ponerse en marcha algún proyecto relacionado con el atraque de embarcaciones en la estructura.

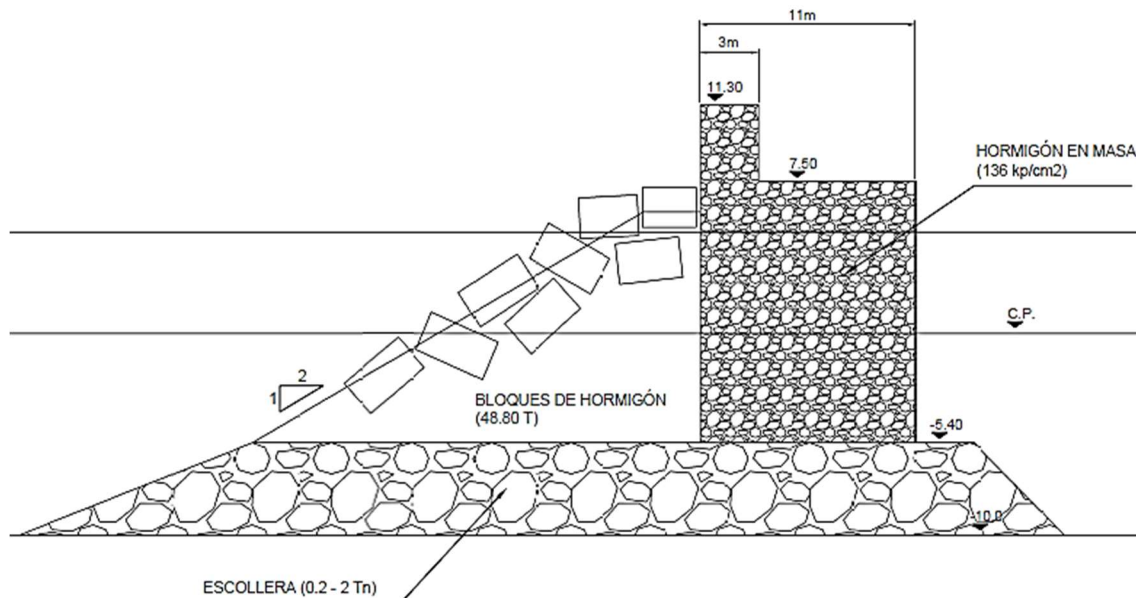


A continuación, se presentan los esquemas de las secciones transversales, tanto de la estructura actual, como de la solución finalmente escogida.

ESTRUCTURA ACTUAL



ALTERNATIVA ESCOGIDA





Bibliografía

1. Gobierno de Cantabria. Puertos de Cantabria. Castro Urdiales. Citado el: 18 de febrero de 2021. <https://www.puertosdecantabria.es/puertos/castro-urdiales/datos>.
2. Guías Masmar. Puerto Deportivo de Castro Urdiales. Citado el: 18 de febrero de 2021. <http://guias.masmar.net/index.php/Puertos/Cantabria/Puerto-Deportivo-de-Castro-Urdiales>.
3. Meer, J.W. Van der. EurOtop Manual on Wave overtopping of Sea Defences and Related Structures, Manual Largely Based on European Research but for Worldwide Application. Second Edition 2018. Citado el 18 de febrero de 2021.
4. Miguel, Ramon Ojeda San. Obras de Ampliación y mejora del puerto de Castro Urdiales (1831-1928). Citado el 18 de febrero de 2021.
5. Puertos del Estado. Recomendaciones del diseño y ejecución de las obras de abrigo (ROM 1.0-09). Madrid, 2009. Citado el 18 de febrero de 2021.
6. Estados Unidos. (2006). Coastal engineering manual. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers (Part IV; Chapter 5). Citado el: 18 de febrero de 2021.
7. Vive Castro Urdiales: Guía turística y cultural. Citado el: 18 de febrero de 2021. <https://www.vivecastrourdiales.com/puerto-y-casco-antiguo/>.



2. ABSTRACT

Title: Hydraulic design of alternatives for the refurbishment works and improvement of the north breakwater in Castro Urdiales.

Author: Pablo Zubía Palazuelos.

Director: Javier López Lara and Amador Gafo Álvarez.

Call: June 2021.

Degree: Degree in Civil Engineering.

Mention: Hydrology.

Keywords: Port, maritime climate, overflow, dike, breakwater, freeboard, pressures, stability, protection.

This Final Degree Project in Civil Engineering, corresponding to the mention of Hydrology, includes the hydraulic study of different structural alternatives for the North breakwater located in the Port of Castro Urdiales. The main objectives of the study of these alternatives are mainly two: to increase the operability of the dike in terms of overtopping, by modifying the cross section of the structure; and ensure its stability after the implementation of the modifications.

The Port of Castro Urdiales has failed since its creation. It does not offer its full potential, and there have always been problems related to its functionality and size. One of the main problems is the proximity with the bigger port of Bilbao, which is only approximately 15 kilometers away. This has always limited the possibility of creating a greater commercial projection in Castro Urdiales.

Additionally, it should be added that, at present, there are still several factors that limit the proper development of the port. Among them, we can highlight two. In the first place, there is a great lack of order regarding boats and nautical activities. This is related to the fact that the port of Castro Urdiales does not offer sufficient berthing infrastructure for ships. Instead, they are anchored by buoys. Secondly, we can highlight the insufficient protection offered by the port's shelter structures. On the one hand, they allow the entry of energy through the wide mouth, and, on the other hand, they experience frequent overtopping episodes. The latter problem is of great importance in the development of the port, since it limits the use of the analyzed dike as a berthing element for boats and other uses, which are currently restricted.



For these reasons, it is intended to study in this project several alternatives that can be applied to the current structure of the north breakwater, so that it duly complies with the operational and protection criteria. In addition, despite not being the object of this project, from here, the idea of installing a docking infrastructure in this structure is also proposed, to alleviate the problems related to the management of ships.

In the first place, a study of the maritime climate of the area has been carried out, thanks to which various data have been obtained. The mean significant wave height has a value between 0.5 and 1.5 meters high, following a predominantly NNE direction. On the other hand, with respect to the mean sea level, it has been obtained that for the time series studied in this project it is 2.37 meters. Regarding the extreme regime, the wave heights for storms with return periods of 5, 50 and 100 years, take a value of approximately 3.40, 3.95, and 4.10 meters respectively.

Operational criteria based on the functionality and use of the structure and the port have also been discussed, which are mainly summarized in three aspects: a minimum operation of 0.99, a maximum number of annual stops equal to 5; and a maximum duration of that stops of 6 hours. Furthermore, with a probability of failure of 0.10 and a service life of 25 years, a return period of 238 years has been obtained, with which the extreme regime has been subsequently studied. It has been found that the most unfavorable design combination corresponds to the situation where the wave is at its crest, with a maximum height of 4.33 meters, and whose peak period is 15.77 seconds. As for sea level, the most unfavorable situation corresponds to a total level of 4.99 meters.

Once the operating criteria has been established, the overtopping study can be carried out, following the formulation proposed by the EurOtop manual. Based on the results obtained, an overtopping limit was established with a value of 0.001 liters per second for each linear meter of structure. With this value, the structure would ensure a totally safe pedestrian use, in addition to being also sufficiently safe for the boats to be moored in it.

Taking into account that the main criteria that played a fundamental role when calculating the overtopping, and that could also be modified easily, were the width of the berm and the height of the crest, three different alternatives were developed. In each one of them, these two aspects were modified to comply with the previously established overtopping limit. The first alternative contemplates an increase in the crown, in order to increase the freeboard of the structure; the second option corresponds to an increase in the width of the berm, which would dissipate more energy and reduce the overtopping rate; and finally the third one, is based on a combination of the two previous ones.

For the three proposed alternatives, after verifying the operational criteria in terms of overtopping, the stability of the modified sections has been verified for a return period of 238 years, which corresponds to a significant wave height of 4.33 meters. This has been studied taking into account overturning and sliding criteria. All three alternatives offered a high safety factor for overturning, but did not reach the established value of 1.5 for the sliding condition.



That is why, once again, structural modifications were proposed for each one of them, with the aim of increasing the weight of the structure so that it is able to face the forces created by the horizontal hydrostatic pressures.

Finally, the three solutions were compared based on economic terms to deduce which alternative was the most profitable, so a final decision could be taken. Finally, based on the mentioned economic analysis, the chosen alternative is the one that contemplates an increase in the crest height, thus reaching a height of 11.3 meters above the zero of the port of Castro Urdiales.

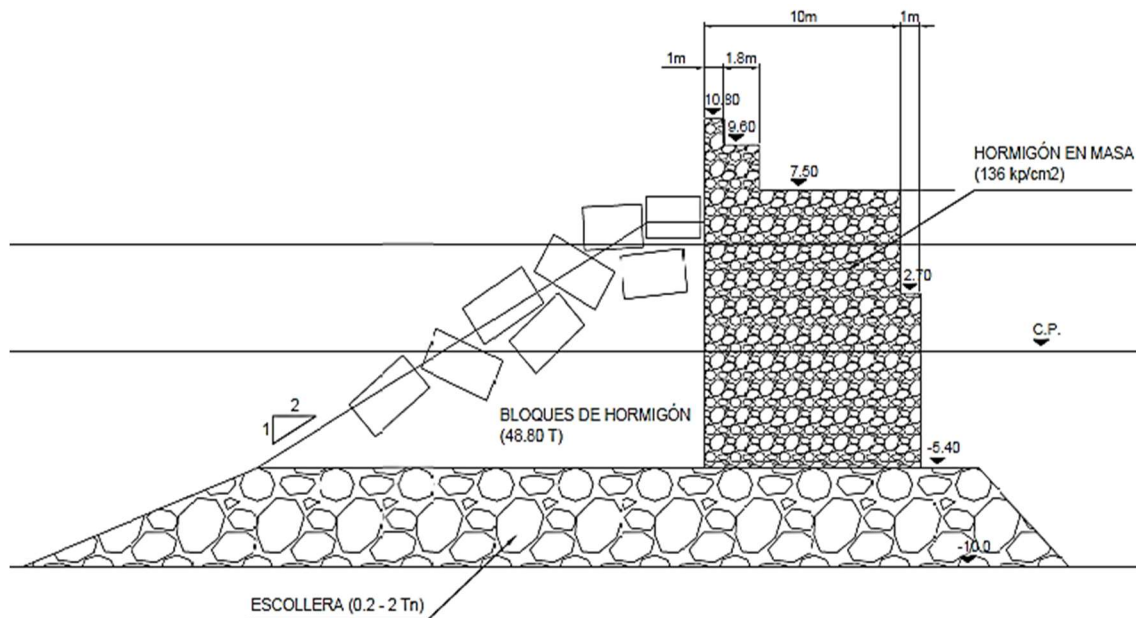
Thanks to this new solution, it is possible to comply with the previously established limits, obtaining an operational capacity of 0.99, with a maximum number of annual stops of 4.92 and a maximum duration of stops of 2.89 hours. In addition, it has been verified in the present project that the solution offered complied with everything related to the stability of the main concrete structure, as well as the stability of the layers of blocks that protects the structure on the north façade.

The main advantage of the new alternative is that it can be executed with a budget of only 612.499,20 €, compared to the economy of the other two solutions, which exceeded one million euros. In addition, by having to increase the main structure to ensure sliding stability, the new cross section of the dike is able to offer a total of 8 meters in width on the platform currently used for pedestrians. This increase in width can also be used in the future in case the project related to the docking of boats in the structure is wanted to be executed.

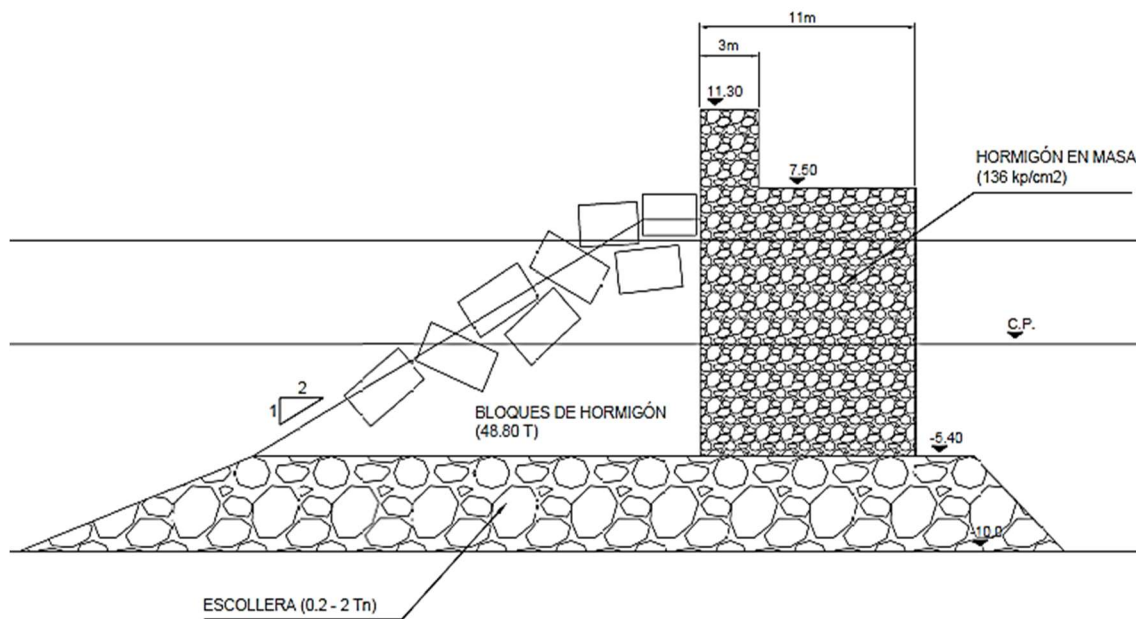


Below, there is a comparison of the current section of the dike, compared to the previously described chosen solution.

CURRENT STRUCTURE



CHOSEN ALTERNATIVE





Bibliography:

1. Gobierno de Cantabria. Puertos de Cantabria. Castro Urdiales. Citado el: 18 de febrero de 2021. <https://www.puertosdecantabria.es/puertos/castro-urdiales/datos>.
2. Guías Masmar. Puerto Deportivo de Castro Urdiales. Citado el: 18 de febrero de 2021. <http://guias.masmar.net/index.php/Puertos/Cantabria/Puerto-Deportivo-de-Castro-Urdiales>.
3. Meer, J.W. Van der. EurOtop Manual on Wave overtopping of Sea Defences and Related Structures, Manual Largely Based on European Research but for Worldwide Application. Second Edition 2018. Citado el 18 de febrero de 2021.
4. Miguel, Ramon Ojeda San. Obras de Ampliación y mejora del puerto de Castro Urdiales (1831-1928). Citado el 18 de febrero de 2021.
5. Puertos del Estado. Recomendaciones del diseño y ejecución de las obras de abrigo (ROM 1.0-09). Madrid, 2009. Citado el 18 de febrero de 2021.
6. Estados Unidos. (2006). Coastal engineering manual. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers (Part IV; Chapter 5). Citado el: 18 de febrero de 2021.
7. Vive Castro Urdiales: Guía turística y cultural. Citado el: 18 de febrero de 2021. <https://www.vivecastrourdiales.com/puerto-y-casco-antiguo/>.



3. INTRODUCCIÓN

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PUERTO

El puerto de Castro Urdiales ha supuesto desde su construcción un punto clave para el desarrollo económico, social y cultural de esta localidad. Castro Urdiales ha sido y es uno de los puertos más destacados de todo el litoral cantábrico, teniendo en cuenta su gran importancia en varios sectores comerciales como la actividad pesquera y el transporte naval.



Figura 1. Fotografía aérea del puerto deportivo de Castro-Urdiales.

3.1.1 Evolución histórica y problemática

Castro Urdiales es una localidad que ha sufrido a lo largo de la historia un importante aumento de población, y una de las principales razones de ello es su proximidad a la ciudad de Bilbao. Además, esta localidad ofrece un gran atractivo turístico que afecta positivamente a su crecimiento económico. Es por ello, que el puerto de este núcleo urbano cobra un papel fundamental dentro todo este desarrollo experimentado a lo largo de los años.

Sin embargo, pese a la gran importancia del puerto durante casi todo el desarrollo histórico de Castro Urdiales, siempre ha habido un problema con su funcionalidad y su tamaño. El continuo crecimiento de los barcos mercantes y la existencia del gran e importante puerto de Bilbao, que se encuentra tan solo a unos 15 kilómetros aproximadamente, ha limitado desde siempre la posibilidad de la creación de una mayor proyección comercial en Castro Urdiales.



El diseño y ejecución del puerto llegaron tarde a las necesidades planteadas en las diferentes épocas. Entre los diferentes problemas de funcionalidad del puerto a lo largo de la historia encontramos los mencionados a continuación:

- **El puerto de Bilbao:** La gran proximidad con el puerto de Bilbao ha supuesto desde siempre un gran problema para su desarrollo.
- **Pequeño tamaño:** a lo largo de la historia ha sido un buen puerto de abrigo y de refugio, pero tan solo para mercantes de pequeño tamaño, como los dedicados a la explotación minera. El problema vino cuando la actividad minera acabó diluyéndose.
- **Navegación a vela:** Era un buen puerto para refugiar los barcos veleros, aunque la navegación a vela también se fue perdiendo poco a poco con el paso de los años.
- **Competencia con otros medios de transporte:** Podría haber servido de un gran punto estratégico como puerto comercial de barcos pequeños y medianos, pero con el inicio del uso del transporte ferroviario y por carretera, hizo que este tipo de servicios comerciales por mar disminuyera.
- **Crisis del sector pesquero:** La finalización de la construcción del puerto tampoco coincidió con el periodo de auge de la actividad pesquera en esta zona. Cuando el puerto ya estaba acabado, dicho sector pesquero ya había dejado de tener tanta importancia y estaba inmerso en una seria crisis.

Adicionalmente a toda esta problemática mencionada anteriormente, hay que añadir que, en la actualidad, todavía siguen existiendo varios factores que impiden el correcto desarrollo del puerto. Entre ellos, podemos destacar dos. En primer lugar, existe una gran falta de ordenamiento de las embarcaciones y actividades náuticas. Esto está relacionado con el hecho de que el puerto de Castro Urdiales no ofrece la suficiente infraestructura de atraque para las embarcaciones, si no que estas se encuentran fondeadas por boyas. En segundo lugar, podemos destacar la insuficiente protección ofrecida por las obras de abrigo del puerto. Es aquí donde este proyecto quiere actuar, con la intención de modificar la estructura del dique rompeolas norte, con el objetivo de aumentar la protección contra el oleaje en la dársena principal.

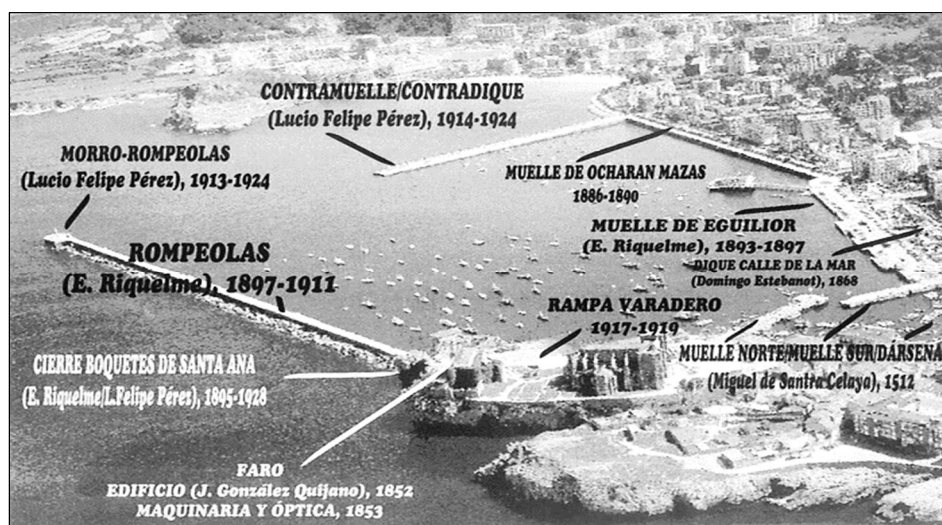


Figura 2. Fotografía del puerto de Castro-Urdiales donde se indican las diferentes construcciones y los años donde fueron desarrolladas.



3.1.2 Localización y características portuarias

El puerto deportivo de Castro-Urdiales está ubicado en la ciudad que recibe el mismo nombre, localizada al norte de España, en la comunidad autónoma de Cantabria. Se encuentra en la zona este, cerca del límite con el País Vasco. Castro Urdiales cuenta con una superficie de 96 km² aproximadamente, y constituye uno de los municipios costeros más poblados de la costa cantábrica, con aproximadamente 32000 habitantes.



Figura 3. Localización geográfica del puerto de Castro-Urdiales.

Con respecto a la organización espacial que caracteriza al puerto de Castro Urdiales, podemos distinguir en él dos dársenas, que reflejan la evolución histórica del puerto.

Dársena pesquera (Siglo XVI): Esta pequeña dársena está constituida por dos espigones de pequeño tamaño, uno en la zona norte y otro en la zona sudoeste. Estos se encargan de la protección la dársena antigua del puerto, y constituyen estructuras originarias del siglo XVI, aunque debido a las condiciones marítimas a las que están expuestas, han sido remodeladas en varias ocasiones a lo largo de la historia. En este espacio actualmente encontramos embarcaciones de reducido tamaño debido al poco calado. Incluso a veces, este espacio queda completamente seco en periodo de bajamar.



Figura 4. Puerto de Castro Urdiales en 1630
(solo aparece la antigua dársena pesquera).



Figura 5. Dársena antigua del puerto de Castro Urdiales.

Dársena principal (Siglo XIX): La dársena principal del puerto, está resguardada por dos diques de grandes dimensiones. Por un lado, encontramos el dique rompeolas norte, que constituye un dique de abrigo que se extiende desde los acantilados de la Peña de Santa Ana (ver figura 6), y siguiendo una dirección SE, alcanza un total de aproximadamente 547.5 metros. En el otro lado del puerto, se halla el contradique conocido como Muelle de Don Luis Ocharán, el cual se extiende desde la punta que cierra la ensenada de Brazomar, y que cuenta con una longitud de unos 250 metros aproximadamente. La ejecución de estos dos diques supuso una gran ampliación del puerto, la cual coincidió con la construcción del ensanche de la ciudad de Castro Urdiales a finales del siglo XIX. En este espacio, se encuentran las embarcaciones deportivas de mayor tamaño fondeadas mediante boyas.



Figura 6. Componentes principales del puerto de Castro-Urdiales.



En cuanto a las especificaciones técnicas del puerto, podemos destacar un total de 280.936 metros cuadrados de dársenas, con una longitud operativa de muelles de unos 434 metros. Con respecto al sector pesquero, el puerto cuenta con 11 embarcaciones que llegaron a capturar 362.07 toneladas en 2012. En cuanto al sector náutico recreativo, en 2012 se registraron un total de 372 embarcaciones matriculadas.

Entre otros servicios con los que cuenta el puerto podemos destacar la existencia de dos grúas para la botadura e izado de embarcaciones pequeñas y medianas, una fábrica de hielo con una capacidad de almacenamiento de 94 toneladas, así como un edificio social con servicios de bar y restauración, una sala de recreación electrónica y una biblioteca, además de contar con aseos y duchas.



Figura 7. Esquema de las áreas y servicios ofrecidos en la zona del puerto deportivo de Castro-Urdiales.

3.2 DIQUE DE ABRIGO ROMPEOLAS NORTE.

Como se ha mencionado anteriormente, el dique rompeolas norte del puerto de Castro Urdiales se extiende desde los acantilados de la Peña de Santa Ana (ver figura 6), y siguiendo una dirección sureste, se extiende un total de aproximadamente 547.5 metros.

Asimismo, esta construcción se trata de un dique mixto. Esta estructura está compuesta por un cajón principal de hormigón armado junto con una protección lateral conformada por bloques de hormigón situada en la cara norte del dique. Gracias a esta protección ofrecida por dichos bloques, el conjunto estructural ofrece una mayor resistencia contra oleaje.



3.2.1 Evolución histórica del dique

A finales del siglo XIX, en el año 1893, se comenzó la construcción del dique con el objetivo de mejorar y ampliar el puerto, y cuya longitud inicial sería de 650 metros con rumbo sureste. Más tarde, en el año 1895, se tomó la decisión de reducir su longitud hasta los 547.5 metros, longitud que se corresponde con el valor actual. Así mismo, también fueron reducidas las dimensiones de la sección original. En su origen, se trataba de un dique de tipología vertical que apoyaba sobre una banqueta de escollera. En 1912 se definió el morro del dique y su sistema de construcción, y fue ya en el año 1927 cuando tanto el dique como su morro fueron finalizados.

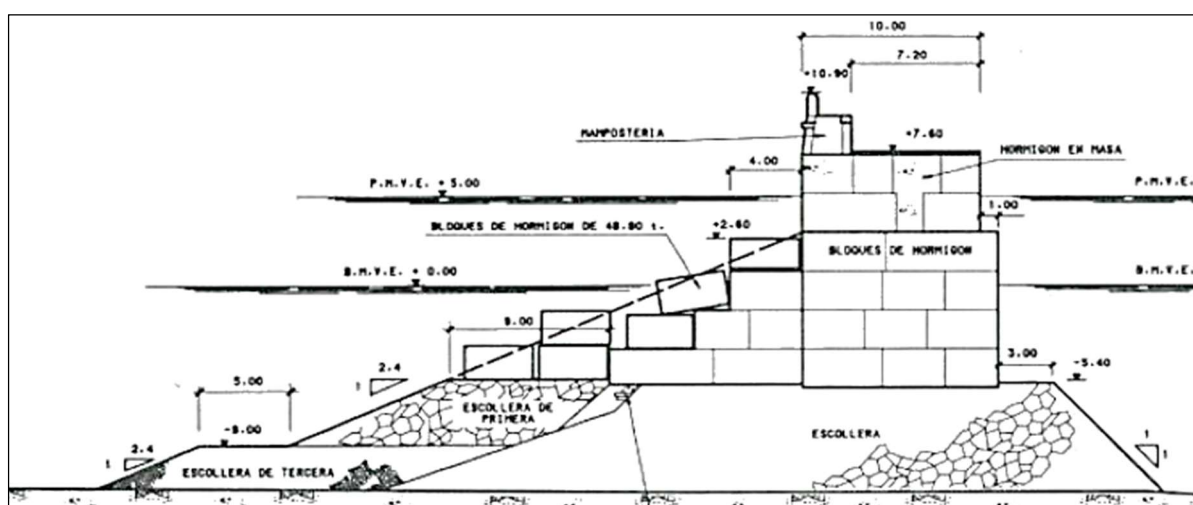


Figura 8. Esquema de la sección transversal del dique en el año 1964.

Desde el inicio de las obras ya fueron necesarios varios proyectos de reparación, debido a las acciones de los temporales marítimos que provocaban diversas averías. Estas averías se podían clasificar en principalmente tres tipos: erosión de materiales por la acción del oleaje; descalce y desplazamiento de diversos bloques de hormigón; y el arrastre de la escollera de la berma inferior. Debido a toda esta problemática, se determinó un cambio significativo en la estructura, por el cual se cambió la tipología inicial del dique, el cual paso de ser un dique vertical a ser uno dique mixto, que ofrecía una mejor resistencia ante las condiciones marítimas gracias a la implementación de un manto exterior.

Tras varios proyectos de reparación y actualización de la estructura, en el año 1978 se realizó un nuevo proyecto de refuerzo que terminó en 1983. En este proyecto se determinaron las principales características estructurales que este trabajo va a tener en cuenta, ya que posteriormente, los cambios en la estructura del dique son insignificantes. Los cambios principales fueron el aumento de la anchura de la berma, que paso de estar constituida por un solo bloque, a estar compuesta por tres, lo que ofrecía una anchura total de unos 9 metros y medio. Por otra parte, la pendiente de la berma también fue modificada y paso de 2.4H:1V a 2H:1V.

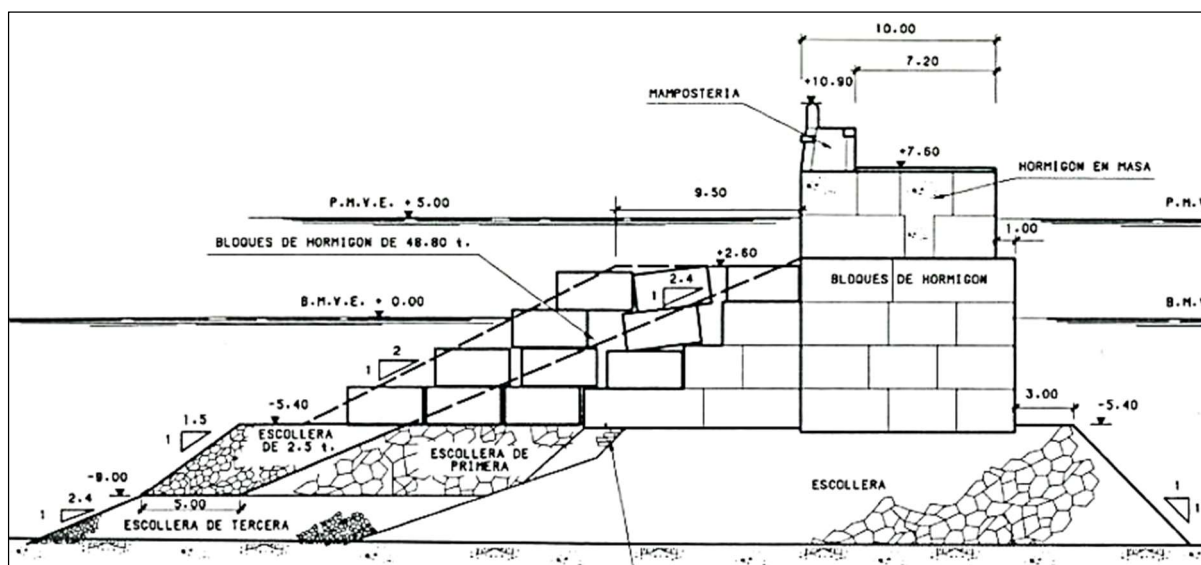


Figura 9. Esquema de la sección transversal del dique en el proyecto de refuerzo en el año 1978.

A partir del año 2000, podemos destacar algunas reparaciones realizadas en el año 2003, en donde se utilizó hormigón proyectado para reforzar y cubrir los huecos y descalces existentes. Más tarde, tuvo lugar otro proyecto de refuerzo y acondicionamiento en 2008, cuyo objetivo principal era aumentar los factores de seguridad al vuelco y deslizamiento de la estructura.

3.2.2 Sección de la estructura

Para el desarrollo del proyecto, se ha estimado una sección transversal que se considera como continua a lo largo de toda la dirección longitudinal del dique. Como se mencionaba anteriormente, se ha propuesto la sección transversal mostrada en la figura 9, construida a partir de la información obtenida del proyecto de refuerzo del dique en el año 1978. Las características principales que podemos destacar son las siguientes:

- 1) **Estructura principal:** La estructura principal del dique rompeolas objeto de estudio está constituida por hormigón en masa, con una resistencia que se estima tener un valor medio a lo largo de la estructura de 136 kp/cm^2 . Con respecto al tratamiento de las juntas entre dichos bloques, estas fueron en su momento hormigonadas in situ con un hormigón similar al anteriormente descrito.
- 2) **Banqueta de cimentación:** la estructura apoya sobre una base que se compone de escollera y grava, principalmente.
- 3) **Coronación:** La coronación del dique se encuentra a 10.80 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- 4) **Bloques de protección:** Con respecto al manto lateral de protección, este está conformado por bloques de hormigón de una masa de aproximadamente 48.80 toneladas. Además, su emplazamiento es más bien irregular y aleatorio a lo largo de la longitud del mismo.



- 5) **Pendiente:** la pendiente de los bloques de protección lateral es de aproximadamente 2H:1V. Se considera una pendiente uniforme a lo largo de la longitud del dique.
- 6) **Berma:** En cuanto a la berma, como se ha mostrado anteriormente, su anchura se aumentó con las obras realizadas en 1978. De esta manera, pasó a estar formada por tres bloques y alcanzaba una anchura de unos 9.5 metros.

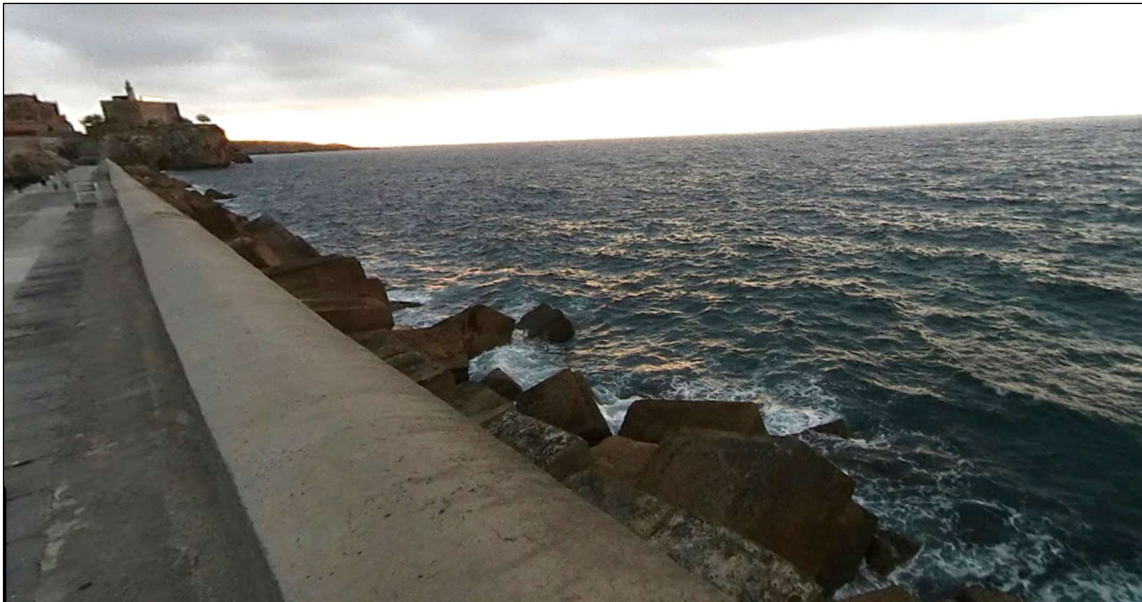


Figura 10. Fotografía de la parte norte del dique, donde aparecen los bloques de hormigón que conforman la protección lateral de la estructura.

Sin embargo, tras revisar la situación actual del dique, se ha tomado la decisión de adoptar un valor de anchura de berma mucho menor. Como podemos ver en la figura 10, la berma actual no cuenta en toda la longitud de la estructura con tres bloques de anchura.

En algunos puntos, el oleaje ha causado tanto daño a la estructura que dicha porción del dique tan solo presenta un bloque de anchura. En la figura 11 se pueden apreciar varias de estas áreas, en donde tan solo se cuenta con dos o incluso tan solo con un bloque de protección. Es por ello, que para la realización del cálculo del rebase no se puede tomar el valor de 9 metros y medio como anchura de la berma.

De esta manera, con el objetivo de realizar el estudio para la sección del dique más desfavorable, se ha tratado de estimar la anchura de un bloque. Estos, al estar posicionados de manera aleatoria, pueden tomar un valor de longitud de entre de 2.65 y 3 metros. Es por ello que, tras valorar las pésimas condiciones de los bloques de hormigón en cuanto a estado y colocación, se ha tomado la decisión de realizar los cálculos con un valor de anchura de la berma con un valor medio de aproximadamente unos 2.85 metros.

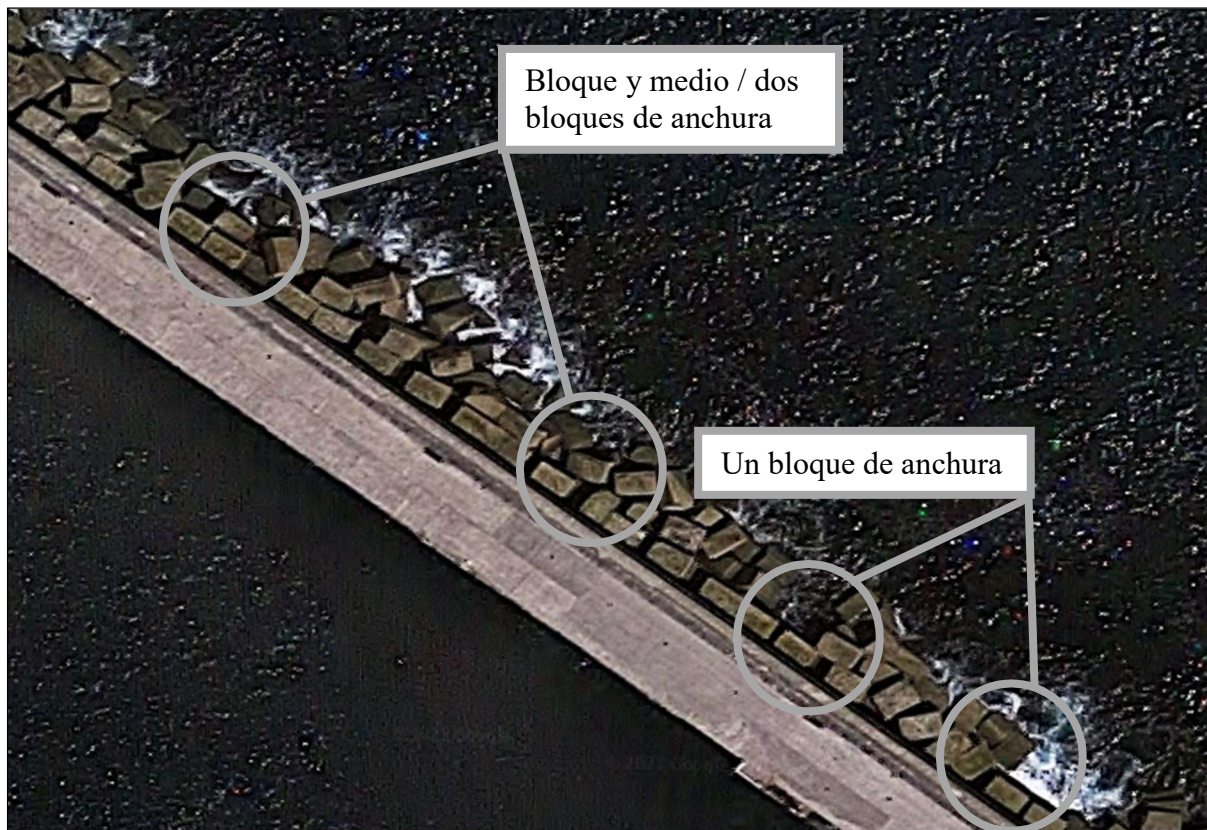


Figura 11. Fotografía aérea de zonas donde la berma de la estructura se encuentra dañada por la acción del oleaje.

Reuniendo toda la información que se acaba de presentar, se ha desarrollado una figura esquemática, la cual recoge todos los datos fundamentales para el estudio del rebase que se va a realizar en futuros apartados. De esta manera, la sección transversal del dique objeto de este estudio quedaría representada de la siguiente manera:

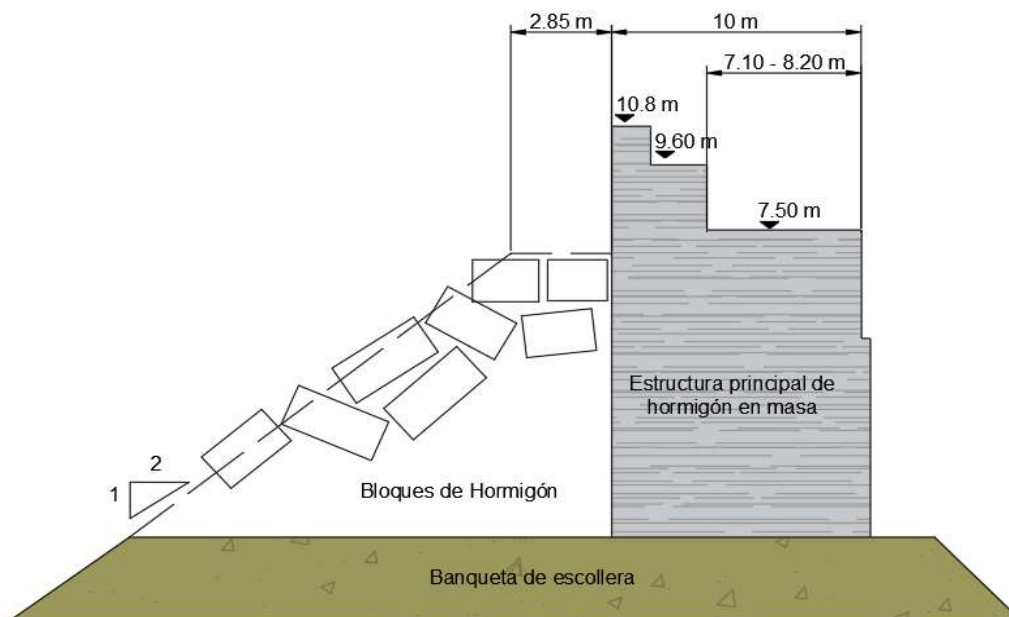


Figura 12. Esquema de la sección transversal del dique. Se muestran las principales dimensiones de los elementos estructurales. Los datos altimétricos están respecto al cero del puerto de Castro Urdiales.



3.3 OBJETIVOS

Como ya ha sido explicado anteriormente, el puerto de Castro Urdiales nunca ha llegado a ser uno de los grandes protagonistas con lo que respecta al comercio u operaciones marítimas. Siempre ha estado marginado a la sombra de otros puertos de mayor importancia como el puerto de Bilbao o el puerto de Santander.

Además, este puerto también presenta otra serie de problemáticas que impiden que este no pueda ofrecer su máxima operatividad y mostrar su potencial por completo. Uno de los problemas fundamentales del puerto de Castro Urdiales es la insuficiente protección por parte de las estructuras de abrigo del puerto. Además de ello, el espacio no ofrece la suficiente infraestructura de amarre para las diferentes embarcaciones, las cuales se encuentran fondeadas por boyas. Esto provoca una falta de ordenación espacial de las mismas a lo largo de la dársena principal.

De esta manera, el objetivo del proyecto es aumentar la protección ofrecida por el dique rompeolas norte del puerto, considerando un cumplimiento operativo conforme a los criterios presentes en la ROM (Recomendaciones de Obras Marítimas). Además de ello, para solventar la problemática de faltas de amarre, desde aquí se propone la implementación de zonas de atraque y almacenamiento de embarcaciones en esta estructura de abrigo. De esta manera, se pretende aumentar la funcionalidad y eficiencia operaria de dicho espacio.



4. USO Y CRITERIOS DE DISEÑO Y OPERATIVIDAD

Antes de continuar, nos encontramos en la necesidad de determinar el carácter general de nuestro proyecto del contradique norte del puerto de Castro Urdiales. Necesitamos establecer unos criterios que representen la importancia del mismo, así como su repercusión económica, social y ambiental. Para ello procedemos a determinar dos índices fundamentales para la caracterización de nuestra obra:

- **Índice de repercusión económica (IRE):** valora las repercusiones económicas causadas por los diferentes fallos en nuestra estructura.
- **Índice de repercusión social y ambiental (ISA):** estima el impacto social y ambiental en caso de destrucción o pérdida total de operatividad de la obra. Para su cálculo se tienen en cuenta variables como la pérdida de vidas humanas, los daños causados al medio ambiente, el patrimonio histórico y/o artístico que la estructura supone, o la alarma social generada.

Estos índices determinaran la tipología de la obra, y en función de esta, se fijará la vida útil y la posibilidad de fallo admisible. En nuestro caso se han obtenido los siguientes datos:

- Índice de repercusión económica, $5 < IRE < 20$: Obras con repercusión económica media (r2)
- Índice de repercusión social y ambiental, $5 < ISA < 20$: Obras con repercusión social y ambiental baja (s2)

De esta manera, se ha consultado la ROM 1.0-09, donde se describen las recomendaciones del diseño y la ejecución de las obras de abrigo. En este caso, se trata de un puerto deportivo, con lo que obtenemos una vida útil de 25 años y una probabilidad de fallo de 0.10.

| TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA | | ÍNDICE IRE ⁷ | | VIDA ÚTIL MÍNIMA (V _m) ⁷ (años) | |
|-----------------------------------|--|---|---|--|----------------------|
| ÁREAS PORTUARIAS | PUERTO COMERCIAL | Puertos abiertos a todo tipo de tráficos | r ₃ | Alto | 50 |
| | | Puertos para tráficos especializados | r ₁ (r ₂) ¹ | Medio (alto) ¹ | 25 (50) ¹ |
| | PUERTO PESQUERO | r ₂ | Medio | 25 | |
| | PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO | r ₂ | Medio | 25 | |
| | INDUSTRIAL | r ₁ (r ₂) ¹ | Medio (alto) ¹ | 25 (50) ¹ | |
| | MILITAR | r ₁ (r ₂) ² | Medio (alto) ² | 25 (50) ² | |
| | PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES | r ₂ (r ₃) ³ | Medio (alto) ³ | 25 (50) ³ | |
| ÁREAS LITORALES | DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ⁴ | r ₃ | Alto | 50 | |
| | PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO | r ₁ (r ₂) ⁵ | Medio (alto) ⁵ | 25 (50) ⁵ | |
| | PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES | r ₁ (r ₂) ⁶ | Bajo (alto) ⁵ | 15 (50) ⁷ | |
| | REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS | r ₁ | Bajo | 15 | |

Tabla 1. Vida útil mínima en función del tipo de área abrigada.



| TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA | | | ÍNDICE ISA | | P_{FELU} | P_{FELS} | |
|---|--|--|---|---------------------------------|------------------|--------------|------|
| ÁREAS PORTUARIAS | COMERCIAL | 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 |
| | PESQUERO | Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique | | s_2 | Bajo | 0.10 | 0.10 |
| | | Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique | | s_1 | No signif. | 0.20 | 0.20 |
| | NÁUTICO-DEPORT. | Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique | | s_2 | Bajo | 0.10 | 0.10 |
| | | Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique | | s_1 | No signif. | 0.20 | 0.20 |
| | INDUSTRIAL | Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹ | Mercancías peligrosas ² | s_3 | Alto | 0.01 | 0.07 |
| | | | Mercancías no peligrosas | 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 | |
| MILITAR | Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique ¹ | | s_3 | Alto | 0.01 | 0.07 | |
| | Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique | | s_1 | No signif. | 0.20 | 0.20 | |
| PROTECCIÓN * | Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹ | Mercancías peligrosas ² | s_3 | Alto | 0.01 | 0.07 | |
| | | Mercancías no peligrosas | s_2 | Bajo | 0.10 | 0.10 | |
| ÁREAS LITORALES | DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ³ | | s_4 | Muy alto | 0.0001 | 0.07 | |
| | PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO | | s_2 (s_3) ⁴ | Bajo (alto) ⁴ | 0.10 0.0001 | 0.10 0.07 | |
| | PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES | | s_2 (s_4) ⁵ | Bajo (muy alto) ⁵ | 0.10 0.0001 | 0.10 0.07 | |
| | REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS | | s_1 | No signif. | 0.20 | 0.20 | |
| | | | | | | | |

Tabla 2. Probabilidad conjunta de fallo

Como se ha propuesto en el apartado introductorio del proyecto, es muy necesaria una mejora en cuanto a la infraestructura de atraque del dique. En relación a ello, se ha escogido el valor de 0.10 en la tabla mostrada anteriormente, debido a que, en el caso de llevar a cabo esta mejora, existiría la posibilidad de atracar embarcaciones al dique, por lo que habría operaciones adosadas a la estructura que requieren mayor protección.

Una vez reunidos estos datos, podemos obtener el periodo de retorno para nuestro proyecto. El periodo de retorno de una estructura se define como la estimación de un intervalo temporal, medido en años, que transcurre entre dos eventos sucesivos de un tamaño o intensidad definidos. Así pues, es posible relacionar el periodo de retorno con la probabilidad de fallo de la estructura, basándonos en el tiempo en el que dicha estructura va a estar expuesta a nuestro clima marítimo.



La fórmula para obtener el periodo de retorno de una estructura se muestra a continuación.

$$PR = \frac{1}{1 - (1 - PVF)^{1/V}}$$

PVF: probabilidad de fallo en V años.

V: vida útil del proyecto (años).

De esta manera, con los datos obtenidos de la tabla 1 y la tabla 2, se procede al cálculo del periodo de retorno de este proyecto.

$$PR = \frac{1}{1 - (1 - PVF)^{1/V}} = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{1/25}} = 238 \text{ años}$$

Finalmente se obtiene un periodo de retorno de 238 años, dato que posteriormente será utilizado en el capítulo relacionado con el análisis del clima marítimo.

Adicionalmente a la información relacionada con la vida útil y la probabilidad de fallo de la estructura, de esta sección de la ROM podemos obtener otra serie de datos que serán de vital importancia en futuros apartados. Así pues, se ha determinado que el contradique de Castro Urdiales debe ofrecer una operatividad mínima de 0.99 (Tabla 3), con un número máximo de paradas anuales igual a 5 (Tabla 4), además de una duración máxima para dichas paradas de máximo 6 horas cada una, teniendo en cuenta que nuestra estructura tiene un índice IRE medio e ISA bajo (Tabla 5).

| TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA | | ÍNDICE IREO | | $r_{f,elo}$ | | |
|-----------------------------------|---|--|---|------------------------------|-----------------------------|-------------------|
| ÁREAS PORTUARIAS | 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 almacenamiento 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 tráfico de pasajeros y de mercancía general regulares | r_{o3}^2 | Alto | 0.99 ¹ |
| | | | Con tráfico de mercancía general tramp | r_{o2}^2 | Medio | 0.95 ¹ |
| | PUERTO PESQUERO | | r_{o3} | Alto | 0.99 ¹ | |
| | PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO | | r_{o3} | Alto | 0.99 ¹ | |
| | INDUSTRIAL | 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 almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase | r_{o2} | Medio | 0.95 ¹ | |
| | | MILITAR | | r_{o3} | Alto | 0.99 |
| | | PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES | | r_{o3} | Alto | 0.99 |
| ÁREAS LITORALES | DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES | | r_{o3} | Alto | 0.99 | |
| | PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO | | r_{o3} (r_{o2}) ³ | Alto (medio) ³ | 0.99 (0.95) ³ | |
| | PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES | | r_{o1} (r_{o2}) ⁴ | Bajo (alto) ⁴ | 0.85 (0.99) ⁴ | |
| | REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS | | r_{o1} | Bajo | 0.85 | |

Tabla 3. Operatividad mínima



| TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA | | | ÍNDICE ISAO | N _m | | |
|-----------------------------------|--|--|--------------------------------------|--|-----------------------------------|------------------------|
| ÁREAS PORTUARIAS | 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 ₀₃ | Alto | 2 |
| | | | Pasajeros y Mercancías no peligrosas | s ₀₂ | Bajo | 5 |
| | | Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o sólo con las que no les afecte el rebase | | s ₀₁ | No signif. | 10 |
| | PUERTO PESQUERO | | | s ₀₂ | Bajo | 5 |
| | PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO | | | s ₀₂ | Bajo | 5 |
| | INDUSTRIAL | Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase | Mercancías peligrosas ¹ | s ₀₃ | Alto | 2 |
| | | | Mercancías no peligrosas | s ₀₂ | Bajo | 5 |
| | | Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o adosadas a las que no les afecte el rebase | | s ₀₁ | No signif. | 10 |
| | MILITAR | Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique a las que afecte el rebase | | s ₀₃ | Alto | 2 |
| | | Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique | | s ₀₁ | No signif. | 10 |
| PROTECCIÓN* | Con zonas de almacenamiento adosadas al dique a las que afecte el rebase | Mercancías peligrosas ¹ | r ₀₃ | Alto | 2 | |
| | | Mercancías no peligrosas | s ₀₂ | Bajo | 5 | |
| ÁREAS LITORALES | DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES | | | s ₀₄ | Muy alto | 0 |
| | PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO | | | s ₀₂ (s ₀₃) ² | Bajo (alto) ³ | 5 (2) |
| | PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES | | | s ₀₁ (s ₀₃) ³ | No signif. (alto) ³ | 10 (2) ³ |
| | REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS | | | s ₀₁ | No signif. | 10 |

Tabla 4. Número máximo de paradas anuales

| ÍNDICE IREO | ÍNDICE ISAO | | | |
|-------------|------------------|----------|---------|----------|
| | No significativo | Bajo | Alto | Muy alto |
| Bajo | 24 horas | 12 horas | 6 horas | 0 |
| Medio | 12 horas | 6 horas | 3 horas | 0 |
| Alto | 6 horas | 3 horas | 1 horas | 0 |

Tabla 5. Duración máxima de una parada operativa

Estos tres factores de operatividad del dique se utilizarán, como ya se ha mencionado, en futuras secciones del proyecto, y quedan resumidos en la siguiente tabla.

| | |
|--------------------------------------|------|
| Operatividad mínima | 0.99 |
| Número de paradas anuales | 5 |
| Duración máxima de la parada (horas) | 6 |

Tabla 6. Resumen de operatividad a ofrecer por la estructura.



4.1 CÁLCULO DE LOS CRITERIOS DE OPERATIVIDAD

- 1) **Operatividad mínima:** se generarán los datos de rebase para el periodo de tiempo estudiado, con la que se construye la función de distribución acumulada.
- 2) **Número de paradas anuales:** la media del número de paradas que ocurre cada año de la serie temporal estudiada.
- 3) **Duración máxima de la parada:** la media de las duraciones de parada máxima de cada año de la serie temporal analizada.



5. CLIMA MARÍTIMO

A continuación, en este capítulo procedemos al estudio del clima marítimo presente en la zona litoral próxima a la estructura de estudio, el dique rompeolas norte del puerto de Castro Urdiales. Este capítulo se centrará en el análisis y estudio del oleaje y del nivel del mar.

5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS

Para la realización del análisis se ha hecho uso de tres archivos de datos diferentes. Estas series de datos contienen información del oleaje e información meteorológica digitalizada, la cual hace posible la creación de datos actuales en base a modelos de tiempos pasados. Así mismo, hemos de tener en cuenta que los datos marítimos que vamos a usar ya han sido previamente propagados hasta un punto cercano al puerto (ver punto A, figura 13).

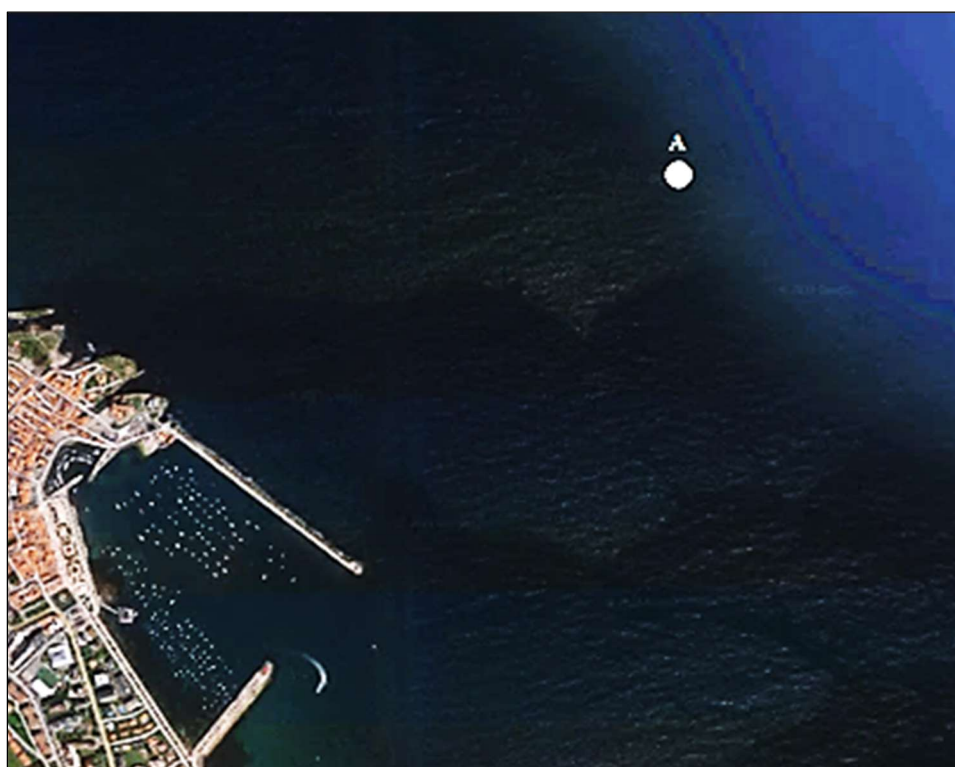


Figura 13. Localización de los datos de oleaje (DOW) y de nivel del mar (GOS y GOT)

En primer lugar, los datos relacionados con el oleaje se hallan en la base de datos DOW, (Downscaled Ocean Waves) la cual contiene series numéricas que se basan en un análisis elaborado por el IH Cantabria, con el que es posible la obtención de la información necesaria en relación a la altura de ola significativa, periodo de pico y dirección de las olas, entre otros. Dichos datos numéricos han sido obtenidos para un punto localizado en la latitud 43.3830 y longitud -3.2113, y comprenden una extensión temporal de 68 años, desde el 1 de febrero de 1948 hasta el 31 de agosto de 2015, en donde se reúne una serie numérica medida con una periodicidad horaria.



Las otras dos bases de datos se corresponden con los ficheros que proporcionan información sobre el nivel del mar. Estos se corresponden con los datos contenidos en GOS, el cual contiene información de la marea meteorológica, y GOT, cuya información se relaciona con la marea astronómica. Ambas bases de datos también han sido desarrolladas por el IH de Cantabria. El primero contiene datos para un punto cuya latitud es 43.4582 y longitud -3.2500; y el segundo se localiza en la latitud 43.4000 y longitud -3.1667. Esta serie numérica también presenta información espaciada horariamente.

Con respecto a los datos representativos del nivel del mar, hay que tener en cuenta que la marea astronómica es aquella producida por la atracción gravitacional entre la luna, el sol, la tierra, y demás cuerpos celestes. Es por ello que tiene un carácter determinista y puede ser predicha. De ahí que la serie numérica contenida en GOT se extienda desde el año 1900 hasta el año 2150, ya que existe la posibilidad de obtener aproximaciones futuras gracias a modelos numéricos creados a partir de datos provenientes de décadas pasadas.

Por otro lado, la marea meteorológica, se corresponde con la elevación de la superficie del mar esencialmente por dos razones, la variación del gradiente de presión atmosférico, y la acción que ejerce el viento sobre la superficie marítima. En este caso, debido a que está sujeto a la evolución de varios sistemas meteorológicos, esta tiene un carácter aleatorio, que debe ser medido. De esta manera, el archivo correspondiente a la marea astronómica se extiende desde el 1 de enero de 1948, hasta el 30 de junio de 2014.

Teniendo en cuenta que la extensión temporal de los tres archivos es diferente, el intervalo que comparten los tres es el que ha sido seleccionado para el siguiente estudio. De esta manera, el análisis desarrollado a continuación hace uso de los datos comprendidos desde el 1 de febrero de 1984 hasta el 30 de junio de 2014.

Por último, con respecto a la distinción entre coordenadas de las tres bases de datos, el punto de localización usado va a ser el de DOW (ver figura 13, punto A). Esto se debe a que la variación espacial de las ondas largas (GOS y GOT) es muchísimo menor que para las ondas cortas. Hemos de tener en cuenta además que la diferencia entre longitudes y latitudes entre las tres bases de datos es mínima.

5.2 OLEAJE

Para analizar la operatividad de nuestro dique, es necesario analizar previamente el oleaje que se desarrolla en la zona litoral cercana a este. Para ello, se procede al uso de los datos numéricos contenidos en el archivo DOW (Downscaled Ocean Waves), que como ya se ha mencionado anteriormente, han sido desarrollados por el IH Cantabria y propagados hasta el punto A de la figura 13. Gracias a esta base de datos, podemos reconstruir el oleaje ocurrido en las últimas décadas en la zona costera de nuestro interés para su posterior análisis.



5.2.1 Altura del oleaje

Tal como se aprecia en la figura 14, los mayores temporales marítimos ocurridos en la zona cercana al puerto registran unas alturas de ola significativa por encima de los 3.5 metros, siendo la máxima altura de ola significativa de 3.69 metros. Adicionalmente, la mayoría del oleaje de nuestra serie temporal se encuentra por debajo de aproximadamente los 2 metros de altura.

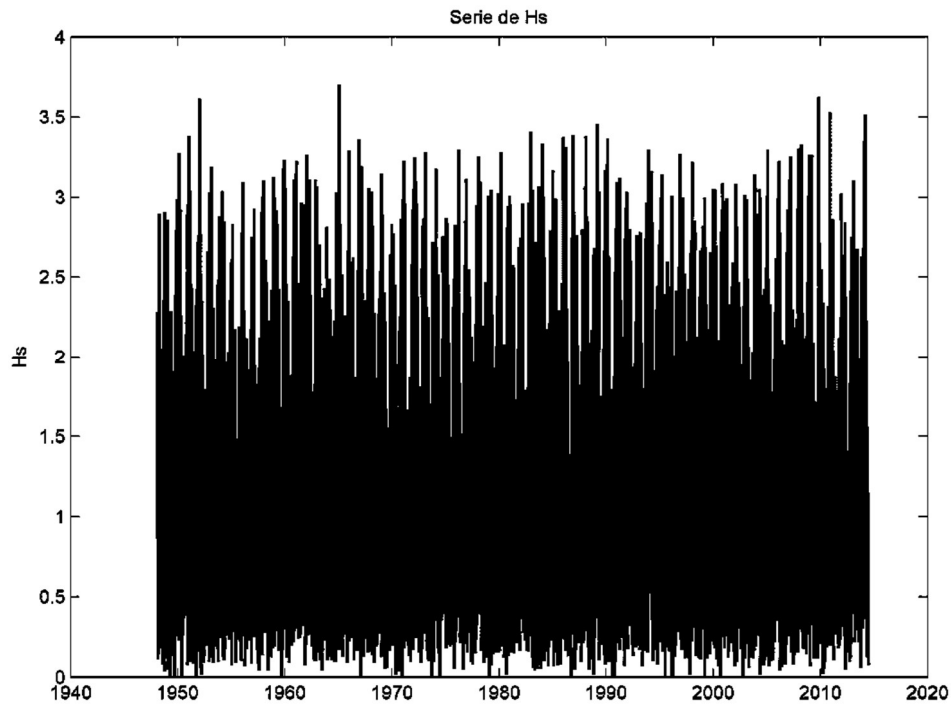


Figura 14. Serie de altura de ola significativa (m) para el punto A.

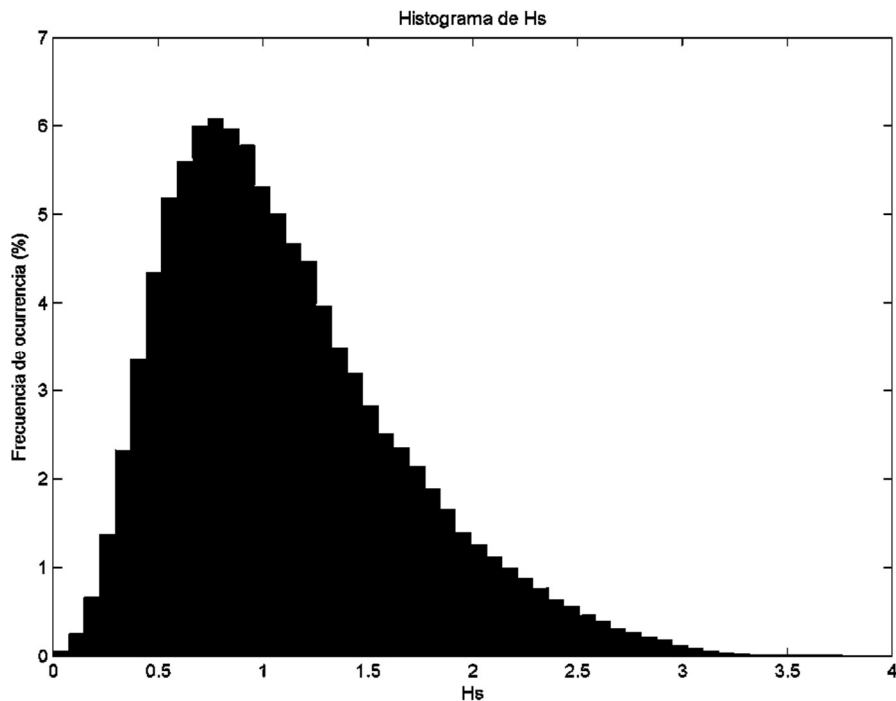


Figura 15. Frecuencia de ocurrencia (%) de altura de ola significativa para el punto A.



Por otro lado, en la figura siguiente (Figura 15), se puede observar la distribución de la frecuencia de ocurrencia de las diferentes alturas de ola significantes. De esta gráfica se puede deducir que las alturas de ola significantes que se dan con más frecuencia en nuestro punto A son de entre 0.7 y 0.9 metros de altura.

5.2.2 Dirección del oleaje

Asimismo, gracias a estos datos numéricos, también se ha podido obtener una representación sectorial de las diferentes direcciones de ola. En la figura 16 se muestra la rosa de oleaje que contiene los datos para nuestro punto de estudio A, en donde como se puede observar, la dirección predominante es la NNE, con una probabilidad de ocurrencia del casi 76% (figura 17).

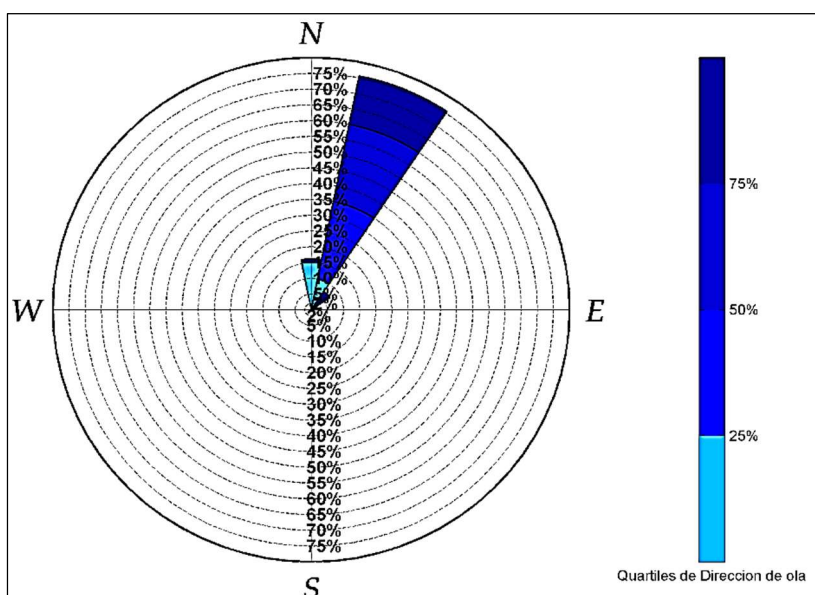


Figura 16. Rosa de oleaje para el punto A.

| TABLA ESTADISTICOS BASICOS | | | | | |
|-----------------------------------|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| Variable medida: Dirección de ola | | | | | |
| direcciones(°) | prob. direccion | Direccion de ola _{50%} | Direccion de ola _{60%} | Direccion de ola _{69%} | Direccion de ola ₇₂ |
| N | 0.1609 | 8.6145 | 11.0747 | 359.3605 | 359.9001 |
| NNE | 0.7561 | 19.1616 | 28.4359 | 32.9712 | 33.6362 |
| NE | 0.0694 | 39.4108 | 50.5760 | 55.5109 | 56.1610 |
| ENE | 0.0094 | 62.8084 | 73.5437 | 78.1129 | 78.7041 |
| E | 0.0018 | 86.1618 | 97.1955 | 100.7686 | 101.2057 |
| ESE | 0.0005 | 110.3221 | 120.9635 | 123.5158 | 123.5789 |
| SE | 0.0002 | 131.8767 | 143.9593 | 145.8537 | 146.0124 |
| SSE | 0.0001 | 155.6774 | 165.9004 | 167.9925 | 167.9934 |
| S | 0.0000 | 176.7005 | 187.5594 | 190.2794 | 190.2794 |
| SSW | 0.0000 | 202.7426 | 210.8233 | 210.9128 | 210.9128 |
| SW | 0.0000 | 222.9636 | 234.5733 | 235.9314 | 235.9314 |
| WSW | 0.0001 | 251.9201 | 258.0346 | 258.6875 | 258.6875 |
| W | 0.0001 | 274.0433 | 280.3179 | 281.1866 | 281.1949 |
| WNW | 0.0001 | 294.2199 | 301.9496 | 303.3115 | 303.3135 |
| NW | 0.0003 | 318.9488 | 324.6033 | 325.7738 | 325.7981 |
| NNW | 0.0011 | 343.2802 | 347.9023 | 348.6557 | 348.7343 |

Figura 17. Tabla de probabilidades de las diferentes direcciones del oleaje.



Esta información es de gran importancia ya que nos indica que en el casi 92% del tiempo, las olas van a tomar una trayectoria con una dirección proveniente de los sectores N o NNE, las cuales coinciden con una condición muy cercana a la perpendicularidad con respecto al dique rompeolas estudiado.

5.3 NIVEL DEL MAR

El concepto de nivel del mar hace referencia a la posición media de la superficie libre oceánica, como resultado de la suma conjunta de dos componentes, la marea astronómica y la marea meteorológica. Como ya hemos mencionado anteriormente en el apartado 2.1, los datos numéricos para el desarrollo de este apartado del trabajo se corresponden con los datos de los archivos GOT y GOS, los cuales están referidos al nivel medio del mar medido por el mareógrafo de Bilbao.

En primer lugar, se ha obtenido la serie de la marea astronómica, la cual queda representada en la figura 18. Una vez hecho esto, se procede a la realización de la representación gráfica de los datos correspondientes a la marea meteorológica. Estos últimos quedan reflejados en la figura 19. Podemos observar que la influencia de la marea meteorológica es mucho menos destacable que la de la marea astronómica.

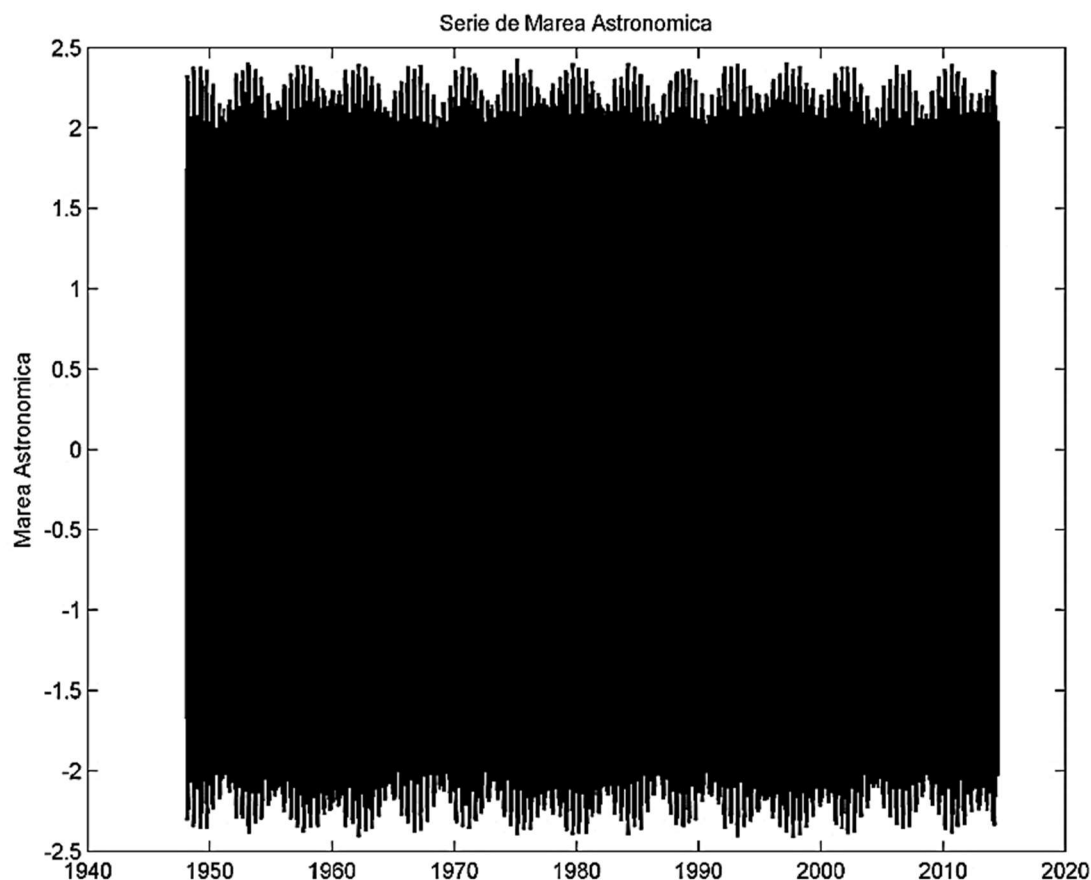


Figura 18. Serie de la marea astronómica (m) el punto A con respecto al cero altimétrico del puerto de Castro Urdiales.

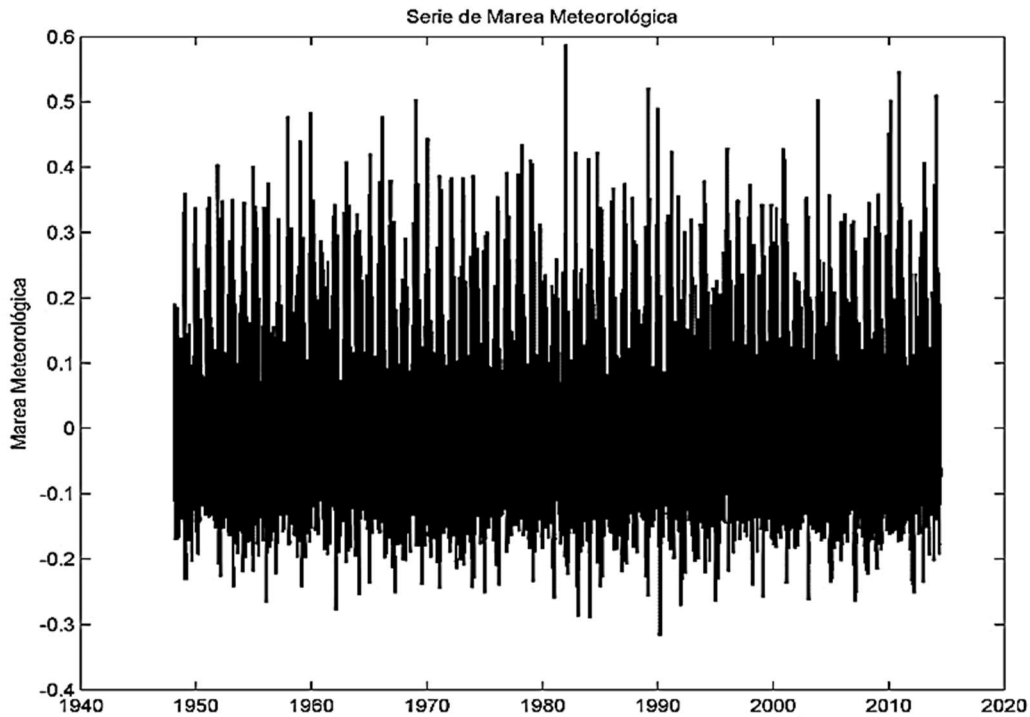


Figura 19. Serie de la marea meteorológica (m) en el punto A con respecto al cero altimétrico del puerto de Castro Urdiales.

Una vez determinadas las dos componentes principales, se procede a la generación de la evolución del nivel del mar para las fechas deseadas, obtenida a partir de la combinación de las dos componentes anteriores.

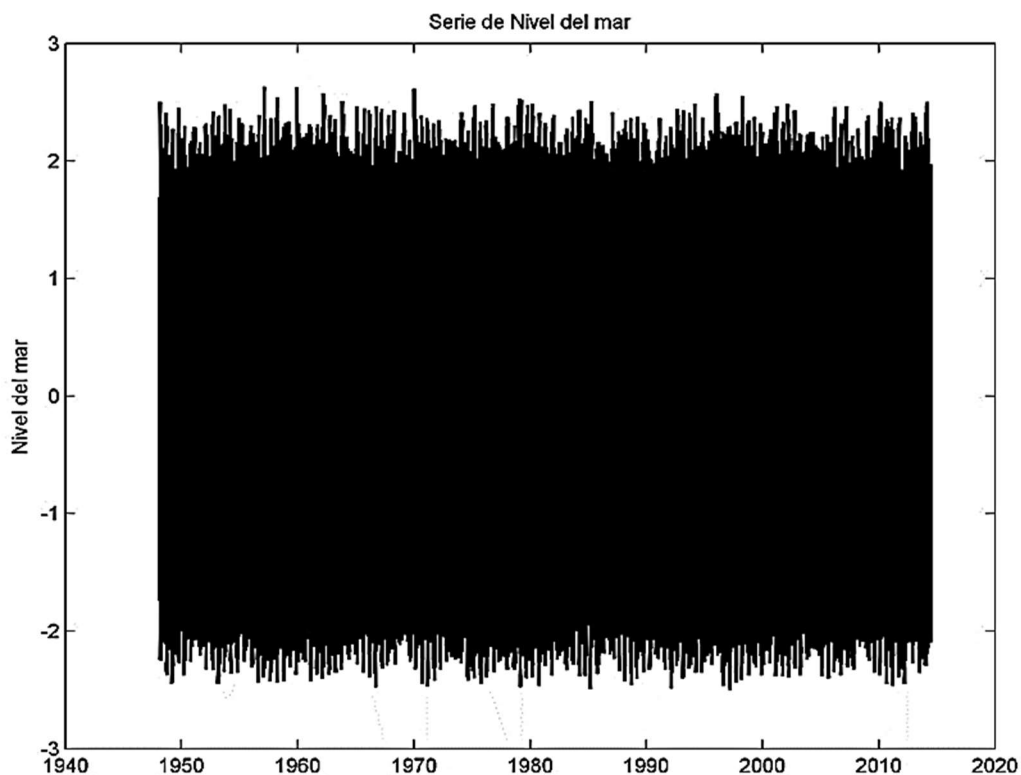


Figura 20. Serie de la evolución del nivel del mar (m) en el punto A con respecto al nivel medio del mar en Bilbao.



Como ya se mencionó anteriormente, estos resultados están referenciados con respecto al nivel medio del mar en Bilbao. Hay que transformarlos para que estén referidos al cero del puerto de Castro Urdiales. Entre el cero de Bilbao y el de Castro hay una diferencia de tan solo 3 milímetros aproximadamente, la cual no se tendrá en cuenta. De esta manera, para la transformación de los datos desde la referencia media hasta el cero de Castro Urdiales, es necesario añadir un total de 2.359 metros a todos los puntos de la serie numérica del nivel del mar. Como resultado de esto, se obtiene la gráfica que se muestra a continuación.

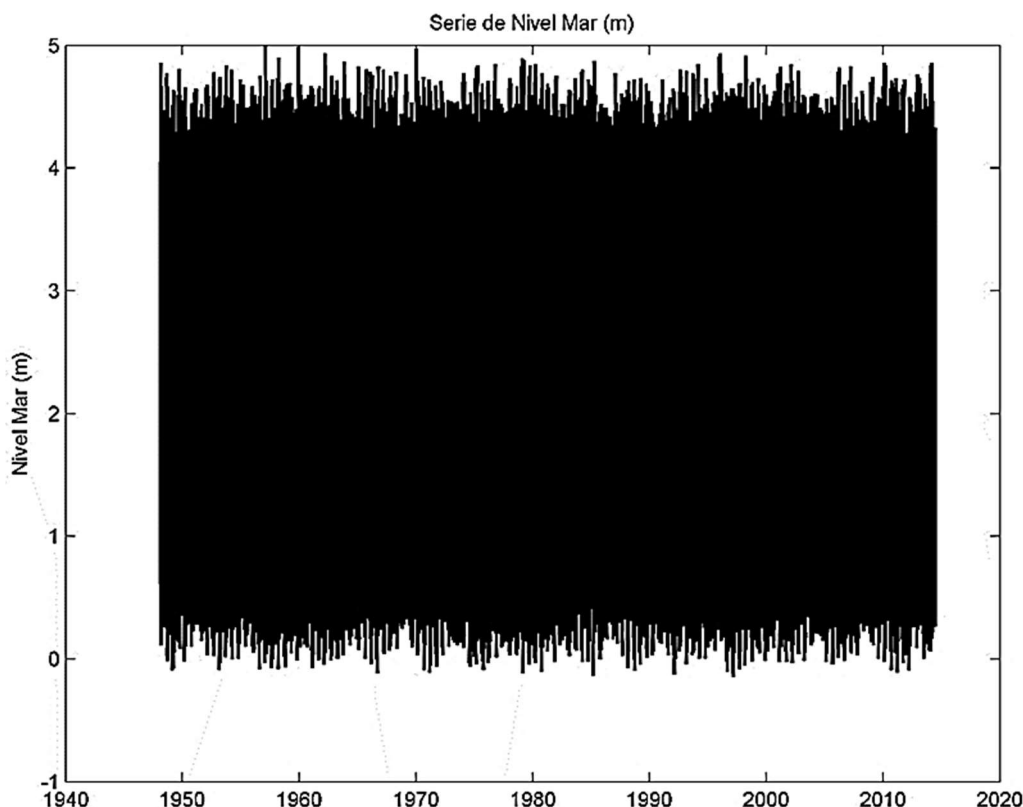


Figura 21. Serie de la evolución del nivel del mar en el punto A con respecto al cero altimétrico del puerto de Castro Urdiales.

Una vez transformada la serie numérica, podemos obtener diversos datos de interés relacionados con las diferentes posiciones del nivel del mar a lo largo de las décadas estudiadas.

- Nivel medio del mar (NMM): 2.3653 metros. Este ha sido obtenido calculando la media aritmética de todos los datos numéricos de la evolución del nivel del mar.
- Máxima pleamar (PMMA): 4.9887 metros. Máximo nivel del mar alcanzado por la serie numérica para las fechas estudiadas.
- Mínima bajamar (BMMI): -0.1443 metros. Mínimo nivel del mar alcanzado por la serie numérica para las fechas estudiadas.



5.5 CARACTERIZACIÓN DEL RÉGIMEN EXTREMAL

Una vez calculado el valor del periodo de retorno en el capítulo 4, se procede a obtener la gráfica de régimen extremal para los valores de ola significativa que componen la serie numérica de 66 años que se está analizando. La gráfica se ha obtenido introduciendo los datos en el software Carol. Cabe mencionar que el método de cálculo del régimen extremal que ha sido utilizado consiste en la función de distribución de Gumbel de máximos. Para ello se han seleccionado más concretamente los valores correspondientes a los máximos anuales, ya que como la serie temporal estudiada comprende 66 años, se dispone de suficiente información para la obtención de la gráfica con gran exactitud.

La función de distribución Gumbel de máximos de una variable aleatoria x se define como:

$$y = F(x) = \exp\left[-\exp\left(\frac{-(x-\lambda)}{\delta}\right)\right]; -\infty < x < \infty$$

- λ : parámetro de localización (es la moda de la distribución).
- δ : parámetro de escala (es proporcional a la desviación típica de la distribución).

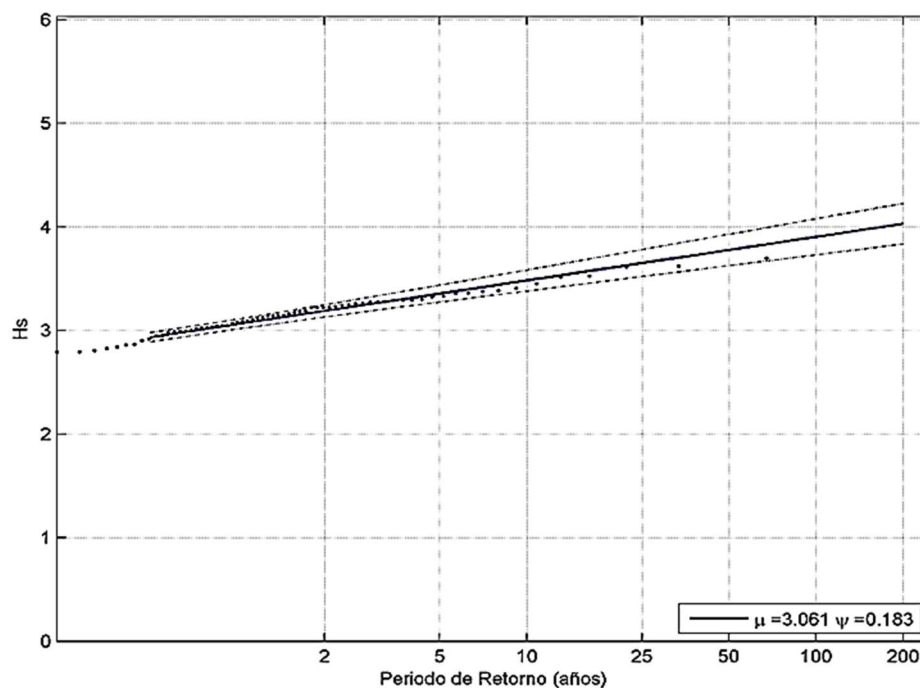


Figura 22. Régimen extremal: Periodo de retorno (años) vs. Altura significativa de ola (m).

La gráfica extremal que obtenida es la que se muestra en la figura anterior, y como se puede observar, relaciona la altura de ola significativa de los datos analizados con el periodo de retorno. Asimismo, como el periodo de retorno que ha obtenido anteriormente ha sido de 238 años, se ha obtenido la ecuación de la recta de la banda de confianza superior, ya que el gráfico resultante solo comprende hasta un periodo de retorno de 200 años y no incluye el valor deseado. Es por ello que se ha obtenido la siguiente relación lineal para la banda de confianza superior: $H_s = 3.887 + (1.87 \cdot 10^{-3} \cdot PR)$. Por consiguiente, se obtiene una altura de ola significativa para el periodo de retorno de 238 años de 4.33 metros.



A continuación, el siguiente paso es obtener el periodo de pico asociado a dicha altura de ola. Para ello, se ha representamos en Matlab, el conjunto de puntos que relaciona los diferentes periodos de pico con sus correspondientes alturas de ola significativa (figura 23).

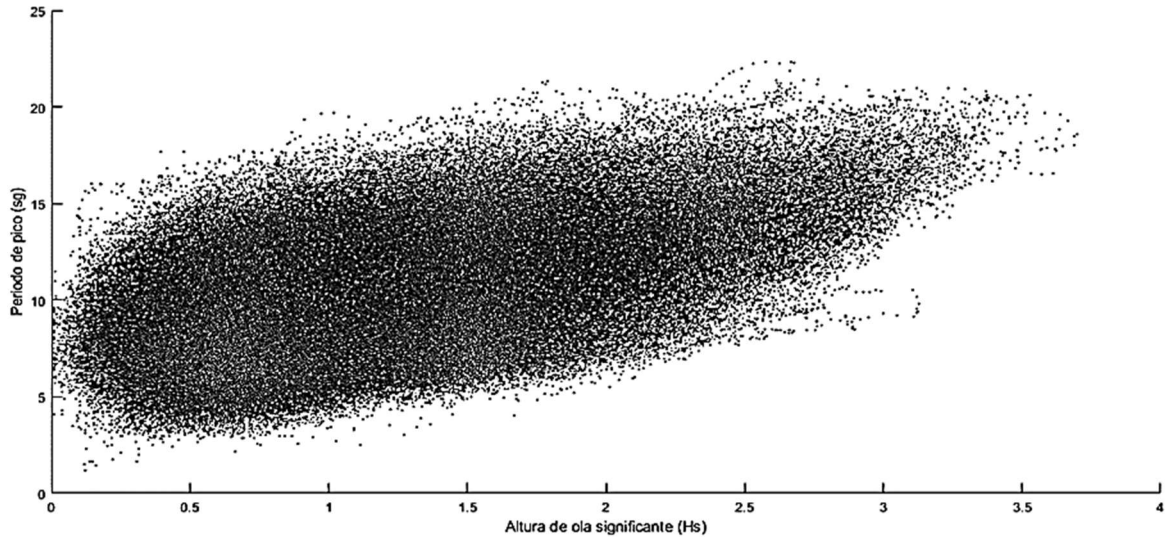


Figura 23. Nube de puntos: Altura de ola significativa (m) vs. Periodo de pico (sg).

Posteriormente, se ha seleccionado los valores máximos obtenidos en la representación numérica anterior. En este caso los puntos seleccionados han sido aquellos cuya altura significativa de ola es superior a los 3.5 metros de altura. Una vez seleccionados dichos puntos, se ha aplicado un ajuste que toma una forma exponencial, con el que hemos logrado relacionar la altura de ola significativa con el periodo de pico a través de la siguiente ecuación:

$$T_p = 39.95 \exp(-0.2147 H_s).$$

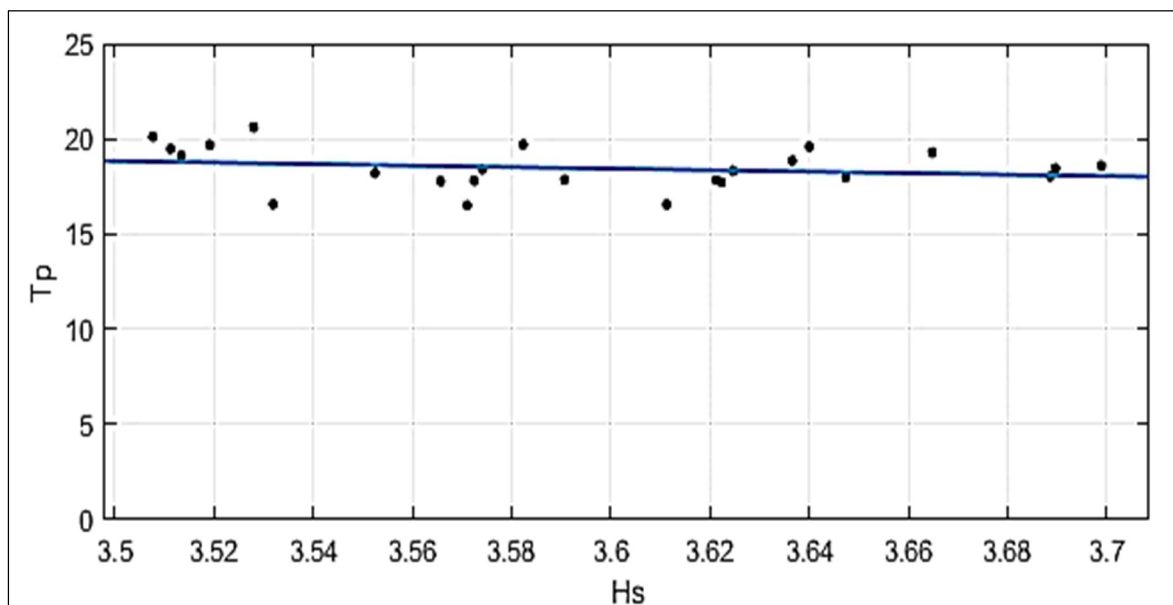


Figura 24. Nube de puntos. Máximos periodos de pico (sg) con sus respectivas alturas de ola significativas (m). Se muestra además el ajuste lineal generado directamente por Matlab.



De esta manera, con el valor de H_s obtenido anteriormente en el régimen extremal, el cual se determinó ser de 4.33 metros, es posible obtener ahora su correspondiente periodo de pico. La línea exponencial del ajuste ofrece un periodo de pico de 15.77 segundos.

En conclusión, a todos los cálculos y análisis realizados y mostrados anteriormente en este apartado del proyecto, la combinación de diseño más desfavorable, se corresponde con la situación en donde la ola está en cresta, con una altura máxima de 4.33 metros, y cuyo periodo de pico es 15.77 segundos; y en lo que respecta al nivel del mar, se toma como condición más desfavorable aquel nivel alcanzado en la máxima pleamar de nuestra serie temporal, el cual se corresponde con un total de 4.99 metros.



6. ESTUDIO DEL REBASE

El principal objetivo de este proyecto es modificar la estructura actual del dique de Castro Urdiales para que este ofrezca más protección al área encerrada en la dársena principal del puerto. De esta manera, la condición de rebase sobre el dique ha sido establecida como criterio principal para el diseño estructural del mismo.

Como consecuencia, en este apartado, se va a realizar un análisis en profundidad acerca de las condiciones en donde se produce rebase sobre el dique rompeolas norte del puerto de Castro Urdiales. En primer lugar, la estructura actual del dique va a ser estudiada, y posteriormente se ofrecerán varias soluciones, que conllevarán diferentes cambios estructurales, y cuyo objetivo de dichos cambios, será mejorar la situación actual de operatividad del dique con lo que a tasas de rebase respecta.

6.1 INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DEL REBASE

El rebase hace referencia al proceso natural que provoca que un determinado volumen de agua sobrepase la máxima cota de una estructura artificial. En el caso de este proyecto, la estructura se trata de un dique de tipología mixta. Es muy importante estudiar los efectos de rebase y sus consecuencias directas para cuantificar el impacto que puede llegar a causar. Cantidades excesivas de rebase pueden provocar:

- Daño a la estructura de defensa, tanto a corto como a largo plazo, con la posibilidad de rupturas e inundaciones sobre la parte abrigada.
- Daño directo a las personas inmediatamente en la estructura, ya sean peatones, ciclistas, o viajen en algún vehículo.
- Daño a la propiedad que se encuentra en el área abrigada, incluyendo pérdidas económicas, medioambientales o de algún otro tipo de recursos.

Como consecuencia de los daños que pueden ser causados, se determinarán los volúmenes de rebase límites que pueden ser tolerados, los cuales dependerán de las especificaciones particulares del sitio de estudio. Algunas de estas especificaciones contemplan por ejemplo el uso de la estructura que recibe dichos volúmenes o el uso del área detrás de la zona de abrigo, entre otras.

Adicionalmente, el rebase está íntimamente vinculado a dos parámetros:

- **Volumen de rebase:** Volumen de agua que rebasa la coronación de una determinada estructura marítima debido a la incidencia de una ola con una determinada altura (H) y periodo (T). Sus unidades son m^3/m (volumen por metro lineal de estructura).
- **Tasa de rebase:** Volumen de agua que sobrepasa la coronación de la estructura por unidad de tiempo. Al igual que para el volumen de rebase, este viene provocado por la incidencia de olas con unas determinadas alturas y periodos. Sus unidades son $m^3/(t \cdot m)$, que representa caudal por metro lineal de estructura.



6.2 FORMULACIÓN DEL REBASE

Para estudiar las condiciones de rebase sobre el dique sujeto a este análisis, se ha consultado la publicación EurOtop para obtener todas las formulaciones necesarias. De esta manera, se ha obtenido la información que se presenta a continuación.

6.2.1 Cuantificación de rebase para diques rompeolas

La fórmula que se expresa a continuación es válida para estructuras con una pendiente de entre 1:2 y 1:4/3. En el caso de este proyecto, el dique rompeolas del puerto de Castro Urdiales cuenta con una pendiente de 1:2.

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot (H_{mo})^3}} = 0.1035 \cdot \exp\left[-\left(1.35 \cdot \frac{Rc}{H_{mo} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)^{1.3}\right]$$

- q: tasa de rebase por metro lineal de la estructura [$\text{m}^3/(\text{t} \cdot \text{m})$]
- g: gravedad = 9.81 [m/s^2]
- H_{mo} : estimación de la altura de ola significativa [m]
- Rc: francobordo de la estructura [m]
- γ_f : factor de rugosidad de la pendiente de la estructura [adimensional]
- γ_β : factor de oblicuidad del oleaje [adimensional]

6.2.2. Francobordo de la estructura (Rc)

El francobordo del dique se define como la distancia entre el nivel del mar en cada momento y la coronación de la estructura. Este parámetro variará a lo largo del tiempo y para cada punto será diferente. La razón de ello es que depende del estado del mar en cada instante.

En el caso de la estructura estudiada, actualmente presenta una coronación situada a 10.80 metros con respecto al cero del puerto de Castro Urdiales. Por lo que, para el cálculo del francobordo en cada instante de nuestra serie numérica, se substraerá el valor del nivel del mar en ese instante, conocido gracias a las series analizadas en *Cap 5. Clima marítimo*; a dichos 10.80 metros.

6.2.3 Factor de rugosidad de la pendiente de la estructura (γ_f)

El manto lateral de protección del dique rompeolas está conformado por bloques de hormigón. Además, su emplazamiento es más bien irregular y aleatorio a lo largo de la longitud del mismo. De esta manera, se ha determinado que el coeficiente de rugosidad de la pendiente es de 0.47, teniendo en cuenta la información que se presenta en la tabla 7, obtenida de la EurOtop. Este es el único que valor de la ecuación que va a permanecer constante a lo largo de los diferentes análisis desarrollados.



| Type of armour layer | γ_r | Figure |
|--------------------------------------|------------|------------|
| Smooth impermeable surface | 1.00 | Figure 6.8 |
| Rocks (1 layer, impermeable core) | 0.60 | |
| Rocks (1 layer, permeable core) | 0.45 | |
| Rocks (2 layers, impermeable core) | 0.55 | |
| Rocks (2 layers, permeable core) | 0.40 | Figure 6.8 |
| Cubes (1 layer, flat positioning) | 0.49 | |
| Cubes (2 layers, random positioning) | 0.47 | Figure 6.8 |
| Antifers | 0.50 | Figure 6.8 |
| HARO's | 0.47 | Figure 6.9 |
| Tetrapods | 0.38 | Figure 6.9 |
| Dolosse | 0.43 | |
| Accropode™ I | 0.46 | Figure 6.9 |
| Xbloc®, CORE-LOC®, Accropode™ II | 0.44 | Figure 6.9 |
| Cubipods one layer | 0.49 | |
| Cubipods two layers | 0.47 | |

Tabla 7. Valores de los diferentes factores de rugosidad para estructuras de escollera. (Fuente: EurOtop 2018)

6.2.4 Factor de oblicuidad del oleaje (γ_β)

Para la obtención de este parámetro, es necesario estudiar qué dirección sigue el oleaje marítimo en relación a la posición de la estructura de contención. El ángulo beta (β) se refiere a aquel que se forma entre la dirección de propagación del oleaje y la perpendicular a la dirección longitudinal de la estructura en cuestión.

Tal como se estudió en el apartado 5.2.2, perteneciente a la sección de Clima Marítimo, se concluyó que el 92% del tiempo, las olas toman una trayectoria con una dirección proveniente de los sectores N o NNE: en un 16% del tiempo las olas provienen del norte, y en un casi 76%, provienen de la dirección nornoroeste.

De esta manera, para estimar este parámetro para cada punto de la serie de datos del clima marítimo, se ha tenido en cuenta que el dique sigue una dirección de aproximadamente 130° con respecto al norte. Por consiguiente, el ángulo ha sido calculado para cada punto, restando a 40° (130° - 90°) el ángulo del oleaje obtenido del archivo DOW.

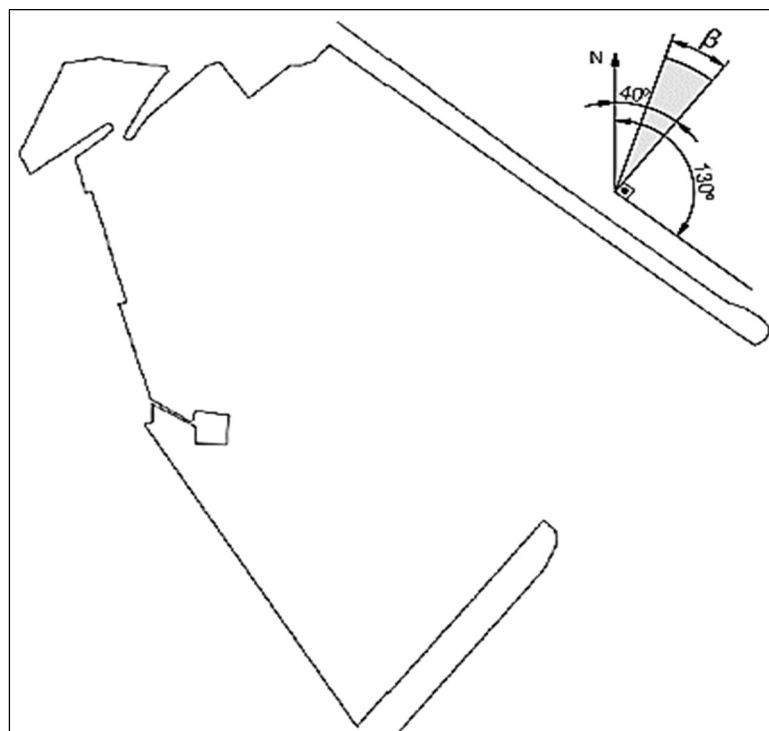


Figura 25. Dirección de propagación del oleaje con respecto a la estructura rompeolas.

En base a los cálculos realizados anteriormente, se puede proceder a calcular el factor de oblicuidad, usando la fórmula que se presenta a continuación para cada ángulo beta previamente calculado:

$$\gamma_{\beta} = 1 - 0.0063 \cdot |\beta|$$

6.2.5 Efecto de la berma

Debido a la existencia de una berma en la estructura, debemos calcular y aplicar un coeficiente reductor del rebase, debido a que esta parte de la estructura se encarga de disipar energía.

$$C_r = 3.06 \cdot \exp\left[-1.5 \cdot \frac{G_c}{H_{mo}}\right]$$

- G_c : ancho de la berma [m].
- H_{mo} : estimación de la altura de ola significativa [m].

Como ya se ha presentado anteriormente, para el estudio de la situación actual del dique, se va a utilizar un coeficiente G_c de 2.85 metros, por los motivos y razones expuestos en el apartado del proyecto 3.2.2.



6.2.6 Límite del rebase

Para el análisis de rebase sobre la estructura de este proyecto, es necesario establecer un límite en función del uso y operatividad de dicha estructura. En base a la siguiente tabla, la cual presenta en el eje vertical unos límites medidos en litros por segundo (por cada metro lineal de estructura), se ha establecido como límite para el rebase de 0.001. Con este valor, el uso del dique por los peatones es totalmente seguro. Adicionalmente, con este límite, sería también suficientemente seguro para las embarcaciones que habría atracadas en el dique, en caso de tomar la propuesta presentada de incluir en la estructura de protección infraestructura de amarre.

| L/(s x m) | SEGURIDAD FUNCIONAL | | | SEGURIDAD ESTRUCTURAL | |
|-----------|-----------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|---|---------------------------------------|
| | | | | | |
| 1000 | Inseguro a cualquier velocidad | Muy peligroso | Daños estructurales | Daño aún con protección | Daño aunque el paseo esté pavimentado |
| 100 | | | | Daño si el paseo no está pavimentado | |
| 10 | Dique en talud Inseguro aparcado | Dique de hierba peligroso | Daños estructurales | Daño si el talud interior no está protegido | Sin peligro |
| 1 | | Dique en talud: Peligroso | | | |
| 0.1 | Dique vertical: Inseguro aparcado | Dique vertical: peligroso | Pequeños daños a accesorios | Sin peligro | Sin peligro |
| 0.01 | | Inconfortable pero no peligroso | | | |
| 0.001 | Inseguro a velocidad alta | Múcido pero no Inconfortable | Sin peligro | | |
| 0.0001 | Seguro a cualquier velocidad | | | | |
| | Vehículos | Peatones | Edificios | Muros de contención | Diques con revestimientos |

Tabla 8. Valores límite de rebase (l/s-m) para diferentes rangos de seguridad estructural y funcional.

Una vez establecido el límite de rebase, hay que recordar, que tal como se presentó en el capítulo 4 del proyecto, se definió el objetivo de que la estructura cumpliera con su funcionalidad dentro de unos límites de operatividad establecidos, los cuales se vuelven a mostrar a continuación.

| | |
|--------------------------------------|------|
| Operatividad mínima | 0.99 |
| Número de paradas anuales | 5 |
| Duración máxima de la parada (horas) | 6 |

Tabla 9. Resumen de operatividad a ofrecer por la estructura.



6.3 SITUACIONES DE ESTUDIO

Como ya se mencionó anteriormente, se va a proceder al análisis del rebase en diferentes situaciones. Una de ellas se corresponde con la situación actual del dique. Las otras tres propuestas se basan en posibles modificaciones estructurales de la estructura, cuyo objetivo es mejorar las condiciones relacionadas con el rebase sobre la misma.

6.3.1 Situación actual

Para el estudio de la estructura actual se van a considerar las características que ya se han discutido previamente en apartados anteriores:

- El dique cuenta con una coronación de 10.80 metros sobre el nivel del mar. Esta medición es tomada con respecto al cero del puerto de Castro Urdiales.
- La berma es de aproximadamente 2.85 metros, cuya anchura ya se ha discutido anteriormente en el presente trabajo.
- Con respecto a la inclinación de la escollera, esta presenta una pendiente de V1:H2.

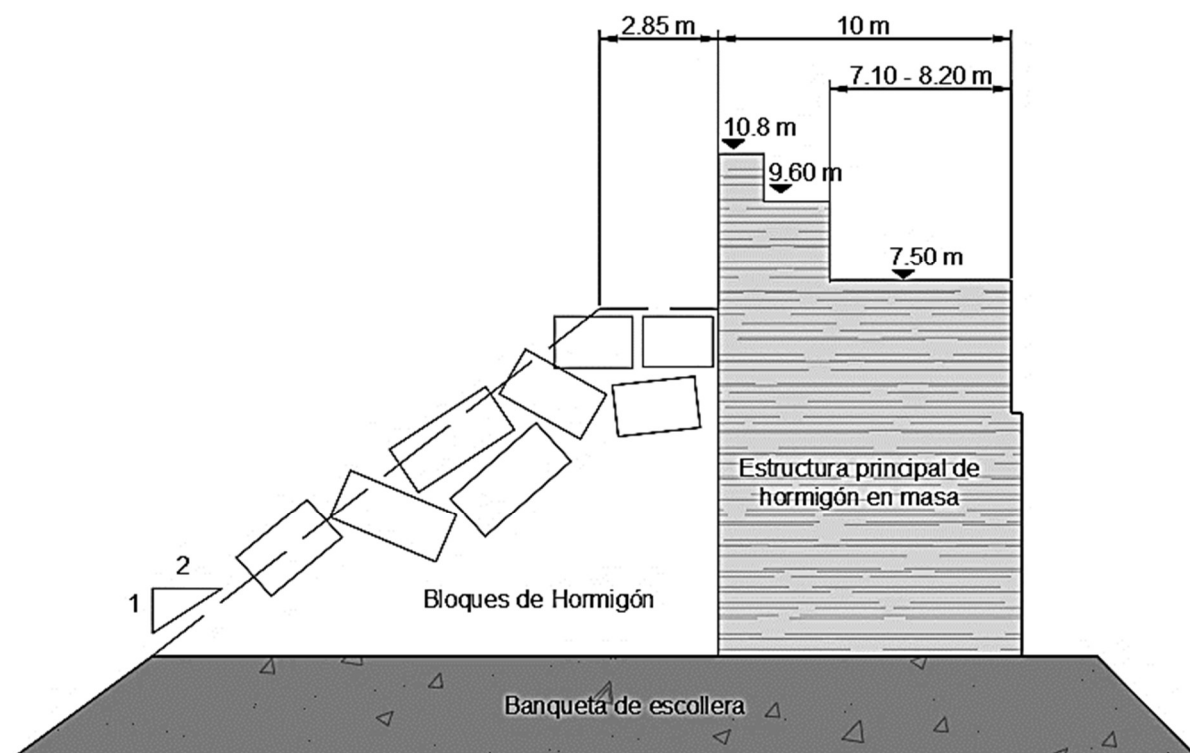


Figura 26. Esquema de la sección transversal de la estructura actual del dique norte de Castro Urdiales.

Conociendo los datos presentados anteriormente, se procede a la obtención de las tasas de rebase, para una periodicidad horaria, a lo largo de la serie temporal que se extiende desde el 1 de febrero de 1948 hasta el 30 de junio de 2014; la misma estudiada en el *Cap 5. Clima marítimo*. A continuación, se presenta la representación gráfica de los valores obtenidos.

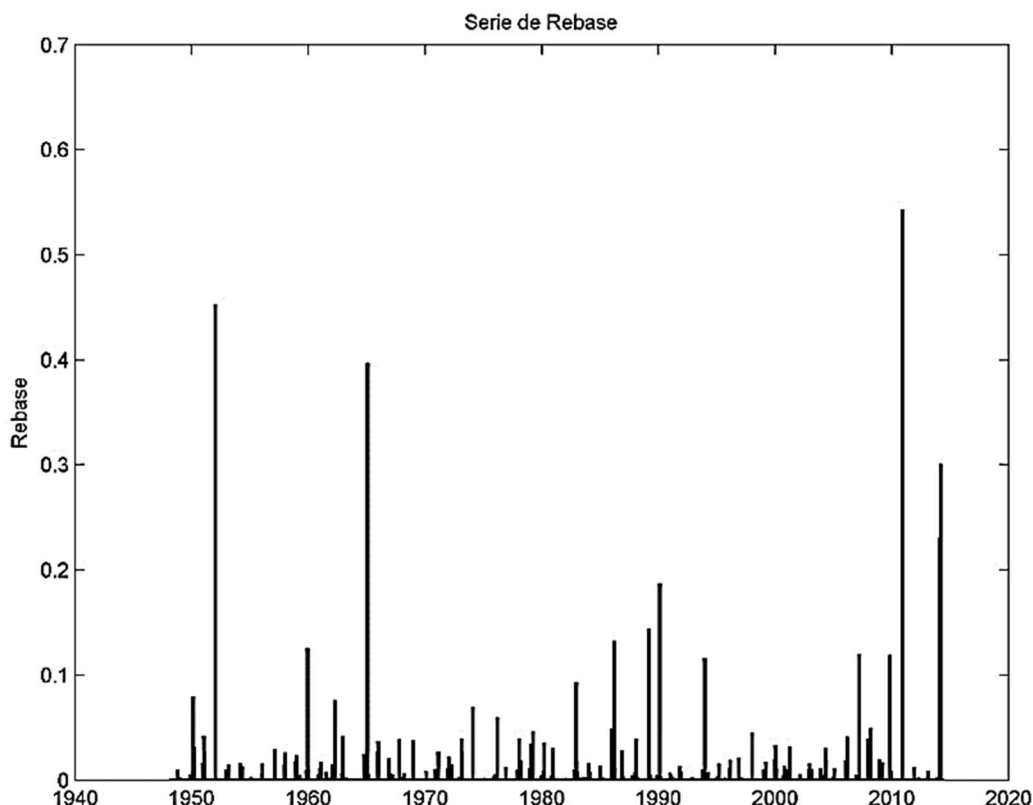


Figura 27. Rebase (l/s-m) sobre la estructura actual del dique.

Tal como se puede observar, las mayores tasas de rebase toman valores de entre los 0.55 y los 0.18 litros por segundo y por metro lineal de la estructura. Como ya se ha establecido previamente, el límite con el que se determinará la operatividad del dique en su situación actual se corresponde con 0.001 L/s-m. Una vez obtenidos los datos de rebase, se puede proceder al cálculo de dichos tres criterios de operatividad. Los valores obtenidos para cada criterio se muestran en la siguiente tabla.

| Límite rebase: $q = 0.001$ | Objetivo | Resultado |
|--------------------------------------|----------|-----------|
| Operatividad mínima | 0.99 | 0.988 |
| Número de paradas anuales | 5 | 9.27 |
| Duración máxima de la parada (horas) | 6 | 3.52 |

Tabla 10. Resultados de los criterios de operatividad del dique en su situación actual.

Como se puede observar en la tabla anterior, el único criterio que se cumple con la estructura actual es que la duración media de las paradas, que toma un valor medio de 3.52 horas, no superando el límite establecido de 6 horas. Con respecto a los otros dos criterios, la situación actual no alcanza la operatividad mínima, y el número medio de paradas anuales es de 9.27, un valor mayor que el objetivo buscado.

Es por ello que se presentan a continuación varias opciones en donde se modifican partes de la estructura del dique con el objetivo de cumplir los tres criterios y disminuir las tasas de rebase actuales.



6.3.2 Solución de diseño nº1: Aumento del francobordo de la estructura

Para esta primera solución, se plantea el aumento de la coronación del dique, con el objetivo de disminuir el rebase a partir del aumento del francobordo. Para ello, se ha estudiado como diferentes valores de la coronación afectan a la operatividad del dique, en base a los tres criterios que están siendo estudiados.

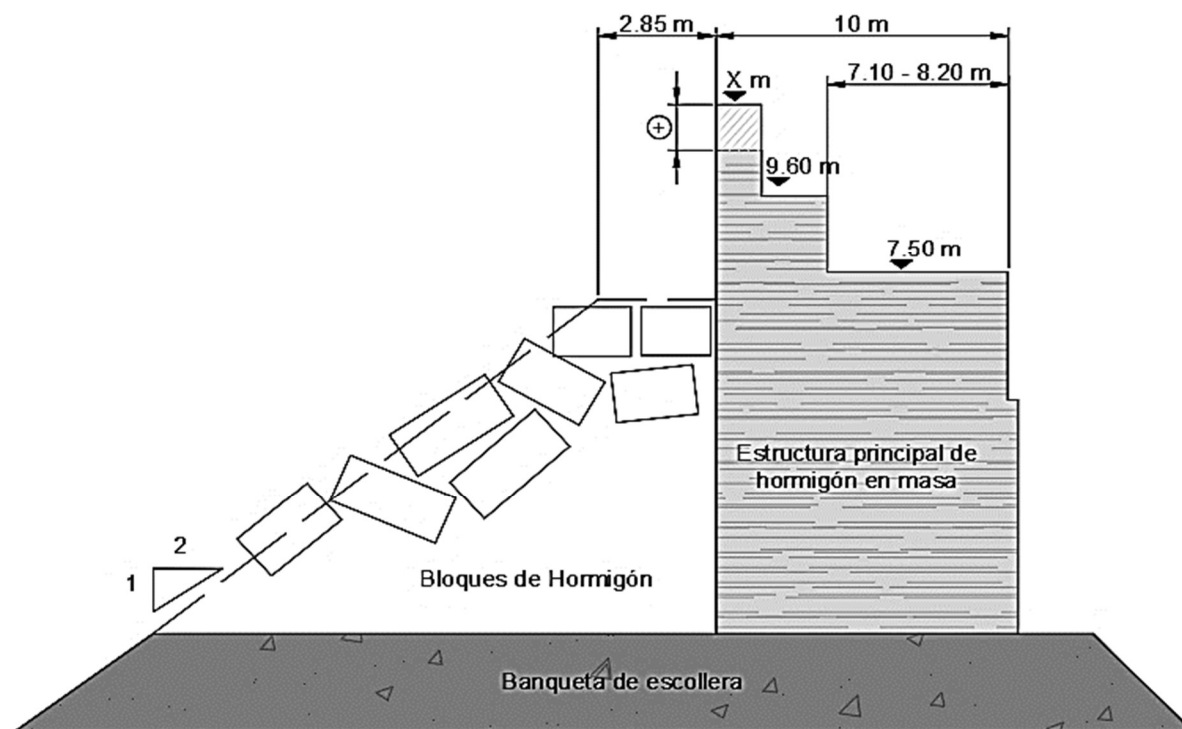


Figura 28. Esquema de la sección transversal del dique para la solución número 1: Aumento del francobordo de la estructura.

Como ya se presentó anteriormente, la estructura actual no presenta problema alguno en cuanto a la duración de las paradas. De esta manera, este criterio no va a presentar influencia alguna en la decisión acerca de la modificación de la estructura.

Por un lado, en cuanto a la operatividad mínima, el objetivo buscado es un buen funcionamiento el 99% del tiempo, y para ello, si representamos este criterio frente a diferentes valores de coronación, observamos que es necesario una coronación situada a una altura de aproximadamente 10.88 metros.

Por otro lado, con respecto al número de paradas, el objetivo establecido de 5 paradas máximas al año es alcanzado con una estructura en donde la coronación se halle a una altura de 11.28 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales, que es el nivel tomado como referencia. Como se observa en la figura 29, la información que se acaba de discutir queda representada gráficamente, donde se puede observar la influencia que tiene la altura de coronación en los criterios de operatividad del dique.

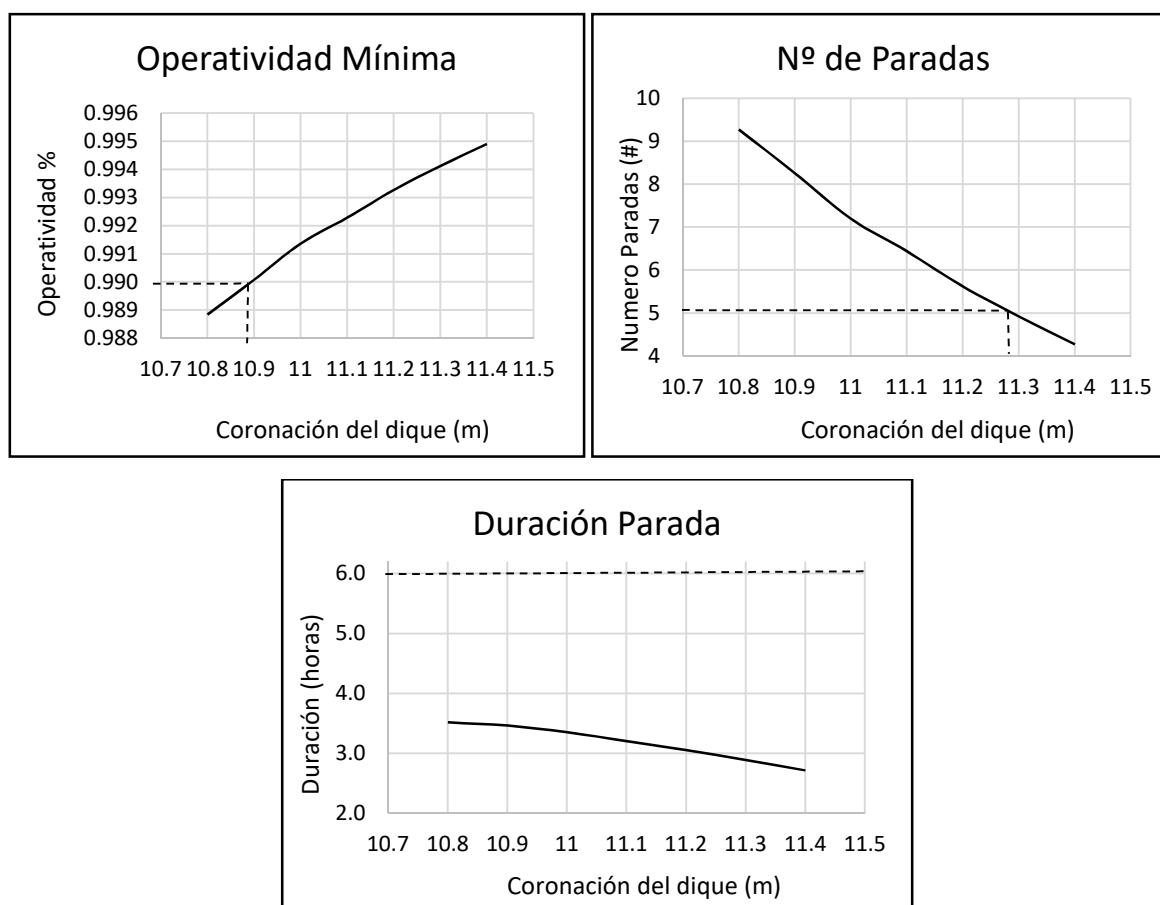


Figura 29. Gráficas que relacionan la altura de coronación del dique con los tres criterios de operatividad de la estructura. Valores correspondientes a la solución 1.

Debido a los resultados obtenidos en este análisis, es necesario una altura de coronación en la estructura de, como mínimo, 11.28 metros. Por razones obvias a la hora de ejecutar el proyecto de construcción, dicho valor es aproximado hasta los 11.3 metros. De esta manera, es necesario añadir a la estructura actual 0.5 metros en la parte superior de la misma.

Este resultado supone un valor óptimo en cuanto a funcionalidad, ya que, en caso de llevarse a cabo, un aumento de tan solo medio metro no supone una reducción significativa de la visual desde la pasarela del dique.

La gráfica de rebase resultante tendría la forma presentada en la figura 30. Tal como se puede observar en dicha figura, las tasas de rebase se reducen considerablemente con respecto a las obtenidas para la estructura actual. Los valores máximos alcanzados en este caso rondan entre los 0.12 y 0.23 litros por segundo y metro lineal de estructura.

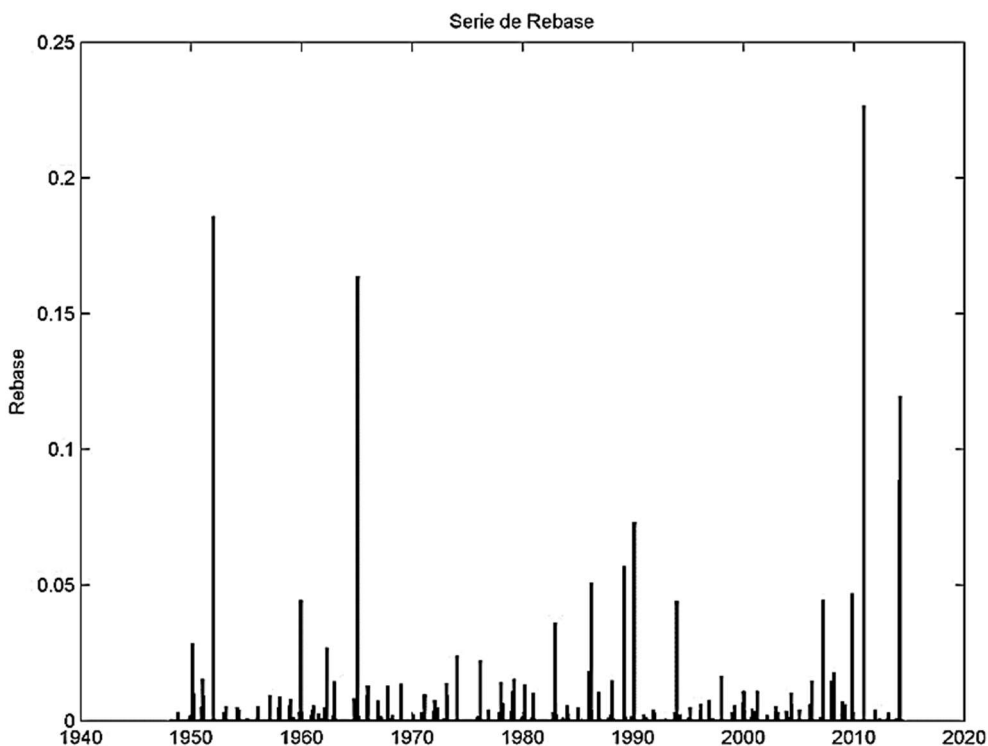


Figura 30. Rebase (l/s-m) para la solución planteada 1: aumento de la coronación de la estructura.

Una vez calculadas las tasas de rebase para la nueva coronación de 11.3 metros, se obtienen los siguientes valores, correspondientes a los tres límites de operatividad, que esta solución es capaz de ofrecer.

| Límite: $q = 0.001$ | Objetivo | Resultado |
|--------------------------------------|----------|-----------|
| Operatividad mínima | 0.99 | 0.9941 |
| Número de paradas anuales | 5 | 4.9242 |
| Duración máxima de la parada (horas) | 6 | 2.8924 |

Tabla 11. Resultados de los criterios acerca de la operatividad del dique para la solución uno.

6.3.3 Solución de diseño nº2: Aumento de la berma de la estructura

En este segundo caso, se va a proceder de manera similar que para la solución anterior. El objetivo es obtener los resultados de los tres criterios de operatividad en base a diferentes valores que puede tomar la anchura de berma de la estructura. De esta manera se podrá determinar qué valor de anchura de la berma resulta más conveniente para alcanzar el objetivo planteado.

A continuación, en la figura 31, se presenta de nueva el esquema de la sección transversal para la solución dos.

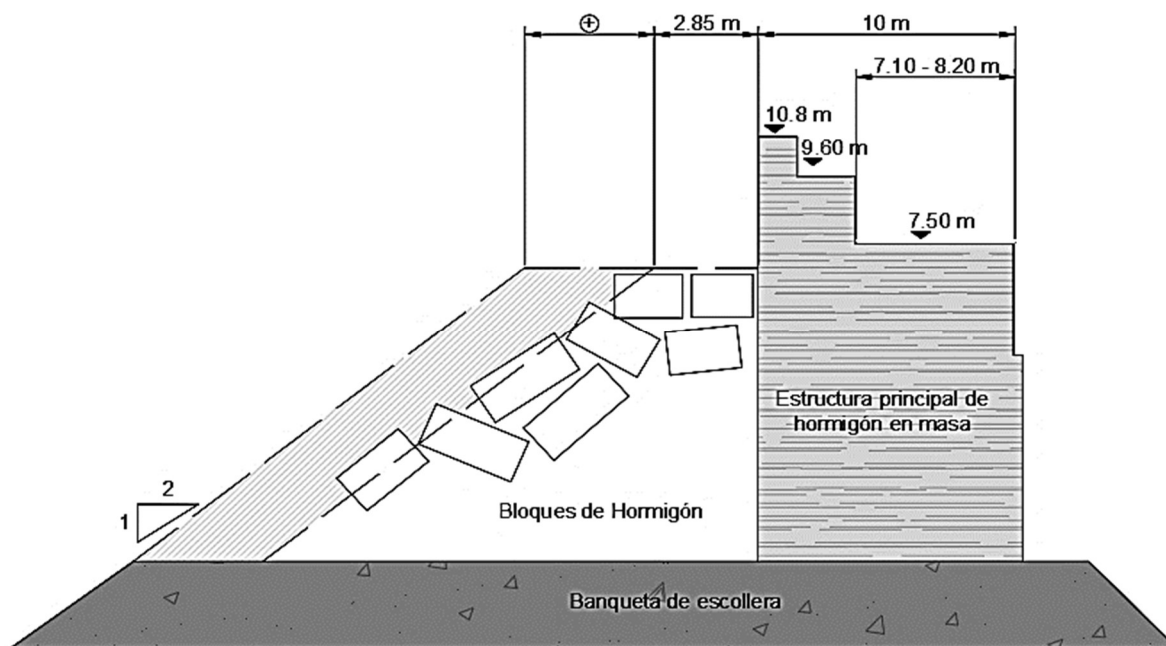


Figura 31. Solución número 2 - Aumento de la berma de la estructura.

Se han estudiado las tasas de rebase para diferentes anchuras de berma y ello ha sido traducido a como estos valores se relacionan con los tres criterios de operatividad, tal y como se muestra en las siguientes gráficas.

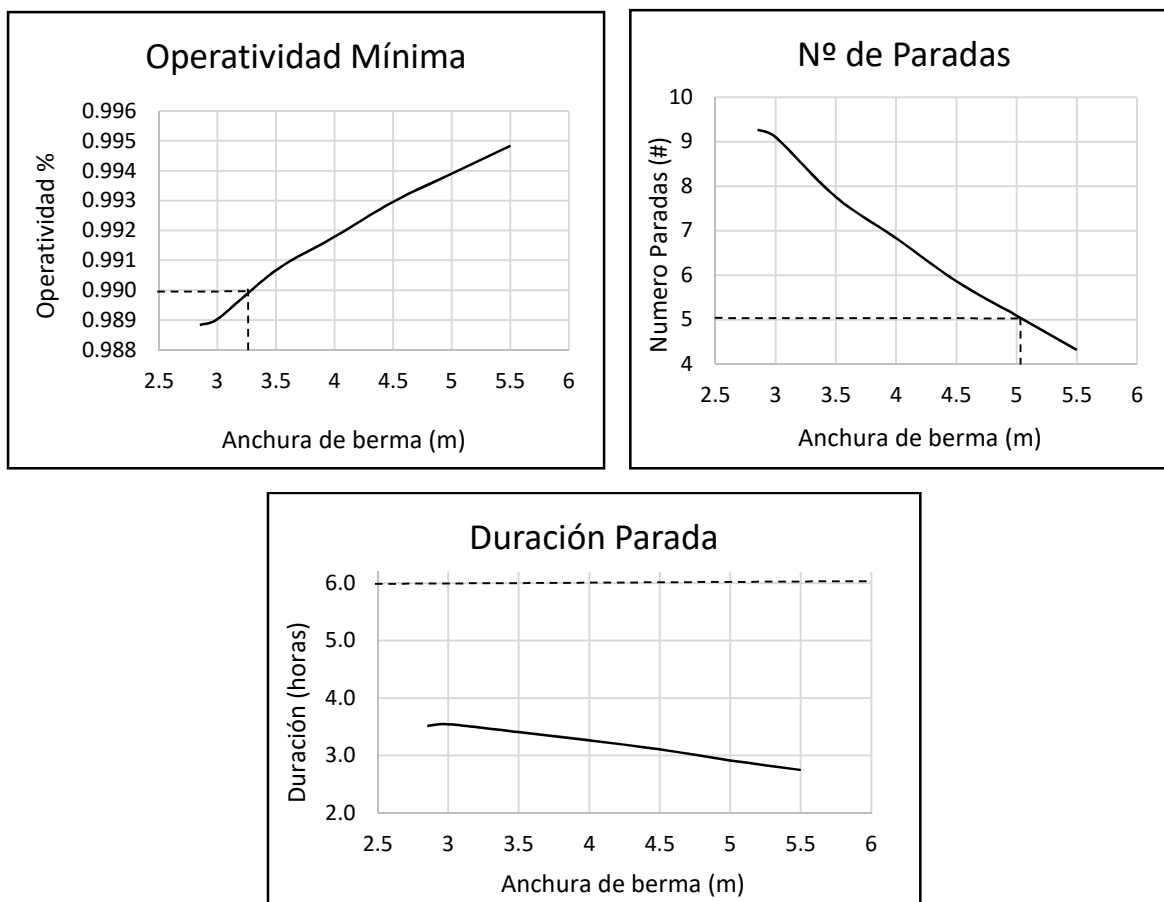


Figura 32. Gráficas que relacionan la anchura de la berma del dique con los tres criterios de operatividad de la estructura; para la solución número 2.



Como bien se ha repetido anteriormente, la estructura del dique no presenta ningún tipo de problema en lo que a duración de paradas respecta. No obstante, son necesarios ciertos cambios para cumplir los otros dos criterios.

Con respecto a la operatividad mínima, el límite buscado de 0.99 es alcanzado con una anchura de berma de aproximadamente 3.25 metros, lo que supone un aumento de un total de 0.4 metros. Por otro lado, en cuanto al número de paradas, se buscan tener un número máximo de 5 al año, criterio que se alcanza con una anchura de un valor muy cercano a 5 pero un poco superior. De esta forma, la anchura escogida, que cumple con los tres criterios de operatividad, es de 5.1 metros de ancho.

Como no se puede ampliar la anchura con medios bloques, la solución lógica en este caso es añadir otro bloque completo. De esta manera, la anchura final contaría con un total de dos bloques, con lo que el valor es de aproximadamente unos 5.7 metros.

Una vez obtenido este valor, volvemos a repetir el estudio del rebase, obteniéndose de tal forma la siguiente gráfica para las tasas de rebase.

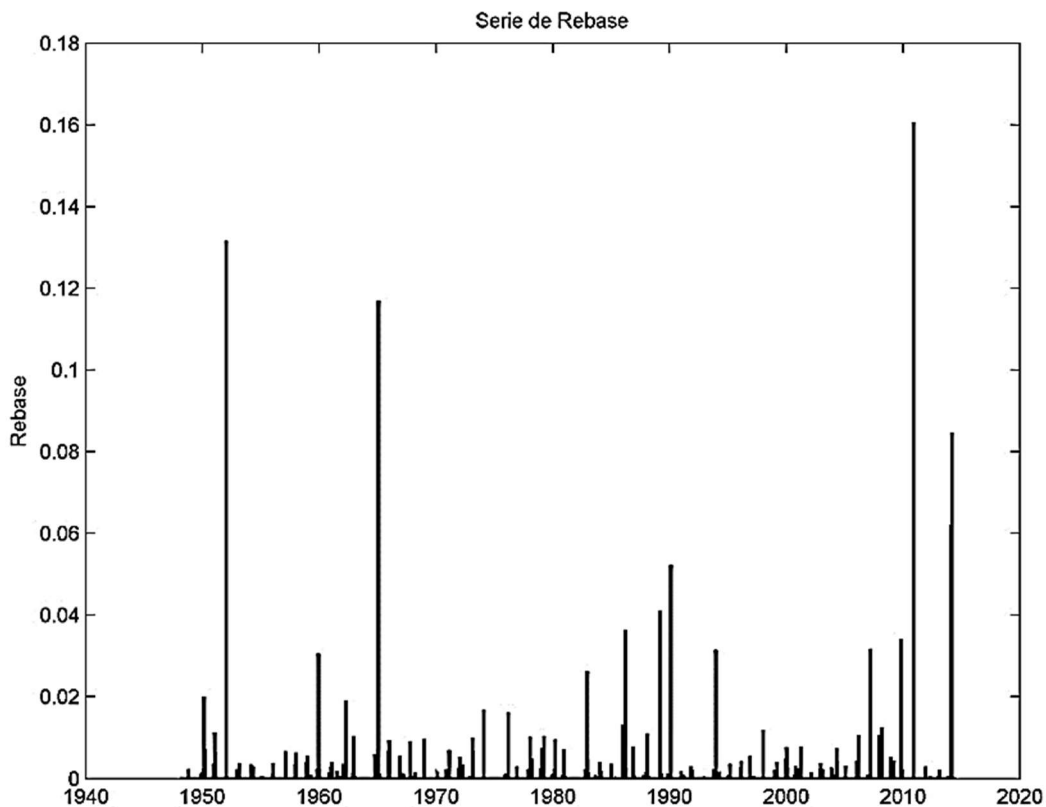


Figura 33. Rebase (l/s-m) para la solución planteada 2: aumento de la anchura de la berma.

Para esta segunda solución, podemos observar que los rebases máximos se encuentran entre los 0.165 y 0.09 litros por segundo y metro lineal de estructura. Son ligeramente menores que los obtenidos para la modificación estructural de la solución 1, en donde la altura de coronación era elevada.



Con todo lo mostrado previamente, esta solución cumple con los tres límites de operatividad, obteniéndose los valores mostrados a continuación, en la tabla 12.

| Límite: $q = 0.001$ | Objetivo | Resultado |
|--------------------------------------|----------|-----------|
| Operatividad mínima | 0.99 | 0.9951 |
| Número de paradas anuales | 5 | 4.0758 |
| Duración máxima de la parada (horas) | 6 | 2.6880 |

Tabla 12. Resultados de los criterios acerca de la operatividad del dique para la solución uno.

6.3.4 Solución de diseño nº3: Solución mixta

La última solución para la que se quiere estudiar la operatividad del dique es una combinación de las otras dos soluciones anteriores. Para ello, no solo se va a aumentar la altura de coronación de la estructura, sino que también se propone aumentar la anchura de la berma. Este estudio es un poco más complejo que los anteriores, ya que las tasas de rebase ya no varían tan solo en base a una variable, sino que ahora dependen de dos.

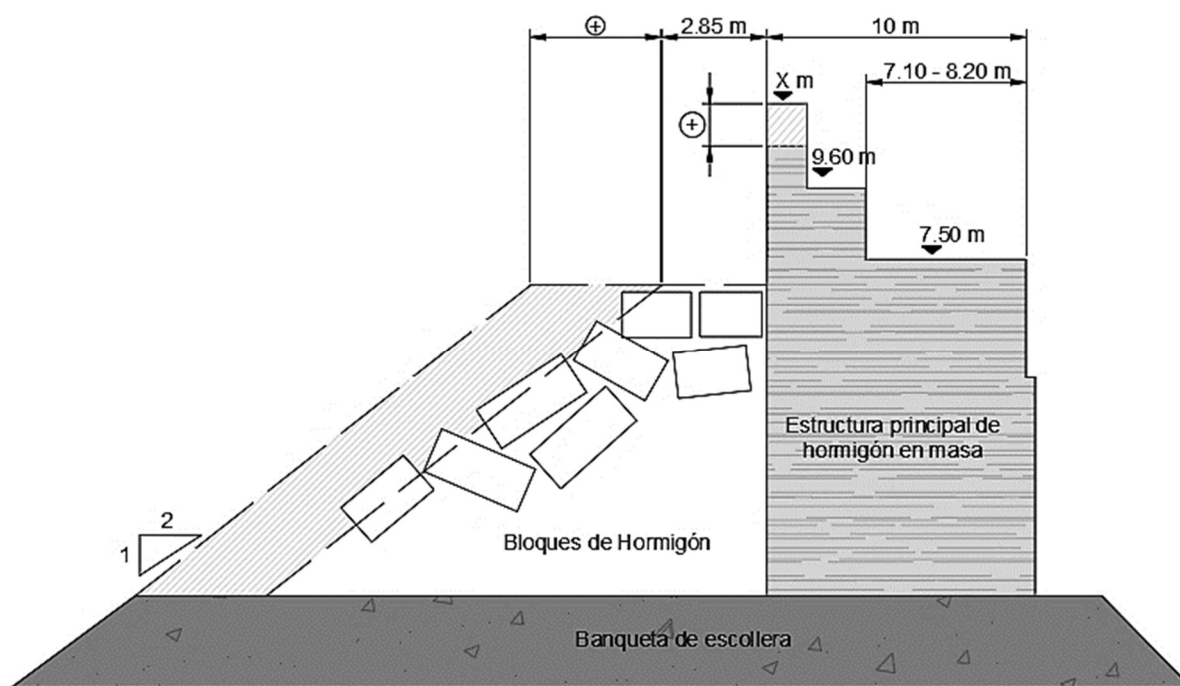


Figura 34. Sección transversal del dique para la solución número 3: Solución mixta que incluye tanto un aumento de berma como de francobordo de la estructura.

De este modo, el método seguido en este caso se basa en la búsqueda aleatoria de valores para los que el conjunto estructural consiga cumplir con los objetivos deseados. Es lógico pensar que la solución final va a hallarse entre los valores previamente determinados.

- Anchura de berma: el resultado final se encontrará entre 2.85 y 5.1 metros.
- Altura de coronación: tomará un valor entre los 10.80 y 11.3 metros de altura.



Se han probado varias combinaciones de valores para la altura de coronación y la anchura de berma, las cuales se muestran en la siguiente tabla.

| Altura Coronación (m) | Anchura Berma (m) | Operatividad (%) | Paradas Anuales (#) | Duración Parada (horas) |
|-----------------------|-------------------|------------------|---------------------|-------------------------|
| 10.9 | 3.8 | 0.9925 | 6.29 | 3.23 |
| 11 | 3.7 | 0.9932 | 5.65 | 3.08 |
| 11 | 3.8 | 0.9933 | 5.58 | 3.04 |
| 11 | 4 | 0.9936 | 5.36 | 2.93 |
| 11.1 | 3.7 | 0.9940 | 5.03 | 2.87 |
| 11.1 | 3.75 | 0.9941 | 4.95 | 2.91 |
| 11.1 | 3.8 | 0.9942 | 4.88 | 2.88 |

Tabla 13. Resultados de los criterios acerca de la operatividad del dique para la solución tres, la cual consiste en la combinación de las dos anteriores.

Una vez comparados los resultados, se ha determinado que la solución más conveniente y que cumple con los tres requisitos fundamentales es en la que la anchura de berma final consiste en un valor final de 3.75 metros y la coronación toma una altura de 11.1 metros. De nuevo, como el aumento de la berma ha de llevarse a cabo con unidades de bloques completos, habrá que añadir un nuevo bloque, obteniéndose otra vez, una anchura final de 5.7 metros.

Con estos nuevos datos sobre la estructura del dique, se procede al cómputo de la gráfica de la tasa de rebase a lo largo de los años estudiados en el proyecto. El resultado se muestra en la figura siguiente.

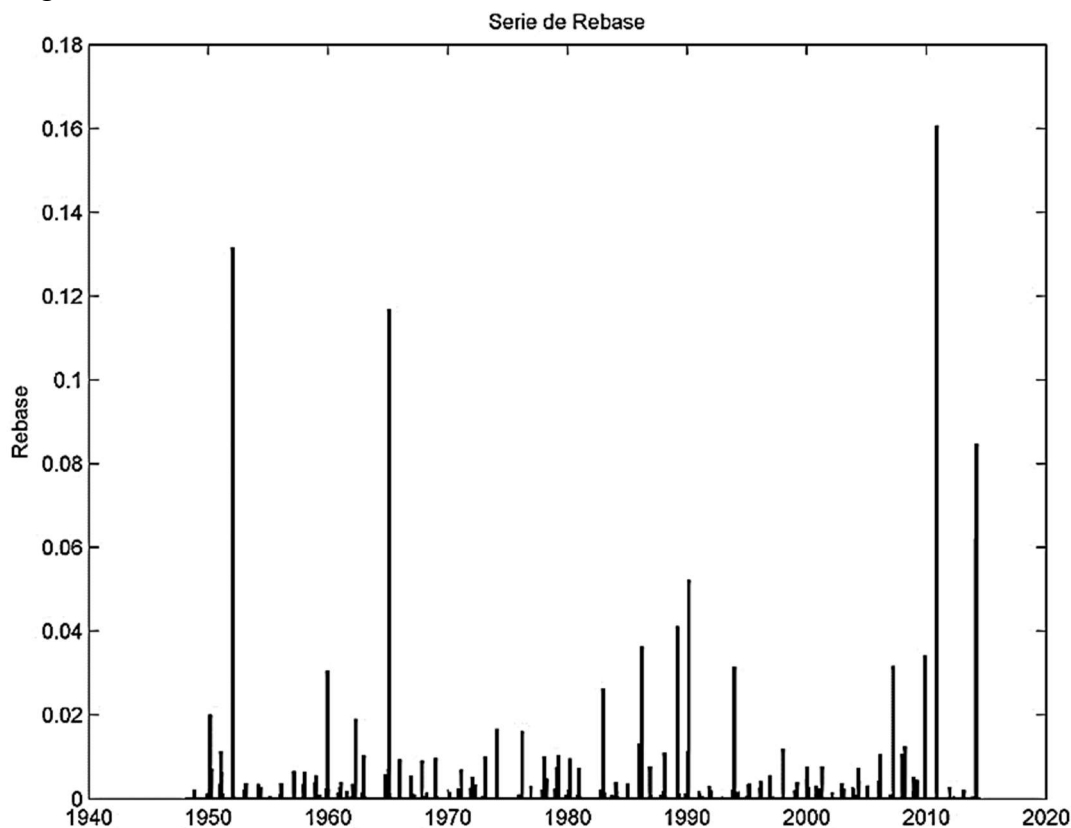


Figura 35. Rebase (l/s-m) para la solución planteada 3: combinación de aumento de anchura de berma con incremento de la altura de coronación.



La gráfica obtenida es muy similar a la obtenida para la solución dos. Los valores máximos de rebase vuelven a rondar entre los 0.16 y los 0.08 litros por segundo y metro lineal de la estructura.

Es obvio pensar que la forma de la gráfica de las tres soluciones es parecida, ya que el objetivo de operatividad buscado es el mismo para las tres, por lo que la forma de la gráfica de rebase tiene que ser similar para lograr dicha tarea. En este caso, los valores obtenidos son los que se presentan a continuación.

| Límite: $q = 0.001$ | Objetivo | Resultado |
|---------------------------------------|-----------------|------------------|
| Operatividad mínima | 0.99 | 0.9969 |
| Número de paradas anuales | 5 | 2.6364 |
| Duración máxima de la parada (horas) | 6 | 2.2426 |

Tabla 14. Resultados de los criterios acerca de la operatividad del dique para la solución número tres.

En conclusión, con esta sección del trabajo, tras el estudio de varias alternativas, se puede lograr el cumplimiento ideal de los criterios de operatividad del dique, consiguiendo de esta manera reducir las tasas de rebase que sobrepasan la estructura.

Se muestra a continuación una tabla comparando los tres criterios de operatividad obtenidos para cada uno de las tres soluciones propuestas.

| Límite: $q = 0.001$ | Objetivo | Sol #1 | Sol #2 | Sol #3 |
|---------------------------------------|-----------------|---------------|---------------|---------------|
| Operatividad mínima | 0.99 | 0.9941 | 0.9951 | 0.9969 |
| Número de paradas anuales | 5 | 4.9242 | 4.0758 | 2.6364 |
| Duración máxima de la parada (horas) | 6 | 2.8924 | 2.6880 | 2.2426 |

Tabla 15. Comparación de los resultados para los criterios con la operatividad del dique para las tres soluciones anteriormente propuestas.



7. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

Una vez se han planteado las tres diferentes propuestas para el dique de Castro Urdiales, y se ha comprobado que cumplen con los criterios de operatividad establecidos, es necesario comprobar que estas también cumplen con los criterios de estabilidad frente a las condiciones marítimas a las que están expuestas.

7.1 CALCULO DE LAS PRESIONES

Para el cálculo de estabilidad de las secciones del dique, se va a emplear en primer lugar la formulación propuesta por Goda en 1974 (CEM Tabla VI-5-53, p. VI-5-139), a la que posteriormente se le van a aplicar unos factores modificadores propuestos por Takahashi, Tanimoto y Shimosako en 1990 (Tabla VI-5-58), λ_1 , λ_2 y λ_3 , con el objetivo de introducir en la formulación de Goda la protección que ofrecen los bloques de hormigón al dique vertical. En otras palabras, la formulación de Goda se aplica a un dique vertical, e introduciendo los 3 factores de Takahashi se tiene en cuenta la protección lateral que ofrecen los bloques de hormigón.

7.1.1 Goda (1974); Tanimoto (1976)

Este método fue desarrollado a partir de los resultados obtenidos en diferentes modelos, y se basa en el diseño de la estructura a partir de la ola máxima de todo el grupo de olas. En este proyecto, esa ola máxima toma el valor de 4.33 metros (*Cap 5. Clima marítimo*). En primer lugar, las fórmulas que se aplicarían en el caso de un dique vertical, sin protección lateral de la escollera son las siguientes:

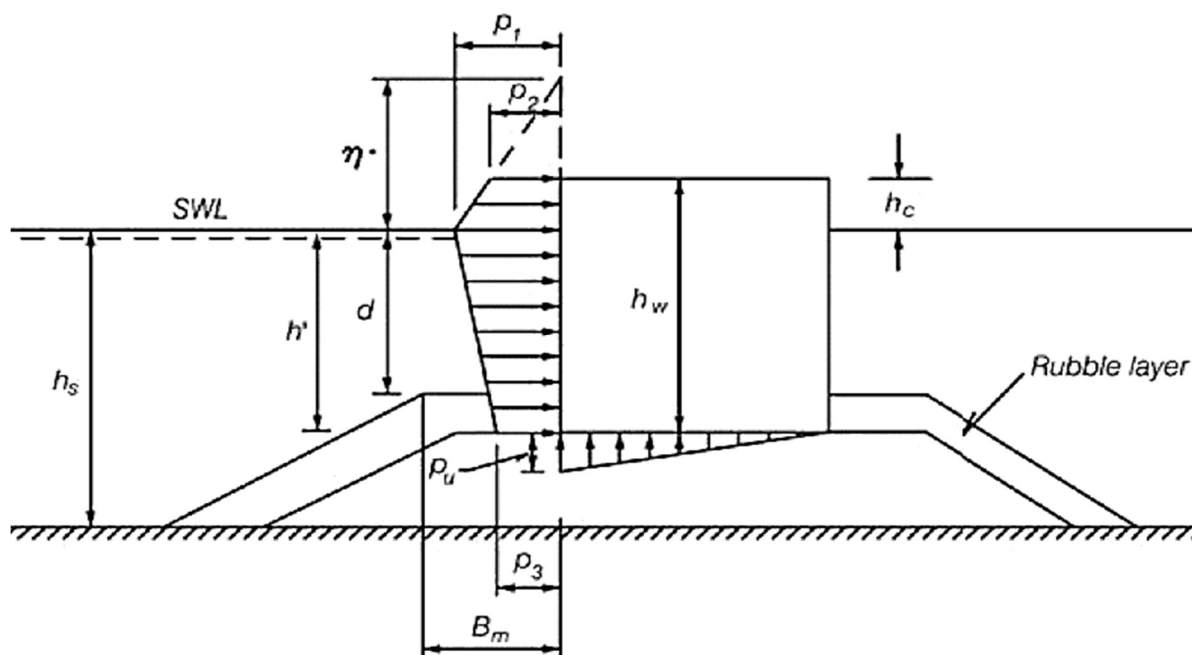


Figura 36. Esquema de dique vertical con elementos fundamentales señalados para la formulación de Goda.



| | |
|--|---|
| Elevación a la que presión es ejercida | $\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design}$ |
| Presiones en el frente vertical de la estructura | $P1 = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$ $P2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{hc}{\eta}\right) \cdot P1 & \text{for } \eta > hc \\ 0 & \text{for } \eta < hc \end{cases}$ $P3 = \alpha_3 \cdot P1$ |
| Presión de flotabilidad | $P_u = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$ |
| Factores de Goda | $\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{hs}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]^2$ $\alpha_2 = \text{the smallest of } \begin{cases} \frac{hb - d}{3hb} \left(\frac{H_{design}}{d}\right)^2 \\ \frac{2d}{H_{design}} \end{cases}$ $\alpha_3 = 1 - \frac{hw - hc}{hs} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]$ |

A continuación, se definen las variables presentes en las formulas anteriores:

- β : Angulo de incidencia de las olas. Para el caso de este estudio, los ángulos de los temporales más grandes son muy cercanos a 0° , casi todos por debajo de los 15° , por lo que se va a considerar la condición más desfavorable siendo beta igual a 0° .
- H_{design} : Ola de diseño más grande del estado de mar estudiado, justo en frente de la estructura. Por recomendación práctica, se toma el valor de $1.8 \cdot H_s$.
- hb : Profundidad del agua a una distancia de $5 \cdot H_s$ de la estructura, en la dirección de donde viene el oleaje.
- L : Longitud de ola a una profundidad hb , y para un periodo de $T_s \sim 1.1 T_m$. En este caso, para el cálculo de la situación más desfavorable posible, se va a utilizar el periodo de pico calculado para la H_{smax} (Cap 5: *Clima Marítimo*), con un valor de 15.77 segundos.
- Para el cálculo de distancias y profundidades, se va a utilizar el nivel del mar correspondiente al caso más desfavorable de toda la serie de datos analizada. De este modo, se ha tomado el valor de la máxima pleamar, obtenido anteriormente (Cap 5. *Clima marítimo*). Es por ello que se ha utilizado un nivel del mar a una altura de 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- λ_1 , λ_2 y λ_3 : factores modificadores que dependen del tipo de estructura que se esté estudiando. En este caso, los modificadores usados se corresponden con la formulación desarrollada por Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).



7.1.2 Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).

Para que la protección lateral del dique, conformada por bloques de hormigón, sea tenida en cuenta para el cálculo de las presiones ejercidas sobre la estructura, se desarrollaron los parámetros modificadores λ_1 , λ_2 y λ_3 .

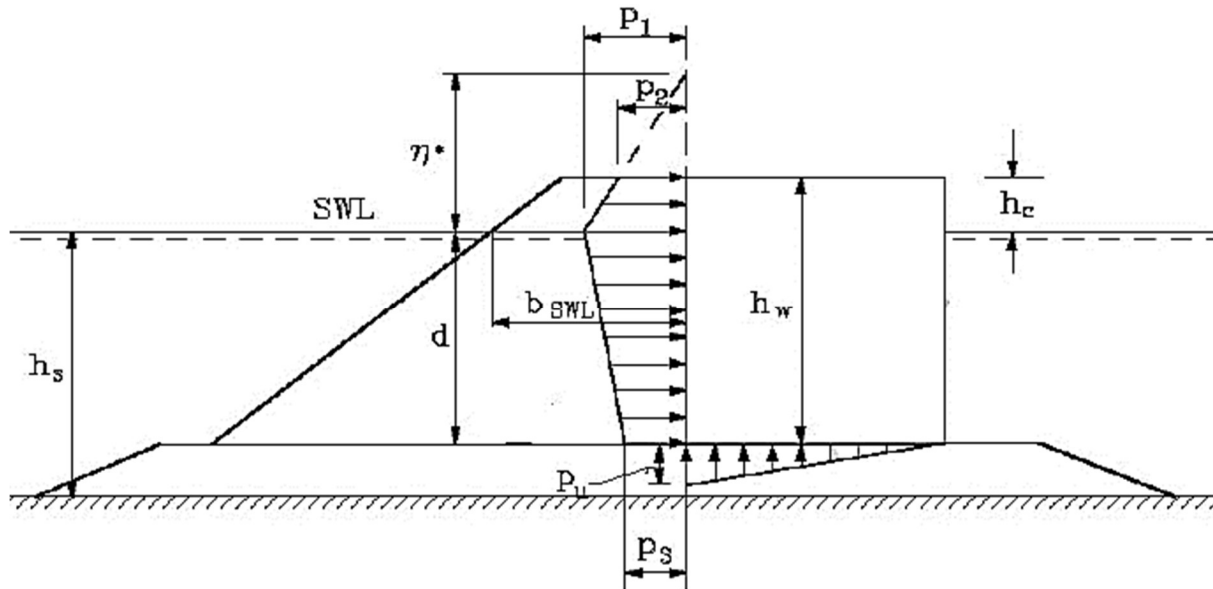


Figura 37. Esquema de presiones aplicadas a un dique vertical con protección lateral.

| | |
|---|---|
| Factores modificadores de la ecuación de Goda | $\lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{design}}{h_s} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{design}}{h_s} \right) & 0.3 < \frac{H_{design}}{h_s} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{design}}{h_s} > 0.6 \end{cases}$ |
| | $\lambda_2 = 0$ |

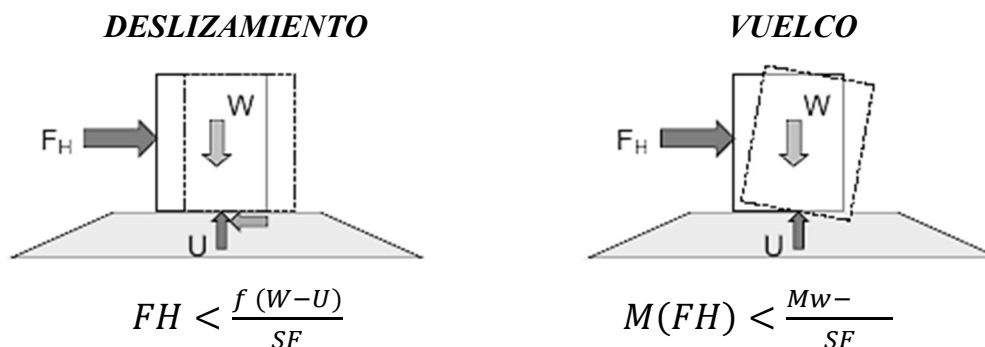
Como para el caso de estos factores modificadores, λ_2 es igual a cero, no es necesario el cálculo del coeficiente de Goda α_2 .

Una vez presentadas estas fórmulas, se puede proceder al cálculo de las presiones que afectan a la estabilidad de la estructura.



7.2 CRITERIOS DE ESTABILIDAD

La estabilidad de la estructura se evaluará en base a la resistencia que esta oponga frente a las fuerzas que generan el deslizamiento y el vuelco.



En las ecuaciones mostradas arriba, las fuerzas que se tienen en cuenta para el cálculo de la estabilidad son las tres siguientes:

- Cargas hidráulicas horizontales (FH): se calcula a través de la formulación de Goda y Takahashi mostrada anteriormente.
- Peso de la estructura (W): se obtiene conociendo el área ocupada por la estructura en un perfil transversal y la densidad del hormigón. El resultado que se obtiene toma unidades de fuerza por metro lineal de la estructura.

$$W \left(\frac{N}{m} \right) = A(m^2) * \rho H \left(\frac{kg}{m^3} \right) * \frac{9.8N}{kg}$$

- Cargas hidráulicas de flotación (Fu): toma el valor obtenido con la formulación de Goda y Takahashi expuesta en el apartado anterior.

Otros elementos importantes de la ecuación con:

- Coeficiente de fricción (f): con el que se transforman las fuerzas verticales (W y Fu) en horizontales, para resistir la fuerza hidrostática horizontal (FH). El valor del coeficiente de fricción en el caso estudiado para esta estructura de hormigón, toma un valor de 0.7. (fuente: PIANC WG 28, Subgroup C)
- SF : coeficiente de seguridad de la estructura. El valor normalmente usado en España es 1.5 para situaciones permanentes (fuente: PIANC WG 28, Subgroup C).

7.3 ESTABILIDAD EN LAS SITUACIONES DE ESTUDIO

Una vez presentada toda la formulación necesaria, tanto para el cálculo de las cargas, como para la comprobación de la resistencia de la estructura frente al vuelco y al deslizamiento, se procede al estudio de la estabilidad, tanto para la situación actual, como para las tres propuestas que conllevan modificaciones estructurales.



7.3.1 Estabilidad en la estructura actual

Para el estudio de la estabilidad de la estructura actual, se han llevado a cabo los cálculos mostrados a continuación.

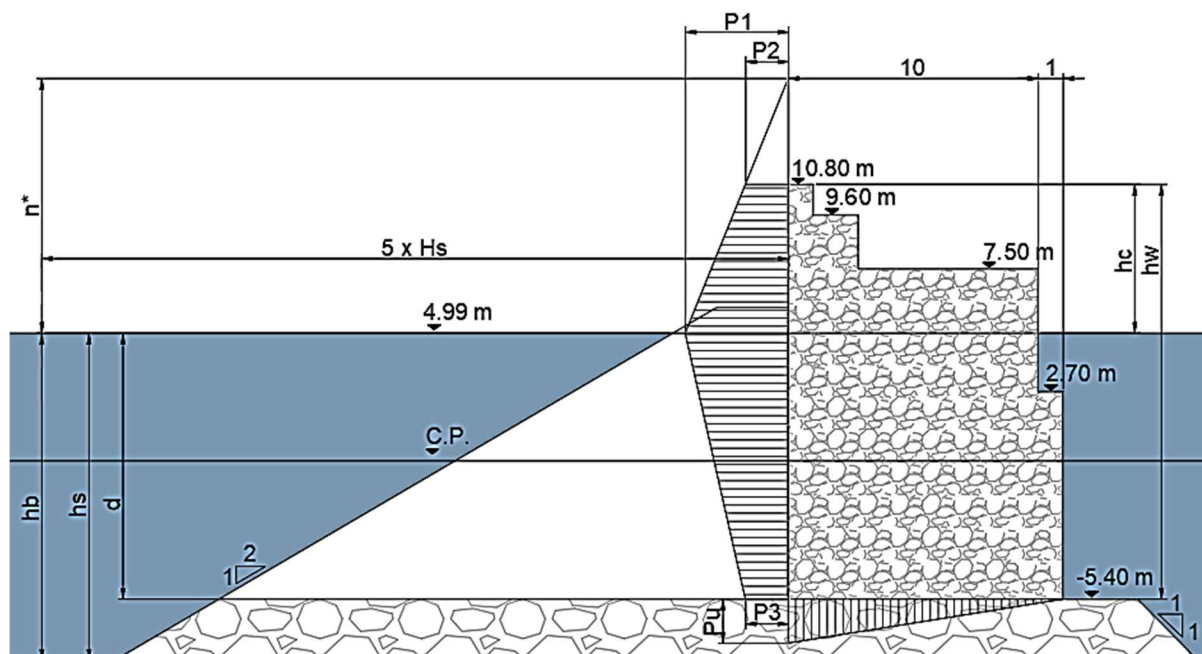


Figura 38. Esquema del dique actual de Castro Urdiales. Incluye distancias y niveles significativos para el cálculo de la estabilidad.

Datos de partida para el cálculo de la estabilidad:

- **β : Angulo de incidencia de las olas.** Para el caso de este estudio, los ángulos de los temporales más grandes son muy cercanos a 0° , casi todos por debajo de los 15° , por lo que se va a considerar la condición más desfavorable siendo beta igual a 0° .
- **Nivel del mar:** Para estudiar el caso más desfavorable, se ha tomado el valor de la máxima pleamar, obtenido anteriormente (Cap 4. Clima marítimo). De esta manera, se ha utilizado en pasos posteriores un nivel del mar a una altura de 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- **H_{design} : Ola de diseño más grande del estado de mar estudiado.** Justo en frente de la estructura. Por recomendación práctica, se toma el valor de $1.8 \cdot H_s$.

$$H_{design} = 1.8 \cdot 4.33 = 7.794 \text{ m}$$

- **hb : Profundidad del agua a una distancia de $5 \cdot H_s$ de la estructura,** en la dirección de donde viene el oleaje. Tras la consulta del plano que contiene la batimetría de la zona se determinó que, a una distancia de $5H_s$ (21.65 metros), hay una profundidad de aproximadamente 14.46 metros.



- **L: Longitud de ola** a una profundidad h_b , y para un periodo de $T_s \sim 1.1T_m$. En este caso, para el cálculo de la situación más desfavorable posible, se va a utilizar el periodo de pico calculado para la H_{smax} (*Cap 4: Clima Marítimo*), con un valor de 15.77 segundos.

| Clasificación | h/L | Fórmula |
|----------------------|----------------|--|
| Aguas Someras | $0 - 1/20$ | $L = T \cdot \sqrt{gh}$ |
| Aguas Transicionales | $1/20 - 1/2$ | $L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$ |
| Aguas Profundas | $1/2 - \infty$ | $L = \frac{gT^2}{2\pi}$ |

Tabla 16. Límites de las zonas de oleaje y fórmula correspondiente

Se ha utilizado la fórmula para el caso de aguas transicionales. Siendo $T = 15.77$ segundos y $h_b = 14.46$ metros, se obtiene un valor de:

$$L = \frac{g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = \mathbf{187.67 \text{ metros}} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{20} < \frac{14.46}{187.67} < \frac{1}{2}$$

- **λ_1, λ_2 y λ_3 : factores modificadores** que dependen del tipo de estructura que se esté estudiando. En este caso, los modificadores usados se corresponden con la formulación desarrollada por Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).

Cálculo de presiones:

Elevación a la que la presión es ejercida:

$$\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design} = 0.75 (1 + \cos(0)) (0.851)(7.794) = \mathbf{9.948 \text{ m}}$$

Presiones en el frente vertical de la estructura:

$$\begin{aligned} \bullet \quad P_1 &= 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design} = \\ &= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot ((0.851)(0.962) + (0)) \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{64137 \text{ Pa}} \end{aligned}$$

$$\bullet \quad P_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{hc}{\eta}\right) \cdot P_1 & \text{for } \eta > hc \\ 0 & \text{for } \eta < hc \end{cases}$$

$$\eta > hc \rightarrow 9.948 > 5.81$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{5.81}{9.948}\right) \cdot 64137 = \mathbf{26679 \text{ Pa}}$$

$$\bullet \quad P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 = 0.921 \cdot 64137 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$$



Presión de flotabilidad:

$$Pu = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$$

$$= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot 0.851 \cdot 0.962 \cdot 0.921 \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$$

Coeficientes α :

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{hs}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]^2 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}\right)} \right]^2 = \mathbf{0.962}$$

$\alpha_2 =$ No es necesario su cálculo, ya que para la fórmula de Takahashi, el modificador λ_2 es 0.

$$\alpha_3 = 1 - \frac{hw - hc}{hs} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right] = 1 - \frac{16.20 - 5.81}{14.959} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{14.959}{187.67}\right)} \right] = \mathbf{0.921}$$

Modificadores de Goda:

$$\bullet \lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{design}}{hs} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{design}}{hs} \right) & 0.3 < \frac{H_{design}}{hs} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{design}}{hs} > 0.6 \end{cases}$$

$$\frac{H_{design}}{hs} = \frac{7.794}{14.959} = 0.521 \rightarrow \lambda_1 = \lambda_3 = 1.2 - 0.67(0.521) = \mathbf{0.851}$$

$$\bullet \lambda_2 = 0$$

Cálculo de las fuerzas:

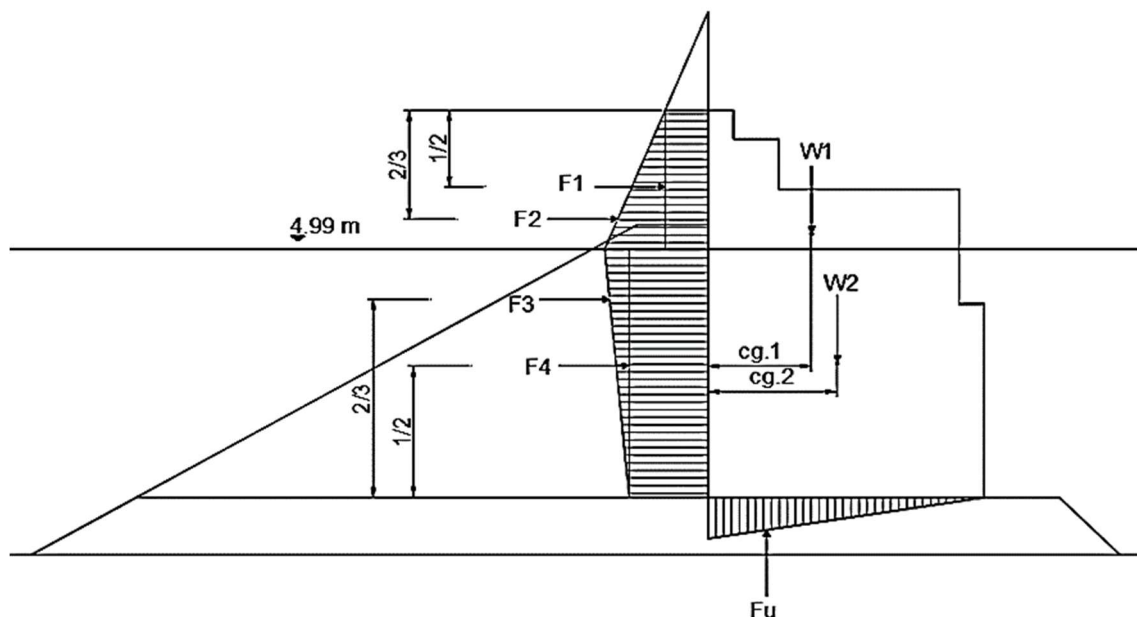


Figura 39. Esquema de las presiones aplicadas sobre la estructura del dique de Castro Urdiales.



Fuerzas horizontales:

$$F1 = 26.679 \cdot 5.81 = \mathbf{155 \text{ kN/m}}$$

$$F2 = 0.5 \cdot (64.137 - 26.679) \cdot 5.81 = \mathbf{108.82 \text{ kN/m}}$$

$$F3 = 0.5 \cdot (64.137 - 59.085) \cdot 10.39 = \mathbf{26.25 \text{ kN/m}}$$

$$F4 = 64.137 \cdot 10.39 = \mathbf{613.89 \text{ kN/m}}$$

Fuerza de flotación:

$$F_u = 0.5 \cdot 64.137 \cdot 11 = \mathbf{324.97 \text{ kN/m}}$$

Peso de la estructura:

$$\text{Área no sumergida: } A1 = (1 \cdot 1.2) + (2.8 \cdot 2.1) + (2.51 \cdot 10) = 32.18 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sumergida: } A2 = (2.29 \cdot 10) + (11 \cdot 8.1) = 112 \text{ m}^2$$

$$W1 = 32.18 \text{ m}^2 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = \mathbf{725.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \rightarrow \text{cg. 1} = 4.175 \text{ m}$$

$$W2 = 112 \text{ m}^2 \cdot \frac{(2300 - 1025) \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = \mathbf{1399.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \rightarrow \text{cg. 2} = 5.397 \text{ m}$$

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7 (725.34 + 1399.44 - 324.97)}{155 + 108.82 + 26.25 + 613.89} = \mathbf{1.394 < 1.5}$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{M_w - M_u}{SF} =$$
$$= \frac{725.34(4.175) + 1399.44(5.397) + 155(13.3) + 108.82(12.33) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3}\right)}$$
$$= \mathbf{14.564 > 1.5}$$

Como muestran los resultados anteriores, la sección actual de la estructura presenta tan solo estabilidad con respecto al vuelco. Sin embargo, con respecto al deslizamiento, el dique actual, pese a superar la unidad, es inestable ya que no cumple con el factor de seguridad establecido anteriormente.

Para las futuras soluciones propuestas, en caso de no cumplir con el coeficiente de seguridad establecido, se propondrá alguna modificación estructural adicional con el objetivo de satisfacer este requisito.



7.3.2 Estabilidad de la solución 1: Aumento de coronación

Para el estudio de esta primera solución, se ha de tener en cuenta, como se estableció anteriormente, que la altura de coronación pasaría a estar a 11.3 metros. Con esta información, se procede de nuevo al estudio de la estabilidad de la nueva estructura.

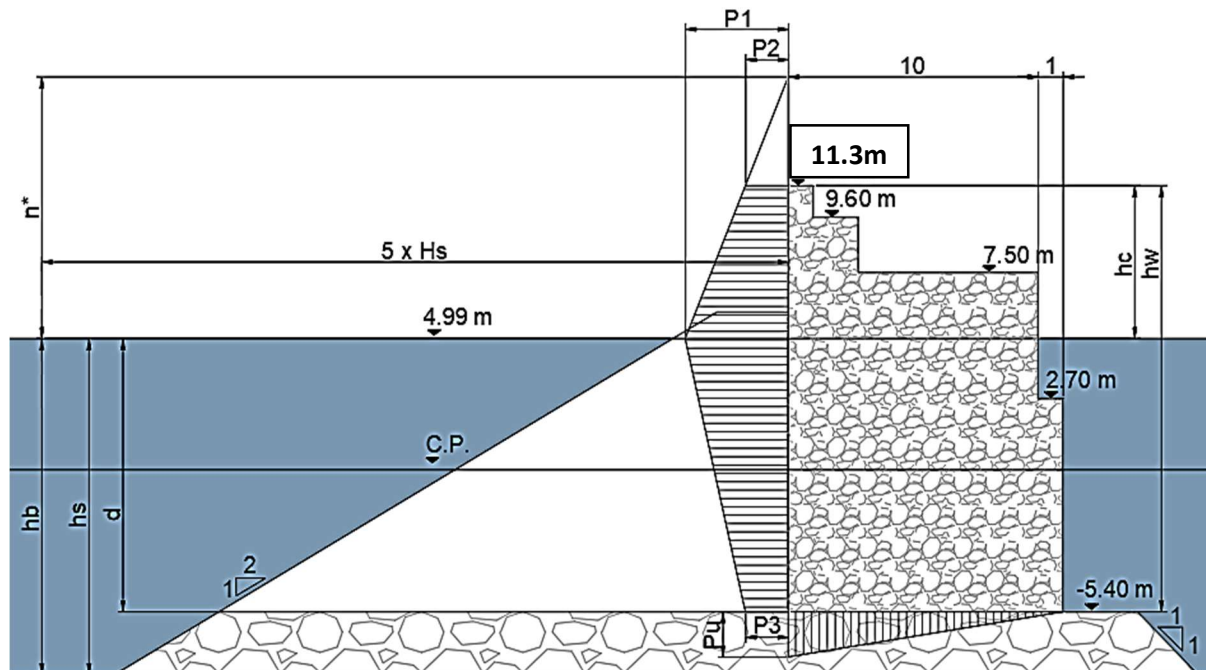


Figura 40. Esquema del dique de Castro Urdiales para la solución 1, con una coronación de 11.3 metros. Incluye distancias y niveles significativos para el cálculo de la estabilidad.

Datos de partida para el cálculo de la estabilidad:

- **β : Angulo de incidencia de las olas.** Se va a considerar la condición más desfavorable siendo beta igual a 0° .
- **Nivel del mar:** nivel del mar a una altura de 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- **H_{design} : Ola de diseño más grande del estado de mar estudiado.** se toma el valor de $H_{design} = 1.8 \cdot 4.33 = 7.794$ m
- **h_b : Profundidad del agua a una distancia de $5 \cdot H_s$ de la estructura,** una profundidad de aproximadamente 14.46 metros.
- **L : Longitud de ola** a una profundidad h_b , y para un periodo con un valor de 15.77 segundos.

$$L = \frac{g \cdot T^2}{2\pi} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = 187.67 \text{ metros} \quad \rightarrow \quad \frac{1}{20} < \frac{14.46}{187.67} < \frac{1}{2}$$

- **λ_1, λ_2 y λ_3 : factores modificadores:** Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).



Cálculo de presiones:

Elevación a la que la presión es ejercida:

$$\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{\text{design}} = 0.75 (1 + \cos(0)) (0.851)(7.794) = \mathbf{9.948 \text{ m}}$$

Presiones en el frente vertical de la estructura:

- $P_1 = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{\text{design}} =$
 $= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot ((0.851)(0.962) + (0)) \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{64137 \text{ Pa}}$

- $P_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{hc}{\eta}\right) \cdot P_1 & \text{for } \eta > hc \\ 0 & \text{for } \eta < hc \end{cases}$

$$\eta > hc \rightarrow 9.948 > 6.31$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{6.31}{9.948}\right) \cdot 64137 = \mathbf{23455 \text{ Pa}}$$

- $P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 = 0.921 \cdot 64137 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$

Presión de flotabilidad:

$$P_u = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{\text{design}}$$
$$= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot 0.851 \cdot 0.962 \cdot 0.921 \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$$

Coeficientes α :

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{hs}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]^2 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}\right)} \right]^2 = \mathbf{0.962}$$

α_2 = No es necesario su cálculo, ya que para la fórmula de Takahashi, el modificador λ_2 es 0.

$$\alpha_3 = 1 - \frac{hw - hc}{hs} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right] = 1 - \frac{16.20 - 5.81}{14.959} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{14.959}{187.67}\right)} \right] = \mathbf{0.921}$$



Modificadores de Goda:

$$\bullet \lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{design}}{h_s} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67 \left(\frac{H_{design}}{h_s} \right) & 0.3 < \frac{H_{design}}{h_s} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{design}}{h_s} > 0.6 \end{cases}$$

$$\frac{H_{design}}{h_s} = \frac{7.794}{14.959} = 0.521 \rightarrow \lambda_1 = \lambda_3 = 1.2 - 0.67(0.521) = \mathbf{0.851}$$

$$\bullet \lambda_2 = \mathbf{0}$$

Cálculo de las fuerzas:

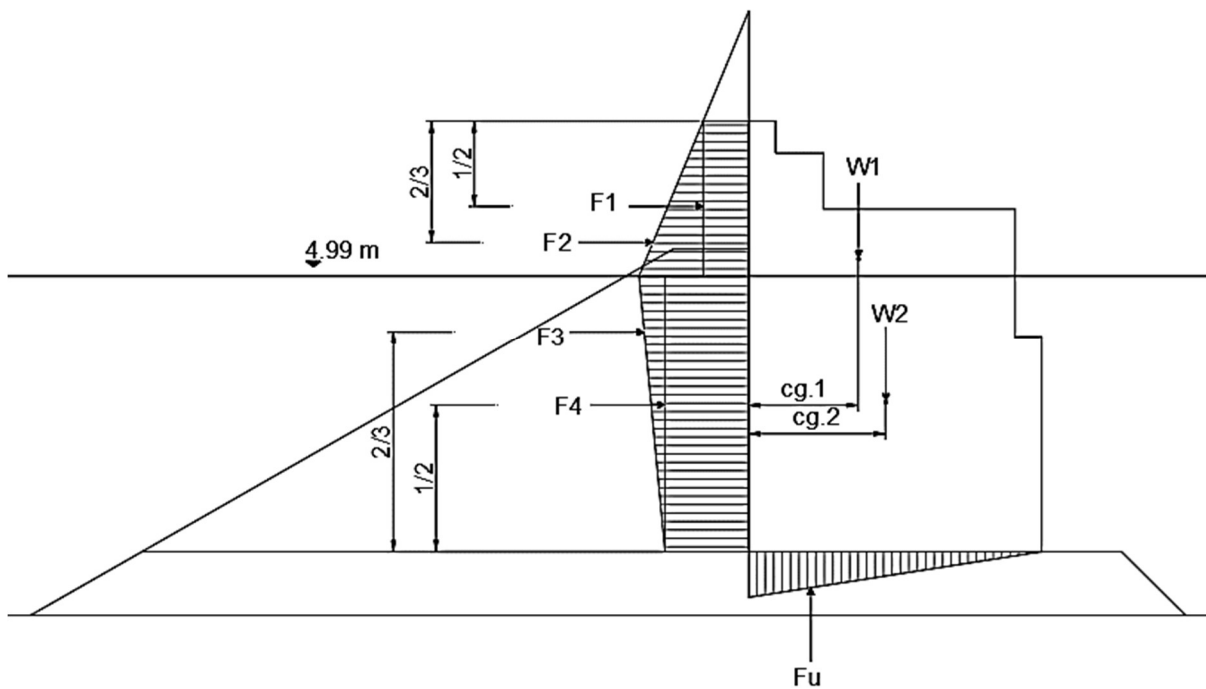


Figura 41. Esquema de presiones aplicadas sobre la estructura del dique de Castro Urdiales.

Fuerzas horizontales:

$$F1 = 23.455 \cdot 6.31 = \mathbf{148 \text{ kN/m}}$$

$$F2 = 0.5 \cdot (64.137 - 23.455) \cdot 6.31 = \mathbf{128.35 \text{ kN/m}}$$

$$F3 = 0.5 \cdot (64.137 - 59.085) \cdot 10.39 = \mathbf{26.25 \text{ kN/m}}$$

$$F4 = 64.137 \cdot 10.39 = \mathbf{613.89 \text{ kN/m}}$$

Fuerza de flotación:

$$F_u = 0.5 \cdot 64.137 \cdot 11 = \mathbf{324.97 \text{ kN/m}}$$



Peso de la estructura:

$$\text{Área no sumergida: } A1 = (1 \cdot 1.2) + (2.8 \cdot 2.1) + (2.51 \cdot 10) = 32.18 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sumergida: } A2 = (2.29 \cdot 10) + (11 \cdot 8.1) = 112 \text{ m}^2$$

$$W1 = 32.68 \text{ m}^2 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = 736.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{cg. 1} = 4.12 \text{ m}$$

$$W2 = 112 \text{ m}^2 \cdot \frac{(2300 - 1025) \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = 1399.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{cg. 2} = 5.397 \text{ m}$$

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7 (736.61 + 1399.44 - 324.97)}{148 + 128.35 + 26.25 + 613.89} = 1.383 < 1.5$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{Mw - Mu}{SF} =$$
$$= \frac{736.61(4.12) + 1399.44(5.397) + 148(13.55) + 128.35(12.49) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3}\right)}$$
$$= 14.743 > 1.5$$

Al igual que ocurría con la estructura actual del dique, esta solución estructural presenta tan solo estabilidad con respecto al vuelco. Sin embargo, con respecto al deslizamiento, es inestable, por lo que, se propone la siguiente nueva sección:

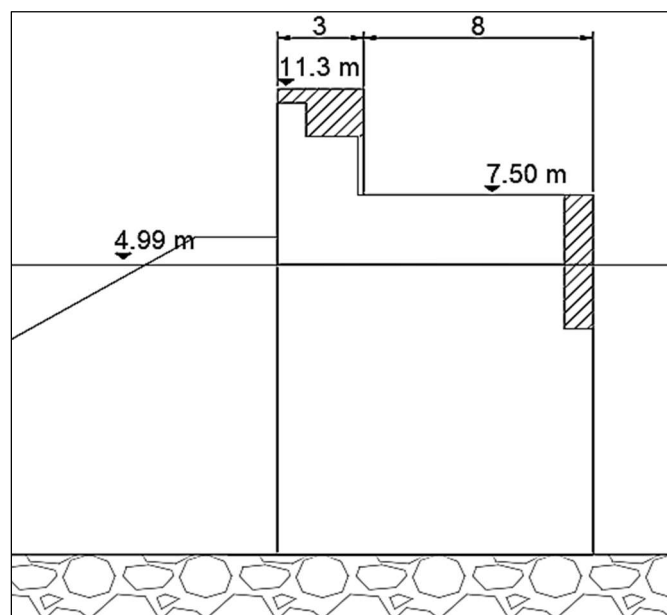


Figura 42. Nueva sección propuesta del dique de Castro Urdiales, presentada para la solución 1: aumento de cota de coronación a 11.3 metros.



Con esta nueva sección transversal se cumplen los dos criterios de estabilidad tanto para vuelco como para desplazamiento. Esta modificación propone aumentar el área del cajón principal tanto en la parte de la coronación, como en la parte media del mismo, con el objetivo de poder soportar las fuerzas generadas por las presiones horizontales. De esta manera, los nuevos datos fundamentales para el cálculo de la estabilidad son los siguientes:

- $A1 = 39.05 \text{ m}^2$, cuyo centro de gravedad se halla a 4.33 metros del extremo izquierdo.
- $A2 = 114.40 \text{ m}^2$, cuyo centro de gravedad se halla a 5.5 metros del extremo izquierdo.

Con la nueva coronación a una altura de 11.33 metros, y el incremento en área de la estructura principal del dique, se obtienen los siguientes nuevos valores:

Comprobación de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7 (880.19 + 1429.43 - 324.97)}{148 + 128.35 + 26.25 + 613.89} = 1.516 > 1.5$$

Vuelco:

$$\begin{aligned} M(FH) &< \frac{M_w - M_u}{SF} = \\ &= \frac{880.19(4.33) + 1429.43(5.5) + 148(13.55) + 128.35(12.49) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3}\right)} \\ &= 15.654 > 1.5 \end{aligned}$$

7.3.3 Estabilidad de la solución 2: Aumento de anchura de berma

Para el estudio de esta segunda solución, se ha de tener en cuenta, como se estableció anteriormente, que la nueva anchura de berma pasaría a estar configurada por dos bloques, con una anchura total de unos 5.7 metros aproximadamente.

Dado que la anchura de la berma no afecta al cálculo de las presiones hidrostáticas que actúan sobre la estructura, los resultados de estabilidad que se obtienen en este caso son los mismos que para la sección actual (*Sección 7.3.1*)

De este modo, los resultados para esta solución de los dos criterios de estabilidad son los mostrados a continuación.



Cálculo de las fuerzas

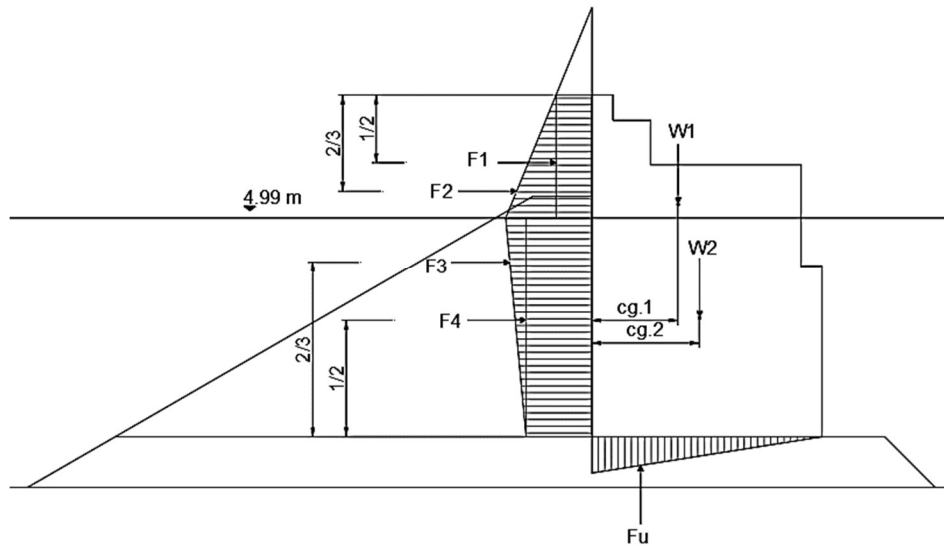


Figura 43. Esquema de presiones aplicadas sobre la estructura del dique de Castro Urdiales.

Fuerzas horizontales:

$$F1 = 23.455 \cdot 6.31 = \mathbf{148 \text{ kN/m}}$$

$$F2 = 0.5 \cdot (64.137 - 23.455) \cdot 6.31 = \mathbf{128.35 \text{ kN/m}}$$

$$F3 = 0.5 \cdot (64.137 - 59.085) \cdot 10.39 = \mathbf{26.25 \text{ kN/m}}$$

$$F4 = 64.137 \cdot 10.39 = \mathbf{613.89 \text{ kN/m}}$$

Fuerza de flotación:

$$Fu = 0.5 \cdot 64.137 \cdot 11 = \mathbf{324.97 \text{ kN/m}}$$

Peso de la estructura:

$$\text{Área no sumergida: } A1 = (1 \cdot 1.2) + (2.8 \cdot 2.1) + (2.51 \cdot 10) = 32.18 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sumergida: } A2 = (2.29 \cdot 10) + (11 \cdot 8.1) = 112 \text{ m}^2$$

$$W1 = 32.68 \text{ m}^2 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} \cdot \frac{1}{1000} = \mathbf{736.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \rightarrow \text{cg.1} = 4.12 \text{ m}$$

$$W2 = 112 \text{ m}^2 \cdot \frac{(2300 - 1025) \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} \cdot \frac{1}{1000} = \mathbf{1399.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \rightarrow \text{cg.2} = 5.397 \text{ m}$$

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7 (725.34 + 1399.44 - 324.97)}{155 + 108.82 + 26.25 + 613.89} = \mathbf{1.394 < 1.5}$$



Vuelco:

$$M(\text{FH}) < \frac{M_w - M_u}{\text{SF}} =$$
$$= \frac{725.34(4.175) + 1399.44(5.397) + 155(13.3) + 108.82(12.33) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3}\right)}$$
$$= 14.564 > 1.5$$

Al igual que para la solución 1, con el objetivo de cumplir con los dos requisitos de estabilidad, es necesario la modificación estructural. En este caso, se ha optado también por aumentar de nuevo el área de hormigón del cajón monolítico principal.

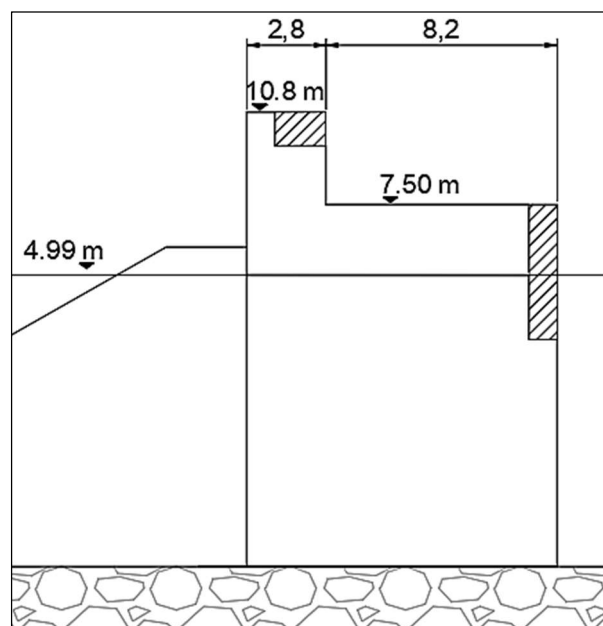


Figura 44. Nueva sección propuesta del dique de Castro Urdiales, presentada para la solución 2: aumento del ancho de berma a 5.7 metros.

Con esta nueva sección transversal se cumplen los dos criterios de estabilidad tanto para vuelco como para desplazamiento. Esta modificación propone de nuevo, aumentar el área del espaldón tanto en la parte de la coronación, como en la parte media del mismo, con el objetivo de poder soportar las fuerzas generadas por las presiones horizontales. De esta manera, los nuevos datos fundamentales para el cálculo de la estabilidad son los siguientes:

- $A1 = 36.87 \text{ m}^2$, cuyo centro de gravedad se halla a 4.47 metros del extremo izquierdo.
- $A2 = 114.40 \text{ m}^2$, cuyo centro de gravedad se halla a 5.5 metros del extremo izquierdo.

En este caso, la coronación se mantiene a los 10.8 metros iniciales, y se aumenta el área ocupado por el espaldón, de esta manera, los nuevos resultados de la estabilidad son cumplidos, con los siguientes valores:



Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7(831.05 + 1429.43 - 324.97)}{155 + 108.82 + 26.25 + 613.89} = 1.50$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{M_w - M_u}{SF} =$$

$$= \frac{831.05(4.47) + 1429.43(5.5) + 155(13.3) + 108.82(12.33) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97\left(\frac{11}{3}\right)}$$

$$= 15.40 > 1.5$$

7.3.4 Estabilidad de la solución 3: Solución mixta

En el caso de la última opción propuesta, se determinó la posibilidad de aumentar la coronación de la estructura, hasta una cota de 11.1 metros. Además de ello, esta modificación se combinaría con el aumento de la berma, que pasaría a estar configurada por dos bloques, con una anchura total de unos 5.7 metros aproximadamente. De este modo, los resultados para esta solución de los dos criterios de estabilidad son los siguientes:

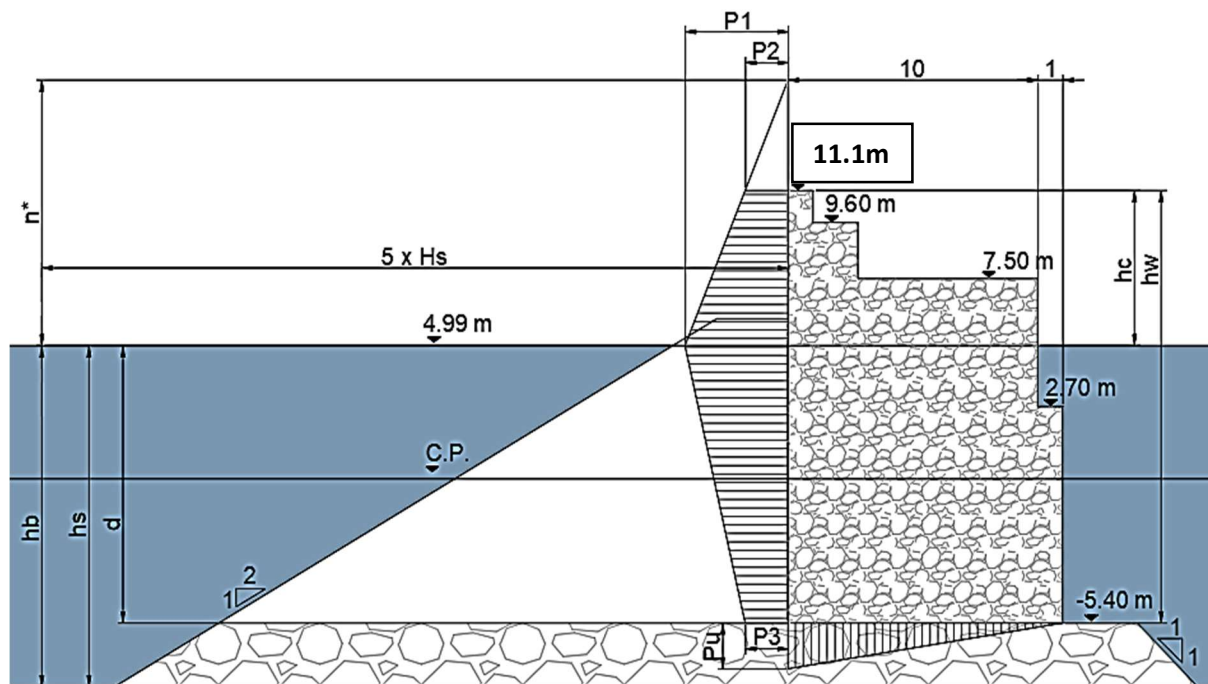


Figura 45. Esquema del dique de Castro Urdiales para la solución 3, con una coronación de 11.1 metros y anchura de berma de 5.7 metros. Incluye distancias y niveles significativos para el cálculo de la estabilidad.



Datos de partida para el cálculo de la estabilidad:

Siguen siendo los mismos que para la estructura actual y las demás soluciones:

- **β : Angulo de incidencia de las olas.** Toma un valor de 0° .
- **Nivel del mar:** 4.99 metros sobre el cero del puerto de Castro Urdiales.
- **$H_{design} = 1.8 \cdot 4.33 = 7.794$ m**
- **hb :** profundidad de aproximadamente 14.46 metros.
- **L : Longitud de ola** a una profundidad hb , y para un periodo con un valor de 15.77 segundos: 187.67 metros.
- **λ_1, λ_2 y λ_3 : factores modificadores** de Takahashi, Tanimoto y Shimosako (1990).

Cálculo de presiones:

Elevación a la que la presión es ejercida:

$$\eta = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design} = 0.75 (1 + \cos(0)) (0.851)(7.794) = \mathbf{9.948 \text{ m}}$$

Presiones en el frente vertical de la estructura:

- $P_1 = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design} =$
 $= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot ((0.851)(0.962) + (0)) \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{64137 \text{ Pa}}$

- $$P_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{hc}{\eta}\right) \cdot P_1 & \text{for } \eta > hc \\ 0 & \text{for } \eta < hc \end{cases}$$

$$\eta > hc \rightarrow 9.948 > 6.11$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{6.11}{9.948}\right) \cdot 64137 = \mathbf{24745 \text{ Pa}}$$

- $P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 = 0.921 \cdot 64137 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$

Presión de flotabilidad:

$$P_u = 0.5(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$$
$$= 0.5(1 + \cos(0)) \cdot 0.851 \cdot 0.962 \cdot 0.921 \cdot 1025 \cdot 9.81 \cdot 7.794 = \mathbf{59085 \text{ Pa}}$$

Coefficientes α :

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{hs}{L}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right]^2 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}}{\sinh\left(4\pi \cdot \frac{14.96}{187.67}\right)} \right]^2 = \mathbf{0.962}$$

$\alpha_2 =$ No es necesario su cálculo, ya que para la fórmula de Takahashi, el modificador λ_2 es 0.



$$\alpha_3 = 1 - \frac{hw - hc}{hs} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{hs}{L}\right)} \right] = 1 - \frac{16.20 - 5.81}{14.959} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \cdot \frac{14.959}{187.67}\right)} \right] = \mathbf{0.921}$$

Modificadores de Goda:

$$\bullet \lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & \frac{H_{design}}{hs} < 0.3 \\ 1.2 - 0.67\left(\frac{H_{design}}{hs}\right) & 0.3 < \frac{H_{design}}{hs} < 0.6 \\ 0.8 & \frac{H_{design}}{hs} > 0.6 \end{cases}$$

$$\frac{H_{design}}{hs} = \frac{7.794}{14.959} = 0.521 \rightarrow \lambda_1 = \lambda_3 = 1.2 - 0.67(0.521) = \mathbf{0.851}$$

$$\bullet \lambda_2 = \mathbf{0}$$

Cálculo de las fuerzas:

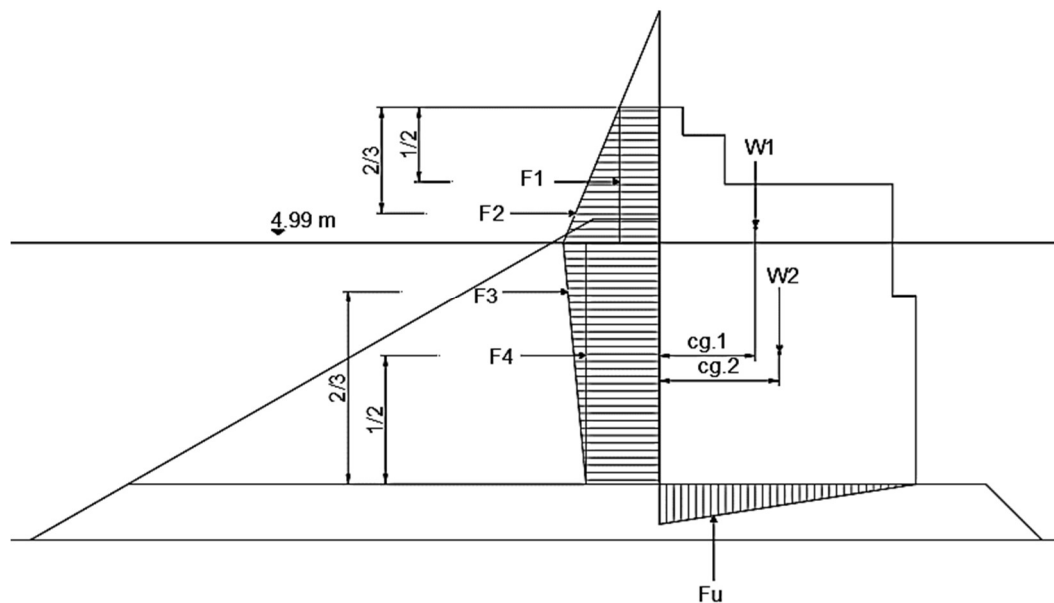


Figura 46. Esquema de presiones aplicadas sobre la estructura del dique de Castro Urdiales.

Fuerzas horizontales:

$$F1 = 24.745 \cdot 6.11 = \mathbf{151.20 \text{ kN/m}}$$

$$F2 = 0.5 \cdot (64.137 - 24.745) \cdot 6.11 = \mathbf{120.34 \text{ kN/m}}$$

$$F3 = 0.5 \cdot (64.137 - 59.085) \cdot 10.39 = \mathbf{26.25 \text{ kN/m}}$$

$$F4 = 64.137 \cdot 10.39 = \mathbf{613.89 \text{ kN/m}}$$

Fuerza de flotación:

$$Fu = 0.5 \cdot 64.137 \cdot 11 = \mathbf{324.97 \text{ kN/m}}$$



Peso de la estructura:

$$\text{Área no sumergida: } A1 = (1 \cdot 1.2) + (2.8 \cdot 2.1) + (2.51 \cdot 10) = 32.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Área sumergida: } A2 = (2.29 \cdot 10) + (11 \cdot 8.1) = 112 \text{ m}^2$$

$$W1 = 32.48 \text{ m}^2 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = 732.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{cg. 1} = 4.141 \text{ m}$$

$$W2 = 112 \text{ m}^2 \cdot \frac{(2300 - 1025) \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9.8 \text{ N}}{\text{kg}} = 1399.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{cg. 2} = 5.397 \text{ m}$$

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7 (732.10 + 1399.44 - 324.97)}{151.19 + 120.34 + 26.25 + 613.89} = 1.387 < 1.5$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{M_w - M_u}{SF} =$$

$$= \frac{732.10(4.141) + 1399.44(5.397) + 151.19(13.45) + 120.34(12.43) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97 \left(\frac{11}{3}\right)}$$

$$= 14.673 > 1.5$$

Como ha pasado en las dos soluciones anteriores, los dos requisitos de estabilidad no son cumplidos, por lo que es necesario la modificación estructural del dique.

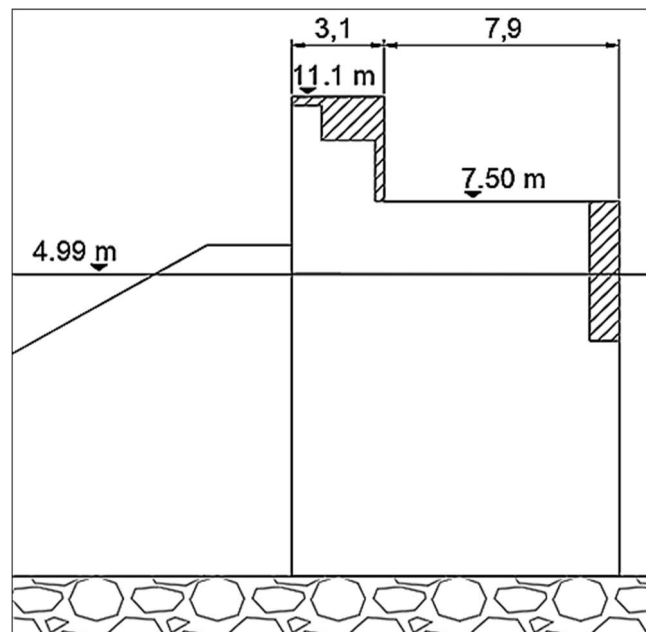


Figura 47. Nueva sección propuesta del dique de Castro Urdiales, presentada para la solución 3 - aumento del ancho de berma a 5.7 metros y aumento de cota de coronación a 11.1 metros.



Con esta nueva sección transversal se cumplen los dos criterios de estabilidad tanto para vuelco como para desplazamiento. Esta modificación propone de nuevo aumentar el área del espaldón tanto en la parte de la coronación, como en la parte media del mismo, con el objetivo de poder soportar las fuerzas generadas por las presiones horizontales. De esta manera, los nuevos datos fundamentales para el cálculo de la estabilidad son los siguientes:

- $A1 = 38.78 \text{ m}^2$, cuyo centro de gravedad se halla a 4.36 metros del extremo izquierdo.
- $A2 = 114.40 \text{ m}^2$, cuyo centro de gravedad se halla a 5.50 metros del extremo izquierdo.

En este caso, la coronación se mantiene a los 11.1 metros, y se aumenta el área ocupado por el espaldón, los nuevos resultados de la estabilidad son cumplidos, con los valores que se presentan a continuación:

Comprobación de criterio de estabilidad:

Deslizamiento:

$$FH < \frac{f(W - U)}{SF} \rightarrow \frac{0.7(874.10 + 1429.43 - 324.97)}{151.19 + 120.34 + 26.25 + 613.89} = 1.52 > 1.5$$

Vuelco:

$$M(FH) < \frac{M_w - M_u}{SF} =$$
$$= \frac{874.10(4.36) + 1429.43(5.5) + 151.19(13.45) + 120.34(12.43) + 26.25(6.93) + 613.89(5.2)}{324.97\left(\frac{11}{3}\right)}$$
$$= 15.59 > 1.5$$

7.4 COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS

Como se ha presentado en apartados anteriores, la estructura actual no cumplía con los debidos requisitos de estabilidad. Tras el análisis de las tres alternativas, se observó que también era necesario un cambio estructural en este apartado del proyecto, con el objetivo de aumentar la estabilidad de la estructura frente al deslizamiento. En las tres opciones, se ha optado por un aumento del área del cajón monolítico, con el objetivo de aumentar el peso de la parte principal de la estructura y poder hacer frente a las fuerzas provenientes de las presiones hidrostáticas horizontales. A continuación, se muestra un cuadro resumen de la que supone cada una de las alternativas analizadas.

Los factores de gran interés a comparar son, la cantidad de material nuevo a aportar a la estructura y el espacio final con el que se cuenta para el paso de peatones y las instalaciones de atraque de embarcaciones.



| | Actual | Solución 1 | Solución 2 | Solución 3 |
|--|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Coronación (m) | 10.80 | 11.3 | 10.80 | 11.1 |
| Berma (m) | 2.85 | 2.85 | 5.7 | 5.7 |
| Área Espaldón Inicial (m ²) | 144.18 | 144.68 | 144.18 | 144.48 |
| Área Espaldón Final (m ²) | - | 153.45 | 151.27 | 153.18 |
| Aumento (m ²) | - | 8.77 | 7.09 | 8.70 |
| Incremento Bloques de berma | No | No | Si | Si |
| Anchura peatonal + atraco de embarcaciones (m) | 8.2 | 8 | 8.2 | 7.9 |

Tabla 17. Comparativa de soluciones

Gracias a la comparativa anterior podemos sacar varias conclusiones. La primera es que, la primera solución, pese a no hacer uso de un aumento de bloques de hormigón en la berma, es la que hace uso de más material para aumentar el peso de la estructura principal del dique. Por otra parte, la segunda solución, es la que menos material consume para aumentar la estructura del espaldón y, además, la que ofrece más anchura funcional, tanto para el paso de los peatones, como para la instalación de infraestructura de amarre. Finalmente, la tercera solución no ofrece a simple vista ningún punto positivo frente a las otras dos.

Antes de tomar la decisión final, sabiendo que las tres soluciones funcionan positivamente desde los puntos de vista de operatividad y estabilidad, es necesario llevar a cabo más adelante un análisis de costes, para poder estimar cuál de las tres soluciones es la más rentable económicamente hablando.



8. ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL

Una vez analizada la estabilidad de la estructura principal del dique frente a las presiones ejercidas sobre la misma, es también necesario el estudio de la respuesta estructural del manto de protección, conformado por los bloques de hormigón. La continua acción del oleaje frente al mismo provoca:

- 1) Movimiento observable sobre las piezas, ejerciendo esfuerzos de compresión sobre las mismas.
- 2) Estos movimientos, a su vez, hacen que los bloques choquen unos con otros, provocando su rotura progresiva, y además se disminuye lentamente la resistencia de las piezas.
- 3) Se crean huecos en el manto, en aquellos lugares donde los bloques han sido desplazados tanto, que la estructura principal queda desprotegida. Si la acción del oleaje se ejerce directamente sobre el dique, esto conlleva su destrucción progresiva.

Dado que en ningún caso se busca que la estructura principal quede desprotegida, es necesario cuantificar la estabilidad de las piezas que ofrecen esta protección lateral. Dicha protección es lograda con los bloques de hormigón que crean una barrera de protección en la fachada norte del dique rompeolas. En base a la información obtenida de proyectos anteriores sobre el dique estudiado, se conoce que estas piezas cuentan con un peso total real de 48.8 toneladas.

Con el fin de estudiar la estabilidad del manto configurado por los bloques mencionados, vamos a emplear la fórmula de van der Meer (1988b) correspondiente a la tabla VI-5-29 perteneciente al Coastal Engineering Manual (CEM):

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = \left(6.7 \cdot \frac{N_{od}^{0.4}}{N_z^{0.3}} + 1.0 \right) \cdot sm^{-0.1}$$

En donde:

- N_s : parámetro de estabilidad (adimensional).
- H_s : altura de ola significativa en el frente de la estructura. Se va a utilizar el mismo valor que para el cálculo de la estabilidad del cajón en condiciones extremas. De esta manera H_s toma un valor de 4.33 metros (*Cap 4. Clima Marítimo*).
- ρ_s : densidad del hormigón con un valor estimado de 2300 kg/m³
- ρ_w : densidad del agua salada, que toma un valor de 1025 kg/m³
- $\Delta = [(\rho_s / \rho_w) - 1]$. Con los dos valores anteriores es igual a 1.24.
- D_n : longitud del cubo de hormigón. Esta variable se corresponde con la incógnita que se quiere obtener de la fórmula anterior.
- N_{od} : Número de unidades desplazadas del manto principal. Se asume para este caso un valor igual a 0.5.



- Nz: número de olas. Para el cálculo de este valor se asume un temporal de 6 horas de duración. De nuevo se tiene en cuenta que el periodo de pico es el correspondiente a la situación de condiciones más desfavorables (como se utilizó para el cálculo de la estabilidad del cajón). De esta manera, teniendo en cuenta: $T_m = T_p/1.1$:

$$T_m = \frac{15.77}{1.1} = 14.34 \text{ sg}$$

$$N_z = 6 \text{ horas} \cdot \frac{3600 \text{ sg}}{1 \text{ hora}} \cdot \frac{1 \text{ ola}}{14.34 \text{ sg}} \sim 1507 \text{ olas}$$

- Sm: pendiente de la ola: igual a H_s/Lom
- Lom: longitud de ola correspondiente al periodo medio (T_m). Se calcula la longitud de ola para el periodo medio de 14.34 segundos:

$$L_o = \frac{g}{2\pi} (T_m)^2 = \frac{9.8}{2\pi} (14.34)^2 = 320.73 \text{ m}$$

$$S_m = \frac{H_s}{L_o} = \frac{4.33}{320.73} = 0.01037$$

Para asegurar la validez de esta formulación se consideran condiciones de oleaje no limitadas por la profundidad, con frentes de olas irregulares. Además, se debe aplicar a estructuras con dos capas de protección con una pendiente de 1:1.5. La pendiente del dique estudiado es de 1:2, pero se asume que esta condición también es debidamente cumplida.

Con todo lo presentado anteriormente, se procede al cálculo de la incógnita D_n , que se corresponde con la longitud del cubo de hormigón necesaria para asegurar la estabilidad.

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = \left(6.7 \cdot \frac{Nod^{0.4}}{N_z^{0.3}} + 1.0 \right) \cdot sm^{-0.1} = \frac{4.33}{1.24 \cdot D_n} = \left(6.7 \cdot \frac{0.5^{0.4}}{1507^{0.3}} + 1.0 \right) \cdot 0.0135^{-0.1}$$

De esta manera se obtiene que D_n toma un valor de 1.45 metros. Con esta longitud, el cubo tendrá un volumen total de 1.45^3 , que es igual a 3.05 m^3 . El peso de estos cubos será:

$$3.05 \text{ m}^3 \cdot \frac{2300 \text{ kg}}{1 \text{ m}^3} = 7015 \text{ kg} \sim 7.02 \text{ toneladas}$$

El peso de los bloques de la estructura actual tiene un valor mucho mayor, por lo que la estabilidad de esta barrera lateral está más que asegurada.

$$48.8 \text{ T (valor actual)} > 7.02 \text{ T}$$



Por último, se puede acudir a una tabla desarrollada por los autores Borsen, Burcharth y Larsen (1974) para realizar una última comprobación. Estos autores determinaron ciertos valores críticos de N_s que se corresponden con unos determinados niveles de daño de la estructura.

| Damage Level | $N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n}$ | K_D | |
|------------------|--------------------------------|-------------|-----------|
| | | Slope 1:1.5 | Slope 1:2 |
| Onset, D = 0% | 1.8 - 2.0 | 3.9 - 5.3 | 2.9 - 4.0 |
| Moderate, D = 4% | 2.3 - 2.6 | 8.1 - 12 | 6.1 - 8.8 |

Tabla 18. Nivel de daño de la estructura para determinados valores de N_s .

Para este cálculo, si se considerara que nuestros bloques son cúbicos, con una longitud en cada lado de 2.85 metros, tal como se hizo para el cálculo del rebase (debido a lo asumido en la Sección 3.2), se obtiene lo siguiente:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} = \frac{4.33}{1.24 \cdot 2.85} = 1.22 < 1.8 - 2.0$$

Tal como se muestra, se obtiene un valor de 1.22, por lo que el nivel de daño en la estructura es nulo.

En conclusión, a lo presentado en este capítulo, se determina que la protección del cajón principal del dique conformada por los bloques de hormigón, es totalmente estable. Cabe mencionar, que al ser los bloques de la estructura actual y de las tres alternativas iguales, en todos los casos se considera que hay estabilidad.



9. ECONOMÍA DE LAS ALTERNATIVAS

En este capítulo del proyecto, se pretende comparar las tres alternativas propuestas a lo largo de este estudio, con el fin de determinar qué solución ofrece mejores resultados, desde un punto de vista plenamente económico. Es por ello, que primero se van a definir las unidades de obra principales, con sus correspondientes precios unitarios, y posteriormente se van a aplicar a cada una de las soluciones desarrolladas.

Cabe destacar que este análisis económico se ha realizado en términos bastante generales, sin entrar en mucho detalle y profundidad sobre el proceso constructivo. El análisis económico completo se realizará únicamente para la alternativa finalmente escogida, y se presentará en el Trabajo de Fin de Grado de la mención de construcción: *“Proyecto constructivo de acondicionamiento y mejora del dique norte de Castro Urdiales”*

9.1 DESCRIPCIÓN DE UNIDADES Y PRECIOS

Las principales unidades de obra, junto con sus correspondientes precios unitarios se muestran a continuación en la tabla 19, donde se puede también encontrar una pequeña descripción de los mismos.

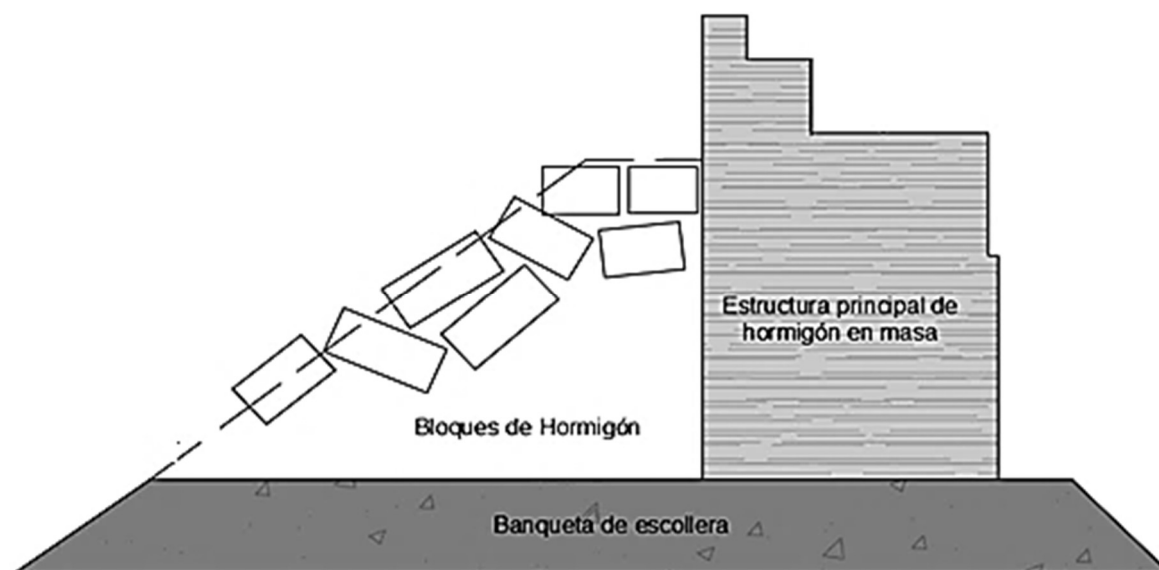


Figura 48. Sección transversal del dique donde se muestran los tres materiales de obra principales.

Los tres materiales principales en los que se centra este apartado del proyecto para el análisis económico, son la banqueta de escollera, los bloques de hormigón y la estructura del cajón principal de hormigón en masa. Los precios unitarios mostrados a continuación son aproximados, y se basan en valores obtenidos de presupuestos de obras de carácter similar a esta.



| | Descripción | Unidad | Importe |
|---|--|----------------|----------------|
| Cimentación de escollera. | Escollera de piedra natural Escollera de piedra natural de 300 kg de peso. Colocación en banqueta de cimentación, por medios marítimos y terrestres. | M ³ | 30.80 |
| | Enrase de escollera en base de cimentación Enrase de escollera con grava gruesa en base de cimentación | M ² | 32.67 |
| Estructura principal. | Hormigón en masa Hormigón en masa de la estructura principal. Incluido encofrado y preparación de hormigón existente, retirada de moluscos, etc. Colección de armadura y limpieza. | M ³ | 121.6 |
| Protección lateral de la estructura. | Bloques de hormigón Bloques de hormigón elaborados en central. Incluido encofrado y colocación en su posición final. | M ³ | 106.15 |

Tabla 19. Descripción de los costes asociados a los principales materiales del dique.

9.2 ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS SOLUCIONES

9.2.1 Economía de la solución 1

Como se ha concluido en anteriores apartados, con respecto al estudio del rebase, se estableció que esta solución incluyera un aumento de la coronación del dique, que pasaría de estar de 10.80 a 11.3 metros de altura. Por otro lado, teniendo en cuenta el estudio de estabilidad, también se contempló un aumento de la estructura principal para aumentar el peso de la misma, y poder contrarrestar las fuerzas que creaban deslizamiento. La estructura final de la primera solución queda tal como se muestra en la figura 49.

Teniendo en cuenta que la sección final de la primera solución es la mostrada a continuación, podemos observar que el único material a emplear es el hormigón en masa. Necesitamos añadir un total de 9.2 m² por cada metro lineal de la estructura. Si tenemos en cuenta, como se describió en el capítulo introductorio del proyecto, que la longitud del dique rompeolas es de aproximadamente 547.5 metros, obtenemos un volumen total de hormigón en masa de 5037 m³. De esta manera, el importe final de esta solución es:

$$9.2 \text{ m}^2 \cdot 547.5 \text{ m} \cdot \frac{121.6\text{€}}{\text{m}^3} = 612499.20 \text{ €}$$

El importe total de esta solución se corresponde con un total de **612499.20 Euros**.

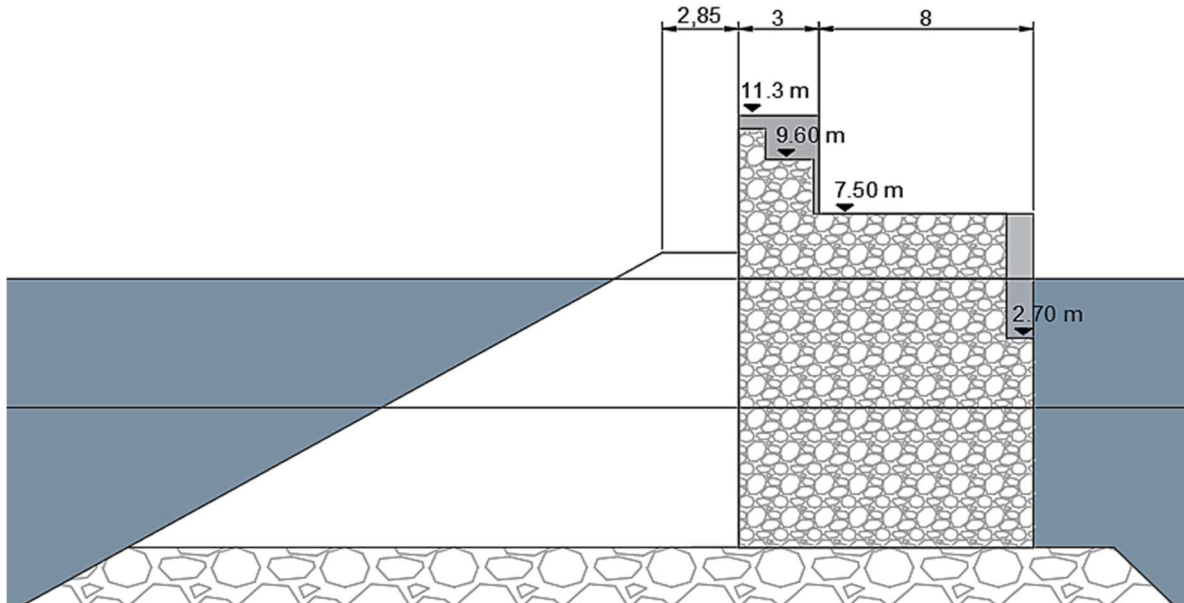


Figura 49. Esquema de la sección transversal del dique para la solución planteada número uno.

9.2.2 Economía de la solución 2

La segunda solución planteada en este proyecto contemplaba, con respecto al análisis del rebase, un aumento de la anchura de berma, desde los 2.85 metros hasta los 5.7 metros, los cuales se corresponderían con una anchura final de dos bloques. Por otro lado, al estudiar la estabilidad, se concluyó que era necesario un aumento del peso de la estructura principal. De esta manera, la sección final del dique para la solución 2 es la mostrada a continuación.

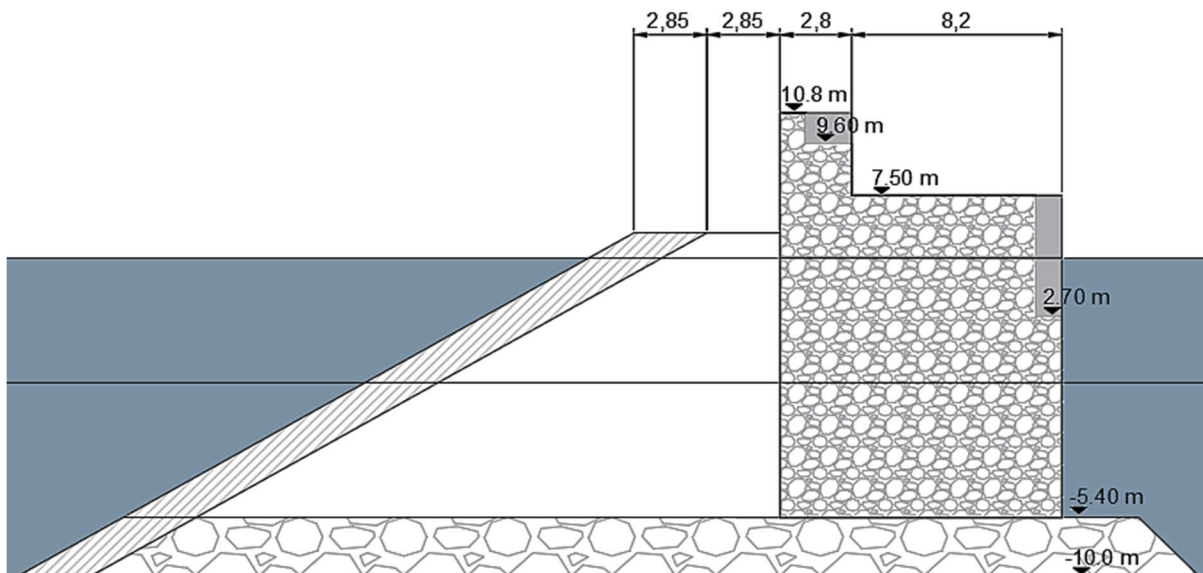


Figura 50. Esquema de la sección transversal del dique para la solución planteada número dos.

Para el caso de esta solución, se van a utilizar los tres materiales presentados en la sección 5.1:

- Hormigón en masa: se introduce un área total de 6.97 m² por metro lineal de estructura.

$$6.97\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{121.36\text{€}}{\text{m}^3} = 464034.72 \text{ €}$$



- Protección lateral: se incluye un bloque más y se mantiene la pendiente de 2H:1V. De esta manera se añaden aproximadamente un total de 32.49 m² de bloques de hormigón por metro lineal de dique.

$$32.49\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{106.15\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{1888225.39 \text{ €}}$$

- Cimentación de escollera: dado que la berma se extiende, es necesario también aumentar la cimentación submarina de escollera, la cual se extiende desde la cota -5.40 hasta la cota -10.0. El área por metro lineal de escollera a rellenar es de un total de 6.82 m², y la longitud de enrase, también por metro lineal, cobra un valor de 2.85 metros.

$$6.82\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{30.8\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{115005.66\text{€}}$$

$$2.85\text{m} \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{32.67\text{€}}{\text{m}^2} = \mathbf{50977.45\text{€}}$$

El importe total de esta solución se corresponde con un total de **2518243.22 Euros**.

9.2.3 Economía de la solución 3

Para esta última solución, con el objetivo de cumplir con los criterios de rebase, se estableció en secciones previas del trabajo, un aumento de la coronación hasta una altura final de 11.1 metros, y de nuevo, un incremento de un bloque de la anchura de berma, hasta los 5.7 metros. No obstante, al igual que para las otras soluciones, el análisis de la estabilidad hizo que fueran necesarios más cambios estructurales. De esta manera, la sección final para la solución tres es la mostrada a continuación.

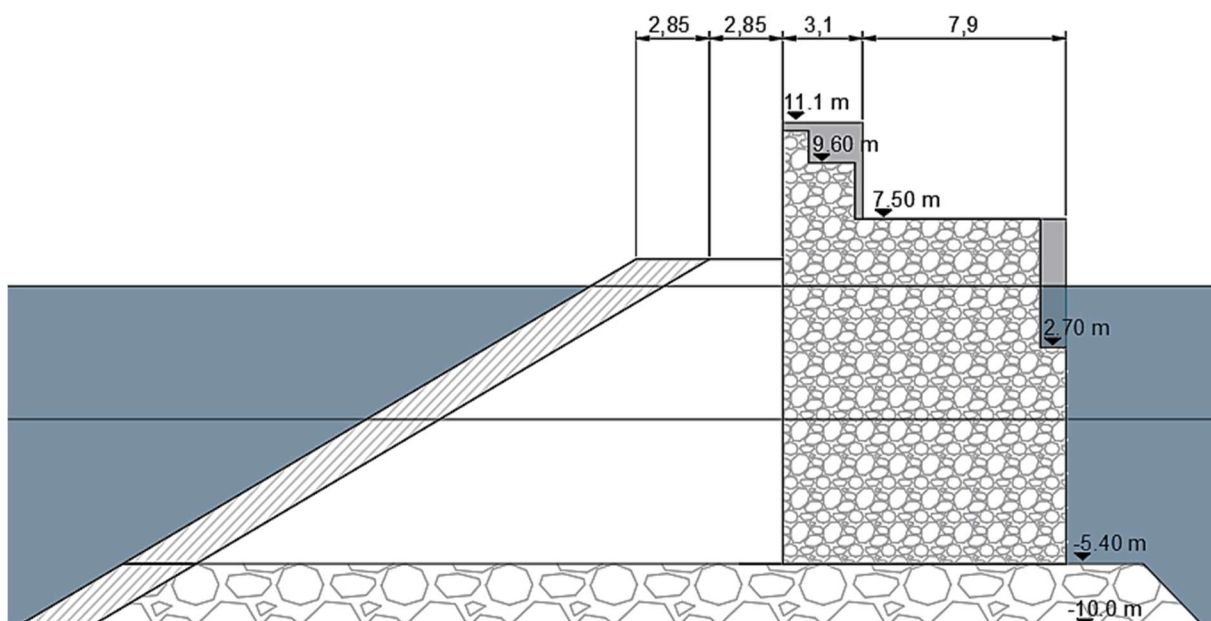


Figura 51. Esquema de la sección transversal del dique para la solución planteada número tres.



Al igual que pasaba con la solución número dos, para este caso, también se van a utilizar los tres materiales presentados en la sección 5.1:

- Hormigón en masa: se introduce un área total de 8.88 m² por metro lineal de estructura.

$$8.88\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{121.6\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{591194.88 \text{ €}}$$

- Protección lateral: se incluye un bloque más y se mantiene la pendiente de 2H:1V. De esta manera se añade la misma cantidad que para la solución anterior.

$$32.49\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{106.15\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{1888225.39 \text{ €}}$$

- Cimentación de escollera: Se obtienen los mismos resultados numéricos que para la segunda solución presentada.

$$6.82\text{m}^2 \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{30.80\text{€}}{\text{m}^3} = \mathbf{115005.66\text{€}}$$

$$2.85\text{m} \cdot 547.5\text{m} \cdot \frac{32.67\text{€}}{\text{m}^2} = \mathbf{50977.45\text{€}}$$

El importe total de esta solución se corresponde con un total de **2645403.38 Euros**.

9.3 COMPARACION ECONOMICA

Una vez se ha obtenido el coste aproximado de las tres alternativas, se procede a decidir cuál de las de ellas resulta más rentable.

| | Solución 1 | Solución 2 | Solución 3 |
|-----------------|------------|------------|------------|
| Coste total (€) | 612499.20 | 2518243.22 | 2645403.38 |

Desde el punto de vista de términos económicos, la solución que resulta más conveniente es la primera. Es la que menos costes produce, y, además, la que menos impacto constructivo tiene, ya que la berma no es modificada, con lo que solo existe proyección constructiva en el cajón principal del dique.

Adicionalmente, los cambios del cajón realizados para cumplimentar con el análisis estructural, dieron como resultado un aumento del área ocupada por el mismo, lo que resultaba en un incremento de la anchura de la plataforma sobre el rompeolas. Esta cobraría un nuevo valor de 8 metros, que pueden ser empleados tanto para uso peatonal, como para el posible futuro proyecto de infraestructura de atraque sobre el dique. Cabe destacar, que el aumento de la coronación es tan solo de medio metro, lo que no afectaría apenas a la visual desde la estructura por lo que las quejas de los vecinos del núcleo urbano serían mínimas. Es por todas estas razones por las que se considera que la alternativa 1 es la más conveniente.



10. CONCLUSIONES

Como ya ha sido explicado anteriormente, el puerto de Castro Urdiales nunca ha llegado a ser uno de los grandes protagonistas con lo que respecta al comercio u operaciones marítimas. Siempre ha estado marginado a la sombra de otros puertos de mayor importancia como el puerto de Bilbao o el puerto de Santander.

Además, este puerto también presenta otra serie de problemáticas que impiden que este no pueda ofrecer su máxima operatividad y mostrar su potencial por completo. Uno de los problemas fundamentales del puerto de Castro Urdiales es la insuficiente protección por parte de las estructuras de abrigo del puerto, por rebase y a través de su bocana. Además de ello, el espacio no ofrece la suficiente infraestructura de amarre para las diferentes embarcaciones, las cuales se encuentran fondeadas por boyas. Esto provoca una falta de ordenación espacial de las mismas a lo largo de la dársena principal.

De esta manera, el objetivo del proyecto es analizar la problemática de la alta tasa de rebase sobre el dique exterior para aumentar la protección, considerando un cumplimiento operativo conforme a los criterios presentes en la ROM (Recomendaciones de Obras Marítimas). Además de ello, para solventar la problemática de faltas de amarre, desde aquí se propone la implementación de zonas de atraque y almacenamiento de embarcaciones en esta estructura de abrigo. De esta manera, se pretende aumentar la funcionalidad y eficiencia operativa de dicho espacio.

Para combatir estos problemas, en primer lugar, en el Capítulo 5 se ha analizado el clima marítimo de la zona. Por un lado, se ha estudiado cómo se comporta el oleaje, y por otro, como aumenta o disminuye el nivel del mar a lo largo de la serie temporal analizada. Posteriormente, tal y como se ha recogido en el Capítulo 6, se ha analizado este fenómeno a través de una formulación la cual permite la cuantificación del volumen de rebase que sobrepasa la coronación. Posteriormente se ha procedido al establecimiento de unos límites tolerables de rebase para minorar los riesgos que este puede llegar a causar.

La conclusión más importante de este quinto capítulo es que la estructura actual no satisface los límites de operatividad y uso necesarios. El límite de rebase establecido para la correcta funcionalidad del rompeolas toma un valor de 0.001 litros por segundo, por cada metro lineal de estructura. Adicionalmente, los criterios de operatividad se resumen en fundamentalmente tres: una operatividad mínima del 0.99, un número máximo de paradas anuales igual a 5, y una duración de dichas paradas de máximo 6 horas. Tal como ha quedado demostrado, dado que la estructura actual no cumple con lo establecido, se han propuesto varias modificaciones estructurales.



Para cada una de esas soluciones propuestas, una vez comprobado que cumplieran con los criterios determinados en relación al fenómeno de rebase, en el Capítulo 7 se ha procedido al estudio de sus respectivos criterios de estabilidad. Para ello, se han utilizado dos formulaciones diferentes.

La desarrollada por Goda, la cual es aplicable a una estructura de dique en talud, pero gracias a los coeficientes modificadores de Takahashi, se añade a la estructura la presencia de protección lateral. La conclusión fundamental obtenida en dicha sección, es que ninguna de las tres alternativas satisfacía estabilidad respecto al deslizamiento. Es por ello, que, de nuevo, se propusieron nuevas alternativas, para las cuales se incrementaba el volumen ocupado por el cajón monolítico principal, de tal modo que, con el peso añadido a la estructura, se podía hacer frente a las cargas horizontales impuestas por las presiones hidrostáticas.

Adicionalmente, en el Capítulo 8, tras haber estudiado y comprobado la estabilidad del cajón principal, se ha analizado la estabilidad de los bloques de hormigón que conforman el manto de protección lateral del rompeolas. Los resultados obtenidos han sido satisfactorios y dichos bloques no suponen ningún problema ya que cuentan con el suficiente peso como para lograr la estabilidad del conjunto.

Por último, en el Capítulo 9, las tres alternativas desarrolladas a lo largo de los anteriores apartados, se han sometido a una comparación en términos fundamentalmente económicos, con el fin de determinar cuál de ellas era la más rentable.

Se ha concluido que la mejor opción es la primera solución, la cual contempla tan solo un aumento en la altura de coronación del dique. Los motivos de esta decisión son los siguientes:

- **Impacto económico:** Por un lado, desde el punto de vista económico, es la alternativa que menos costes produce. Tan solo supone un gasto de 612499.20 € frente a los más de 1 millón de euros de las otras dos alternativas.
- **Impacto constructivo:** Es la que menos impacto constructivo tiene, ya que la berma no es modificada, con lo que solo existe proyección constructiva en el cajón principal del dique.
- **Impacto operativo:** Adicionalmente, los cambios del cajón realizados para cumplimentar con el análisis estructural, dieron como resultado un aumento del área ocupada por el mismo, lo que suponía un incremento de la anchura de la plataforma sobre el rompeolas. Esta cobraría un nuevo valor de 8 m, que pueden ser empleados tanto para uso peatonal, como para el posible futuro proyecto de infraestructura de atraque sobre el dique.
- **Impacto social:** Cabe destacar, que el aumento de la coronación es tan solo de medio metro, lo que no afectaría apenas a la visual desde la estructura por lo que las quejas de los vecinos del núcleo urbano serían mínimas.

Es por todas estas razones por las que se considera que la alternativa 1 es la más conveniente, y su completo proyecto constructivo se desarrollará en el Trabajo de Fin de Grado “*Proyecto constructivo de acondicionamiento y mejora del dique norte de Castro Urdiales*”.