



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



DISEÑO HIDRÁULICO DE LA EXTENSIÓN DEL DIQUE DE ESCOMBRERAS EN CARTAGENA

Trabajo realizado por:
Ibio Rivas Noriega

Dirigido:
Javier López Lara
Maria Antonia Pérez Hernando

Titulación:
Grado en Ingeniería Civil

Mención:
Hidrología

Santander, julio 2022.

TRABAJO FIN DE GRADO

TRABAJO DE FIN DE GRADO

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA EXTENSIÓN DEL DIQUE DE ESCOMBRERAS EN CARTAGENA

MENCIÓN EN HIDROLOGÍA



Autor: Ibio Rivas Noriega

Fecha: Julio, 2022.



ÍNDICE DEL DOCUMENTO

- 1. Resumen.**
- 2. Synopsis.**
- 3. Capítulo 1. Antecedentes.**
- 4. Capítulo 2. Bases de Cálculo.**
- 5. Capítulo 3. Análisis del Clima Marítimo.**
- 6. Capítulo 4. Estudio de Rebase.**
- 7. Capítulo 5. Análisis de Estabilidad.**



Resumen



RESUMEN

Título: Diseño Hidráulico de la Extensión del Dique de Escombreras en Cartagena.

Autor: Ibio Rivas Noriega

Directores: Javier López Lara y Maria Antonia Pérez Hernando

Convocatoria: julio 2022.

Titulación: Grado en Ingeniería Civil.

Mención: Hidrología.

Palabras Clave: Puerto, diseño, clima marítimo, rebase, análisis, dique, estabilidad, cajón, cota de coronación, manga.

Este documento refleja el resultado del Trabajo de Fin de Grado del alumno presente, correspondiente a la Mención de Hidrología del Grado en Ingeniería Civil de la Universidad de Cantabria. Dicho Trabajo de Fin de Grado consiste en el diseño de una extensión de 160 metros del Dique de Escombreras del Puerto de Cartagena, en la Comunidad Autónoma de La Región de Murcia. En cuanto a los objetivos del proyecto, cabe destacar como principal el aumento de la capacidad de la dársena del puerto, mediante el aumento del área abrigada en la misma debido a la extensión antes mencionada.

El Puerto de Cartagena es un doble puerto comercial e industrial localizado en la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, en el sureste de la Península Ibérica. Se trata de un puerto con dos dársenas, de las cuales la Dársena de Escombreras es destacable como una de las mayores concentraciones industriales de la Región de Murcia. Además, es preciso indicar la importancia de establecer una buena relación entre la calidad del puerto y la calidad de la ciudad contigua, ya que el puerto es el principal motor económico y sociológico de estas ciudades.

Por consiguiente, el presente proyecto lleva a cabo el diseño de la extensión indicada anteriormente, para cumplir los objetivos ya citados. En cuanto a la organización del documento, este contiene 5 capítulos fundamentales.

El primero de ellos explica los antecedentes de forma detallada y todo lo que hasta ahora se ha dicho aquí, por tanto no se va a entrar en más detalle ahora sino que dichos detalles están incluidos en los apartados correspondientes.

En segundo lugar, el Capítulo N° 2 define los Criterios Generales de Proyecto (o Bases de Cálculo), necesarios para la realización del diseño de la obra marítima. Se han determinado la vida útil de la misma, siendo ésta de 50 años, y las probabilidades de fallo asociadas a los correspondientes estados límite. Con todo ello ha sido posible la determinación del periodo de retorno de la infraestructura, parámetro fundamental en el diseño de la misma, resultando éste ser de 225 años.

Posteriormente el Capítulo N° 3 presenta una descripción del análisis del clima marítimo de la zona de estudio, con el objetivo de determinar las acciones del medio que afectan a la infraestructura. En base a los valores de los Criterios Generales de Proyecto, se ha realizado un



análisis detallado de oleaje y de nivel del mar, para determinar así los parámetros necesarios en la fase de diseño del dique para el denominado temporal de cálculo, la altura de ola significativa, el periodo de pico asociado a esta, y el valor de la máxima pleamar vista hasta la fecha. Todos estos cálculos se basan en una serie de métodos estadísticos y matemáticos de regresión detallados perfectamente en sus apartados relativos.

En cuanto al Capítulo N° 4, este consiste en un Estudio de Rebase del dique, para así obtener una de las dimensiones fundamentales del mismo, su cota de coronación, cumpliendo los criterios de seguridad y funcionalidad correspondientes. La cota de coronación ha sido calculada en base a los parámetros del temporal de cálculo indicado anteriormente, los cuales están asociados a una determinada probabilidad de fallo y a una determinada vida útil de la infraestructura, determinadas ya en el Capítulo N° 2. El resultado es un valor de la cota de coronación de + 12 metros, para el periodo de retorno indicado previamente.

Finalmente, el Capítulo N° 5 consiste en un análisis de estabilidad de la infraestructura, con el objetivo de calcular la dimensión fundamental del dique restante, su manga. Este análisis ha tenido en cuenta factores geométricos obtenidos en base al dique existente, con el objetivo de dar continuidad sobre la infraestructura, así como de garantizar unas dimensiones fácilmente materializadas en fase de construcción. En base a estas dimensiones geométricas, se han analizado los principales modos de fallo de la infraestructura: estabilidad frente al deslizamiento, estabilidad frente al vuelco, y estabilidad de la cimentación. El resultado es que la extensión del dique, con una manga similar a la del dique existente, de 24 metros, es estable frente a dichos modos de fallo.

Teniendo en cuenta todo lo indicado hasta ahora, se ha diseñado las dimensiones de los elementos del dique, obteniendo la sección tipo representada en la Fig. 1. Además de esto, en la Fig. 2 se ilustra un esquema en planta de la infraestructura.

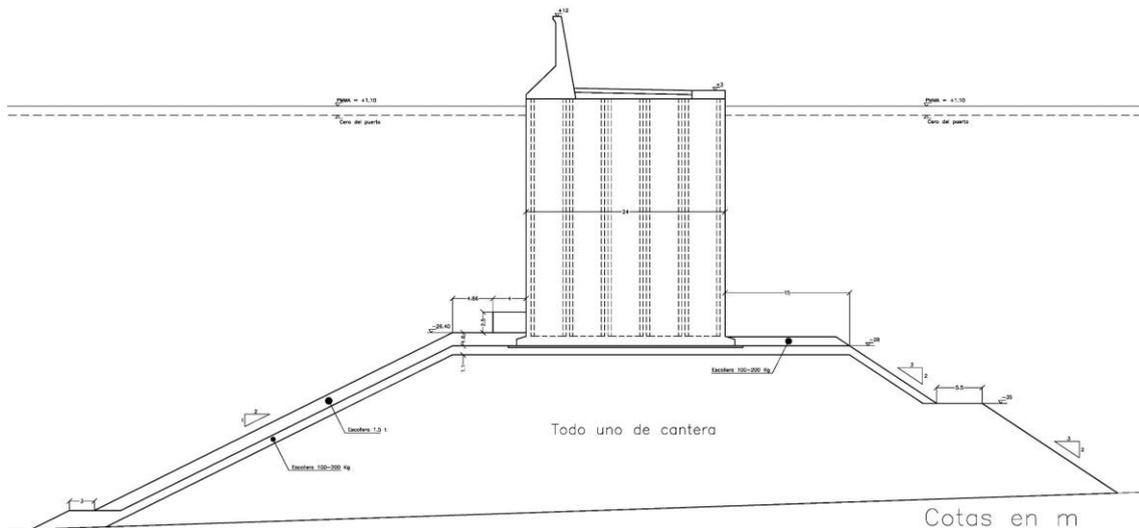


Fig. 1. Sección tipo del Dique de Escombreras.

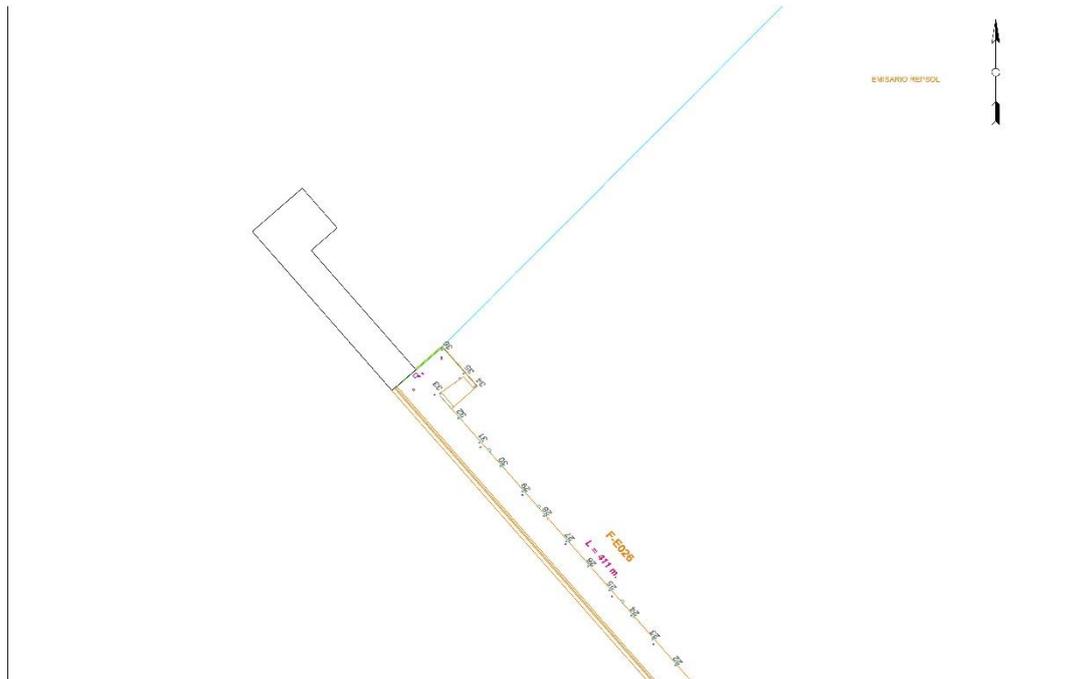


Fig. 2. Esquema en planta del dique de Escombreras.

De esta manera se cumplen los objetivos del proyecto, relativos a la fase de diseño del dique. En cuanto a la fase de proyecto relativo a la construcción del mismo, esta ha sido abordada en el Trabajo de Fin de Grado correspondiente a la mención de Construcciones Civiles del alumno presente, denominado *Proyecto Constructivo de la Extensión del Dique de Escombreras en Cartagena*, en el cual se presenta al detalle la totalidad del Proyecto Constructivo de la infraestructura, como el propio nombre del trabajo indica.



Synopsis



SYNOPSIS

Title: Hydraulic Design of the Extension of Escombreras Vertical Breakwater in Cartagena.

Author: Ibio Rivas Noriega

Directors: Javier López Lara and Maria Antonia Pérez Hernando

Call: June, 2021.

Degree: Civil Engineering Degree.

Specialisation: Hydrology.

Key Words: Port, design, marine climate, overtopping, analysis, breakwater, stability, caisson, freeboard, beam.

The document here written presents the result of the student's Final Degree Work corresponding to Hydrology specialisation of the Civil Engineering Degree of Cantabrian University. Which consists on the design of a 160 meters extension of the Escombreras vertical breakwater located in Cartagena's port, in La Región de Murcia. Regarding the aims of the project, the main one is to increase the port capacity by enlarge the defended surface as a result of the extension itself.

Cartagena's port is a double commercial and industrial port located in La Región de Murcia, in the southeast region of the Iberian Peninsula. This port contains two harbours, one of them is called Cartagena's Harbour, and it is located near the city of Cartagena. The other harbour is called Escombreras' harbour and it is one of the biggest industrial establishments of La Región de Murcia. Furthermore, it is necessary to focus on the city – port relationship as a fundamental parameter to guarantee the quality of both, due to the importance of the port as a social and economic driving force.

Hence, this project has carried out the design of the breakwater previously mentioned in order to fulfil the requirements already indicated. In relation to the work organisation this document is splitted into 5 main parts.

Firstly, the objectives of the project are explained in detail, as well as the information written so far. Therefore, this paragraph will not emphasize on it as each section is perfectly illustrated in the whole document.

Secondly, chapter 2 defines the calculus fundamentals, which are necessary to develop the next parts of the project. Specifically, the infrastructure's lifetime and probability failure has been obtained. With these parameters the breakwater's return period could be calculated, resulting in a 225 years one. This parameter is a fundamental concept regarding the design of the infrastructure.

After that, chapter 3 shows an entire description of the analysis of the marine climate of the study area, in order to determine the environment influence on the structure. Using the values obtained in the previous chapter, a whole wave and tide analysis has been made, with the aim of calculate the essential parameters of the design state, those are, significant wave height, peak period



and the value of the maximum high tide seen so far. All these calculations are based in a statistical and regression methods, which are explained in the corresponding chapters.

Respecting to chapter number 4, it consists on an Overtopping Study of the breakwater in order to obtain the value of its freeboard, guaranteeing the corresponding security and functionality requirements. The freeboard was calculated using the design parameters mentioned in the latest paragraph, which are associated to a particular probability failure and lifetime, already determined in chapter 2. The result is a value of the freeboard of + 12 meters, associated with the return period mentioned before.

Eventually, the latest chapter is a complete analysis of the structure stability, in order to determine the fundamental dimension left, the breakwater beam. The analysis just mentioned has considered geometrical factors obtained establishing the actual breakwater continuity, as well as guaranteeing simplicity with the objective to ease the construction of the infrastructure. With these geometrical parameters the main failure modes has been considered: stability against sliding, stability against overturning and foundation stability. The result is that an extension of the breakwater with the same beam as the real one, that is, 24 meters, is stable against the failure modes indicated previously.

Taking into account all the information presented so far, the dimensions of the breakwater has been designed, obtaining the section view represented in Fig. 1. Moreover, in Fig. 2 an air view of the extension is illustrated.

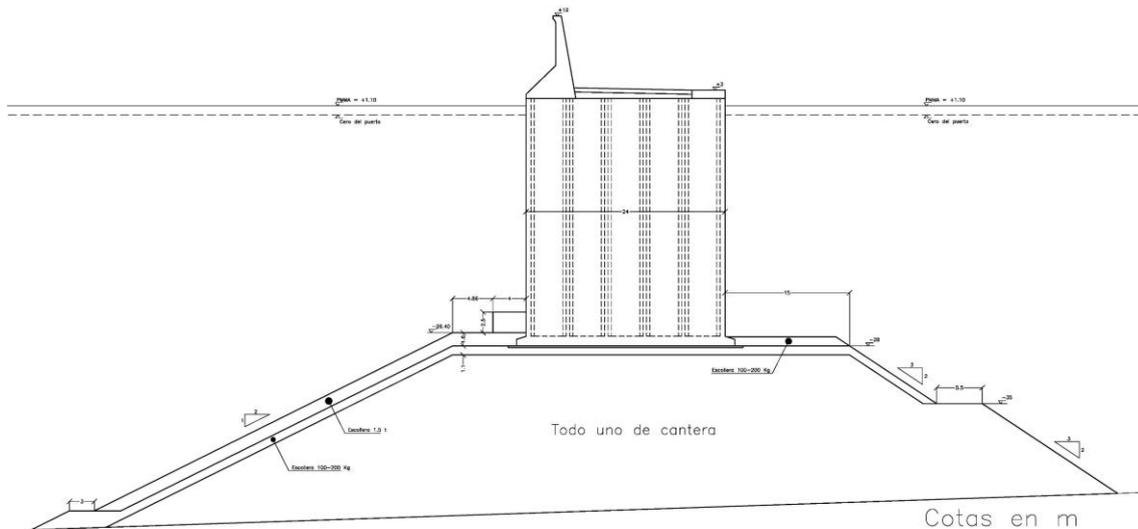


Fig. 1. Section view of Escombreras Vertical Breakwater.

By this way the project requirements have been accomplished, relating to the design procedure of the breakwater. In relation to the construction phase, it was made in the student's Final Degree Work corresponding to Civil Construction specialisation, which is called *Construction Project of the Extension of Escombreras Vertical Breakwater in Cartagena*. Where the whole Construction Project of the infrastructure has been developed, as the name of the project indicates.

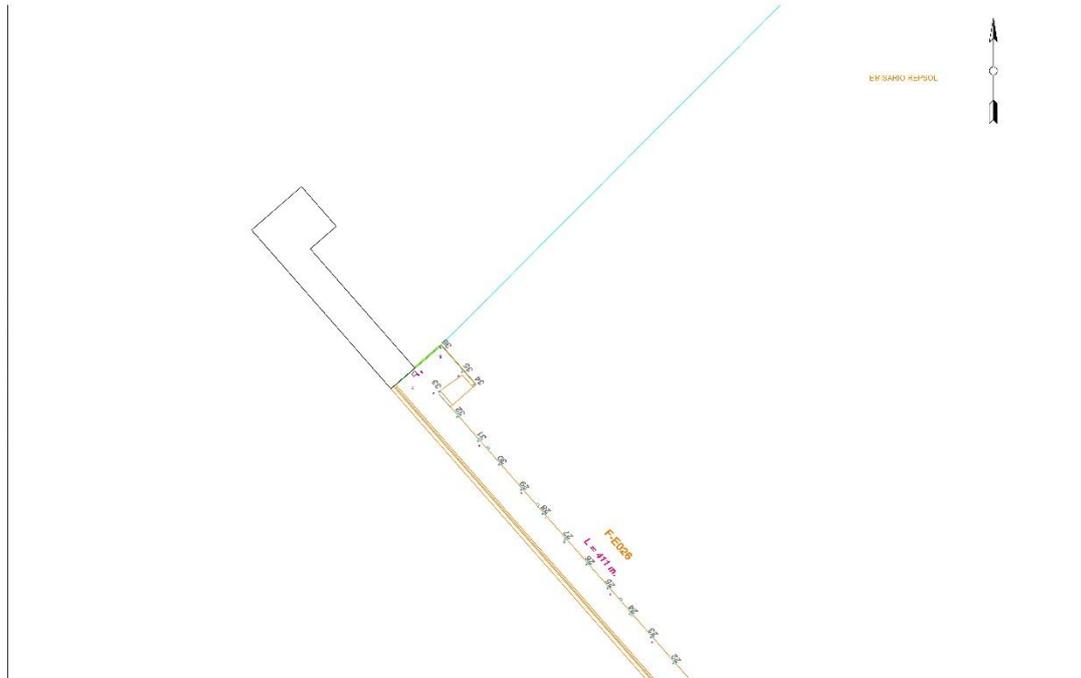


Fig. 2. Air view scheme of Escombreras Vertical Breakwater.



Capítulo 1. Antecedentes



ÍNDICE

1. Introducción.....	2
2. Localización geográfica.	2
3. Antecedentes Históricos.	3
4. Antecedentes Administrativos.....	5
4.1. Ámbito socio – económico.	5
4.2. Ámbito académico.....	7
5. Objetivos del proyecto.....	7



1. Introducción.

El presente documento corresponde al Trabajo de Fin de Grado relativo a la mención de Hidrología del alumno en cuestión, denominado *Diseño Hidráulico de la Extensión del Dique de Escombreras en Cartagena*. El dique de Escombreras del Puerto de Cartagena es el dique de abrigo de la Dársena de Cartagena, dique vertical de tipo cajón, y como el propio nombre del trabajo indica, en este documento se va a realizar el diseño de una extensión de 160 metros de dicho dique, realizado desde un punto de vista hidráulico, funcional y estructural. Con respecto a la organización del trabajo, este se ha realizado según lo estipulado en el siguiente párrafo.

En primer lugar se ha determinado y justificado los objetivos del proyecto, haciendo especial énfasis en la importancia de las relación puerto – ciudad. En segundo lugar, se han establecido los denominados Criterios Generales de Proyecto, necesarios para la realización del análisis y el diseño de la infraestructura. Posteriormente se ha realizado un análisis en profundidad del clima marítimo de la zona para determinar las acciones que influyen en el dique. Y finalmente se han obtenido las dimensiones fundamentales de la infraestructura, mediante la realización de primero un Estudio de Rebase, para determinar la cota de coronación del dique, y después un análisis de estabilidad para determinar la manga del mismo.

En lo que respecta a este capítulo, a continuación se exponen los antecedentes del proyecto, desde un punto de vista geográfico, histórico, socioeconómico y académico.

2. Localización geográfica.

La infraestructura objeto de este proyecto se localiza en la ciudad de Cartagena. Cartagena es un municipio y ciudad costera situada en la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, en la zona sureste de la Península Ibérica (Fig. 1).



Fig. 1. Comunidades Autónomas. España.

La Región de Murcia es una comunidad autónoma uniprovincial. Limita al oeste con Andalucía (provincias de Granada y Almería), al norte con Castilla La Mancha (provincia de



Albacete), al este con la Comunidad Valenciana (provincia de Alicante), y al sur con el Mar Mediterráneo.

Asimismo, a nivel de municipio, Cartagena está situado en la parte meridional de la provincia (Fig. 2), en donde establece su límite con el Mar Mediterráneo. Su población es de 216.365 personas (INE, 2021), siendo así el segundo municipio más habitado de la provincia, por detrás de la capital, Murcia (con 460.349 personas).

Con respecto a la zona de estudio, esta corresponde a la Dársena de Escombreras del puerto de Cartagena, localizada en la zona occidental del mismo (véase documento N° 2, plano N° 1). El dique suroeste corresponde al dique de abrigo de dicha dársena, siendo de tipología vertical, con un acimut de $\theta = 318,8350^\circ$.



Fig. 2. Municipios de la Región de Murcia.

El puerto de Cartagena es el motor económico de la provincia, siendo el cuarto puerto a nivel nacional en tráfico de mercancías. El 60 % de las exportaciones y el 80 % de las importaciones de la comunidad autónoma se realizan a través del mismo, y el 40 % del turismo que recibe Cartagena lo hace a través de su puerto. Además, en 2008 y 2012 quedó finalista en los premios internacionales Seatrade Insider Cruise Awards.

El puerto de Cartagena se divide en dos dársenas principales: la Dársena de Cartagena en la parte noroccidental del puerto, y la Dársena de Escombreras en la parte suroriental. En cuanto al funcionamiento del puerto: la Dársena de Cartagena está plenamente dedicada al tráfico de embarcaciones de turismo y recreo, siendo así un puerto deportivo y comercial; mientras que la Dársena de Escombreras se dedica al tráfico y a la comercialización de productos industriales y materias primas, siendo una de las mayores concentraciones industriales de la Península Ibérica.

3. Antecedentes Históricos.

La historia de la ciudad de Cartagena ha estado siempre ligada a la historia de su puerto. Fue fundada por los Cartagineses en el año 227 a. C., denominándose inicialmente *Kart – Hadast* (*Ciudad Nueva*) y su plata y su oro se convirtieron en insustituible fuente de recursos para financiar la política expansionista cartaginesa. Posteriormente los Romanos rebautizaron la ciudad como



Cartago Nova en el año 209 a. C., proporcionándola una época de esplendor que duró varios siglos. Su posición estratégica permitía mantener una posición clave en el comercio tanto importador como exportador de mercancías con África y Roma, y proporcionando en el terreno militar el principal depósito de guerra para las expediciones de represión y conquista romanas. En la Fig. 1 se representa una imagen aérea de la antigua Bahía de Cartagena.

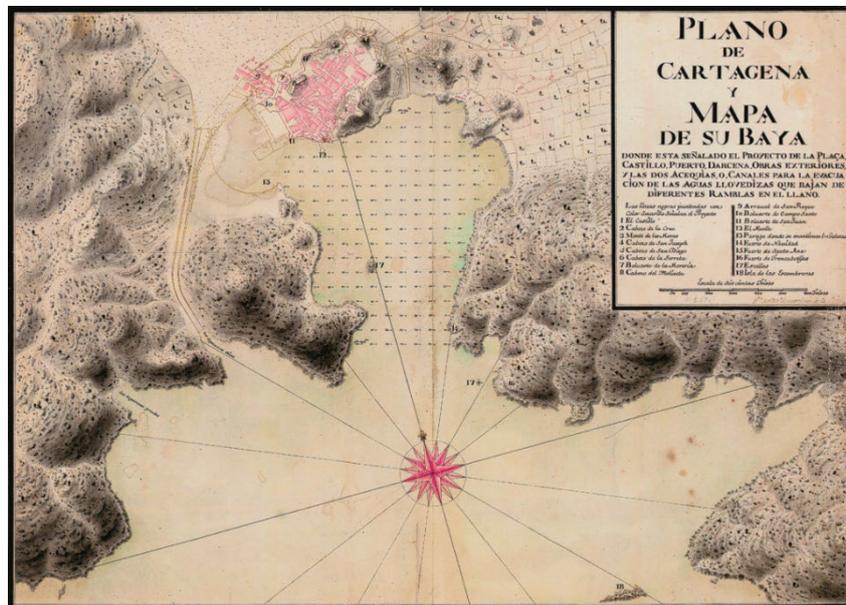


Fig. 1. Antigua Bahía de Cartagena.

Tal es así que Alfonso X el Sabio estableció en Cartagena la sede principal de la Orden de Santa María de España para la defensa naval de la Corona de Castilla, incrementando así las relaciones de Castilla con el Mediterráneo occidental. Además, a partir del reinado de los Reyes Católicos se intensifica el carácter militar del puerto y de la ciudad, lo cual prevalece hasta nuestros días. La industria naviera, así como los oficios auxiliares, fue durante siglos la actividad más importante que hizo crecer la economía, la población y la ciudad.

A finales del S. XIX, después de la visita de Isabel II a la ciudad, se impulsó la transformación del puerto a través de la construcción de los diques de Curra y Navidad, así como el muelle de Alfonso XII, siendo inaugurado por él mismo, de quien toma el nombre. Esto permitió dar un importante impulso al comercio marítimo, que junto con las actividades mineras de La Unión dan una gran riqueza económica a la ciudad. Asimismo, en 1875 se creó la *Junta de Obras del Puerto*, con el objetivo de construir y gestionar las obras y servicios portuarios, organismo el cual en el año 1992 se transformó en la *Autoridad Portuaria de Cartagena*.

Por otro lado, al mediados del S. XX la vecina bahía de Escombreras se incorporó al puerto de Cartagena, instalándose la primera refinería de petróleo de toda España. En pocos años, su actividad industrial y el tráfico en sus muelles fueron creciendo y transformando este lugar, resultando en la actualidad la concentración industrial más importante de La Región de Murcia.

En definitiva, al igual que en el pasado, el futuro de Cartagena y de La Región de Murcia están especialmente relacionados con el futuro de su puerto y de sus dársenas.



4. Antecedentes Administrativos.

4.1. Ámbito socio – económico.

El modelo económico tradicional de la Región de Murcia se ha basado siempre en la vocación exportadora de la agroindustria y de las frutas y hortalizas frescas, así como en la necesidad de importaciones de materias primas para atender las demandas de otras actividades y, en especial, en la difusión de otras nuevas mediante la habilitación de espacios industriales o de turismo y ocio. Por tanto, es completamente necesario el desarrollo de un magnífico sistema de infraestructuras de transporte, debido a su papel estructurante en la dinámica de desarrollo regional. Aquellas regiones mejor dotadas de dichas infraestructuras, como norma general, resultan más atractivas para la inversión privada, favoreciendo el crecimiento socioeconómico de la zona.

En el caso de la Región de Murcia, hay que tener en cuenta dos perspectivas: una exterior, focalizada en la necesidad de importaciones voluminosas; y otra interior, de cara a la distribución de los productos a lo largo de la provincia. Para ello, es preciso conocer previamente sus diferentes áreas productivas y asentamientos poblacionales, los cuales, junto con la topografía, delimitan el desarrollo de las principales vías de comunicación terrestres, así como el asentamiento de las instalaciones portuarias. Por un lado, las características geomorfológicas de la Bahía de Cartagena proporcionan una protección frente a los vientos dominantes en el Mediterráneo occidental, permitiendo así su utilización para las instalaciones de Cartagena, Escombreras y Águilas. Por otro lado, como puede observarse en la Fig. 4, la falla transversal a los dos valles corredores subbéticos, denominada Fosa Intrabética y ocupada por el Río Segura, comunica estos pasillos naturales al norte con Castilla La Mancha y al sur con el Mar Mediterráneo. Ello ha dado lugar a la localización actual de los principales núcleos urbanos y sus respectivas redes viarias en forma de malla. De esta forma, la Región de Murcia sirve de puente en las comunicaciones interiores del sureste de la Península Ibérica, conectando en dirección NE y SW las comunidades de Valencia y Andalucía, respectivamente, y en dirección NW, el Mar Mediterráneo con Castilla La Mancha y Madrid.

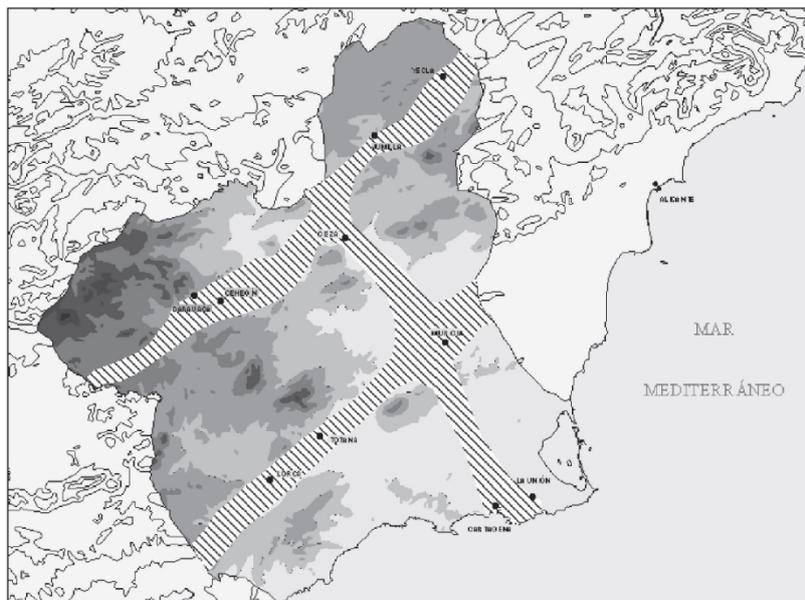


Fig. 4. Caminos naturales de la Región de Murcia (Morales Gil, 2004).



De cara al exterior, ya se ha dicho que, en la comunidad autónoma, el Puerto de Cartagena va a ser protagonista del desarrollo socioeconómico de la misma y sus proximidades, debido a su posición estratégica de cara a la exportación e importación de productos. Se encuentra en frente de la gran ruta marítima mundial que conecta Europa Occidental con los países asiáticos del Océano Índico y del Pacífico Occidental, a través del Mar Mediterráneo y el Canal de Suez (Fig. 5). Asimismo, es preciso recordar que para movilizar grandes volúmenes de materias primas y productos manufacturados a larga distancia, el modo más económico es el transporte marítimo, por su escaso coste por unidad desplazada. Se encuentra por ello en el origen y final de los procesos de fabricación.

Atendiendo a estas redes de transporte, se deduce que la Región de Murcia debe apostar por el transporte marítimo, desde un punto de vista exterior, para poder abastecer la demanda de materias primas con un bajo coste unitario; y por el ferroviario desde el punto de vista interior. Además, la carretera se utilizará para atender las relaciones internas y peninsulares, por su mayor flexibilidad.

Por ende, es preciso indicar aquí que un buen funcionamiento del puerto solamente es posible dotándolo de unas infraestructuras complementarias terrestres. En el caso de Cartagena se destacan las autopistas A – 30 y AP – 37, los gaseoductos y oleoductos existentes, y sobre todo, una buena conexión ferroviaria. De esta manera se garantiza la continuidad de los flujos de mercancía tanto importadora como exportadora, desde el puerto a sus alrededores, y viceversa.

Por otra parte, la preocupación de la sociedad por una mejor calidad de vida, en base a una concienciación por los valores medioambientales e histórico culturales, han provocado tensiones en la relación entre el puerto y la ciudad. La consecuencia de este enfrentamiento ha sido el desplazamiento de toda actividad contaminante o que presentara algún riesgo físico para la población a la Dársena de Escombreras, como por ejemplo la carga y descarga de productos petrolíferos o graneles sólidos. De esta manera, la antigua Dársena de Cartagena ha cedido espacio a la ciudad y ha destinado sus muelles al atraque de una flota turístico – deportiva, permitiendo un modelo de relaciones simbiótico entre puerto y ciudad.

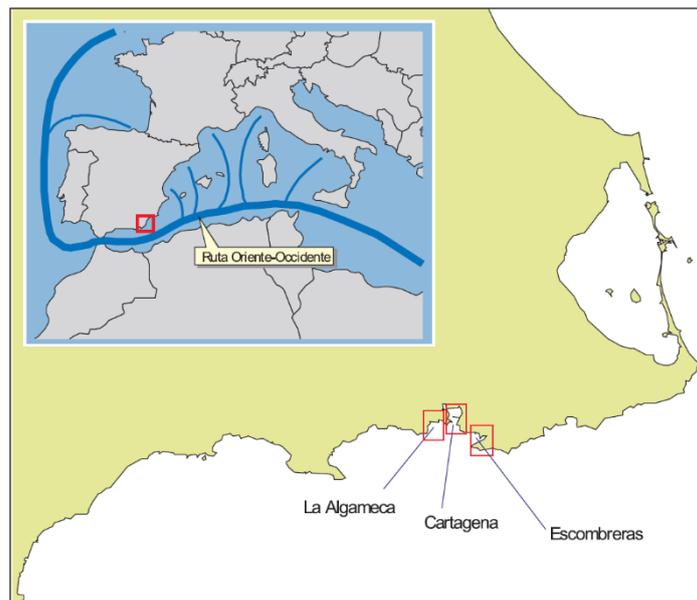


Fig. 5. Localización de las dársenas de La Algameca, Cartagena y Escombreras y su posicionamiento respecto a las grandes rutas marítimas del Mediterráneo (Morales Gil, 2004).



4.2. Ámbito académico.

En lo que respecta a la finalización del grado en Ingeniería Civil de la Universidad de Cantabria, el plan de estudios vigente en la actualidad exige al estudiante la realización de un trabajo de fin de grado para la obtención del título de graduado en Ingeniería Civil. Concretamente, en función de la mención que cada alumno considere escoger, se debe de realizar un trabajo de fin de grado relativo a dicha mención. Por tanto, en el caso particular del alumno presente es necesario la entrega de dos trabajos de fin de grado debido a que se están cursando tanto la especialidad de Construcciones Civiles como la especialidad de Hidrología. Por tanto, el presente proyecto corresponde al Trabajo de Fin de Grado específico de la mención de Hidrología. Todo ello sirviendo como demostración de los conocimientos que el alumno debe obtener según lo especificado en los objetivos del plan de estudios.

5. Objetivos del proyecto.

Tal y como se ha indicado en los apartados anteriores, el presente proyecto consiste en una extensión del dique de abrigo de la Dársena de Escombreras (dique suroeste) de 160 metros, que añadidos a los 1040 metros del dique actual resultan en una longitud de 1200 metros. Todo ello con la finalidad de mejorar la capacidad del puerto para el atraque de buques y la maniobrabilidad de los barcos, así como el incremento del área abrigada de la dársena en unos 45 282 metros cuadrados.

Además, la redacción del proyecto por el estudiante tiene como objetivo específico, en el ámbito académico, el aprendizaje de los conocimientos necesarios para la realización de proyectos de este calibre en el desarrollo de su actividad profesional, en este caso en lo relativo a la construcción de infraestructuras portuarias y al análisis de las mismas y de su entorno por las metodologías indicadas a lo largo del proyecto.



Capítulo 2. Bases de Cálculo



ÍNDICE

1. Introducción.....	2
2. Definición de los criterios generales de proyecto.	2
2.1. Carácter general.	2
2.2. Carácter operativo.....	3
3. Obtención de los criterios generales de proyecto.....	3
4. Cálculo del periodo de retorno.	6
5. Síntesis de resultados.	6



1. Introducción.

En el presente capítulo van a definirse los criterios generales de proyecto con el objetivo de verificar que es fiable frente a la seguridad, funcional frente al servicio y operativo frente al uso y la explotación. Todo ello basándose en las *Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM)*.

2. Definición de los criterios generales de proyecto.

En primer lugar, es necesario definir los siguientes parámetros:

- Vida útil (V): es el periodo de tiempo que transcurre durante la fase de servicio, en el cual el proyecto cumple la función principal para la cual ha sido concebido. En este caso será necesario determinar la vida útil mínima del proyecto.
- Probabilidad de fallo (p_f): es la probabilidad de que un tramo de obra incumpla los requisitos de seguridad en un intervalo de tiempo mediante la ocurrencia de un modo de fallo. Será necesario determinar su valor máximo.
- Operatividad: es el porcentaje del tiempo en el que la obra o sus instalaciones están en explotación y por tanto se cumplen los requisitos de uso y explotación. Es el valor complementario de la probabilidad de parada en la fase de proyecto. Será necesario determinar la operatividad mínima.
- Número medio de paradas operativas (N_m): número medio de paradas al año debido a la ocurrencia de alguno de los modos de parada, por los cuales no se cumplan los requisitos de explotación.
- Duración de una parada operativa: es el tiempo que dura la parada y, por ende, el tiempo que el tramo de obra o sus instalaciones dejan de cumplir los requisitos de uso y explotación. Será preciso determinar la duración máxima de una parada.
- Periodo de retorno (T_r): se define como el periodo de tiempo medio que transcurre entre dos eventos extremos consecutivos.

Estos parámetros son dependientes de las repercusiones económicas, sociales y ambientales causadas por la construcción del propio proyecto. Dichas repercusiones se van a tener en cuenta a partir de lo que se llama los caracteres general y operativo del proyecto.

2.1. Carácter general.

El carácter general define la importancia de un tramo de obra y la repercusión económica, social y ambiental generada en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad. Se determina en función de los siguientes índices:

- Índice de repercusión económica (IRE): valora cuantitativamente las repercusiones económicas relacionadas con la construcción de la obra y por cese o afección de



las actividades económicas directamente relacionadas con ella, en el caso de producirse la destrucción o pérdida de la operatividad total de la misma.

- Índice de repercusión social y ambiental (ISA): valora cuantitativamente el impacto social y ambiental de la obra en el caso de producirse la destrucción o pérdida de operatividad total del proyecto, teniendo en cuenta la posibilidad y alcance de pérdida de vidas humanas, daños en el medio ambiente y en el patrimonio histórico-artístico y la alarma social generada.

2.2. Carácter operativo.

El carácter operativo define los impactos económicos, sociales y ambientales ocasionados cuando el proyecto deja de operar o reduce su nivel de operatividad. Se determina en función de los siguientes índices:

- Índice de repercusión económica operativo (IREO): valora cuantitativamente los costes ocasionados por la parada operativa del tramo de obra.
- Índice de repercusión social y ambiental operativo (ISAO): análogo al ISA en el caso de producirse un modo de parada operativa del proyecto.

3. Obtención de los criterios generales de proyecto.

A continuación se van a obtener los valores de los parámetros mencionados anteriormente en función de dichos índices de repercusión. Es preciso indicar que dichos índices se calculan siguiendo la ROM 0.0 capítulo 2; sin embargo, debido a la falta de estudios previos, en este documento se van a adoptar los valores recomendados según ROM 1.0 – 09 capítulo 2, sección 2.8, que valora dichos índices de forma cualitativa.

La vida útil mínima se obtiene en función de las características de la zona abrigada por nuestro dique, al igual que el IRE. En este caso se han obtenido un valor de la vida útil de $V = 50$ años y un valor del IRE: Alto, correspondientes a un puerto comercial abierto a todo tipo de tráfico (Fig. 1). En el caso del ISA y la probabilidad máxima de fallo, su obtención es análoga consultando la Fig. 2, con lo que se han obtenido un valor del ISA: No Significativo y unas probabilidades máximas de fallo de $p_{FELU} = 0.20$ y $p_{FELS} = 0.20$, debido a que las zonas de almacenamiento y/u operación de mercancías no se encuentran adosadas al dique.



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 ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	PUERTO PESQUERO		r ₂	Medio	25
	PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO		r ₂	Medio	25
	INDUSTRIAL		r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	MILITAR		r ₂ (r ₃) 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 ₂ (r ₃) ⁵	Medio (alto) ⁵	25 (50) ⁵
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		r ₁ (r ₃) ⁶	Bajo (alto) ⁵	15 (50) ⁷
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		r ₁	Bajo	15

¹ El índice IRE se elevará a r₃ cuando el tráfico esté asociado con el suministro energético o con materias primas minerales estratégicas y no se disponga de instalaciones alternativas adecuadas para su manipulación y/o almacenamiento.
² El índice IRE se elevará a r₃ cuando la instalación militar se considere esencial para la defensa nacional.
³ En obras de protección de rellenos o de defensa de márgenes se tomará un índice IRE igual al señalado para el área portuaria en que se localiza.
⁴ Se entienden como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquellos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.
⁵ El índice IRE se elevará a r₃ cuando la toma de agua o el punto de vertido esté asociado con el abastecimiento de agua para uso urbano o con la producción energética.
⁶ El índice IRE se elevará a r₃ cuando en su zona de afección se localicen edificaciones o instalaciones industriales.
⁷ Los índices inferiores a r₃ de la tabla se elevarán un grado por cada 30 M€ de coste de inversión inicial de la obra de abrigo.

Fig. 1. Valores del IRE y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISA	PRELU	PELS		
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
	NAÚTICO-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	0.10
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES			s ₂ (s ₄) ⁵	Bajo (muy alto) ⁵	0.10	0.10
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS			s ₁	No signif.	0.20	0.20
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O MÁRGENES			s ₁	No signif.	0.20	0.20

¹ En el caso de que en la superficie adosada al dique esté previsto que se ubiquen edificaciones (p.e. estaciones marítimas, lonjas...), depósitos o silos que pudieran resultar afectados en el caso de fallo de la obra de abrigo, se considerará un índice ISA muy alto (s₄) (PRELU=0.0001; PEELS = 0.007).
² Se consideran mercancías peligrosas los grupos de sustancias prioritarias incluidas en el anexo X de la Directiva Marco del Agua (Decisión 2455/2001/CE), en el inventario europeo de emisiones contaminantes (EPIC: Decisión 2004/470/CE), y en el Reglamento Nacional de Admisión, Manipulación y Almacenamiento de Mercancías Peligrosas (Real Decreto 145/1989). (Ver ROM 5.1-05).
³ Se entiende como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquellos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.
⁴ El índice ISA se elevará a s₃ cuando la toma de agua o el punto de vertido estén asociados con el abastecimiento de agua para uso urbano o industrial o con la producción energética.
⁵ El índice ISA se elevará a s₄ cuando en caso de fallo pudieran resultar afectadas edificaciones u otras instalaciones industriales.

Fig. 2. Valores del ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y ELS.



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 NÁUTICO-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_{o3}) ⁴	Bajo (alto) ⁴	0.85 (0.99) ⁴	
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		r_{o1}	Bajo	0.85	
	¹ En el caso de que los tráfico sean estacionales, la operatividad mínima se referirá a dicho periodo. ² En el caso de que la intensidad de la demanda sea pequeña (grado de utilización del área abrigada < 40%) los índices obtenidos podrán reducirse un grado. ³ El índice IREO podrá reducirse a r_{o2} cuando pueda considerarse que la demanda puede adaptarse a la parada operativa. ⁴ El índice IREO deberá aumentarse a r_{o3} cuando su zona de afección sea urbana o industrial.					

Fig. 3. Valores del IREO y operatividad mínima en función del tipo de área abrigada.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE ISAO		N_m		
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Mercancías peligrosas ¹	s_{o3}	Alto	2	
		Pasajeros y Mercancías no peligrosas	s_{o2}	Bajo	5	
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o sólo con las que no les afecte el rebase	s_{o1}	No signif.	10	
	PUERTO PESQUERO		s_{o2}	Bajo	5	
	PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO		s_{o2}	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_{o3}	Alto	2
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o adosadas a las que no les afecte el rebase	Mercancías no peligrosas	s_{o2}	Bajo	5
				s_{o1}	No signif.	10
	MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique a las que afecte el rebase	s_{o3}	Alto	2	
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique	s_{o1}	No signif.	10	
PROTECCIÓN*	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas ¹	r_{o3}	Alto	2	
		Mercancías no peligrosas	s_{o2}	Bajo	5	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES		s_{o4}	Muy alto	0	
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		s_{o2} (s_{o3}) ²	Bajo (alto) ³	5 (2)	
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		s_{o1} (s_{o3}) ³	No signif. (alto) ³	10 (2) ³	
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		s_{o1}	No signif.	10	
	* PROTECCIÓN DE RELLENOS O MÁRGENES.					
¹ Se considerarán mercancías peligrosas los grupos de sustancias prioritarias incluidas en el anexo X de la Directiva Marco del Agua (Decisión 2455/2001/CE), en el inventario europeo de emisiones contaminantes (EPER- Decisión 2000/479/CE), y en el Reglamento Nacional de Admisión, Manipulación y Almacenamiento de Mercancías peligrosas (Real Decreto 145/1989). (Véase ROM 5.1). ² El índice ISAO se elevará a s_{o2} cuando la parada operativa pueda tener importantes consecuencias medioambientales. ³ El índice IREO deberá aumentarse a s_{o3} cuando su zona de afección sea urbana o industrial.						



Fig. 4. Valores del ISAO y número máximo de paradas anuales.

En cuanto al carácter operativo, se ha obtenido un valor del IREO: medio y una operatividad mínima de $r_{f,ELO} = 0.95$, considerando las mismas características descritas anteriormente para la determinación del IRE, así como un tráfico de graneles sólidos en la zona abrigada (ver Fig. 3). La obtención del ISAO y el número máximo de paradas anuales es semejante a la del ISA, obteniendo un valor del ISAO: No Significativo y un $N_m = 10$ paradas (Fig. 4).

Por último, la duración máxima de una parada operativa se obtiene en función del IREO y del ISAO, adoptando esta un valor de 12 horas, tal y como se puede apreciar en la Fig. 5.

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

Fig. 5. Duración máxima de una parada operativa en función de IREO e ISAO.

4. Cálculo del periodo de retorno.

Una vez obtenidos los criterios generales de proyecto, se van a calcular el periodo de retorno del mismo a partir de los valores de la vida útil y la probabilidad de fallo. El periodo de retorno viene dado por:

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - p_f)^{\frac{1}{V}}}$$

Siendo V la vida útil del proyecto y p_f la probabilidad de fallo. Adoptando por tanto unos valores de $V = 50$ años y $p_f = 0.20$, se obtiene:

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - 0.20)^{\frac{1}{50}}} \cong 225 \text{ años}$$

5. Síntesis de resultados.

Finalmente van a representarse los resultados de forma conjunta con el objetivo de permitir la consulta rápida y sencilla de los mismos, ya que serán utilizados en apartados posteriores. La Fig. 6 muestra dicha síntesis de resultados.



Vida útil del proyecto (V)	50 años
Probabilidad de fallo ELU (p_{fELU})	0.20
Probabilidad de fallo ELS (p_{fELS})	0.20
Operatividad mínima ($r_{f,ELO}$)	0.95
Número máximo de paradas anuales (N_m)	10 paradas / año
Duración máxima de una parada	12 horas
Periodo de retorno del proyecto (T_r)	225 años

Fig. 6. Tabla resumen de las bases de cálculo.



Capítulo 3. Análisis del Clima Marítimo



ÍNDICE

1. Introducción.....	2
2. Descripción de los datos.	2
3. Análisis de los datos de oleaje.	3
0.1. Altura de Ola.....	3
0.2. Dirección del oleaje.	5
0.3. Distribución conjunta de $H_s - T_p$	7
0.4. Régimen Medio Escalar de H_s	8
0.4.1. Distribución Normal.	8
0.4.2. Distribución Log – Normal.....	9
0.4.3. Distribución Gumbel de Máximos.....	10
0.4.4. Distribución Weibull de Mínimos.....	11
0.4.5. Elección de la distribución.....	12
0.5. Cálculo del régimen extremal.....	12
0.6. Cálculo del Periodo de Pico Espectral.	15
4. Análisis de los datos del nivel del mar.	17
5. Temporal de Cálculo	20



1. Introducción.

En este capítulo se va a analizar el clima marítimo de la zona litoral del puerto de Cartagena. En primer lugar se va a realizar una descripción de las bases de datos utilizadas, posteriormente van a analizarse dichas bases de datos para la obtención de las variables fundamentales de caracterización del clima marítimo, y finalmente van a obtenerse los parámetros necesarios para el diseño de la obra marítima.

2. Descripción de los datos.

Para el análisis del clima marítimo se van a utilizar las siguientes bases de datos:

- Downscaled Ocean Wave (DOW)
- Global Ocean Surge (GOS)
- Global Ocean Tide (GOT)

Dichas bases de datos han sido desarrolladas y calibradas por el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IH Cantabria), mediante el análisis retrospectivo de información meteorológica digitalizada, todas ellas con periodicidad horaria.

La primera corresponde a la serie numérica de oleaje, es decir, altura de ola significativa (H_s), periodo de pico (T_p) y dirección media del oleaje (θ_m), en el punto de coordenadas: latitud 37.5665° y longitud -0.9800° , situado a una profundidad de 48.7 m. Esta base de datos contiene información en el periodo de tiempo entre el 1 de febrero de 1948 y el 31 de agosto de 2015, de aproximadamente 68 años de duración.

Las demás bases de datos proporcionan información sobre el nivel del mar, la primera (GOS) sobre marea meteorológica, y la segunda (GOT), sobre marea astronómica. En este caso los datos corresponden a puntos de coordenadas diferentes, siendo estas las siguientes: latitud 37.4692° y longitud -1.000° para la GOS; y latitud 37.5667° y longitud -0.9667° para la GOT. En cuanto al periodo de tiempo abarcado por las mismas, la base GOT tiene información exactamente en el mismo periodo de tiempo que la DOW, sin embargo, en el caso de la GOS, la información se sitúa entre el 1 de febrero de 1948 y el 30 de mayo de 2014.

Por tanto, es preciso indicar que a la hora de hacer el análisis se han considerado los 3 puntos de coordenadas anteriores como un único punto, debido a las pequeñas variaciones en sus coordenadas. Además, para el análisis del nivel del mar, solamente se han considerado los datos provistos hasta el 30 de mayo de 2014, de tal forma que se ha utilizado el mismo periodo de análisis tanto para la base GOS como para la GOT, de unos 66 años de duración.

En la Fig. 1 se pueden observar los tres puntos de control para las bases de datos DOW (A), GOS (A') y GOT (A''), junto con la ortofoto correspondiente a la zona de estudio de la



serie PNOA – 2013. El punto A' se sale de la imagen debido a su menor latitud, no obstante, al corresponder a la serie de ondas largas, esto no influye en los resultados.

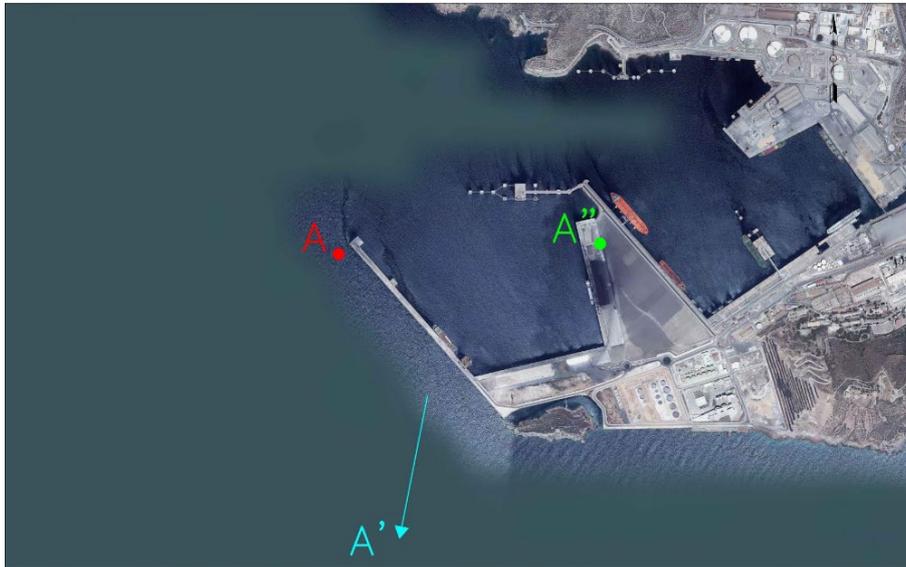


Fig. 1. Puntos de control de los datos de oleaje y nivel del mar.

3. Análisis de los datos de oleaje.

Ahora se van a obtener los valores de los parámetros fundamentales de oleaje de nuestra zona de estudio, referidos al mismo punto A, correspondientes a altura de ola, periodo de oleaje y dirección. Para ello se ha empleado el software informático Carol, cuya metodología también va a explicarse con el objeto de dar cohesión y coherencia a la redacción del documento.

Pero antes, se considera preciso definir dichos parámetros:

- Altura de ola significativa (H_s): media aritmética del tercio de las mayores olas de un estado de mar, coincidente con $H_{1/3}$. Es el parámetro que se utiliza habitualmente para caracterizar un estado de mar.
- Periodo de pico espectral (T_p): periodo del oleaje correspondiente al máximo valor del espectro escalar.
- Dirección media del oleaje (θ_m): media aritmética de todas las direcciones del espectro direccional en un estado de mar.

Una vez definidas las variables, se va a proceder a su evaluación de la manera descrita a continuación.

1.1. Altura de Ola.

En la Fig. 2 se representa la serie temporal de altura de ola significativa (H_s). Tal y como se puede observar los mayores temporales alcanzan alturas de ola significativa por



encima de los 3.5 m, siendo su valor máximo de 4.34 m. Por otro lado, la mayoría de los datos de la serie se encuentran por debajo del umbral de los 2 m.

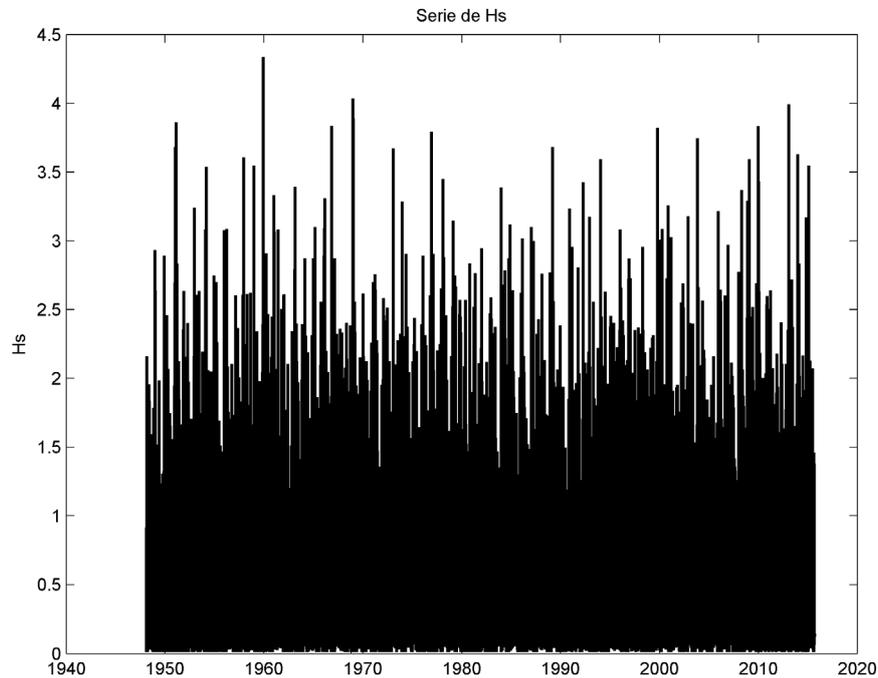


Fig. 2. Serie de altura de ola significativa.

A continuación se representa el histograma de frecuencias de oleaje y la función de distribución de H_s , respectivamente. De las cuales se obtienen que los estados de mar con la mayor probabilidad de ocurrencia son aquellos que tienen una altura de ola significativa entre 0.2 y 0.5 m. En concreto, el 75 % de estos estados tienen una H_s menor que aproximadamente medio metro.

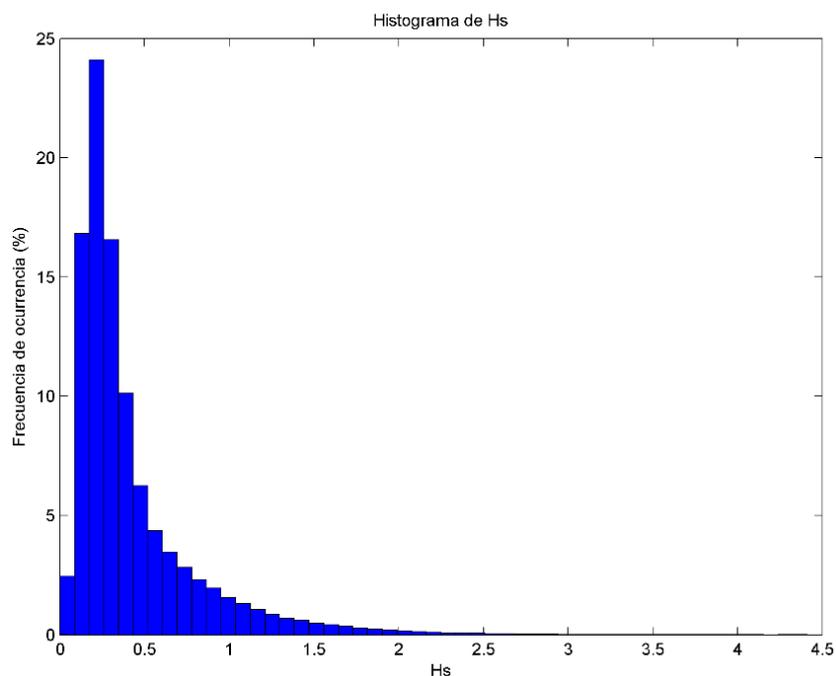


Fig. 3. Histograma de altura de ola significativa.

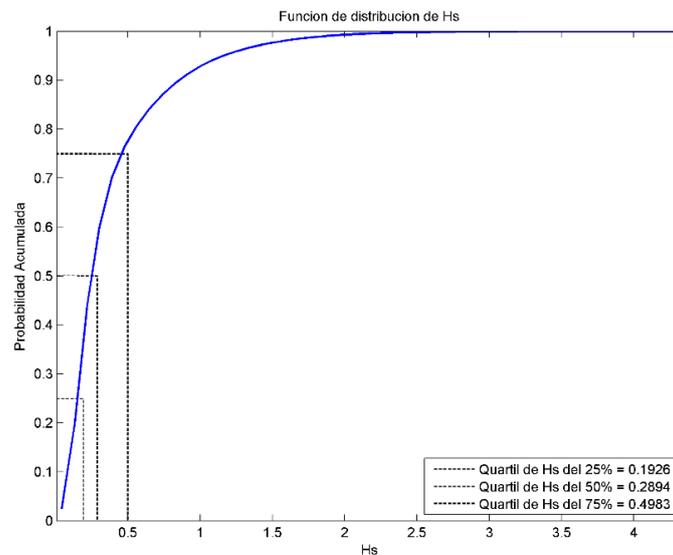


Fig. 4. Función de distribución de H_s.

1.2. Dirección del oleaje.

En este caso no existe una única dirección predominante, si no que las probabilidades de ocurrencia están divididas en varias direcciones. En concreto se destaca que la dirección con mayor probabilidad de ocurrencia es el sector SSW, con un 29 %, seguida de los sectores SE y SW, con unas probabilidades de 15 y 11 %, respectivamente. También es preciso indicar los sectores S, SSE y ESE, los cuales tienen una probabilidad aproximada del 8, 9 y 8.75 %. En la Fig. 5 se encuentra la representación de la rosa de oleaje de H_s, en donde se pueden observar todos estos datos.

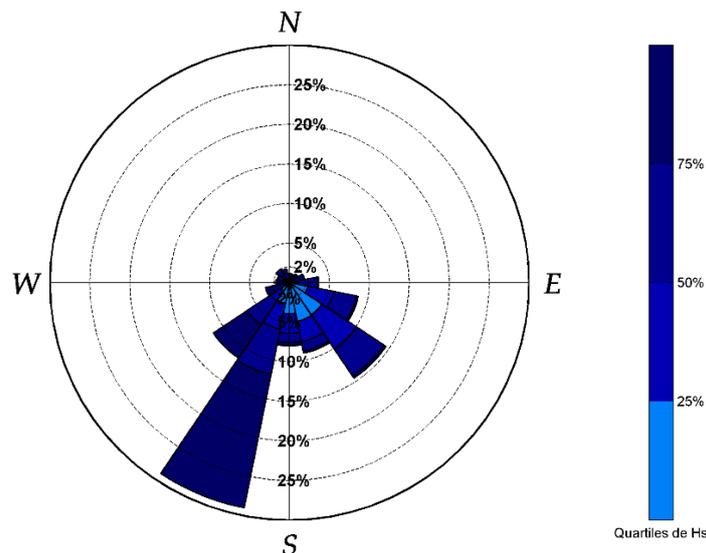


Fig. 5. Rosa de oleaje de H_s.

En definitiva, el conjunto de los sectores SSW y SW es aquel más representativo, con una probabilidad conjunta del 40 % aproximadamente, junto con el conjunto de los sectores ESE, SE y SSE, con una probabilidad conjunta de un 32.75 %.



Además, desde un punto de vista energético, basándose en el parámetro H_{s12} (altura de ola que es superada únicamente 12 horas al año) los sectores que contienen mayor energía son el SW y el SSW, tal y como se puede observar en la Fig. 6. Sectores coincidentes con el conjunto más representativo en cuanto a probabilidad de ocurrencia.

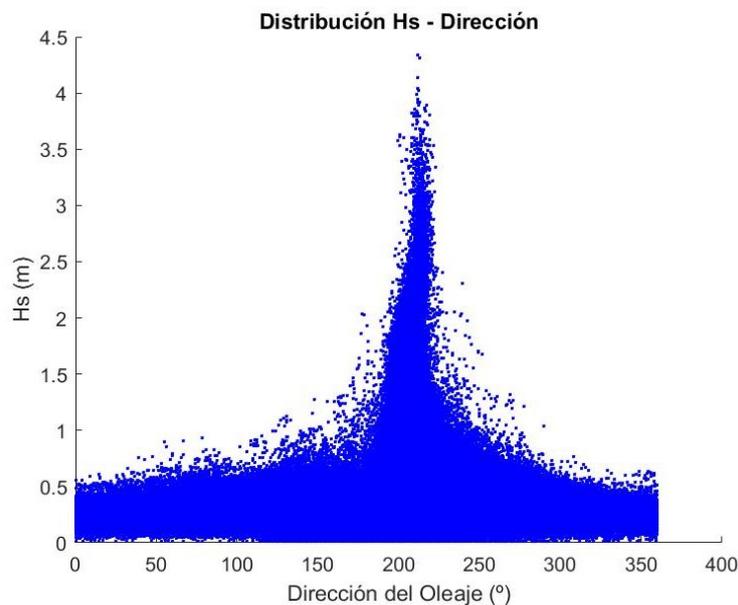
TABLA ESTADISTICOS BASICOS

Variable medida: H_s

direcciones(°)	prob.direccion	$H_{s_{50\%}}$	$H_{s_{90\%}}$	$H_{s_{99\%}}$	$H_{s_{12}}$
N	0.0117	0.2181	0.3344	0.4556	0.5833
NNE	0.0109	0.2200	0.3571	0.4946	0.5656
NE	0.0127	0.2238	0.3823	0.5387	0.6467
ENE	0.0191	0.2390	0.4098	0.5803	0.6827
E	0.0366	0.2471	0.4058	0.5623	0.6900
ESE	0.0876	0.2511	0.3963	0.5440	0.6503
SE	0.1449	0.2317	0.3886	0.5629	0.7607
SSE	0.0907	0.1833	0.3489	0.6342	0.8802
S	0.0797	0.1944	0.3859	0.8858	1.3215
SSW	0.2899	0.6122	1.4017	2.2265	2.9761
SW	0.1145	0.4574	0.9091	2.4503	3.2130
WSW	0.0306	0.3401	0.6733	0.9555	1.3711
W	0.0175	0.3159	0.5704	0.7913	1.0571
WNW	0.0158	0.2976	0.4737	0.6085	0.7180
NW	0.0202	0.2682	0.4092	0.4995	0.5728
NNW	0.0176	0.2336	0.3483	0.4427	0.5287

Fig. 6. Tabla de estadísticos básicos de H_s .

Finalmente, a continuación se representa la variación de la altura de ola significativa en función de la dirección del oleaje. Como puede observarse, las mayores alturas de ola se concentran entre las direcciones correspondientes al tercer cuadrante, destacando el pico que existe alrededor de los 200 °, coincidiendo así con el sector SSW, lo cual confirma su predominancia. Además, es preciso indicar que dichas direcciones corresponden a los oleajes con mayor afección al dique, debido a que son las direcciones con mayor perpendicularidad al mismo.



Distribución conjunta H_s – Dirección del Oleaje.



1.3. Distribución conjunta de $H_s - T_p$.

Ahora va a representarse la distribución del periodo de pico en función de la altura de ola significativa, con el objetivo de expresar la relación entre ambos parámetros. Sin embargo, previamente es preciso representar el histograma de T_p , para así distinguir los periodos de pico con mayor probabilidad de ocurrencia, en la Fig. 7 se representa dicho histograma. Los periodos de pico con mayor probabilidad de ocurrencia se sitúan en el intervalo entre 2 y 6 segundos. Posteriormente se ilustra la distribución conjunta de altura de ola significativa y periodo de pico indicada anteriormente (Fig. 8).

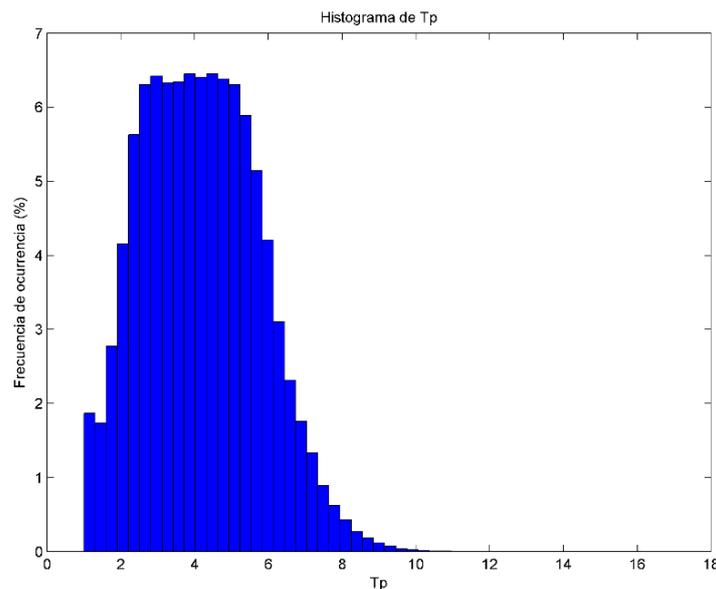


Fig. 7. Histograma de T_p .

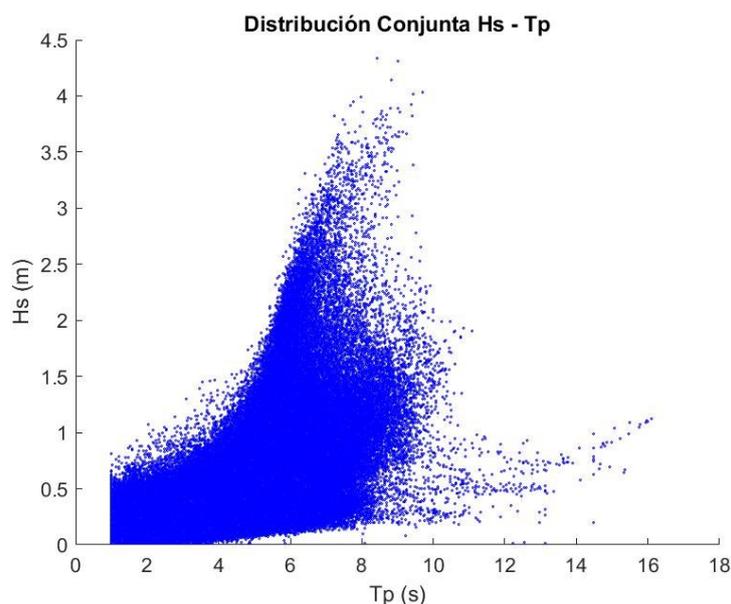


Fig. 8. Relación entre H_s y T_p .

En efecto, teniendo en cuenta la distribución conjunta entre H_s y T_p , junto con los histogramas de ambos parámetros, se puede observar que los estados de mar con mayor



probabilidad de ocurrencia tanto en periodo de pico como en altura de ola significativa se encuentran en la región comprendida en los valores de H_s entre 0.2 y 0.5 m, y de T_p entre 2 y 6 segundos.

Por otro lado, desde un punto de vista físico, pueden distinguirse dos familias de oleajes característicos en la distribución anterior: aquellos con un periodo de pico muy largo y altura de ola pequeña (franja horizontal), los cuales son propensos a provocar resonancias en dársenas portuarias, y por ende no tienen gran importancia en el caso de este estudio; y aquellos con un periodo de pico más bajo pero una altura de ola mayor (franja vertical), los cuales sí tienen afección directa sobre el dique, por medio del rebase y las fuerzas producidas en el mismo.

1.4. Régimen Medio Escalar de H_s .

En segundo lugar se va a representar el régimen medio escalar de la altura de ola significativa, mediante el método del papel probabilístico, así como su ajuste lineal mediante el método de regresión de mínimos cuadrados.

Para ello van a utilizarse las siguientes funciones de distribución clásicas:

- Distribución Normal.
- Distribución Log – Normal.
- Distribución Gumbel de Máximos.
- Distribución Weibull de Mínimos.

Como se indicará más adelante, de todas ellas se va a seleccionar aquella distribución que mejor se ajuste a los datos disponibles.

1.4.1. Distribución Normal.

En este caso la ecuación de la función de probabilidad acumulada de altura de ola sigue una distribución normal de media μ y desviación típica σ :

$$F(H) = \Phi\left(\frac{H - \mu}{\sigma}\right) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{-\infty}^H \frac{1}{H} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{H - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dH$$

Siendo:

- $\Phi(x)$: función de distribución normal de la variable x .
- μ : media de la distribución normal.
- σ : desviación típica de la distribución normal.

Dicha función de distribución expresa la probabilidad de que una altura de ola H' sea menor o igual que la altura de ola H , es decir, $\Phi = \Phi(H' \leq H)$. Como se ha dicho antes, a la hora de representar dicha distribución se va a utilizar el método del papel probabilístico (independientemente de la distribución), con el objetivo de conseguir una representación lineal de los datos, fácilmente extrapolable y ajustable a partir del método de mínimos



cuadrados. La distribución de los datos en papel normal, junto con su ajuste lineal son expresados en la Fig. 9.

Como puede observarse, los resultados obtenidos son una media $\mu = 0.1883$, una desviación típica $\sigma = 0.669$ y un valor del coeficiente de determinación de $R^2 = 0.9149$.

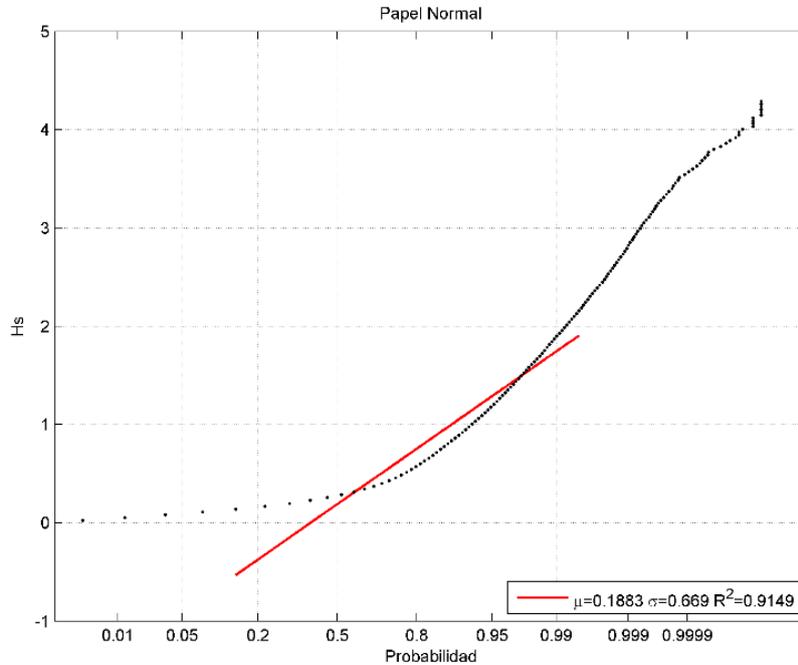


Fig. 9. Función de distribución normal de H_s .

1.4.2. Distribución Log – Normal.

La diferencia con la anterior distribución radica en que el logaritmo de $F(x)$ sigue una distribución normal. Por tanto, estableciendo dicho cambio de variable, la función de probabilidad acumulada de altura de ola es la siguiente:

$$F(H) = \Phi\left(\frac{\log(H) - \mu^*}{\sigma^*}\right) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma^*} \int_{-\infty}^H \frac{1}{H} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(H) - \mu^*}{\sigma^*}\right)^2\right] dH$$

Siendo:

- $\Phi(x)$: función de distribución normal de la variable x .
- μ^* : media de la distribución normal original, denominado también parámetro de localización.
- σ^* : desviación típica de la distribución normal original, denominado también parámetro de forma.

Los resultados obtenidos en este caso son representados en la Fig. 10 en papel log – normal. Destacando un valor del parámetro de localización de $\mu^* = -1.212$, un valor del parámetro de forma de $\sigma^* = 0.8095$, y un coeficiente de determinación de $R^2 = 0.9941$.

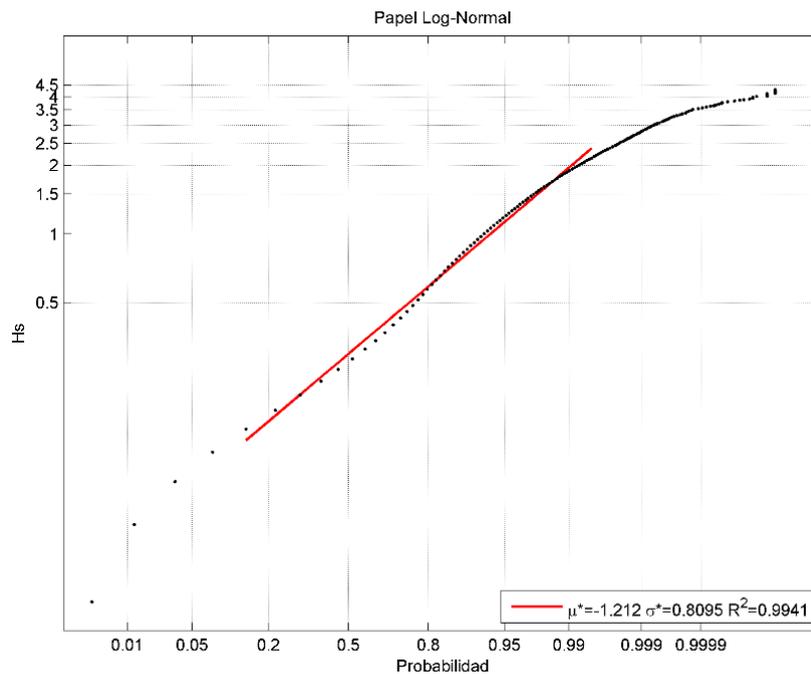


Fig. 10. Función de distribución Log – Normal de Hs.

1.4.3. Distribución Gumbel de Máximos.

Ahora la función de probabilidad acumulada seguirá una distribución Gumbel, cuya expresión matemática está expresada a continuación:

$$G(H) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{H - \lambda}{\delta} \right) \right]$$

Siendo:

- λ : moda de la distribución Gumbel o parámetro de localización.
- δ : parámetro de escala, proporcional a la desviación típica de la distribución Gumbel mediante:

$$\sigma^2 = \frac{\pi^2 \delta^2}{6}$$

Dicha distribución es representada en la Fig. 11. Los valores obtenidos en este caso son de $\lambda = 0.07783$, $\delta = 0.3849$ y $R^2 = 0.9849$.

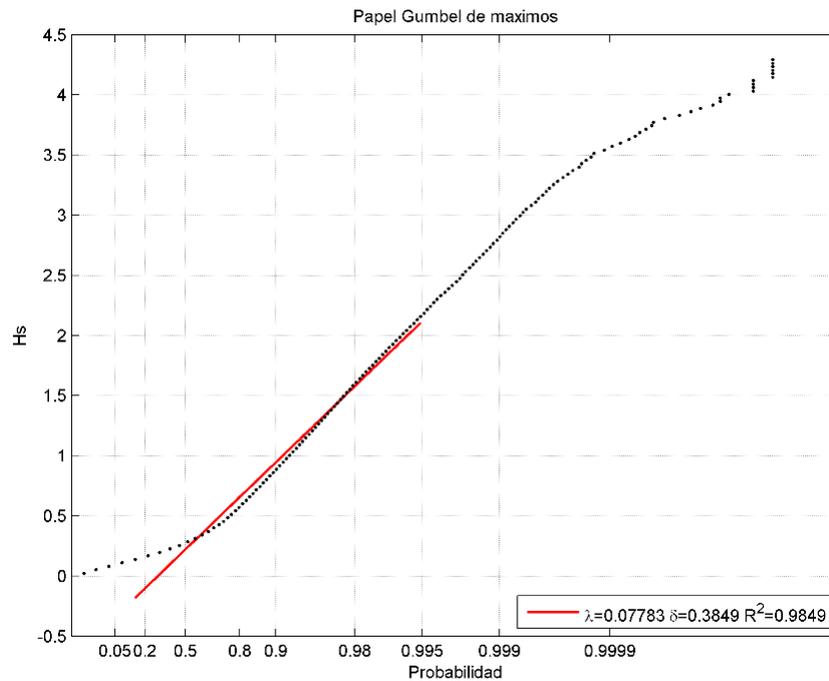


Fig. 11. Función de distribución Gumbel de Máximos de altura de ola significativa.

1.4.4. Distribución Weibull de Mínimos.

En último lugar, la función de distribución a utilizar en el análisis es la distribución Weibull, cuya ecuación es la siguiente:

$$W(H) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{H - \lambda}{\delta} \right)^\beta \right]$$

Siendo:

- λ : menor valor posible de H o parámetro de localización.
- δ : parámetro de escala.
- β : parámetro de forma.

En la Fig. 12 se representa la distribución Weibull en el papel Weibull de mínimos, en la cual se pueden observar los valores obtenidos para los parámetros que definen dicha distribución: $\lambda = 0.002804$, $\delta = 0.4327$, $\beta = 1.09$ y $R^2 = 0.9671$.

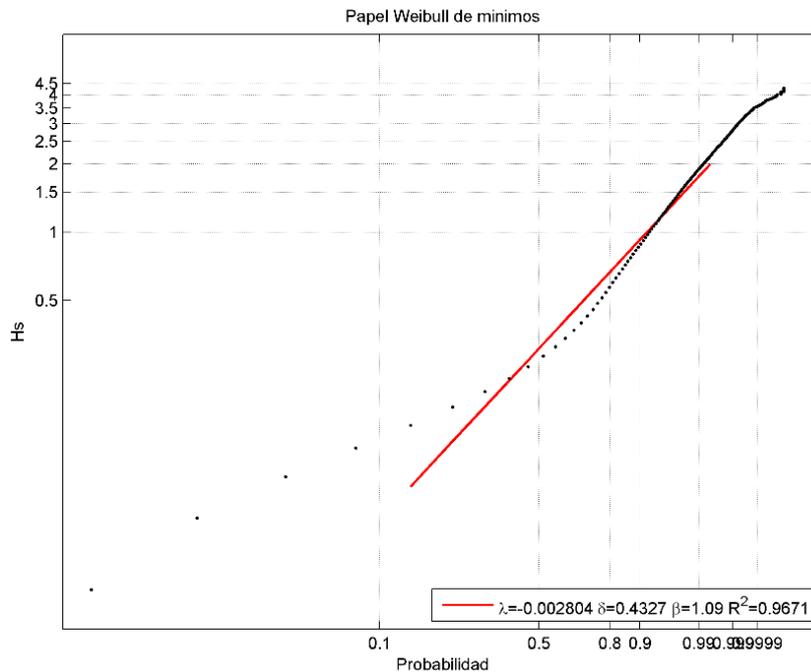


Fig. 12. Distribución Weibull de mínimos de altura de ola significativa.

1.4.5. Elección de la distribución.

Como puede observarse atendiendo al valor del parámetro de localización de las cuatro distribuciones, la función que mejor representa los datos de altura de ola es una distribución Log – Normal, con un coeficiente de determinación $R^2 = 0.9941$, al ser su valor el más próximo a la unidad. A dicha conclusión también se puede llegar fijándose en las gráficas de las distribuciones, entre las cuales la distribución Log – Normal es aquella que más se aproxima a una línea recta.

1.5. Cálculo del régimen extremal.

A continuación se va a analizar el régimen extremal de H_s y T_p con el objetivo de obtener los parámetros fundamentales para definir el temporal de cálculo de la infraestructura.

En primer lugar se va a obtener el valor de H_s . Es preciso indicar que la caracterización del régimen extremal puede hacerse mediante 2 metodologías diferentes: el método de los Máximos Anuales, o bien el método de Excedencias sobre un Umbral, de los cuales se ha decidido utilizar el segundo debido a su mayor representatividad de los datos, ya que el primero solamente tiene en cuenta el valor máximo de cada año. Dicha metodología se explica a continuación.

El método de excedencias sobre un umbral (POT, del inglés, 'Peak Over Threshold') consiste en la seleccionar un cierto número de valores de la base de datos, los cuales estén por encima de un determinado umbral (u). Con estos datos se representa el régimen extremal de la variable mediante una determinada distribución estadística. Por tanto, un parámetro a considerar será el propio valor del umbral.



Con respecto a la distribución estadística, en este caso se ha utilizado la distribución conjunta Pareto – Poisson, la cual permite analizar conjuntamente la intensidad y la frecuencia de los eventos extremos. Las intensidades se analizan mediante la distribución generalizada de Pareto, mientras que la frecuencia se asume que sigue una distribución Poisson, ambas expresiones escritas a continuación:

- Intensidades, Pareto:

$$G(H) = 1 - \left(1 + \xi \frac{H}{\sigma}\right)^{-\frac{1}{\xi}}$$

Siendo:

- σ : parámetro de escala
 - ξ : parámetro de forma
- Frecuencias, Poisson:

$$P_{\lambda}(H) = \frac{\lambda^H e^{-\lambda}}{H!}$$

Siendo:

- λ : media de la distribución Poisson

La función de distribución conjunta Pareto – Poisson viene dada por la siguiente expresión:

$$F(H) = \exp \left[-\lambda \left(1 + \xi \frac{H - u}{\sigma}\right)^{-\frac{1}{\xi}} \right]$$

Donde:

- u : valor del umbral

A continuación son representados los valores obtenidos para la distribución de H_s para diferentes valores del umbral (u), en donde se puede ver el valor de los parámetros de la distribución Pareto – Poisson en cada uno de los casos ($u = 2, 2.5, 3$ y 3.5 m, respectivamente).

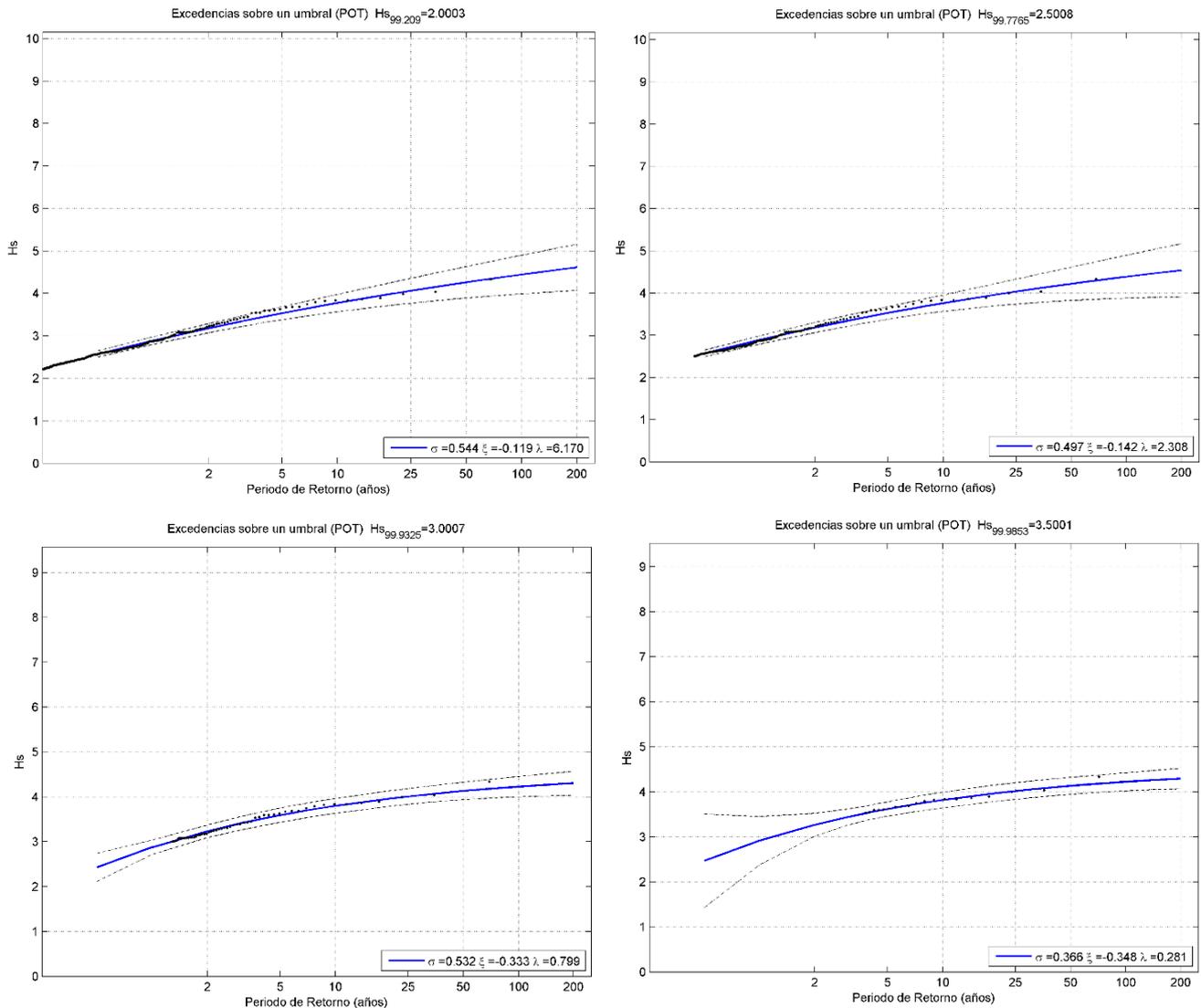


Fig. 14. Distribución Pareto – Poisson de H_s para diferentes valores del umbral. POT.

Analizando la figura 14 se ha decidido utilizar el valor del umbral de $u = 2$ m para el cálculo, debido a que proporciona la distribución más representativa y que mejor se ajusta a los datos, con un valor de los parámetros razonables: $\sigma = 0.544$, $\xi = -0.119$, $\lambda = 6.170$.

Como puede verse, las gráficas representan el valor de H_s en función del periodo de retorno (T_r). Por lo tanto, para calcular el valor de H_s es necesario primero obtener una expresión que relacione dicha altura de ola con el periodo de retorno. Para ello se procede de la siguiente manera: la probabilidad de excedencia de un evento en un periodo de tiempo de T_r años viene dada por:

$$Q = \frac{1}{T_r}$$

Por tanto, la probabilidad acumulada asociada a ese periodo de retorno viene dada por:



$$P = 1 - Q = 1 - \frac{1}{T_r} = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Luego, la probabilidad acumulada adoptará la expresión indicada anteriormente para la distribución conjunta Pareto – Poisson. Igualando dicha distribución con la ecuación anterior y despejando se obtiene la siguiente expresión que relaciona la altura de ola significativa con el periodo de retorno:

$$H_s = u + \frac{\sigma}{\xi} \left[\left(\log \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right)^{-\frac{1}{\lambda}} \right)^{-\xi} - 1 \right] = u + \frac{\sigma}{\xi} \left[\left(-\frac{1}{\lambda} * \log \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right)^{-\xi} - 1 \right]$$

Sin embargo, para realizar el diseño del dique es necesario utilizar el valor de H_s de la banda de confianza superior. Para ello, se vuelve a recurrir a la figura 14 para ajustar dicha banda de confianza a la siguiente expresión:

$$H_s = a * T_r^b + c = -10.1 * T_r^{-0.04657} + 13.06; \quad (R^2 = 1)$$

De esta manera se determina el valor de la altura de ola significativa del temporal de cálculo. A continuación son representados los resultados de H_s obtenidos para diferentes valores del periodo de retorno, detallando en **negrita** el periodo de retorno de la infraestructura:

Periodo de retorno T_r (años)	Régimen extremal escalar	
	H_s (m)	H_s banda superior (m)
5	3.49	3.69
20	3.99	4.37
50	4.26	4.64
100	4.44	4.91
225	4.64	5.21
250	4.66	5.25

Fig. 15. Resultados obtenidos por el método POT.

1.6. Cálculo del Periodo de Pico Espectral.

Finalmente, se va a calcular el periodo de pico espectral del temporal de cálculo (T_p) asociado al periodo de retorno de la infraestructura. Para ello, va a utilizarse de nuevo el método POT, considerando el mismo valor del umbral $u = 2$ m. Sin embargo, a la hora de realizar el análisis, solamente van a considerarse los estados de mar cuyas direcciones afecten al dique. El acimut del dique es:

$$\theta_{dique} = 318.8350^\circ$$

Por tanto el acimut de la dirección perpendicular al dique es:

$$\theta_{\perp} = 318.8350 - 90 = 228.8350^\circ$$



En este caso, se va a considerar una variación respecto a la dirección perpendicular al dique de $\pm 30^\circ$. Por tanto, a la hora de utilizar POT, van a considerarse únicamente los estados de mar cuya dirección media de oleaje se encuentre en el rango de $[198.8350^\circ, 258.8350^\circ]$ y cuya altura de ola significativa sea mayor de 2 metros. En la figura 16 se representa la nube de puntos $H_s - T_p$ correspondiente a dicho conjunto de datos.

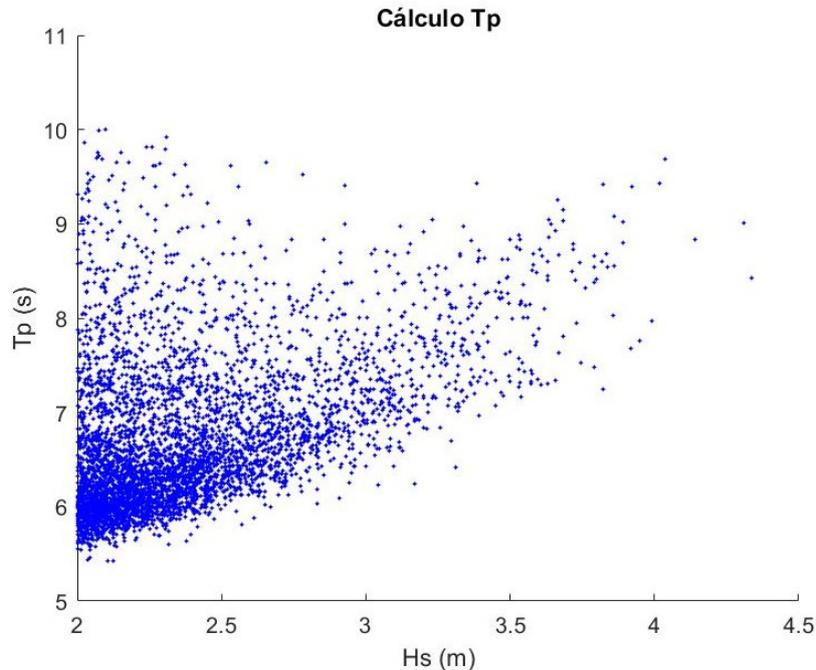


Fig. 16. Conjunto de datos para el cálculo de T_p .

A continuación, es necesario obtener una expresión para relacionar la altura de ola significativa con el periodo de pico. Para ello, se va a utilizar también el método de regresión de mínimos cuadrados, de tal forma que va a obtenerse un ajuste que toma la siguiente expresión, de forma exponencial:

$$T_p = a * \exp(b * H_s)$$

Y particularizándolo al conjunto de datos anterior: $a = 4.3$; $b = 0.1721$; $R^2 = 0.8151$; se obtiene la expresión:

$$T_p = 4.3 * \exp(0.1721 * H_s)$$

En la figura 17 se muestra dicho ajuste.

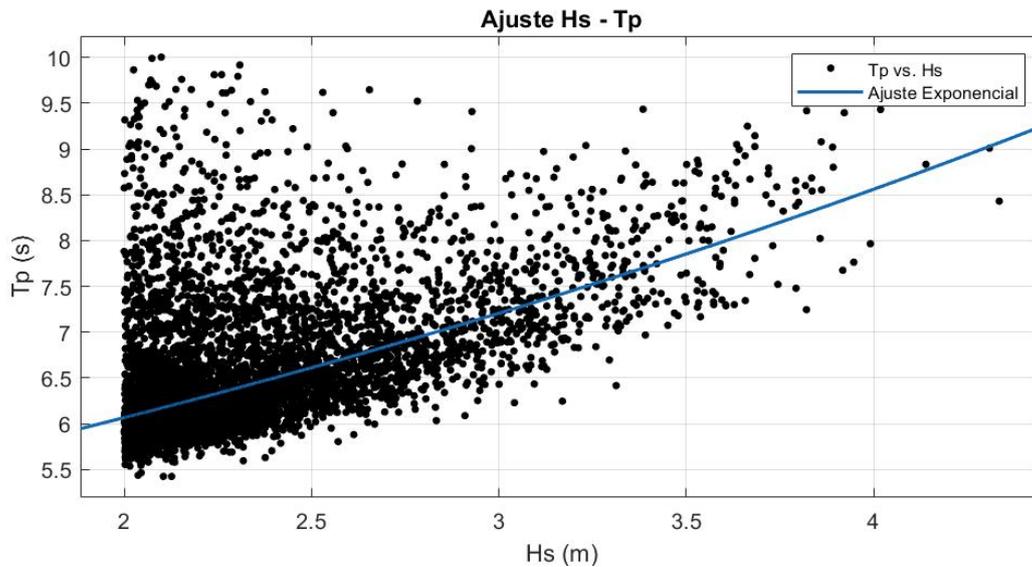


Fig. 17. Ajuste exponencial para relacionar $H_s - T_p$.

En definitiva, aplicando el valor de la altura de ola significativa obtenida en el apartado anterior, se obtiene el valor del periodo de pico del temporal de cálculo:

$$T_p = 4.3 * \exp(0.1721 * 5.21) = 10.5 \text{ segundos}$$

4. Análisis de los datos del nivel del mar.

En este apartado se va a desarrollar el análisis de la variación del nivel del mar de la zona de estudio. Dicha variación del nivel del mar consta de dos componentes: la primera corresponde a la serie de marea meteorológica, y la segunda a la serie de marea astronómica.

La marea meteorológica es la variación del nivel del mar a corto plazo ocasionada por 2 componentes, la marea de presión y el viento. La marea de presión corresponde al incremento local del nivel del mar debido a una reducción de la presión atmosférica cerca de la costa. Además, el viento produce también una sobreelevación debido a la fuerza de arrastre que ejerce sobre el agua. A la combinación de marea de presión y viento se le denomina marea meteorológica, la cual se caracteriza por su distribución estadística, dado que tiene un carácter aleatorio.

En el caso de la marea astronómica esta corresponde a la variación cíclica del nivel medio del mar causada por los movimientos asociados a los cuerpos celestes (fundamentalmente la Tierra, la Luna y el Sol). La marea astronómica se genera por la composición de las ondas largas debidas a todos esos fenómenos, y se determina mediante el análisis armónico de dichas componentes. Por ello, puede ser determinada en cualquier instante tanto del pasado como del futuro.

Combinando las series estadísticas de ambas componentes se obtiene lo que se denomina régimen del nivel del mar. A continuación se va a proceder a la evaluación de la variación del mismo.



En la Fig. 18 se representa la serie de marea meteorológica. Como puede observarse, la mayoría de los datos se encuentran en el rango entre los 40 cm y los – 30 cm, siendo el valor máximo de la serie de 53.5 cm y el mínimo de – 44 cm.

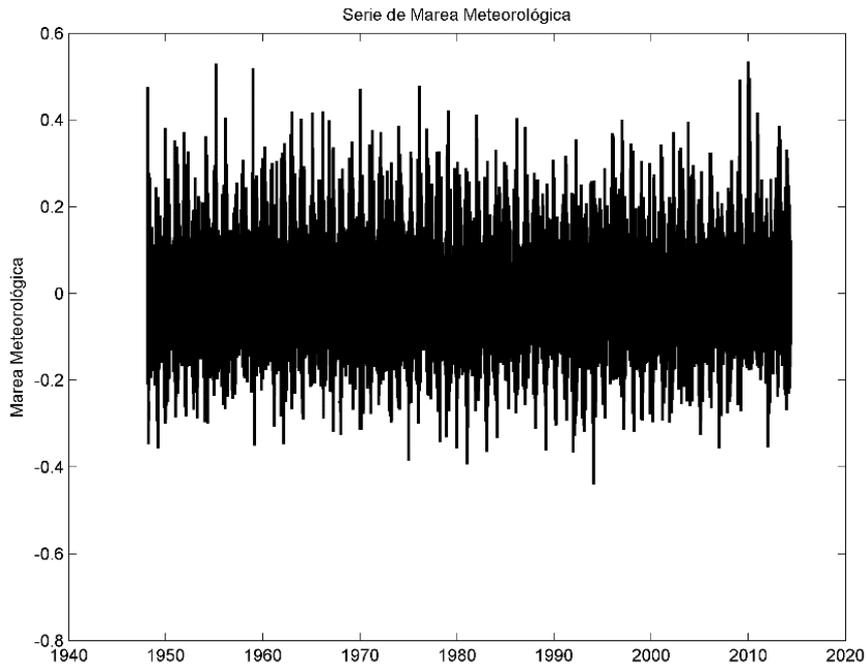


Fig. 18. Serie de marea meteorológica.

En cuanto a la marea astronómica, su variación es mucho menor, tal y como se puede observar en la Fig. 19. La máxima sobre-elevación de la serie es de 10.6 cm y la mínima de – 14.8 cm.

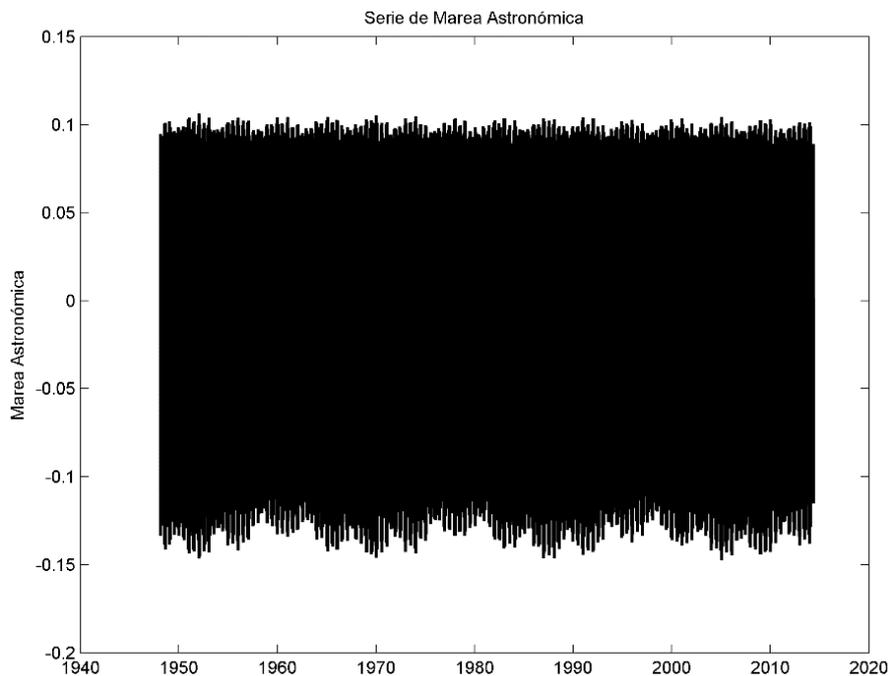


Fig. 19. Serie de marea meteorológica.



Todos estos datos están referidos al nivel medio del mar, por lo que es preciso referirlos al cero del puerto de Cartagena. Para ello, se va a sumar a las series el desnivel entre dichas referencias. Es preciso indicar que se ha considerado el nivel medio del mar en Almería, ya que es el marégrafo más cercano a la zona de estudio provisto con información suficiente. Por tanto, dicho desnivel resulta ser de 0.545 metros.

Combinando ambas series se construye el régimen del nivel del mar (Fig. 20), en el cual puede verse que la marea meteorológica tiene mayor importancia que la marea astronómica (la serie es irregular, por tanto dominan los fenómenos meteorológicos), como ya se ha anticipado anteriormente.

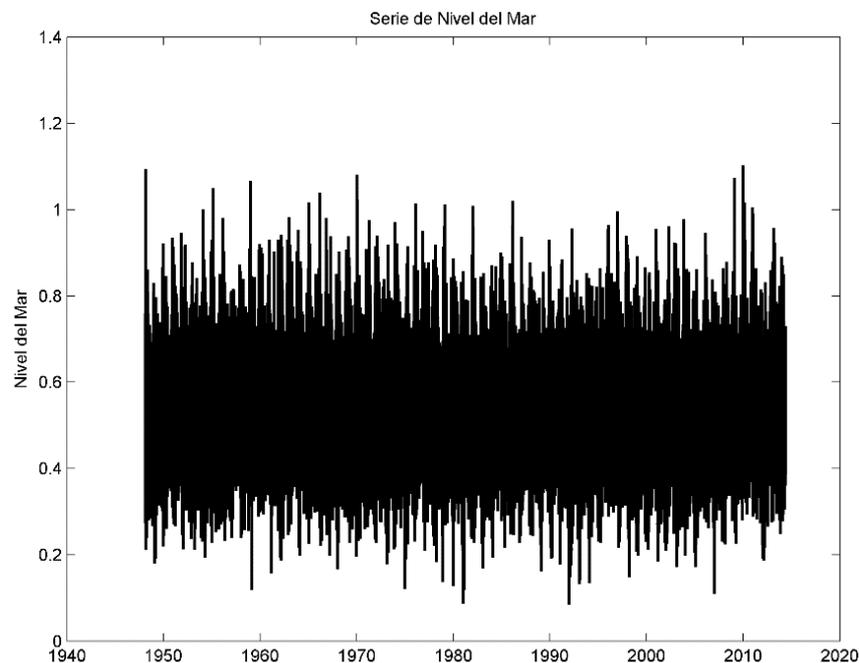


Fig. 20. Régimen del nivel del mar referido al cero del puerto de Cartagena.

Por último, es necesario definir los siguientes términos para caracterizar el régimen del nivel del mar:

- Nivel medio del mar (NMM): 0.55 m. Se define como la media aritmética de todos los valores de la serie histórica del nivel del mar.
- Máxima pleamar (PMMA): 1.10 m. Es el máximo nivel del mar alcanzado en un periodo de 66 años de duración.
- Mínima bajamar (BMMI): 0.09 m. Es el mínimo nivel del mar alcanzado por la serie en el periodo de estudio.
- Máxima carrera de marea: 1.02 m. Es la máxima variación del nivel medio del mar durante toda la serie.

Tan solo insistir aquí que todos estos valores están referidos al cero del puerto de Cartagena.



5. Temporal de Cálculo

Para concluir, se va a realizar una síntesis de los resultados obtenidos que caracterizan el temporal de cálculo, los cuales van a ser utilizados en el diseño y concepción de la obra marítima objeto de estudio: la extensión del dique suroeste de la dársena de Escombreras del puerto de Cartagena.

Dicho temporal de cálculo se corresponde con la situación más desfavorable: un estado de mar con una altura de ola significativa de $H_s = 5.21 m$, un periodo de pico espectral de $T_p = 10.5 s$, y un valor de la máxima pleamar de $PMMA = 1.10 m$. En cuanto a su dirección predominante, esta resulta ser de $\theta_i \cong 225^\circ$, que coincide prácticamente con la dirección perpendicular al dique.



Capítulo 4. Estudio de Rebase



ÍNDICE

1. Introducción.....	2
2. Conceptos fundamentales para el análisis del rebase.	2
3. Formulación del rebase.	3
3.1. Formulación del EurOtop.	4
3.1.1. Francobordo de la estructura (R_c).....	5
3.1.2. Factor corrector por la nariz del dique.	5
3.1.3. Factor de oblicuidad del oleaje.	6
3.2. Formulación del Coastal Engineering Manual (CEM).....	6
3.2.1. Factor de oblicuidad del oleaje.	6
3.2.2. Factor de forma del parapeto.	7
4. Metodología de cálculo.	7
4.1. Estado Límite de Servicio (ELS).....	8
4.1.1. Cálculo de ELS mediante la formulación del EurOtop.	10
4.1.2. Cálculo de ELS mediante la formulación del CEM.....	10
4.2. Estado Límite de Operatividad (ELO).....	11
5. Resultados y conclusiones.	14



1. Introducción.

En este apartado se va a proceder a la realización del Estudio de Rebase del dique de abrigo de la Dársena de Escombreras del Puerto de Cartagena, con el objetivo de obtener una de sus dimensiones geométricas fundamentales: su cota de coronación, y por ende, su francobordo. De esta manera se garantiza de forma objetiva que las condiciones tanto de seguridad como de operatividad en la zona abrigada del dique son adecuadas para su funcionamiento, además de realizar el diseño del dique propiamente dicho.

Para ello, se va a realizar un análisis detallado sobre las condiciones en donde se produce rebase sobre el dique vertical, para definir su geometría, en función de los parámetros obtenidos en el capítulo correspondiente al clima marítimo. Pero antes, se considera preciso definir los conceptos fundamentales con respecto al análisis del rebase. Posteriormente se indicará la metodología seguida, así como los cálculos realizados a lo largo de la misma, para finalmente representar los resultados obtenidos en este documento.

Para la ejecución del presente apartado se han seguido las directrices de los dos manuales siguientes:

- *EurOtop: Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. Second Edition (2018).*
- *U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Manual (CEM), Engineer Manual 1110 – 2 – 1100.*

2. Conceptos fundamentales para el análisis del rebase.

El rebase consiste simplemente en el volumen de agua que remonta la coronación de una estructura como consecuencia del oleaje y que no vuelve directamente al mar. En el caso de este proyecto, la estructura consiste en un dique vertical de tipo cajón junto con un espaldón o parapeto en el lado de barloamar, todo ello apoyado sobre una banquetta de escollera. El estudio del rebase de una estructura es destacable debido a que éste puede provocar impactos importantes en la zona abrigada, como consecuencia de un excesivo volumen de rebase. Algunos de estos impactos pueden ser los siguientes:

- Daño a las estructuras de defensa, con la posibilidad de causar rupturas e inundaciones sobre la parte abrigada de la misma.
- Daño directo a personas o vehículos situados inmediatamente en el lado de sotamar de la estructura, por ejemplo, peatones, ciclistas, etc.
- Daño a la propiedad que se encuentra en el área abrigada, incluyendo pérdidas económicas, medioambientales o de algún otro tipo de recursos.

Consecuentemente, será necesario la determinación de un cierto volumen de rebase admisible, el cual está directamente relacionado con la posibilidad de causar alguno de los impactos anteriores en la zona de estudio. Por lo tanto, los requerimientos de cada infraestructura variarán en función de las condiciones de contorno de la misma y su situación.



De la misma manera, los volúmenes de rebase variarán en función de cada estado de mar, e incluso en función de cada ola en concreto. Las magnitudes habitualmente utilizadas para representar el rebase son las siguientes:

- Caudal medio de rebase ($m^3/s*m$): volumen total de agua que supera la cresta de la estructura de un estado de mar, por metro lineal de longitud.
- Volumen máximo de rebase (m^3/m): máximo volumen de agua rebasado en un estado de mar, por metro lineal de dique.
- Velocidad de la lámina del rebase ($m/s*m$): velocidad que adquiere lámina de agua cuando rebasa la estructura en un estado de mar, por metro lineal de estructura.
- Espesor de la lámina del rebase ($m/s*m$): espesor de la lámina de agua cuando rebasa una estructura, por metro lineal de la misma.

De todas ellas, este documento va a centrarse en el caudal medio de rebase como parámetro fundamental de estudio, ya sea en unidades del SI ($m^3/s*m$), o bien en litros/ $s*m$.

3. Formulación del rebase.

Como se ha indicado anteriormente, para la determinación de la formulación del rebase a utilizar se han consultado las referencias del EurOtop y del CEM. Sin embargo, previamente a la obtención de una formulación específica del rebase ha sido preciso determinar las condiciones de contorno de la infraestructura, para lo cual se han seguido las indicaciones del capítulo 7 del EurOtop, correspondiente a diques verticales (Fig. 1).

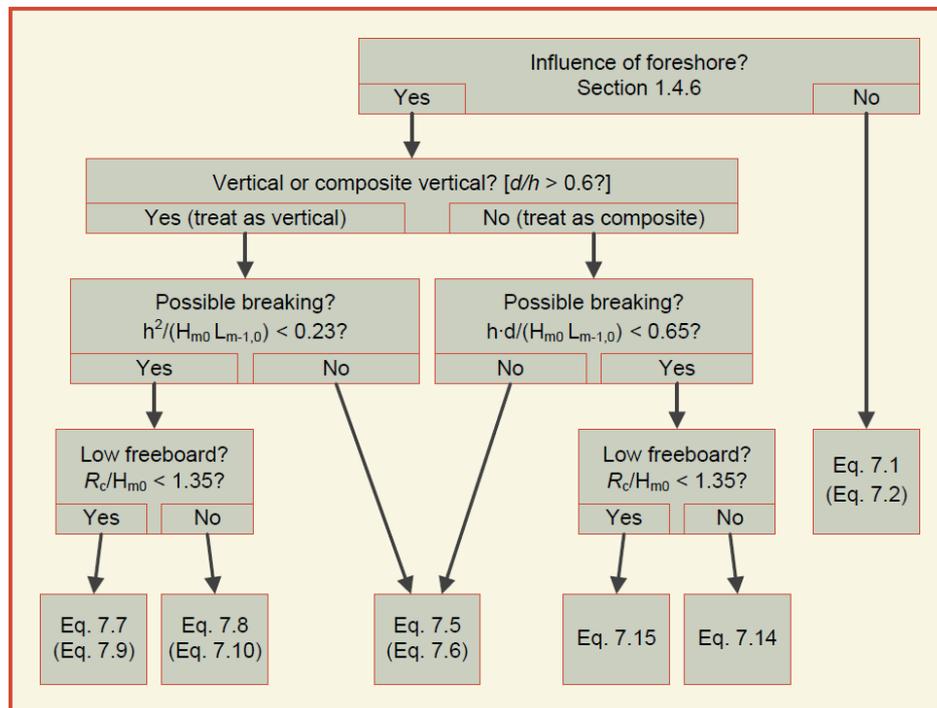


Fig. 1. Diagrama de decisión para la obtención de la formulación del rebase.

Referencia: EurOtop, capítulo 7, figura 7.2.

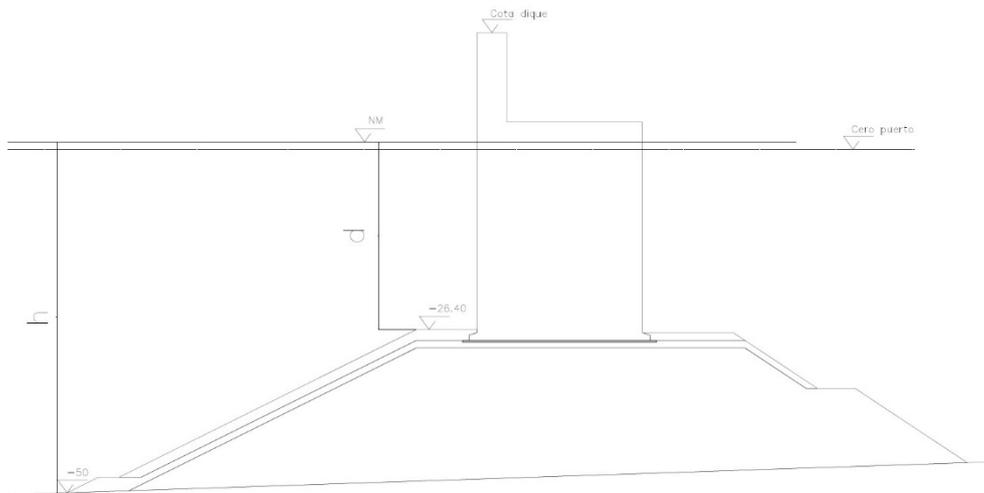


Fig. 2. Esquema de una estructura vertical.

Por tanto, el primero de los pasos a realizar es determinar si la batimetría influye en las condiciones de propagación del oleaje, pudiendo provocar su rotura o no. Para ello, se ha establecido el esquema de la Fig. 2 como esquema de análisis de la estructura y se han seguido las indicaciones del apartado 1.4.6 del manual. Es preciso indicar que las condiciones de contorno de la banqueta se han obtenido debido a la necesidad de establecer la continuidad entre la banqueta existente y la banqueta a construir en el presente proyecto, por lo tanto sus cotas están definidas. De esta manera, se obtienen los valores de los siguientes parámetros:

$$\frac{h}{H_{m0}} = \frac{50 + 1.10}{5.21} = 9.81 > 4$$

$$\frac{d}{H_{m0}} = \frac{26.40 + 1.10}{5.21} = 5.28 > 4$$

Como se puede ver, ambos parámetros son mayores de 4, por lo tanto la situación actual corresponde a un estado de mar en profundidades indefinidas, y por ende, la batimetría y la banqueta no tienen influencia sobre el oleaje, es decir, corresponde con una situación de olas no rotas. Por tanto, las formulaciones a utilizar son las que se presentan a continuación.

3.1. Formulación del EurOtop.

Siguiendo la Fig. 1, la ecuación a utilizar según el manual EurOtop es la ecuación 7.2, la cual es indicada a continuación:

$$\frac{q}{\sqrt{g * H_{m0}^3}} = 0.054 * \exp \left[- \left(2.12 * \frac{R_c}{H_{m0} * \gamma_{parapet} * \gamma_{\beta}} \right)^{1.37} \right]$$

Siendo:

- q: volumen de rebase (m³/s*m).
- g: aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).
- H_{m0}: altura de ola significativa del temporal de cálculo (m).



- R_c : francobordo de la estructura (m).
- γ_{parapet} : factor corrector por la nariz del dique (bullnose).
- γ_b : factor de oblicuidad del oleaje.

3.1.1. Francobordo de la estructura (R_c).

El francobordo de la estructura es definido como la distancia entre el nivel del mar y la cota de coronación del dique. Este valor será distinto en función del estado de mar que corresponda, debido a la variabilidad temporal del nivel del mar.

3.1.2. Factor corrector por la nariz del dique.

El presente factor corresponde a una corrección de la formulación anterior teniendo en cuenta la existencia de una “nariz” o espaldón en la coronación del dique. La Fig. 3 ilustra un esquema de esta situación para un mejor entendimiento del fenómeno.

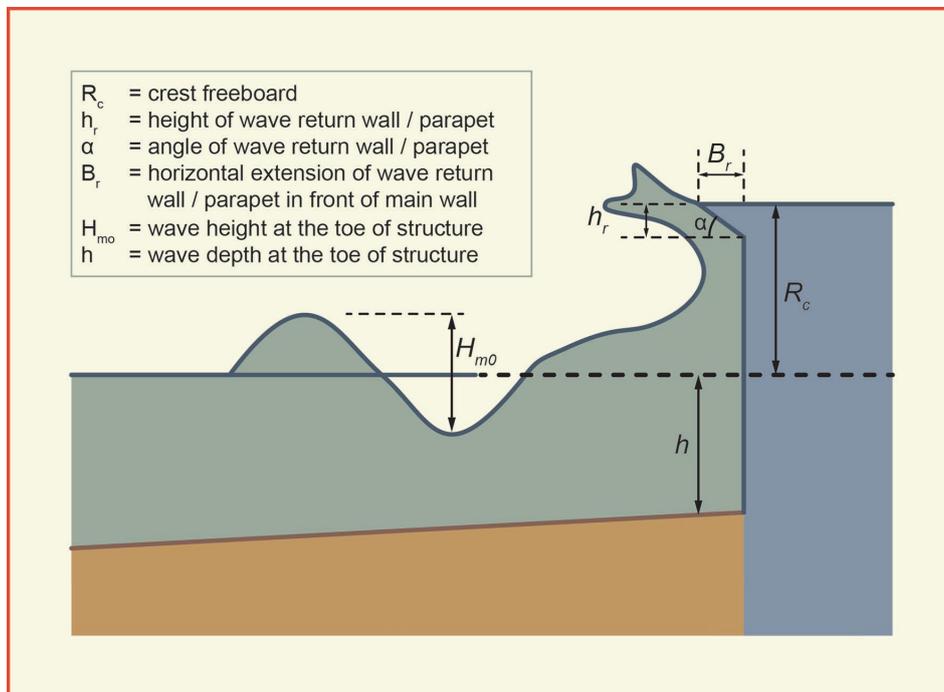


Fig. 3. Nariz o espaldón en la coronación del dique. Ref.: figura 7.21 EurOtop.

Consultando el apartado 7.3.6 de dicho manual, se obtiene una formulación para determinar el factor γ_{parapet} en función del francobordo de la estructura y H_{m0} :

$$\gamma_p = 1 \text{ si } \frac{R_c}{H_{m0}} \leq 0.5$$

$$\gamma_p = 1.3 - 0.6 * \frac{R_c}{H_{m0}} \text{ si } 0.5 \leq \frac{R_c}{H_{m0}} \leq 1$$

$$\gamma_p = 0.7 \text{ si } \frac{R_c}{H_{m0}} > 1$$

Dichas formulaciones distinguen 3 fenómenos diferentes de comportamiento de la estructura frente al rebase:



- La primera de ellas corresponde a las situaciones en las que el francobordo de la estructura es tan pequeño que se sumerge en el interior del flujo de rebase, por lo tanto su influencia en los caudales de rebase es muy limitada.
- La segunda de las formulaciones corresponde a un régimen intermedio en el cual el espaldón influye más en los caudales de rebase a medida que el francobordo aumenta.
- La tercera corresponde a las situaciones en las que el espaldón trabaja a su máximo rendimiento, para valores del francobordo altos.

En definitiva, dicho factor corrector variará en función del estado de mar y del francobordo de la estructura, por lo tanto en cada apartado se obtendrá su valor ya que el francobordo es el parámetro que se pretende calcular.

3.1.3. Factor de oblicuidad del oleaje.

El factor de oblicuidad del oleaje γ_β es un factor corrector que tiene en cuenta el ángulo de incidencia del oleaje respecto al eje normal al dique. En este caso, se ha utilizado la siguiente formulación para obtener su valor (véase capítulo 7.3.5 EurOtop Manual).

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0062 * \beta \text{ si } 0^\circ < \beta < 45^\circ$$
$$\gamma_\beta = 0.72 \text{ si } \beta \geq 45^\circ$$

En el caso del oleaje de Cartagena, el ángulo de incidencia del oleaje es de 3.8350° , por lo que el valor del factor de oblicuidad del oleaje es:

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0062 * 3.8350 = 0.9762$$

3.2. Formulación del Coastal Engineering Manual (CEM).

Con el objetivo de contrastar el resultado de los cálculos, también se ha procedido a la utilización de la siguiente formulación del CEM (tabla VI.5.13) para el análisis. De tal forma que el resultado para el francobordo de la estructura será aquel más restrictivo de ambas formulaciones.

$$\frac{q}{\sqrt{g * H_{m0}^3}} = 0.082 * \exp\left(-3 * \frac{R_c}{H_{m0} * \gamma_\beta * \gamma_s}\right)$$

Donde las variables son las mismas, excepto:

- γ_s : factor de forma del parapeto.

3.2.1. Factor de oblicuidad del oleaje.

El factor de oblicuidad del oleaje es función del ángulo de incidencia del oleaje (β) sobre la estructura, respecto a la normal a la misma. Consecuentemente, el factor γ_β viene dado por la siguiente formulación (CEM – tabla VI.5.13):

$$\gamma_\beta = \cos \beta \text{ si } 0^\circ \leq \beta \leq 37^\circ$$
$$\gamma_\beta = 0.79 \text{ si } \beta > 37^\circ$$

En el caso del dique de Escombreras, el ángulo de incidencia del oleaje es de $\beta = 3.8350^\circ$. Por lo tanto, el factor γ_β resulta:



$$\gamma_{\beta} = \cos(3.8350) = 0.9978^{\circ}$$

3.2.2. Factor de forma del parapeto.

El factor de forma del parapeto depende de la forma de la estructura, en este caso la pared del cajón es completamente vertical, sin embargo, en la coronación del dique se sitúa un espaldón, por lo tanto, se va a considerar que la forma del parapeto es equivalente a la de un botaolas. Con lo que consultando la tabla VI.5.13 se obtiene un valor de γ_s de:

$$\gamma_s = 0.78$$

4. Metodología de cálculo.

En este apartado se va a describir la metodología de cálculo a seguir durante la ejecución de los análisis de la infraestructura, así como la presentación de dichos cálculos, con el objetivo de dar cohesión y orden tanto a la redacción del documento para su posterior lectura, como a la realización de los cálculos y la ilustración de los resultados obtenidos. Es necesario indicar que este apartado es aplicable también al Capítulo 5 del documento, correspondiente al análisis estructural del dique, en los casos en los que al mismo compete.

El método que se va a utilizar es el conocido como Método de los Estados Límite, un estado límite es todo aquel estado de proyecto en el que las combinaciones de factores de proyecto puedan producir uno o varios modos de fallo, o de parada operativa.

Existen 2 tipos de estados límite: los relacionados con la seguridad estructural y formal, que definen los modos de fallo de la estructura y la forma de la obra; y aquellos otros relacionados con la explotación de la obra, en los cuales no hay fallo estructural, por tanto, una vez que cesa la causa de la parada, la obra recupera totalmente los requisitos de explotación.

Los estados límite relacionados con la seguridad estructural y formal de la obra se ordenan en estados límite últimos y estados límite de servicio, mientras que el estado límite relacionado con la explotación de la obra corresponde al estado límite de operatividad.

De esta forma el análisis conjunto de la infraestructura se divide en los siguientes subapartados:

- **Estado Límite Último (ELU):** son aquellos estados que producen la ruina, por rotura o colapso estructural de la obra o de una parte de ella. Este estado límite se analizará en profundidad en el Capítulo 5: Análisis de Estabilidad de la Infraestructura.
- **Estado Límite de Servicio (ELS):** son aquellos estados que producen la pérdida de funcionalidad de la obra o de una parte de ella, de forma reversible o irreversible, debido a un fallo estructural, estético, ambiental o por condicionante legal. En el caso de ser permanentes, es necesaria la reparación para recuperar los requerimientos del proyecto.
- **Estado Límite de Operatividad (ELO):** son aquellos estados en los que se reduce o se suspende temporalmente la explotación por causas externas a la obra o a sus instalaciones, sin que haya daño estructural en ellas o en alguno de sus elementos. Una vez cesada la causa, la obra y sus instalaciones recuperan totalmente los requisitos de explotación del proyecto.



El presente Estudio de Rebase consiste en el análisis de los estados límite de servicio y los estados límite de operatividad, de tal forma que el resultado de dichos cálculos será el valor del francobordo del dique y, por ende, de la cota de coronación del mismo. Para ello, el esquema a utilizar en dicho análisis es el representado en la Fig. 4.

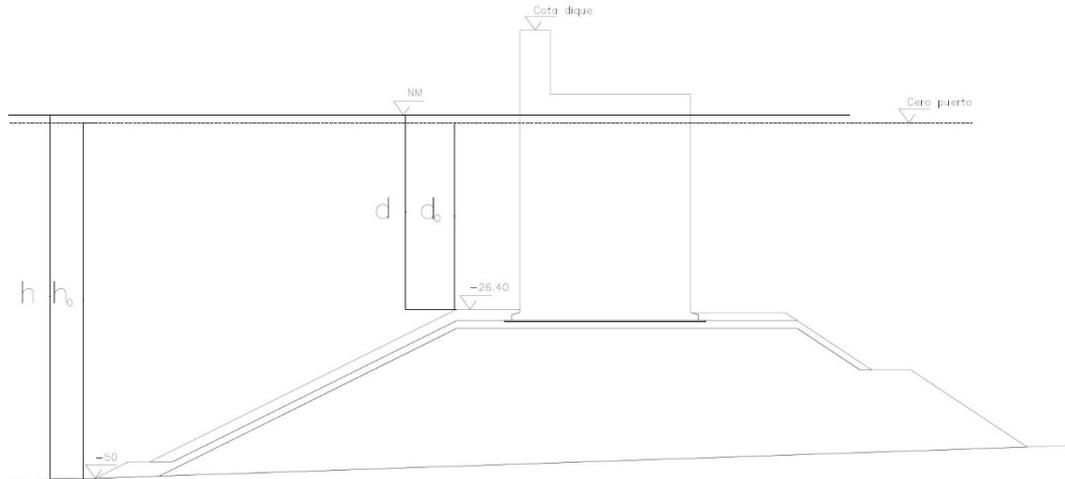


Fig. 4. Esquema de análisis para ELS y ELO.

4.1. Estado Límite de Servicio (ELS).

Los cálculos del estado límite de servicio se van a realizar considerando el temporal de cálculo obtenido en el Capítulo 3, de clima marítimo, correspondiente a un periodo de retorno de 225 años, calculado a partir de los valores de la vida útil ($V = 50$ años) y la probabilidad de fallo ($p_f = 20\%$) de la infraestructura, así como sus condiciones geométricas (Fig. 4). Es decir, para el oleaje se ha utilizado el valor de la altura de ola significativa calculado en el régimen extremal, el periodo de pico asociado a la misma, y el valor de la máxima pleamar del nivel del mar. Todos estos valores son indicados a continuación:

$$H_{m0} = 5.21 \text{ m}; T_p = 10.5 \text{ s}; PMMA = 1.10 \text{ m}; h_0 = 50 \text{ m}; d_0 = 26.40 \text{ m}$$

Sin embargo, antes de la realización de los cálculos, es preciso definir lo que se llama un umbral de rebase (q_0), es decir, el máximo caudal de rebase admisible por la infraestructura. Dicho umbral de rebase es función de las características de uso del dique, y para su definición se ha recurrido a las recomendaciones del Capítulo 3 del EurOtop Manual, las cuales son indicadas en las Fig. 5 y 6.



Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} > 5 m	>10	>5,000 – 30,000
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} = 3-5 m	>20	>5,000 – 30,000
Sinking small boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m Damage to larger yachts	>5	>3,000-5,000
Safe for larger yachts; H _{m0} > 5 m	<5	<5,000
Safe for smaller boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m	<1	<2,000
Building structure elements; H _{m0} = 1-3 m	≤1	<1,000
Damage to equipment set back 5-10m	≤1	<1,000

Fig. 5. Límites del caudal de rebase para el equipamiento marítimo. Ref.: Tabla 3.2 EurOtop.

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
People at structures with possible violent overtopping, mostly vertical structures	No access for any predicted overtopping	No access for any predicted overtopping
People at seawall / dike crest. Clear view of the sea.		
H _{m0} = 3 m	0.3	600
H _{m0} = 2 m	1	600
H _{m0} = 1 m	10-20	600
H _{m0} < 0.5 m	No limit	No limit
Cars on seawall / dike crest, or railway close behind crest		
H _{m0} = 3 m	<5	2000
H _{m0} = 2 m	10-20	2000
H _{m0} = 1 m	<75	2000
Highways and roads, fast traffic	Close before debris in spray becomes dangerous	Close before debris in spray becomes dangerous

Fig. 6. Caudales de rebase admisibles para vehículos y peatones. Ref.: Tabla 3.3 EurOtop.

Como puede observarse, los valores más restrictivos tanto para el atraque de barcos en el área abrigada como para el tránsito de peatones en la coronación del dique corresponden a un caudal de rebase de 1 l/s*m. Sin embargo, hay que tener en cuenta que, para temporales con altura de ola significativa mayores de 2 metros, se debe cerrar el acceso a peatones y a vehículos en el dique (véase que para H_{m0} = 3 metros, el umbral es menor de 1). Por tanto, además de la restricción anterior, el umbral de rebase adoptado es:

$$q_0 = 1 \text{ l/s.m}$$

Consecuentemente, a partir de los datos obtenidos anteriormente, se procede al cálculo del francobordo de la estructura mediante las dos formulaciones indicadas en el apartado 3. La cota de coronación del dique obtenida mediante el presente cálculo (ELS) es denominada como Cota 1.



4.1.1. Cálculo de ELS mediante la formulación del EurOtop.

En este apartado van a realizarse los cálculos mediante la formulación anteriormente indicada en el apartado 3.1. Por tanto, el caudal de rebase se relaciona con el francobordo de la estructura mediante la siguiente expresión:

$$\frac{q}{\sqrt{g * H_{m0}^3}} = 0.054 * \exp \left[- \left(2.12 * \frac{R_c}{H_{m0} * \gamma_{parapet} * \gamma_{\beta}} \right)^{1.3} \right]$$

Luego, despejando se obtiene la expresión explícita para determinar el francobordo de la estructura:

$$R_c = \frac{\gamma_{parapet} * \gamma_{\beta} * H_{m0}}{2.12} * \left[- \ln \left(\frac{q}{0.054 * \sqrt{g * H_{m0}^3}} \right) \right]^{\frac{1}{1.3}}$$

Sin embargo, el valor de $\gamma_{parapet}$ también depende de R_c , por tanto previamente a la ejecución de los cálculos es preciso suponer entre qué valores se encuentra el parámetro $\frac{R_c}{H_{m0}}$. En este caso se ha supuesto que dicho parámetro se encuentra en el intervalo [0.5, 1], de tal forma que el factor $\gamma_{parapet}$ viene dado por la segunda de las expresiones indicadas anteriormente. Por tanto, la expresión de R_c es la siguiente:

$$R_c = \left(1.3 - 0.6 * \frac{R_c}{H_{m0}} \right) * \frac{\gamma_{\beta} * H_{m0}}{2.12} * \left[- \ln \left(\frac{q}{0.054 * \sqrt{g * H_{m0}^3}} \right) \right]^{\frac{1}{1.3}}$$

Y adoptando $H_{m0} = 5.21$ m, $\gamma_{\beta} = 0.9762$, $g = 9.81$ m/s² y $q = q_0 = 0.001$ m³/s*m, se obtiene el valor de R_c :

$$R_c = 6.414 > 5.21 \text{ m}$$

Es decir, el valor de $\frac{R_c}{H_{m0}} > 1$, lo que significa que el factor $\gamma_{parapet}$ en realidad sigue la tercera de las expresiones indicadas anteriormente para el mismo: $\gamma_{parapet} = 0.7$. Consecuentemente, el valor de R_c debe ser corregido y viene dado por:

$$R_c = \frac{0.7 * 0.9762 * 5.21}{2.12} * \left[- \ln \left(\frac{0.001}{0.054 * \sqrt{9.81 * 5.21^3}} \right) \right]^{\frac{1}{1.3}} = 7.99 \cong 8 \text{ m}$$

Y finalmente el valor de la Cota 1 de coronación del dique es de:

$$CD_1 = R_c + PMMA = 8 + 1.10 = 9.10 \text{ m}$$

4.1.2. Cálculo de ELS mediante la formulación del CEM.

Ahora van a realizarse los cálculos con la formulación correspondiente al Coastal Engineering Manual, la cual se indica a continuación:



$$\frac{q}{\sqrt{g * H_{m0}^3}} = 0.082 * \exp\left(-3 * \frac{R_c}{H_{m0} * \gamma_\beta * \gamma_s}\right)$$

Luego, despejando se obtiene la expresión que determina el francobordo de la estructura:

$$R_c = -\frac{\gamma_\beta * \gamma_s * H_{m0}}{3} * \ln\left(\frac{q}{0.082 * \sqrt{g * H_{m0}^3}}\right)$$

Donde los valores de los parámetros restantes son $\gamma_\beta = 0.9978$, $\gamma_s = 0.78$, $H_{m0} = 5.21$ m, $g = 9.81$ m/s² y $q = q_0 = 0.001$ m³/s*m. Por consiguiente, el valor del francobordo resulta:

$$R_c = -\frac{0.9978 * 0.78 * 5.21}{3} * \ln\left(\frac{0.001}{0.082 * \sqrt{9.81 * 5.21^3}}\right) = 10.85 \text{ m}$$

Con lo que el resultado para la Cota 1 de coronación del dique es:

$$CD_1 = R_c + PMMA = 10.85 + 1.10 = 11.95 \text{ m}$$

Como puede observarse, la formulación más restrictiva de las dos es la correspondiente al Coastal Engineering Manual. Por ende, para el resto de cálculos no se considera preciso incluir aquellos realizados mediante la formulación del EurOtop, ya que al ser menos restrictiva no prevalece a la hora del diseño.

4.2. Estado Límite de Operatividad (ELO).

En el caso del estado límite de operatividad, se van a utilizar como datos los parámetros obtenidos en el Capítulo 2 correspondiente a las bases de cálculo del proyecto, así como las series temporales de oleaje y de nivel del mar (marea astronómica y marea meteorológica) obtenidas en el Capítulo 3 correspondiente al clima marítimo. Además, se va a utilizar el umbral de rebase definido a partir del uso del dique indicado en el apartado 4.1. La cota del dique obtenida en este apartado es denominada Cota 2 de coronación de la estructura. El esquema de análisis es equivalente al de la Fig. 4 del estado límite de servicio.

En primer lugar, se ha calculado una serie temporal de caudales, definida a partir de las series temporales antes mencionadas y calculada mediante la formulación del CEM:

$$\frac{q}{\sqrt{g * H_{m0}^3}} = 0.082 * \exp\left(-3 * \frac{R_c}{H_{m0} * \gamma_\beta * \gamma_s}\right)$$

En la cual despejando el caudal de rebase se obtiene:

$$q = 0.082 * \sqrt{g * H_{m0}^3} * \exp\left(-3 * \frac{R_c}{H_{m0} * \gamma_\beta * \gamma_s}\right)$$

Sin embargo, ahora el procedimiento a seguir es diferente, ya que el francobordo de la estructura va a ser dependiente de las series de nivel del mar. Por consiguiente, la relación entre la cota del dique y el francobordo es la escrita a continuación:

$$R_c = CD - MA - MM$$



Siendo:

- MA: valor de la marea astronómica en cada instante.
- MM: valor de la marea meteorológica en cada instante.

Es preciso insistir en que el valor de H_{m0} también seguirá la serie temporal indicada antes, en este caso de altura de ola significativa.

El siguiente paso va a ser calcular un régimen medio de caudales a partir de la serie temporal de los mismos, sin embargo, para ello es preciso suponer un valor para la cota de coronación del dique. Por tanto, a partir de ahora el análisis consiste en un procedimiento iterativo, mediante el cual se va a calcular un régimen medio de caudales, suponiendo diferentes valores para la cota de coronación del dique, y obteniendo para todas ellas el valor del caudal de rebase para el cual la probabilidad de ocurrencia sea el correspondiente a la operatividad mínima obtenida en las bases de cálculo, $r_{f,ELO}$.

Es preciso indicar que el valor de la operatividad mínima de la infraestructura es del 95 %, sin embargo, para estar del lado de la seguridad, se han realizado los cálculos con un valor de $r_{f,ELO}$ del 99 %. Esto es equivalente a considerar la existencia de operaciones de carga y descarga de mercancías y / o personas en el trasdós del espaldón.

Los valores que se han supuesto para la cota de coronación del dique son:

$$CD (m) = \{2.5, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10\}$$

A partir de estos valores y de las series temporales de caudales, oleaje y nivel del mar, se ha calculado un régimen medio de caudales, de tal forma que se puedan expresar estos en términos probabilísticos. De esta manera, dicho régimen medio de caudales seguirá una determinada distribución. Sin embargo, este no es el caso, sino que ha sido preciso recurrir a otro tipo de distribuciones para la representación de estas series de caudales, debido a la imposibilidad de expresar las mismas mediante una distribución paramétrica.

Las funciones de distribución usadas en este apartado corresponden a funciones de distribución empíricas, las cuales se describen a continuación:

- Empirical Cumulative Distribution Function (ECDF): esta distribución asigna la misma probabilidad de ocurrencia a cada elemento de la muestra, siendo una distribución discreta.
- PieceWise Linear Distribution: computa el valor de la ECDF en cada punto, conectando cada uno de ellos mediante líneas rectas, y por tanto convirtiéndose en una función de distribución continua.



En lo que sigue, se ha utilizado la función de distribución lineal PieceWise, debido a que es una función de distribución continua. De esta manera, tan solo es necesario ajustar dicha distribución a los valores de la serie temporal del caudal de rebase, y calculando el caudal para el cual dicha función de distribución valga 99 % se obtiene el valor de q_{99} . En la Fig. 7 se representa la serie de caudales y en la Fig. 8 se ilustran las 2 distribuciones anteriores para un valor de la cota de coronación del dique de 6 metros.

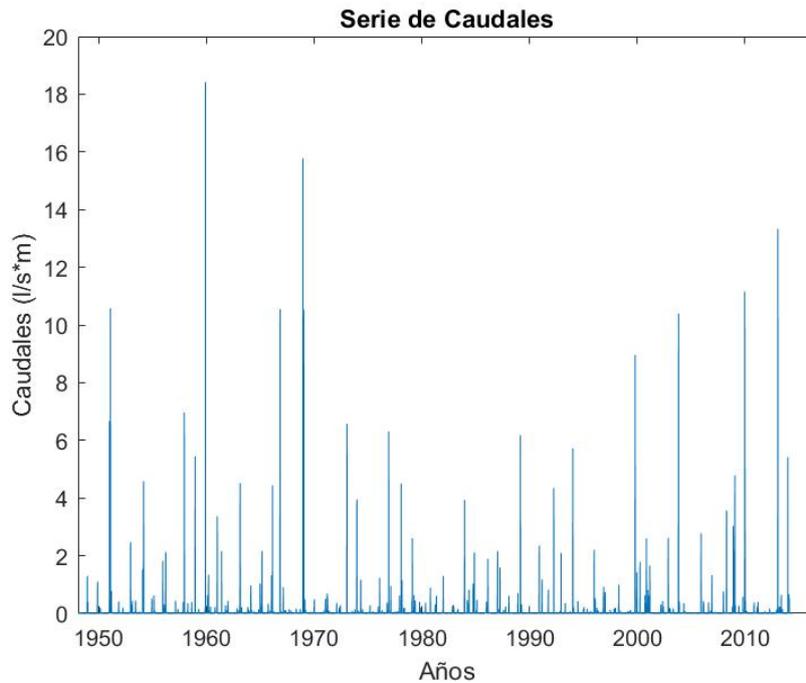


Fig. 7. Serie temporal de caudales para CD = 6 metros.

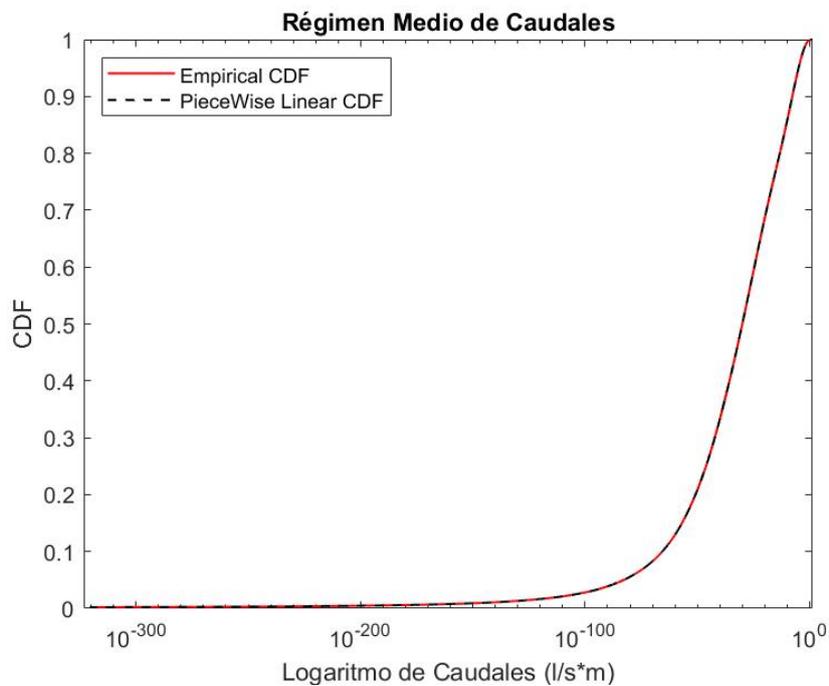


Fig. 8. ECDF y PieceWise Linear Distribution Function para CD = 6 metros.



Posteriormente, calculando la inversa de la distribución PieceWise y computándola para el valor del 99 %, se obtiene el valor de q_{99} para esta cota del dique.

$$q_{99}^{CD=6} = 0.0143 \text{ l/s.m}$$

Este procedimiento se ha realizado para todos los valores de la cota de coronación del dique indicados anteriormente, obteniendo los resultados de la Fig. 9.

CD (m)	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
q ₉₉ (l/s.m)	16.88	6.137	0.811	0.107	0.0143	1.891*10 ⁻³	2.503*10 ⁻⁴	3.329*10 ⁻⁵	4.389*10 ⁻⁶

Fig. 9. Resultados del procedimiento iterativo.

Luego, a partir de los resultados obtenidos mediante dicho procedimiento iterativo, se va a calcular lo que se llama la isólinea del 99 % de probabilidad, es decir, una curva que relaciona los caudales q_{99} con los valores anteriormente supuestos de la cota del dique. Para ello, se ha hecho un ajuste por el método de regresión de mínimos cuadrados, obteniendo así la relación entre la cota de coronación del dique y el caudal de rebase del 99 %. Esta relación queda representada en la Fig. 10.

Y finalmente, entrando en dicha gráfica con un valor del caudal de rebase de $q = q_0 = 1 \text{ l/s}^*m$, se obtiene el valor de la Cota 2 de coronación del dique:

$$CD_2 = 3.90 \text{ m}$$

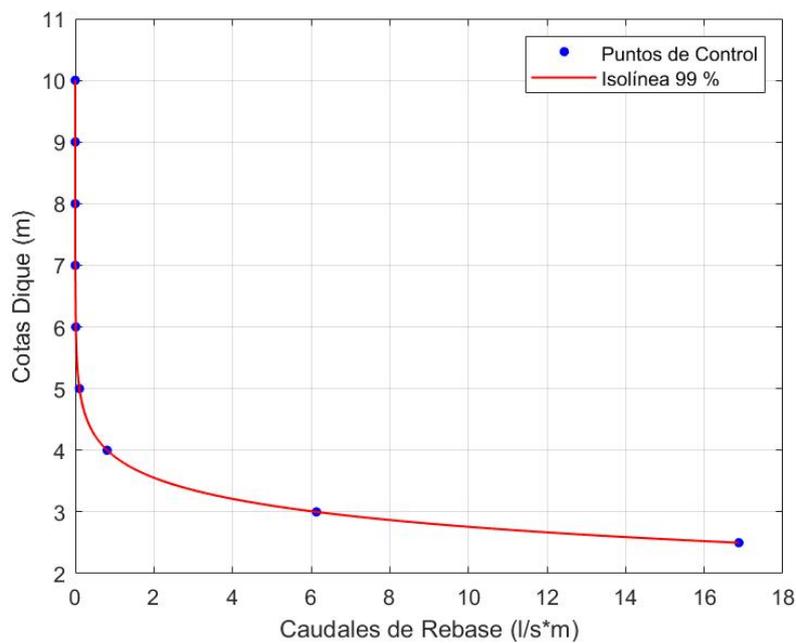


Fig. 10. Isólinea del 95 % de caudales en función de la cota del dique.

5. Resultados y conclusiones.

Los valores de los resultados obtenidos para las diferentes cotas de coronación del dique son las indicadas a continuación:

$$CD_1 = 11.95 \text{ m (ELS)}$$

$$CD_2 = 3.90 \text{ m (ELO)}$$



Como puede observarse, el valor obtenido mediante el estado límite de servicio es más restrictivo que el obtenido mediante el estado límite de operatividad, por ende, dicho valor de la cota de coronación va a ser el prevalente en el diseño. En este caso, con el objetivo de facilitar su construcción, se ha elegido un valor de la cota de coronación del dique de 12 metros. Es preciso indicar que este valor corresponde a la cota de coronación del espaldón del dique, no del cajón. En la Fig. 11 se representa un esquema de la sección tipo cumpliendo estos requerimientos.

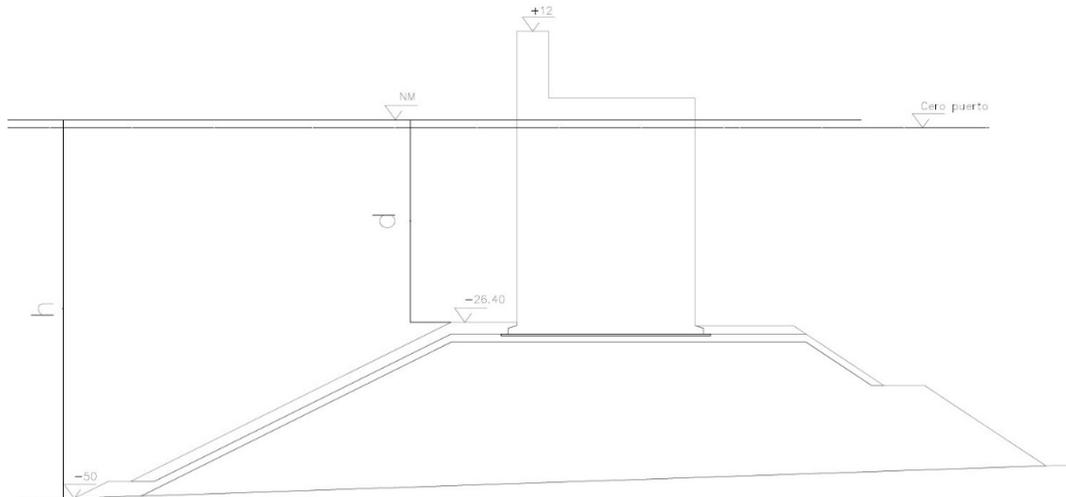


Fig. 11. Esquema resultante del diseño del análisis funcional.

Con estas características de la sección del dique, los caudales de rebase serían los ilustrados en la Fig. 12. En donde se observa que la operatividad y la seguridad del dique están plenamente garantizadas.

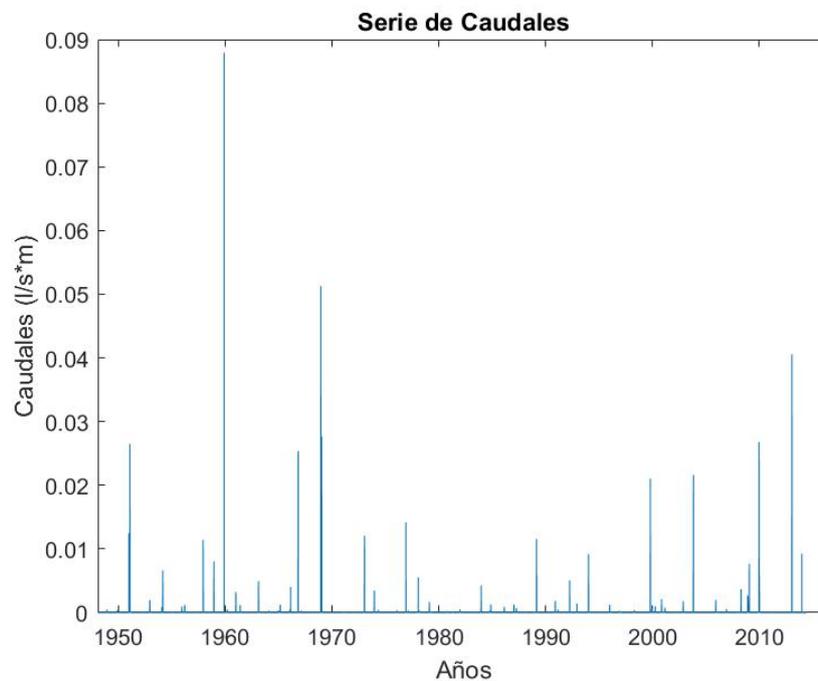


Fig. 12. Caudales de rebase para la situación de proyecto.



Capítulo 5. Análisis de Estabilidad



ÍNDICE

1. Introducción.....	3
2. Obtención de los parámetros geométricos.	3
2.1. Forma en planta de la infraestructura.....	3
2.2. Sección tipo de la infraestructura.	5
2.3. Valores necesarios para el análisis de estabilidad.	6
3. Metodología.....	7
3.1. Formulación para el cálculo de las presiones.....	8
4. Resultados de los cálculos.	10
4.1. Cálculo de las presiones.	11
4.2. Cálculo de las fuerzas y momentos.	12
4.2.1. Fuerzas y momentos externos.	12
4.2.2. Subpresión.....	13
4.2.3. Peso propio.	13
4.2.4. Empuje de Arquímedes.	14
4.3. Estabilidad del cajón.....	14
4.3.1. Estabilidad frente al deslizamiento.....	15
4.3.2. Estabilidad frente al vuelco.....	15
4.4. Estabilidad de la cimentación.....	15
4.4.1. Estabilidad del manto principal.....	16
4.4.2. Estabilidad del bloque de guarda.....	17
5. Conclusiones.	18



6. Bibliografía.....	19
6.1. Webgrafía.....	19
6.2. Artículos.....	20
6.3. Bibliografía propiamente dicha.....	20



1. Introducción.

Finalmente, en el presente capítulo se va a realizar el Análisis de Estabilidad de la extensión del dique de abrigo de la Dársena de Escombreras del Puerto de Cartagena. Dicho análisis resulta en la obtención de una de las dimensiones fundamentales de la estructura, el valor de la manga del dique. Todo ello con el objetivo de garantizar la seguridad e integridad estructural del dique objeto del proyecto.

Para ello, se van a utilizar como dato los valores de los parámetros que caracterizan el temporal de cálculo de la infraestructura. Dicho temporal de cálculo está asociado a una vida útil del dique de $V = 50$ años, a una probabilidad de fallo de $p_f = 20\%$ y a un periodo de retorno $T_r = 225$ años. Con estas características, los parámetros del temporal de cálculo son los siguientes:

$$H_s = 5.21 \text{ m}; T_p = 10.5 \text{ s}; PMMA = 1.10 \text{ m}; h_0 = 50 \text{ m}; d_0 = 26.40 \text{ m}$$

Y el azimut del temporal de cálculo es:

$$\theta_i \cong 225^\circ$$

Por lo tanto, en los apartados siguientes se van a presentar los cálculos realizados, así como la metodología utilizada y los resultados obtenidos en ella. Sin embargo, previamente es necesaria la obtención de las condiciones de contorno geométricas del dique, necesarias para el desarrollo de dichos cálculos.

Finalmente, tan solo indicar que para la realización de este capítulo se ha consultado el siguiente manual:

- *U. S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Manual (CEM), Engineer Manual 1110 – 2 – 1100.*

2. Obtención de los parámetros geométricos.

Ya se ha insistido en capítulos anteriores en la necesidad de establecer la continuidad geométrica en las dimensiones de la banqueta del dique, sin embargo, en realidad dicha continuidad se ha establecido en la totalidad de la sección de la infraestructura (en aquellas dimensiones en donde ha sido posible), teniendo en cuenta también la importancia de definir unas dimensiones sencillas, con el objetivo de facilitar su materialización en fase de construcción.

En base a todo esto, se ha realizado un modelo CAD para determinar los valores de estas dimensiones, los cuales serán dato fundamental en el análisis presentado en apartados posteriores.

2.1. Forma en planta de la infraestructura.

Para la determinación de los parámetros de la planta, se ha diseñado la extensión del dique de tal forma que esta será de 160 metros de longitud. 120 de ellos serán objeto de la sección principal de la infraestructura, y los últimos 40 corresponderán a la sección del morro del dique. De esta forma, añadiendo dicha longitud a la longitud actual del dique de abrigo (1040 metros), este tendrá una longitud total de 1200 metros.



Los primeros 120 metros se han solucionado con 4 cajones de 30 metros de eslora y 30 metros de puntal, cimentados a la cota - 28, de tal forma que se cumplen las condiciones de contorno en planta, y al mismo tiempo se garantiza la viabilidad del fondeo de los cajones, ya que la máxima pleamar es de 1.10 metros, la cual rebasaría las dimensiones del cajón en el caso de ser el valor del puntal de 29 metros. Con respecto a la manga de estos cajones, esta corresponde a la manga del dique existente, de 24 metros.

En cuanto a los últimos 40 metros del dique, estos se han solucionado con cajones de 40 metros de eslora y 30 metros de puntal. En el caso de la manga del morro, esta es análoga a la manga del morro del dique existente, de 50 metros, solucionada mediante un cajón de 24 metros en la parte izquierda y un cajón de 26 metros en la parte derecha. En la Fig. 1 se representa un esquema de la forma en planta de la infraestructura.

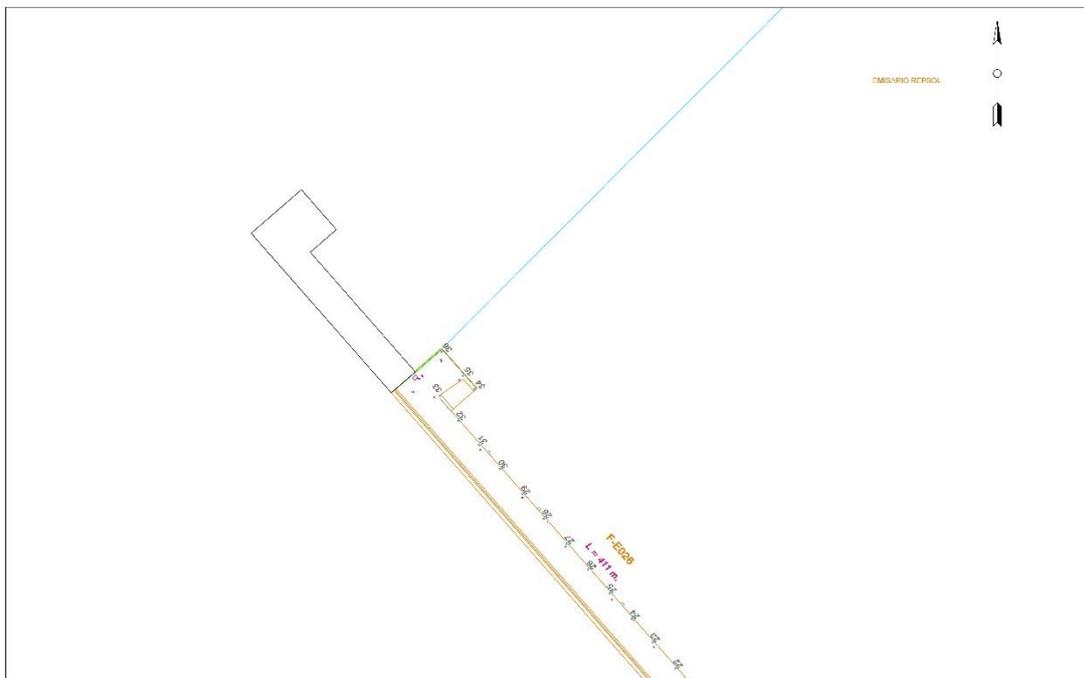


Fig. 1. Esquema en planta del dique de abrigo.

Por otro lado, se han determinado las dimensiones de las celdas de los cajones, con el objetivo de establecer la homogeneidad de las mismas en todos los ellos. De esta forma, se han obtenido unas dimensiones para las celdas de 4.5 metros de largo, 4.24 metros de ancho y 28.85 metros de alto (valor del puntal desde el final de la zapata de cimentación hasta la coronación del cajón). Posteriormente, ajustando el número de celdas y la separación entre las mismas, se han obtenido las matrices de celdas representadas en la Fig. 2. Las cotas de las acotaciones están en metros.

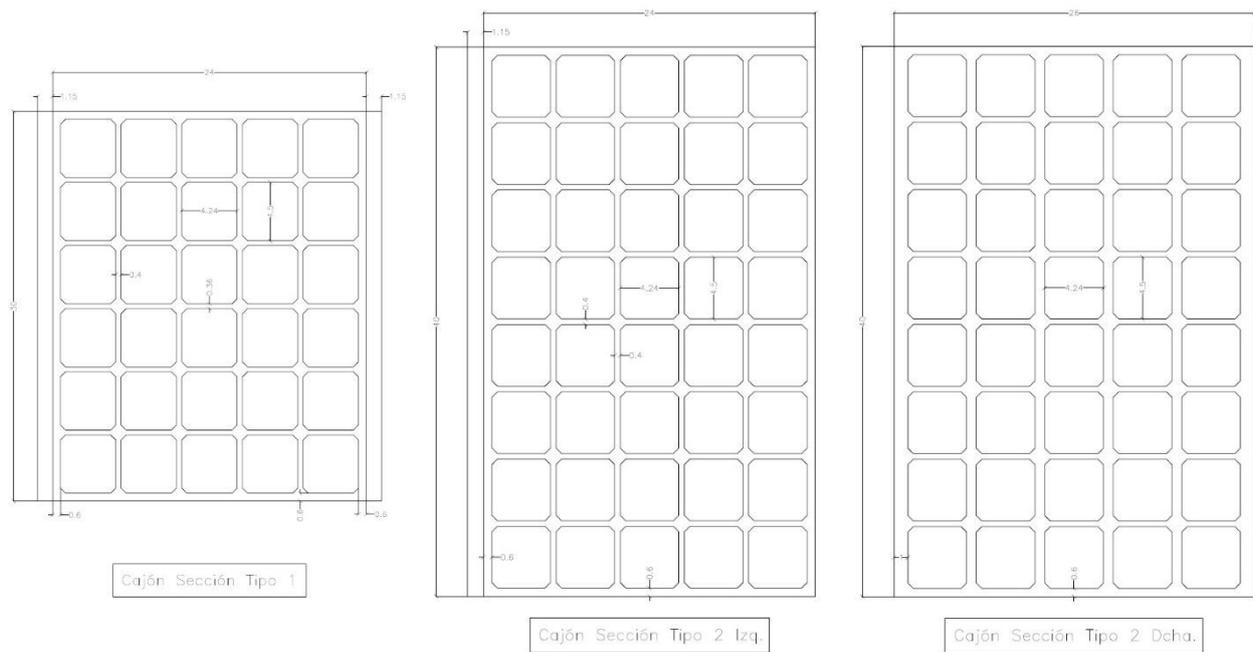


Fig. 2. Detalles de las celdas de los cajones del dique.

2.2. Sección tipo de la infraestructura.

En cuanto al alzado de la infraestructura, la sección tipo se ha diseñado acorde con lo indicado anteriormente, además de tener en cuenta el resultado de los cálculos del Capítulo 4, los cuales establecen la condición de que la cota de coronación del espaldón esté situada a los 12 metros de altura con respecto al cero del puerto de Cartagena. De esta forma, se han tenido en cuenta en los cálculos los siguientes elementos:

- **Espaldón:** la forma del espaldón es análoga al espaldón del dique existente, con la diferencia de que su coronación se sitúa a la cota + 12. La magnitud de sus elementos se ha obtenido practicando una homotecia de razón $\kappa = \frac{12}{8}$ y centro en el borde superior izquierdo del cajón.
- **Viga cantil:** las dimensiones de la viga cantil se han determinado estableciendo la continuidad en la cota del muelle, situándose ésta a la + 3. De esta forma, la viga cantil mide 4 metros de ancho y 1 metro de alto.
- **Espesor de arena:** el lecho de arena situado en la coronación del espaldón es análogo al del dique existente. En el caso del lecho del cajón del morro, este se ha determinado desde el punto medio del borde derecho de la viga cantil hasta el punto medio del borde izquierdo del espaldón situado en el lado de sotamar.
- **Losa:** la forma de la losa se ha diseñado en base a una pendiente del 2 % (similar al bombeo de las carreteras) a partir del borde superior izquierdo de la viga cantil, y apoyándose en el lecho de arena situado en la coronación del cajón. En el caso de la losa del cajón derecho del morro, sus dimensiones se obtienen apoyándose en el lecho de arena de dicho cajón.



3. Metodología.

En el capítulo 4 ya se mencionó que los cálculos del presente proyecto se han realizado mediante el Método de los Estados Límite, por lo tanto, según lo expresado en dichos párrafos, le corresponde a este capítulo entrar en detalle en la definición y características de uno de estos estados, el Estado Límite Último (ELU). La definición de ELU se vuelve a escribir a continuación:

- Estado Límite Último (ELU): son aquellos estados que producen la ruina, por rotura o colapso estructural de la obra o de una parte de ella. En los estados límite últimos se consideran todos aquellos modos de fallo debidos a: la pérdida de equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido; deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella; y acumulación de deformaciones, fisuración progresiva o fatiga bajo cargas repetidas.

En cuanto al análisis objeto de este proyecto, se han tenido en cuenta los siguientes modos de fallo de la infraestructura, al ser esta un dique vertical de tipo cajón cimentado sobre una banqueta. Los dos primeros corresponden a la estabilidad del cajón, mientras que el tercero corresponde a la estabilidad de la cimentación.

- Estabilidad frente al deslizamiento: el cajón debe de estar en equilibrio frente a las fuerzas horizontales inducidas por el entorno, por ejemplo, oleaje. De esta manera, se considera el siguiente coeficiente de seguridad frente al deslizamiento:

$$C_{SD} = \frac{\mu * (PP - S)}{\sum F_H}$$

Siendo:

- μ : coeficiente de rozamiento con la banqueta.
 - PP: peso propio de la infraestructura, incluyendo el empuje de Arquímedes.
 - S: valor de la fuerza de subpresión en el fondo del cajón.
 - F_H : fuerzas horizontales inducidas por el océano.
- Estabilidad frente al vuelco: el cajón debe ser estable frente al vuelco. El coeficiente de seguridad frente al vuelco viene dado por:

$$C_{SV} = \frac{M_{PP}}{\sum M_{F_H} + M_S}$$

Donde:

- M_{PP} : momento asociado el peso propio de la estructura, teniendo en cuenta el momento debido al empuje de Arquímedes.
 - M_{F_H} : momento de las fuerzas horizontales inducidas por el océano.
 - M_S : momento debido a la subpresión en el fondo del cajón.
- Estabilidad de la cimentación: la cimentación debe de ser estable frente a las cargas externas. Este análisis se subdivide en el análisis de la estabilidad del manto principal de la banqueta y en la estabilidad del bloque de guarda, los cuales serán desarrollados a la hora de la realización de los cálculos.



En definitiva, dicho análisis consiste en la determinación de la estabilidad tanto de la cimentación como del cajón y de la superestructura del dique una vez establecidas sus características geométricas. Por tanto, el esquema a utilizar en los apartados siguientes es el ilustrado en la Fig. 5.

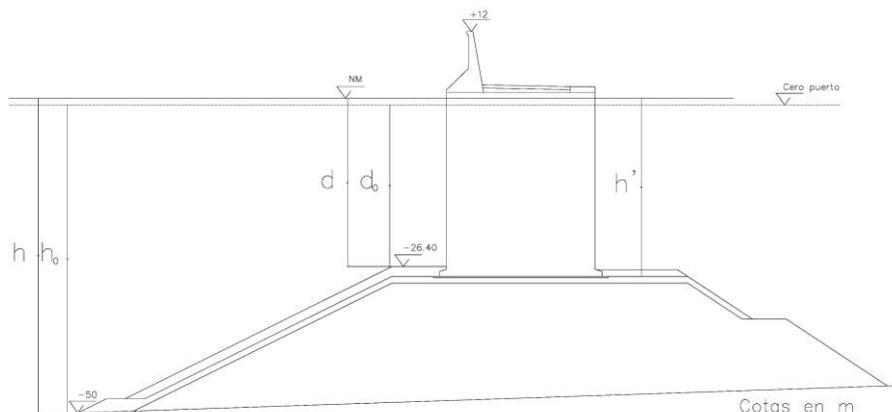


Fig. 5. Esquema de análisis para ELU.

Sin embargo, con anterioridad a la computación de los cálculos, es preciso indicar la metodología seguida para la obtención de las fuerzas externas debidas principalmente al oleaje, presentada en el subapartado siguiente.

3.1. Formulación para el cálculo de las presiones.

Las principales fuerzas externas a las que está sujeta la infraestructura corresponden a las fuerzas ocasionadas por el oleaje. Dichas fuerzas inducen presiones sobre la pared del dique, pudiendo ocasionar el fallo estructural del mismo. Para el cálculo de estas presiones, se va a utilizar el método de Goda – Takahashi et. al (1994), cuyo esquema de análisis (Fig. 6) se exponen a continuación.

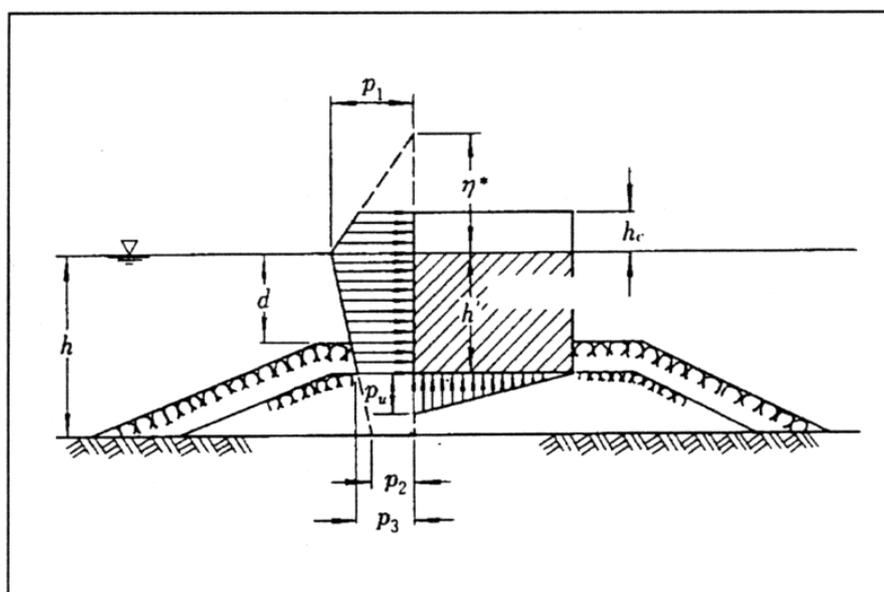


Fig. 6. Esquema de análisis del método Goda – Takahashi et. al (1994). Ref.: CEM – Tabla VI.5.53.



Por tanto, la formulación de Goda (1974) es:

$$p_1 = \frac{1}{2} * (1 + \cos \beta) * (\alpha_1 + \alpha_2 * \cos^2 \beta) * \rho_w * g * H_I$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}; p_3 = \alpha_3 * p_1$$

$$p_u = \frac{1}{2} * (1 + \cos \beta) * \alpha_1 * \alpha_3 * \rho_w * g * H_I < p_3$$

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

Donde:

- α_1 : representa el efecto del periodo de las olas en la presión ejercida por el oleaje. Determinado mediante:

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} * \left[\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]^2 \in [0.6, 1.1]$$

- α_2 : representa el aumento de las presiones por la presencia del talud de cimentación. Viene dado por:

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

- α_3 : se obtiene simplemente asumiendo una distribución lineal de presiones. Su valor sigue la expresión siguiente:

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

- β : ángulo de incidencia del oleaje referido a la dirección perpendicular al dique.
- ρ_w : valor de la densidad del agua del mar (Kg/m^3). Se ha considerado $\rho_w = 1027 \text{ Kg/m}^3$.
- g : valor de la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).
- H_I : altura de ola de cálculo. Según Goda, este valor corresponde a una excedencia de 1/250, y viene dada por: $H_I = 1.8 * H_s$.
- h : profundidad en el pie de la banqueta (51.10 m).
- L : longitud de onda asociada al temporal de cálculo.
- h_b : profundidad a una distancia de $5H_s$ del dique. Su valor es de 36.095 metros.
- d : profundidad del manto principal de la banqueta (27.50 m).
- h' : profundidad de flotación del dique (29.10 m).



Posteriormente, Takahashi et. al modifica el valor de α_2 , considerando así la presión inducida por la rotura de las olas delante de la estructura, mediante la siguiente formulación:

$$\alpha_2 = \text{máx}\{\alpha_2(\text{Goda}); \alpha_I\}$$

Mientras que α_I se calcula mediante la formulación descrita en la Fig. 7.

The modification of Goda's formula concerns the formula for the pressure p_1 at the still water level (SWL). The coefficient α_* is modified as

$$\begin{aligned} \alpha_* &= \text{largest of } \alpha_2 \text{ and } \alpha_I \\ \alpha_2 &= \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}} \\ \alpha_I &= \alpha_{I0} \cdot \alpha_{I1} \\ \alpha_{I0} &= \begin{cases} H_{design}/d & \text{for } H_{design}/d \leq 2 \\ 2.0 & \text{for } H_{design}/d > 2 \end{cases} \\ \alpha_{I1} &= \begin{cases} \frac{\cosh \delta_2}{\cosh \delta_1} & \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 (\cosh \delta_2)^{1/2}} & \delta_2 > 0 \end{cases} \\ \delta_1 &= \begin{cases} 20 \cdot \delta_{11} & \text{for } \delta_{11} \leq 0 \\ 15 \cdot \delta_{11} & \text{for } \delta_{11} > 0 \end{cases} \\ \delta_{11} &= 0.93 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \\ \delta_2 &= \begin{cases} 4.9 \cdot \delta_{22} & \text{for } \delta_{22} \leq 0 \\ 3 \cdot \delta_{22} & \text{for } \delta_{22} > 0 \end{cases} \\ \delta_{22} &= -0.36 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \end{aligned}$$

where H_{design} , L , d , h_s , h_b , B_m are given in the figure and text of Table VI-5-53.

Range of tested parameters:	Regular waves	
	bottom slope 0.01	$h_s = 42 \text{ cm and } 54 \text{ cm}$
	$d = 7 - 39 \text{ cm}$	$B_m = 2.5 - 200 \text{ cm}$
	$H = 17.2 - 37.8 \text{ cm}$	$T = 1.8 - 3 \text{ sec.}$

Fig. 7. Cálculo del parámetro α_2 mediante Takahashi et. al (1994). Ref.: CEM – Tabla VI.5.54.

Es preciso indicar que el parámetro B_m corresponde a la anchura de la berma del manto principal de la banqueta, cuyo valor es 8.86 metros.

Finalmente, dicho método considera un periodo del oleaje de $T = T_{1/3} \approx (0.78 - 0.95) * T_p$, necesario para la determinación de la longitud de onda asociada al temporal de cálculo (L).

4. Resultados de los cálculos.

Ahora van a exponerse los cálculos realizados para cada uno de los análisis indicados anteriormente. Se considera además necesario recordar los valores del temporal de cálculo debido a su importancia en el diseño:

$$H_s = 5.21 \text{ m}; T_p = 10.5 \text{ s}; PMMA = 1.10 \text{ m}; h_0 = 50 \text{ m}; d_0 = 26.40 \text{ m}; \theta_i \cong 225^\circ$$

Por ende los valores de H_I y T son:

$$\begin{aligned} H_I &= 1.8 * 5.21 = 9.378 \text{ m} \\ T &= 0.9 * T_p = 0.9 * 10.5 = 9.45 \text{ s} \end{aligned}$$



4.1. Cálculo de las presiones.

Adoptando los valores indicados anteriormente, y calculando el valor de la longitud de onda del temporal de cálculo mediante su expresión en la Teoría Lineal de Ondas, se desarrollan los cálculos para los parámetros:

$$L = \frac{g * T^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = \frac{9.81 * 9.45^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi * 51.10}{L}\right)$$

Resolviendo:

$$L = 136.90 \text{ m}$$

Y por tanto los coeficientes resultan:

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} * \left[\frac{\frac{4\pi * 51.1}{136.9}}{\sinh\left(\frac{4\pi * 51.1}{136.9}\right)} \right]^2 = 0.6037$$

$$\alpha_2(\text{Goda}) = \min\left\{ \frac{h_b - d}{3 * h_b} * \left(\frac{H_I}{d}\right)^2 ; \frac{2 * d}{H_I} \right\} = \min\left\{ \frac{36.095 - 27.5}{3 * 36.095} * \left(\frac{9.378}{27.5}\right)^2 ; \frac{2 * 27.5}{9.378} \right\} =$$

$$\alpha_2(\text{Goda}) = \min\{0.00923; 5.865\} = 0.00923$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{29.1}{51.1} * \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi * 51.1}{136.9}\right)} \right] = 0.05387$$

Y la modificación de Takahashi resulta:

$$\alpha_{I0} = \frac{9.378}{27.5} = 0.3410; (H_I \leq 2 * d = 55 \text{ m})$$

$$\delta_{I1} = 0.93 * \left(\frac{8.86}{136.9} - 0.12\right) + 0.36 * \left(\frac{51.1 - 27.5}{51.1} - 0.6\right) = -0.101 < 0$$

$$\delta_1 = 20 * (-0.101) = -2.02$$

$$\delta_{22} = -0.36 * \left(\frac{8.86}{136.9} - 0.12\right) + 0.93 * \left(\frac{51.1 - 27.5}{51.1} - 0.6\right) = -0.1086 < 0$$

$$\delta_2 = 4.9 * (-0.1086) = -0.5321$$

Luego:

$$\alpha_{I1} = \frac{\cos(-0.5321)}{\cosh(-2.02)}$$

Por tanto:

$$\alpha_2 = \text{máx}\{0.00923; 0.0766\} = 0.0766$$

Por consiguiente, los valores de las presiones son los calculados a continuación, teniendo en cuenta que $\gamma_w = \rho_w * g = 1027 * 9.81 = 10074.87 \text{ N/m}^3$:



$$p_1 = \frac{1}{2} * (1 + \cos 3.835) * (0.6037 + 0.0766 * \cos^2 3.835) * 10074.87 * 9.378 * 10^{-3} = 64.172 \text{ KN/m}^2$$

$$p_2 = \frac{64.172}{\cosh\left(\frac{2\pi * 51.1}{136.9}\right)} = 12.186 \text{ KN/m}^2; p_3 = 0.5387 * 64.172 = 34.569 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = \frac{1}{2} * (1 + \cos 3.835) * 0.6037 * 0.5387 * 10074.87 * 9.378 * 10^{-3} = 30.692 \text{ KN/m}^2$$

Y los valores del Run – Up máximo y de la presión en la cota de coronación del cajón (p_4) son:

$$\eta^* = 0.75 * (1 + \cos 3.835) * 9.378 = 14.051 \text{ m}$$

$$p_4 = \frac{14.051 - 12}{14.051} * 64.172 = 9.367 \text{ KN/m}^2$$

Por último, en la Fig. 8 se ilustra un esquema en donde se pueden observar los valores de las acciones externas actuando sobre la estructura.

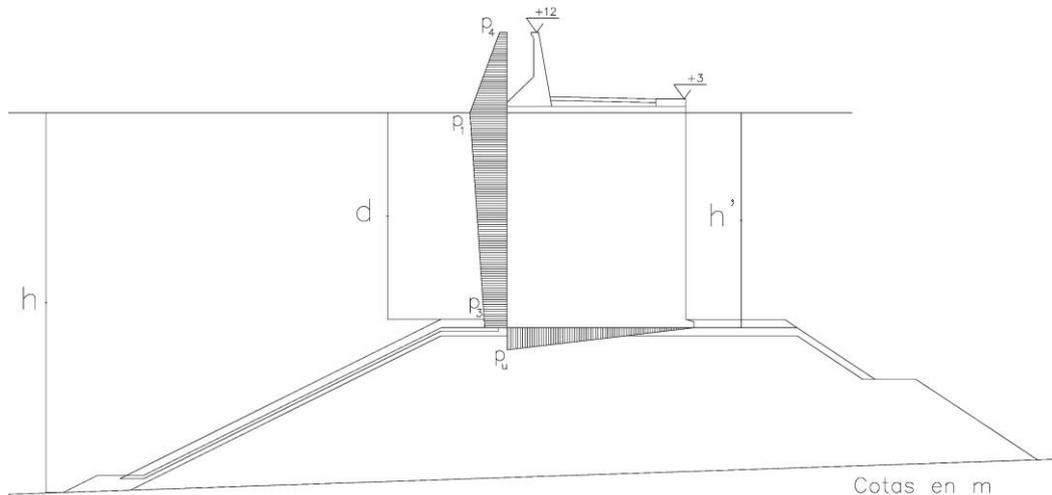


Fig. 8. Presiones ejercidas sobre la estructura.

4.2. Cálculo de las fuerzas y momentos.

Para el cálculo de las fuerzas y momentos actuantes sobre la estructura se va a recurrir de nuevo a la Fig. 8 como esquema de análisis del dique. En primer lugar se van a calcular las fuerzas y momentos externos debidos al oleaje, asociados a las presiones calculadas anteriormente. Posteriormente se van a calcular las fuerzas y momentos asociados al peso propio de la estructura, considerando los elementos indicados en el apartado 2.3. Y finalmente va a calcularse la fuerza de empuje debido al Principio de Arquímedes y su momento asociado.

4.2.1. Fuerzas y momentos externos.

Las fuerzas horizontales y los momentos provocados por las presiones del apartado 4.1 son los siguientes, expresados en KN/m y KN*m/m, respectivamente:

$$F_1 = 34.569 * 29.1 = 1005.958$$



$$M_1 = 1005.958 * \frac{29.1}{2} = 14636.689$$

$$F_2 = \frac{1}{2} * (64.172 - 34.569) * 29.1 = 430.724$$

$$M_2 = 430.724 * \frac{2}{3} * 29.1 = 8356.046$$

$$F_3 = 9.367 * (12 - 1.10) = 102.100$$

$$M_3 = 102.100 * \left(29.1 + \frac{10.9}{2} \right) = 3527.555$$

$$F_4 = \frac{1}{2} * (64.172 - 9.367) * 10.9 = 298.687$$

$$M_4 = 298.687 * \left(29.1 + \frac{1}{3} * 10.9 \right) = 9777.021$$

Por consiguiente, la fuerza horizontal total será:

$$F_H = \sum_{i=1}^4 F_i = 1005.958 + 430.724 + 102.100 + 298.687 = 1837.469 \text{ KN/m}$$

Y el momento asociado a dicha fuerza es:

$$M_{F_H} = \sum_{i=1}^4 M_i = 14636.689 + 8356.046 + 3527.555 + 9777.021 = 36297.311 \text{ KN} * \text{m/m}$$

4.2.2. Subpresión.

La fuerza de subpresión y su momento asociado vienen dados por (teniendo en cuenta el vuelo de las zapatas de cimentación):

$$S = \frac{1}{2} * 30.692 * 26.30 = 403.600$$

$$M_S = 403.600 * \frac{2}{3} * 26.30 = 7076.453$$

4.2.3. Peso propio.

El peso propio se ha calculado en base a los parámetros del apartado 2.3, teniendo en cuenta las siguientes densidades: 2300 Kg/m³ para el espaldón; 1900 Kg/m³ para los rellenos granulares y 2400 Kg/m³ para el resto de elementos de hormigón. De esta forma, las fuerzas y los momentos debidos al peso propio son los siguientes, expresados en KN/m y KN*m/m, respectivamente:

ESPALDÓN

$$P_e = 23.655 * 2300 * 9.81 * 10^{-3} = 533.728$$

$$M_e = 533.728 * (26.30 - 4.837) = 11455.404$$

VIGA CANTIL



$$P_{VC} = 4 * 2400 * 9.81 * 10^{-3} = 94.176$$

$$M_{VC} = 94.176 * (26.30 - 23.15) = 296.654$$

LECHO DE ARENA

$$P_{arena} = 9.013 * 1900 * 9.81 * 10^{-3} = 167.993$$

$$M_{arena} = 167.993 * (26.30 - 13.6) = 2133.511$$

LOSA

$$P_{losa} = 7.090 * 2400 * 9.81 * 10^{-3} = 166.927$$

$$M_{losa} = 166.927 * (26.30 - 14.059) = 2043.353$$

CAJÓN

$$P_{cajón} = 181.016 * 2400 * 9.81 * 10^{-3} = 4261.841$$

$$M_{cajón} = 4261.841 * 13.15 = 56043.209$$

CELDAS

$$P_{celdas} = 541.226 * 1900 * 9.81 * 10^{-3} = 10087.911$$

$$M_{celdas} = 10087.911 * 13.15 = 132656.030$$

Por lo tanto el peso propio total adquiere la magnitud de:

$$P_T = 533.728 + 94.176 + 167.993 + 166.927 + 4261.841 + 10087.911 = 15312.576 \text{ KN/m}$$

Y el momento causado por el peso propio es:

$$M_{PP} = 11455.404 + 296.654 + 2133.511 + 2043.353 + 56043.209 + 132656.030 =$$

$$M_{PP} = 204628.161 \text{ KN} * \text{m/m}$$

4.2.4. Empuje de Arquímedes.

La fuerza de empuje debida al Principio de Arquímedes es la siguiente:

$$E = \left[29.10 * 24 + 2 * \left(0.80 * 1.15 + \frac{1}{2} * 1.15 * 0.35 \right) \right] * 1027 * 9.81 * 10^{-3} =$$

$$E = 700.643 * 1027 * 9.81 * 10^{-3} = 7058.887 \text{ KN/m}$$

Y el momento asociado a dicho empuje viene dado por:

$$M_E = 7058.887 * 13.15 = 92824.364 \text{ KN} * \text{m/m}$$

4.3. Estabilidad del cajón.

Para el análisis de estabilidad, se han utilizado los valores de las *Recomendaciones de Obras Marítimas* (ROM), capítulo 0.5 – 94, para el coeficiente de rozamiento y los factores de seguridad frente al vuelco y al deslizamiento, en situación permanente. Dichos valores se indican a continuación:

$$\mu = 0.7$$



$$C_{SD} = 1.5$$

$$C_{SV} = 1.5$$

Por lo tanto, estableciendo el equilibrio en el dique como un sólido rígido, se obtienen las expresiones indicadas anteriormente para dichos factores de seguridad. Estas expresiones se indican en los siguientes subapartados.

4.3.1. Estabilidad frente al deslizamiento.

Tomando que la suma de todas las fuerzas en la dirección del eje de abscisas es igual a 0, se obtiene la siguiente expresión que determina si el dique es estable frente al deslizamiento.

$$C_{SD} * \sum F_H \leq \mu * (P_T - E - S)$$

Y adoptando los valores calculados previamente se obtiene:

$$1.5 * 1837.469 \leq 0.7 * (15312.576 - 7058.887 - 403.600)$$
$$2756.204 \leq 5495.062$$

Por ende se puede establecer que el cajón es estable frente al deslizamiento.

4.3.2. Estabilidad frente al vuelco.

De la misma forma, tomando momentos con respecto al borde derecho del dique, se obtiene la expresión que determina si el dique es estable frente al vuelco.

$$C_{SV} * \left(\sum M_{FH} + M_S \right) \leq M_{PP} - M_E$$

Expresión que computándola con los valores calculados anteriormente resulta en:

$$1.5 * (36297.311 + 7076.453) \leq 204628.161 - 92824.364$$
$$65060.646 \leq 111803.797$$

Por consiguiente, se puede establecer también que el cajón es estable frente al vuelco.

4.4. Estabilidad de la cimentación.

El estudio de estabilidad de la cimentación va a subdividirse en el análisis en primer lugar del manto principal de la banqueta de cimentación, y en segundo lugar del análisis del bloque de guarda. De esta manera va a determinarse si las dimensiones geométricas y por tanto, el peso tanto de la escollera del manto primario como el peso de los bloques de guarda son adecuados para la estabilidad del conjunto estructural.

Previamente es preciso tener en cuenta las características de ambos elementos:

- Manto primario: la escollera del manto primario tiene actualmente un peso de 1.5 toneladas.
- Bloque de guarda: las dimensiones del bloque de guarda son 2.5 metros de altura, 4 metros de anchura y 2 metros de longitud.



4.4.1. Estabilidad del manto principal.

Para el análisis de estabilidad del manto principal se va a utilizar la formulación desarrollada por Tanimoto et. al (1982). Tanimoto determina la magnitud del peso de las piezas del manto primario mediante la función clásica de estabilidad, referida a una altura de ola máxima de cálculo ($H_I = H_{m\acute{a}x}$), asumiendo un calado constante e igual al valor de h' . Dicha función de estabilidad viene dada por la siguiente expresión (CEM, tabla VI.5.48):

$$W = \gamma_w * \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} * \psi * H_I^3$$

Siendo:

- γ_w : peso específico del fluido (En este caso $\gamma_w = 10.075 \text{ KN/m}^3$).
- S_r : relación entre la densidad de las piezas del manto primario y el peso del fluido ($S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$). En este caso, la densidad de la escollera del manto principal es de $\rho_s = 2600 \text{ Kg/m}^3$, por lo que $\gamma_s = 25.506 \text{ KN/m}^3$.
- ψ : función clásica de estabilidad, la cual viene dada por la siguiente formulación:

$$\psi = \min \left\{ 0.03; \left[4.2 * \frac{1-c}{c^{1/3}} * \frac{h'}{H_I} + 3.24 * \exp \left(-2.7 * \frac{(1-c)^2}{c^{1/3}} * \frac{h'}{H_I} \right) \right]^{-3} \right\}$$

$$c = \frac{\frac{4\pi h'}{L'}}{\sinh \left(\frac{4\pi h'}{L'} \right)} * \sin^2 \left(\frac{2\pi B_m}{L'} \right)$$

- H_I : altura de ola de cálculo. En el presente proyecto se ha adoptado la hipótesis de que $H_I \approx 2 * H_s = 2 * 5.21 = 10.42 \text{ m}$. Asimismo, se ha utilizado el valor del periodo del oleaje establecido por Goda: $T \approx 0.9 * T_p = 0.9 * 10.5 = 9.45 \text{ s}$.

Luego, los cálculos se han realizado para las 2 situaciones posibles de estudio, la pleamar y la bajamar, de tal forma que la situación más desfavorable prevalecerá en el diseño. Por lo tanto, los resultados de dicha metodología son presentados a continuación.

CÁLCULOS EN PLEAMAR

En pleamar, la profundidad de la banquetta es de $h' = 26.40 + 1.10 = 27.50 \text{ m}$. Por lo tanto, la longitud de onda asociada a la ola de cálculo es:

$$L' = \frac{g * T^2}{2\pi} * \tanh \left(\frac{2\pi h'}{L'} \right) = \frac{9.81 * 9.45^2}{2\pi} * \tanh \left(\frac{2\pi * 27.50}{L'} \right)$$

$$L' = 123.44 \text{ m}$$

Valor con el cual ya es posible la realización del resto de cálculos:

$$c = \frac{\frac{4\pi * 27.5}{123.44}}{\sinh \left(\frac{4\pi * 27.5}{123.44} \right)} * \sin^2 \left(\frac{2\pi * 8.86}{123.44} \right) = 0.06495$$



$$\psi = \min \left\{ 0.03; \left[4.2 * \frac{1 - 0.06495}{0.06495^{1/3}} * \frac{27.5}{10.42} + 3.24 * \exp \left(-2.7 * \frac{(1 - 0.06495)^2}{0.06495^{1/3}} * \frac{27.5}{10.42} \right) \right]^{-3} \right\} =$$

$$\psi = \min\{0.03; 5.8335 * 10^{-5}\} = 5.8335 * 10^{-5}$$

$$S_r = \frac{25.506}{10.075} = 2.5316$$

Por lo tanto el peso mínimo de la escollera en pleamar debe ser:

$$W = 10.075 * \frac{2.5316}{1.5316^3} * 5.8335 * 10^{-5} * 10.42^3 * \frac{1}{9.81} * 10^3 = 47.8 \text{ Kg}$$

CÁLCULOS EN BAJAMAR

En este caso la profundidad de la banquetta es $h' = 26.40 - 1.10 = 25.30 \text{ m}$. Luego, la longitud de onda del temporal de cálculo vendrá dada por:

$$L' = \frac{g * T^2}{2\pi} * \tanh \left(\frac{2\pi h'}{L'} \right) = \frac{9.81 * 9.45^2}{2\pi} * \tanh \left(\frac{2\pi * 25.30}{L'} \right)$$

$$L' = 120.74$$

Y el resto de cálculos:

$$c = \frac{\frac{4\pi * 25.3}{120.74}}{\sinh \left(\frac{4\pi * 25.3}{120.74} \right)} * \sin^2 \left(\frac{2\pi * 8.86}{120.74} \right) = 0.07529$$

$$\psi = \min \left\{ 0.03; \left[4.2 * \frac{1 - 0.07529}{0.07529^{1/3}} * \frac{25.3}{10.42} + 3.24 * \exp \left(-2.7 * \frac{(1 - 0.07529)^2}{0.07529^{1/3}} * \frac{25.3}{10.42} \right) \right]^{-3} \right\} =$$

$$\psi = \min\{0.03; 8.979 * 10^{-5}\} = 8.979 * 10^{-5}$$

Por ello el peso mínimo en bajamar es:

$$W = 10.075 * \frac{2.5316}{1.5316^3} * 8.979 * 10^{-5} * 10.42^3 * \frac{1}{9.81} * 10^3 = 73.5 \text{ Kg}$$

Como puede observarse, las condiciones de pleamar son más desfavorables, por las que prevalecen en el diseño. En este caso, el peso mínimo del manto primario debe ser superior a 73.5 Kg desde un punto de vista hidráulico. Debido a que el peso del manto primario de la banquetta del dique tiene un peso de 1.5 t, es posible indicar que la banquetta del dique es estable.

4.4.2. Estabilidad del bloque de guarda.

Por último, se va a realizar el análisis de la estabilidad del bloque de guarda, para determinar si sus dimensiones y su peso son suficientes para resistir las fuerzas del oleaje y las corrientes. Para ello, se ha utilizado el método de Takahashi et. al (1996), en el cual se utiliza el ábaco de la Fig. 9 para determinar la geometría del bloque de guarda.

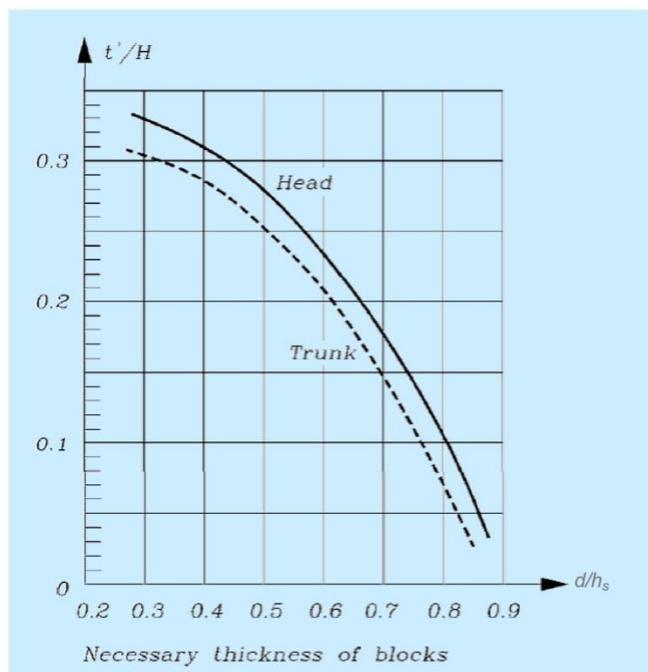


Fig. 9. Espesores mínimos para el bloque de guarda.

Recurriendo a dicho ábaco con el valor de $\frac{d}{h_s} = \frac{27.5}{51.1} = 0.5382$ se obtiene el siguiente valor para el espesor del bloque de guarda:

$$\frac{t'}{H} = 0.26; t' = 0.26 * 5.21 = 1.355 < 2.5$$

Como puede verse, el espesor actual del bloque de guarda es mayor que el estrictamente necesario desde un punto de vista hidráulico, por lo que puede manifestarse que el bloque de guarda también es estable.

5. Conclusiones.

Aquí finaliza el presente trabajo de fin de grado, en el cual se ha realizado un análisis en profundidad del entorno de trabajo y de las prescripciones técnicas tenidas en cuenta en el diseño de la Extensión del Dique de Escombreras del Puerto de Cartagena. Como se ha visto en los apartados y capítulos anteriores, dicho diseño ha resultado en un dique análogo al existente pero con una cota de coronación mayor. Por lo tanto, con el objetivo de ilustrar el resultado final del diseño, en la Fig. 10 se representa el plano de la sección tipo de dicho dique vertical.

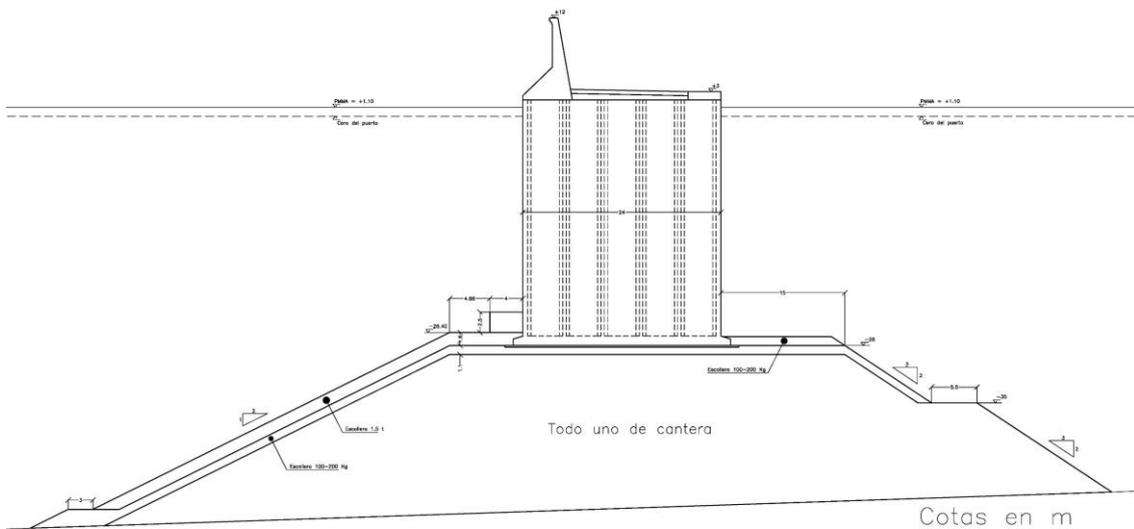


Fig. 10. Sección tipo del dique de Escombreras.

Como los objetivos del presente documento se han visto claramente desarrollados en los ámbitos en los que al mismo compete, el diseño del proceso constructivo de dicho dique será realizado en el trabajo de fin de grado del alumno respectivo a la mención de Construcciones Civiles, denominado *Proyecto Constructivo de la Extensión del Dique de Escombreras en Cartagena*.

6. Bibliografía.

6.1. Webgrafía.

- Página oficial de la Autoridad Portuaria de Cartagena. Enlace: [Autoridad Portuaria de Cartagena \(apc.es\)](http://apc.es).
- Región de Murcia digital: Puerto de Cartagena – Historia. Enlace: [Puerto de Cartagena - Historia - Región de Murcia Digital \(regmurcia.com\)](http://regmurcia.com).
- Puerto de Cartagena, Wikipedia. Enlace: [Puerto de Cartagena - Wikipedia, la enciclopedia libre](https://es.wikipedia.org/wiki/Puerto_de_Cartagena).
- Historia de Cartagena, España, Wikipedia. Enlace: [Historia de Cartagena \(España\) - Wikipedia, la enciclopedia libre](https://es.wikipedia.org/wiki/Historia_de_Cartagena_(Espana)).
- Modelo reducido de la Dársena de Escombreras (puerto de Cartagena). Algunos aspectos de interés en hidráulica portuaria. Enlace: [Modelo reducido de la dársena de Escombreras \(puerto de Cartagena\). Algunos aspectos de interés en hidráulica portuaria | Revista Digital del Cedex](https://www.cedex.es/revista-digital/).
- Historia del Puerto de Cartagena. Enlace: [HISTORIA \(apc.es\)](http://apc.es).
- Centro de descargas del Centro Nacional de Información Geográfica. Enlace: [Centro de Descargas del CNIG \(IGN\)](http://www.ign.es).



6.2. Artículos.

- Ampliación de la dársena de Escombreras, en el puerto de Cartagena, primera fase – Dialnet. Enlace: [Ampliación de la dársena de Escombreras, en el puerto de Cartagena, primera fase - Dialnet \(oclc.org\)](#).
- Trascendencia Territorial del Puerto de Cartagena. Alfredo Morales Gil. Enlace: [06-La difusión \(ua.es\)](#).

6.3. Bibliografía propiamente dicha.

- Introduction to Coastal Engineering and Management. Kamphuis, J. William.
- *U. S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Manual (CEM), Engineer Manual 1110 – 2 – 1100.*
- *EurOtop: Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. Second Edition (2018).*
- Apuntes de la Asignatura *G1156: Coastal Engineering.*
- Apuntes de la Asignatura *G1146: Obras Marítimas.*
- Apuntes de la Asignatura *M2061: Fundamentos de Obras Marítimas.*