



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

TRABAJO FINAL DE GRADO

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)



AUTOR:

GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO

TITULACIÓN: **GRADO EN INGENIERÍA CIVIL**

TUTORA: **GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER**

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS



COMPROMETIDA CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE



Documento N°1: Memoria y anejos

1. Memoria

2. Anejos de la memoria

- ANEJO N°1.- LOCALIZACIÓN Y ACCESOS
- ANEJO N°2.- ANTECEDENTES
- ANEJO N°3.- GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA
- ANEJO N°4.- BATIMETRÍA Y TOPOGRAFÍA
- ANEJO N°5.- AVERÍAS Y OBJETO DEL PROYECTO
- ANEJO N°6.- CLIMA MARÍTIMO Y ESTUDIO DEL NIVEL DEL MAR
- ANEJO N°7.- ESTUDIO DE SOLUCIONES
- ANEJO N°8.- DISEÑO DE SOLUCIÓN ADOPTADA
- ANEJO N°9.- ODS
- ANEJO N°10.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROGRAMA DE OBRAS
- ANEJO N°11.- VALORACIÓN ECONÓMICA
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS DEL PROYECTO

ÍNDICE GENERAL



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Documento N°2: Planos

DOCUMENTO N°1: MEMORIA Y ANEJOS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



MEMORIA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Objeto del documento.....	5
2. Objeto del proyecto.....	5
3. Situación y emplazamiento.....	5
4. Antecedentes del proyecto y averías generadas.....	6
5. Batimetría.....	7
6. Clima marítimo y estudio del nivel del mar.....	8
7. Estudio de soluciones.....	10
8. Diseño de solución adoptada.....	15
9. Proceso constructivo.....	17
10. Programa de las obras: plazo de ejecución.....	19
11. Resumen de la valoración económica.....	20

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 3.1. Situación de Gandía en la provincia de Valencia. (Fuente: Generalitat Valenciana, 2020).
- Figura 3.2. Emplazamiento del dique Norte del Puerto de Gandía. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.1. Evolución de la berma de pie y el fondo a pie de dique. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.1. Batimetría de detalle sobre el tramo final del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2020).
- Figura 6.1. Principales referencias del nivel del mar incluyendo variaciones debidas al cambio climático y las mareas para el año 2070. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 6.2. Altura de ola de diseño según dirección y profundidad. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 7.1. Detalle de tramificación del dique Norte. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.2. Superficie de material desplazado. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.3. Berma de socavación en sección A-A' para alternativa 2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.4. Sección transversal A-A' de Alternativa 0. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.5. Sección transversal A-A' de Alternativa 1. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.6. Sección transversal A-A' de Alternativa 2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.7. Sección transversal A-A' de Alternativa 3. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.8. Tamaño de las piezas de las distintas alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.9. Espesor del manto de las distintas alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.10. Caudales de rebase de las alternativas planteadas. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 7.11. Alturas de ola para IDa e IDe en sección del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 7.12. Precio aproximado de hormigón para cada una de las alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.13. Días de maquinaria para colocación aproximados. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.14. Pesos de los distintos subcriterios escogidos. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 7.15. Selección de alternativa idónea. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 7.16. Alternativa idónea final. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 8.1. Peso y tamaño de los cubípodos a disponer. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

- Figura 8.2. Banqueta contra socavación en tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 8.3. Valor del coeficiente de daños (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 8.4. Berma de pie para tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 8.5. Caudales de rebase de los diferentes tramos. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 8.6. Factores de seguridad frente a vuelco y deslizamiento. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

1. Objeto del documento

El objeto del presente documento es el desarrollo del Trabajo Final de Grado de Alejandro García Cárcel alumno del Grado de Ingeniería de Caminos Canales y Puertos. El trabajo se ha planteado a nivel de un estudio de soluciones. En él se ha incluido la información básica habitual de los proyectos incluyendo: Memoria, anejos, planos y valoración económica (incluida como un anejo).

En cuanto al alcance de este documento hay que tener en cuenta que al tratarse de un trabajo académico se dan ciertas limitaciones en comparación con un proyecto real. En concreto los documentos que quedan fuera de este trabajo son lo siguientes: estudio de impacto ambiental, anejo de justificación de precios, pliegos de prescripciones técnicas y anejo de gestión de residuos. En cuanto al presupuesto, se ha realizado una valoración económica sin incluir los cuadros de precios. Para la elaboración de este documento se han tenido en cuenta exclusivamente los precios unitarios y las mediciones.

2. Objeto del proyecto

El objeto de este proyecto académico consiste en la **reparación de las averías generadas por el temporal “Gloria” en el morro y el tramo final del tronco del dique Norte del Puerto de Gandía**. Estas reparaciones son de vital importancia para el correcto funcionamiento de la obra de abrigo existente, y no solo es necesario para asegurar el correcto funcionamiento, sino que es también necesario para evitar que futuros temporales dañen de nuevo el dique provocando desperfectos aún mayores que los actuales.

El proyecto consiste en un estudio de soluciones que permite definir cual es la tipología y configuración idónea de los elementos del manto principal del dique. Además, se incluye el diseño de la berma de pie y se ha llevado a cabo un análisis sobre la necesidad de disponer o no una banquetta de protección contra la socavación. El proyecto, en su relación con los ODS, tiene en cuenta los efectos del cambio climático al incluir las sobreelevaciones del nivel del mar, producidas por este fenómeno, en el estudio del clima marítimo.

3. Situación y emplazamiento

La obra proyectada se ubica en el dique Norte del Puerto de Gandía, municipio que se encuentra junto al mar mediterráneo, en el sur de la provincia de Valencia, en la comarca de La Safor.



Figura 3.1. Situación de Gandía en la provincia de Valencia. (Fuente: Generalitat Valenciana, 2020).



Figura 3.2. Emplazamiento del dique Norte del Puerto de Gandía. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

4. Antecedentes del proyecto y averías generadas

En cuanto a los antecedentes de este proyecto, en el anejo correspondiente a estos se ha detallado de manera cronológica la evolución del Puerto de Gandía desde su construcción a finales de 1893 hasta la actualidad, incluyendo las diversas reparaciones y ampliaciones que se han realizado a lo largo de la historia. En este mismo anejo se ha descrito también la evolución de manera cronológica que ha experimentado el dique Norte del puerto, elemento en el cual se basa este proyecto.

En cuanto a los antecedentes, es de vital importancia para las obras de abrigo de los puertos definir en qué momento tienen lugar los temporales, ya que estos son la causa principal de los desperfectos en este tipo de obras. En concreto el causante de las averías en este proyecto es el temporal “Gloria” el cual tuvo lugar en Enero del pasado año 2020 durante los días 19 a 24 de ese mismo mes y afectó a la gran mayoría de costas del Mediterráneo. Es importante aclarar que en las obras de abrigo el diseño de las mismas viene condicionado por las alturas de ola, por ello son los temporales los que causan mayores desperfectos. Durante este temporal, según Puertos del Estado (2020), las boyas y mareógrafos registraron valores récord en el Mediterráneo Occidental de altura de ola significativa. El mayor dato se obtuvo en la boya de aguas profundas de Valencia, la cual registró un valor de 8.44 metros de altura de ola significativa. En lo relativo al nivel del mar, se produjo también una fuerte sobre elevación asociada a dicho temporal, la cual se observó en todas las estaciones mareográficas de Puertos del Estado en la zona. En el caso de Gandía, municipio en el que se ubica este proyecto, según Carbonell, J.P (2020) se batió el récord de sobre elevación del nivel del mar, llegando a registrarse valores 80 cm superiores al nivel medio

Este temporal afectó al fondo marino, generando un desplazamiento de sedimentos del fondo. Este desplazamiento de sedimentos generó serios problemas sobre el morro y el tramo final del dique Norte del puerto. El temporal no sólo provocó el descalce de la berma de pie del dique sino que también desplazó por completo a la misma, haciéndola desaparecer. Debido a la desaparición de la berma de pie, se produjo un corrimiento en el talud de los elementos del manto principal del dique, lo cual provocó que algunos de los bloques de hormigón que

conformaban el manto principal cayeran y se depositarán en el fondo, a pie de dique. En la figura 4.1 se muestra la evolución del pie del dique antes y después del temporal.

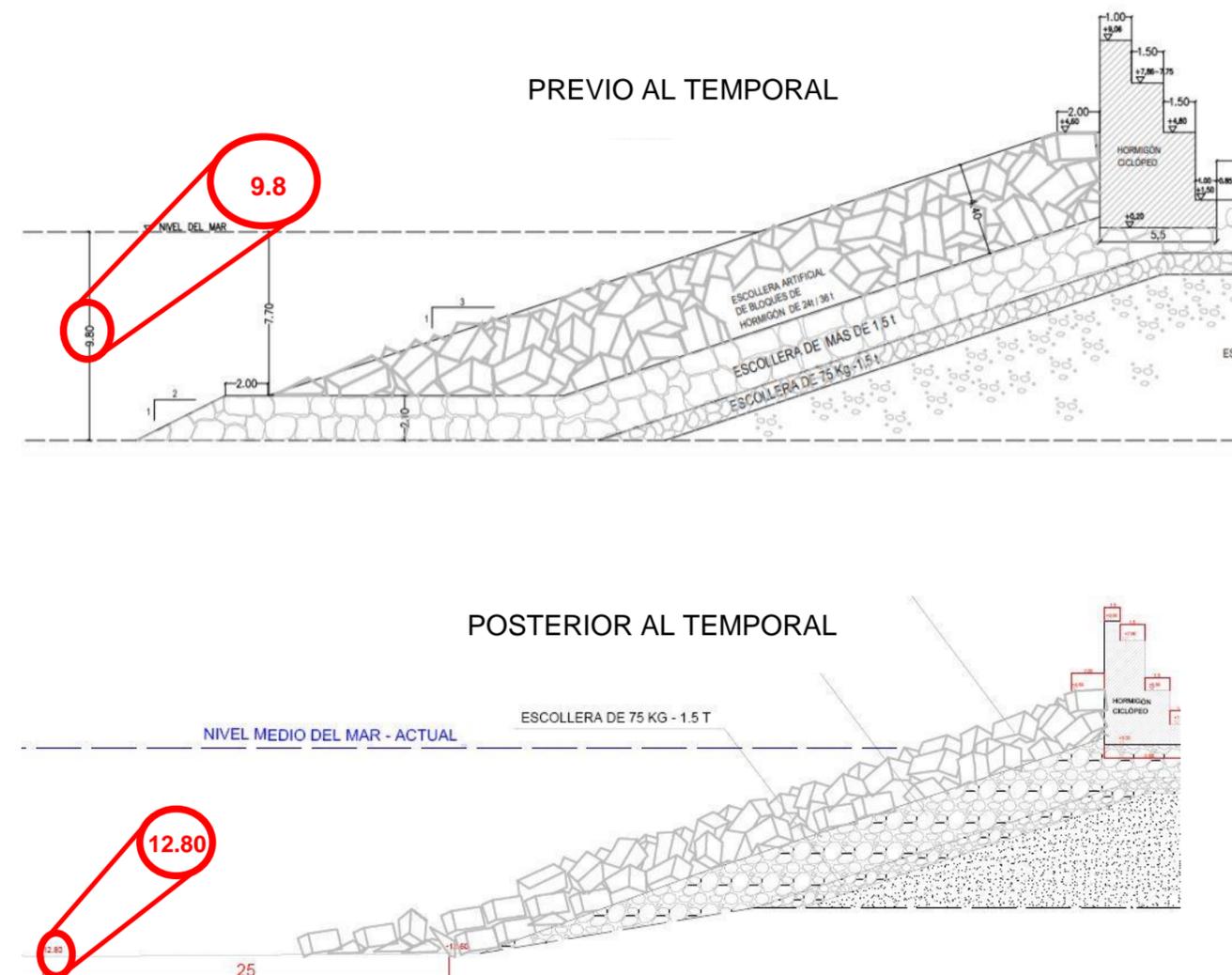


Figura 4.1. Evolución de la berma de pie y el fondo a pie de dique. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

5. Batimetría

La batimetría estudia las profundidades marinas y se podría decir que es el equivalente, debajo del agua, a la altimetría. Esta batimetría se representa en cartas batimétricas, las cuales representan en un plano la forma que tiene el fondo cubierto de agua. Para ellos se apoya en líneas que tienen la misma profundidad y a las cuales se denominan isobatas. Estas serían equivalentes a las líneas de nivel en altimetría.

Es imprescindible definir cuál es la profundidad a pie de dique ya que esta es necesaria para la obtención de la altura de ola de diseño del dique. Para conocer dicha profundidad es necesario conocer la batimetría de la zona de estudio. Para conocer la profundidad a pie de dique se recurre al plano N°3 en el que aparecen las secciones del dique previamente al paso del temporal. Se recurre a este plano ya que se quiere conocer la profundidad a pie de dique, la cual se ha obtenido a partir de la batimetría. Esta profundidad se utilizará para el diseño de los elementos que compondrán el refuerzo del manto principal del mismo. De la figura 4.1 de esta memoria se obtiene que la profundidad del pie del dique con respecto al nivel medio del mar actual es de 9.8 metros.

es objeto de este estudio. Si se quiere consultar la batimetría actual con mayor detalle esta se encuentra en los planos, concretamente en el plano N°5: Batimetría.

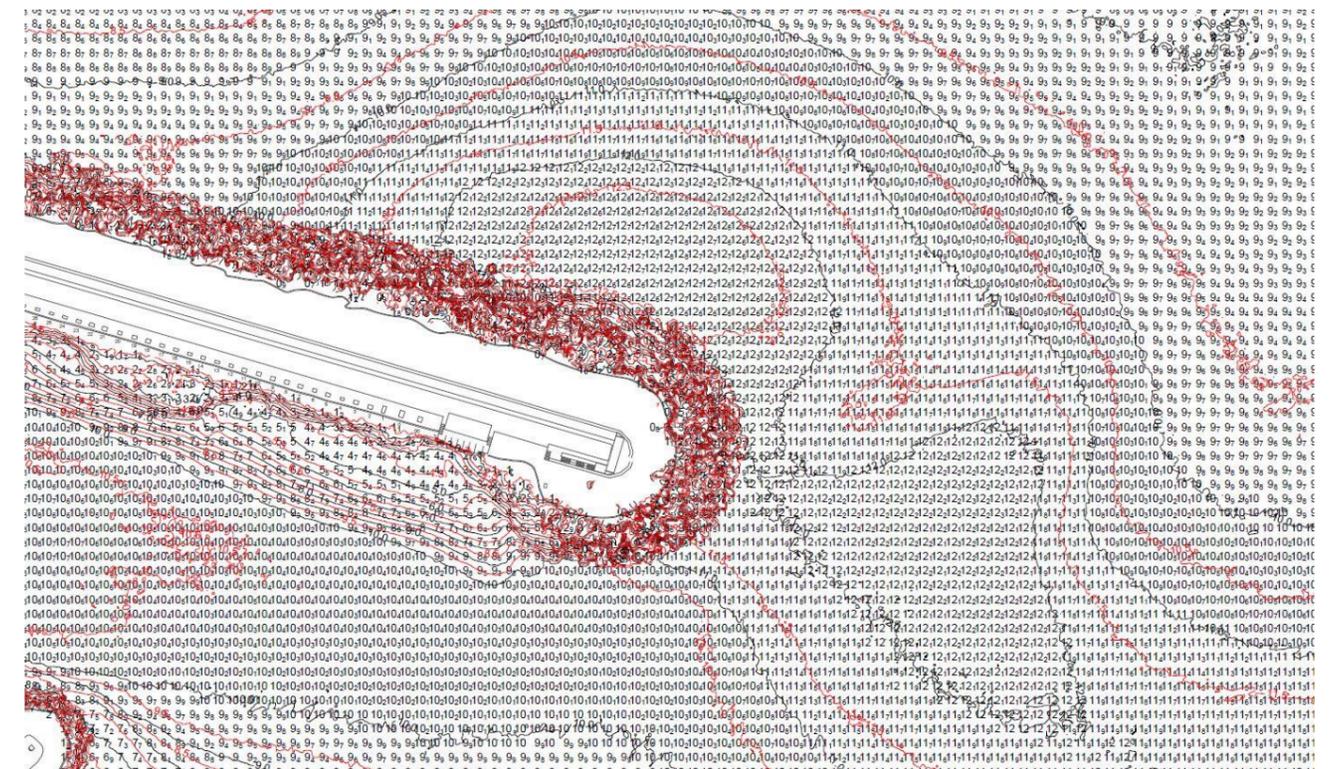


Figura 5.1. Batimetría de detalle sobre el tramo final del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2020).

Con respecto a la batimetría hay que tener en cuenta que esta evoluciona con el tiempo ya que el transporte sólido litoral puede afectar a las profundidades. Como se ha visto anteriormente el temporal “Gloria” afectó a la gran mayoría de costas del Mediterráneo. Este temporal afectó al fondo marino, generando un desplazamiento de sedimentos del fondo, lo cual provocó la socavación de parte de la berma de pie del dique Norte. Este desplazamiento de sedimentos produjo una modificación considerable en la batimetría sobre la que se puede apreciar como la profundidad en el pie del dique ha aumentado considerablemente, pasando de los 9.8 metros iniciales (tener en cuenta que estos 9.8 metros son respecto al nivel medio del mar actual) a unos 12.5 metros, llegando a alcanzar los 12.8 metros en algunos puntos.

A continuación se muestra una imagen en la que se puede apreciar la batimetría en el tramo final del dique el cual como se ha explicado en apartados anteriores es el tramo cuya reparación

6. Clima marítimo y estudio del nivel del mar

El objetivo principal de este apartado es estudiar las condiciones del clima marítimo en el Puerto de Gandía, definiendo la altura de ola significativa o de cálculo y caracterizando la propagación del oleaje hasta su llegada al puerto. También se van a definir las referencias de cotas topográficas en el puerto, definiendo de esta forma el nivel del mar existente en el mismo.

6.1 Nivel del mar

Para obtener el nivel del mar se recurre a la red de estaciones REDMAR (Red de medida del nivel del mar y agitación de Puertos del Estado). Esta red tiene como objetivo la monitorización del nivel del mar en tiempo. Para obtener las referencias de las diferentes cotas se utiliza el Mareógrafo de Gandía, en concreto se van a usar los datos recopilados en la memoria anual de 2018.

Es de vital importancia en el estudio del nivel del mar tener en cuenta las variaciones del nivel, las cuales se conocen con el nombre de mareas. Estas variaciones se tienen en cuenta gracias al mareógrafo. Las distintas sobreelevaciones del nivel del mar son las que definirán la profundidad final a pie de dique y, por lo tanto, la altura de ola significativa que puede alcanzarse. Para conocer esta sobreelevación se deberá determinar la marea astronómica y la marea meteorológica como se muestra a continuación:

$$S_{NM}(t) = S_{MA}(t) + S_{MM}$$

Donde:

- S_{NM} : nivel de marea
- S_{MA} : sobreelevación originada por la marea astronómica
- S_{MM} : sobreelevación originada por la marea meteorológica

El mareógrafo recoge estas variaciones del nivel por lo que se disponen de estadísticas de las variaciones del nivel del mar que se recogen en el informe anual proporcionado por Puertos del Estado (2018). Sin embargo, el mareógrafo no recoge una sobreelevación que es primordial tener en cuenta, la sobreelevación del nivel del mar provocada por el cambio climático.

Según el estudio realizado por el Dr. Diego K. Kersting: "Cambio climático en el medio marino español: impactos, vulnerabilidad y adaptación" desarrollado por el PNACC (Plan Nacional de Adaptación al cambio Climático) las tendencias de ascenso del nivel medio del mar para el siglo XXI se sitúan entre 3,7 y 5,3, lo que supondría un aumento total de 40 a 60 cm para el año 2100.

Teniendo esto en cuenta, se va a estimar en este proyecto un aumento de 5mm/año del nivel del mar provocado por el cambio climático. Con este dato se procederá a calcular el aumento del nivel del mar para la vida útil de proyecto, que en este caso se ha estimado en 50 años (consultar apartado 3 del Anejo N°6 en el que se define la estimación de la vida útil del proyecto según la ROM 0.0). Se tiene que la estimación del aumento del nivel del mar debido al cambio climático es de:

$$S_{CC} = S_{anual} * T_{útil} = 25 \text{ cm}$$

Donde:

- S_{CC} : sobreelevación debida al cambio climático (cm)
- S_{anual} : sobreelevación anual = 5 mm/año
- $T_{útil}$: vida útil = 50 años

Considerando esta sobreelevación, se tiene que el esquema en el que se definen los valores del máximo y mínimo nivel del mar observados, así como la máxima pleamar astronómica (PMMA) y la mínima bajamar astronómica (PMMI) para el año 2070, que es para el cual se realizarán los cálculos de diseño, queda de la siguiente forma:

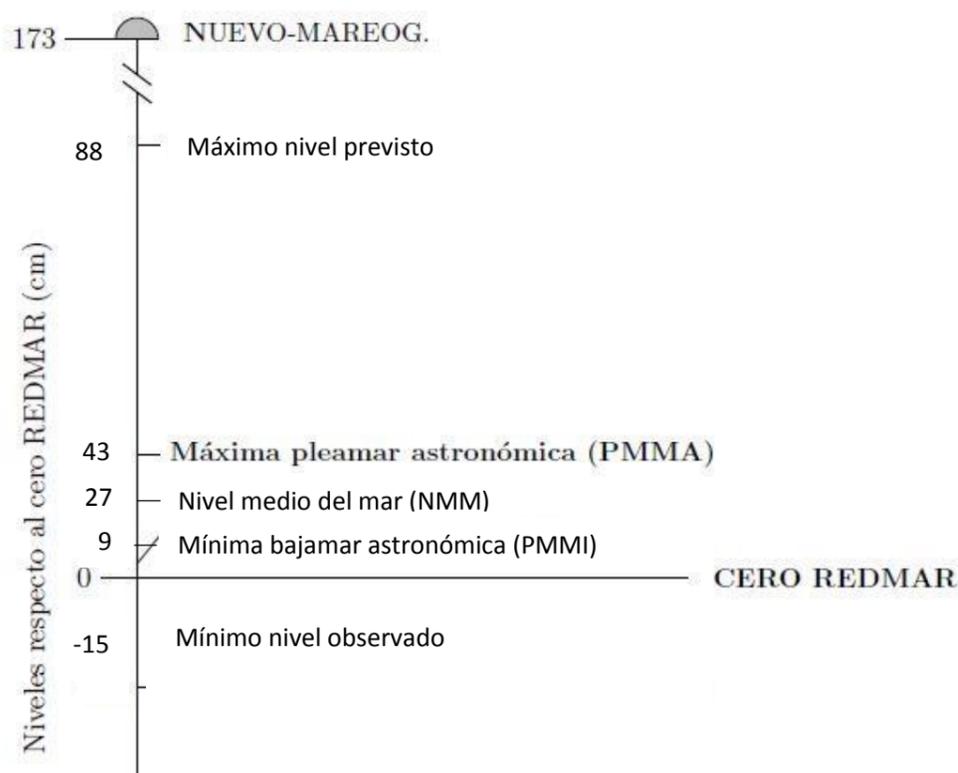


Figura 6.1. Principales referencias del nivel del mar incluyendo variaciones debidas al cambio climático y las mareas para el año 2070. (Fuente: elaboración propia, 2021).

6.2 Clima marítimo y propagación del oleaje

En este apartado se van a llevar a cabo el estudio y análisis de las condiciones del clima marítimo en las inmediaciones del dique Norte del puerto de Gandía. El objetivo principal de este apartado es obtener el valor característico de diseño para los diques, sabiendo que este valor se corresponde con la altura de ola significativa.

En primer lugar se define la dirección en la que la superficie de agua que puede ser afectada por el viento es mayor (FETCH), ya que desde esa dirección es desde la cual llegarán los temporales y por tanto las mayores alturas de ola. En este caso el FETCH de mayor superficie se corresponde con la dirección noreste, por lo que los temporales y las alturas de ola de mayor tamaño provendrán de dicha dirección. Una vez definida la dirección del FETCH ya se puede caracterizar el oleaje.

Para caracterizar el oleaje en el Anejo N°6 se han estudiado diversos métodos de caracterización. Sin embargo, en esta memoria se va a definir el método por el cual se ha definido la altura de ola significativa de proyecto, este método se corresponde con las fórmulas de Airy y la distribución Weibull para la propagación del oleaje. Según las expresiones descritas por Airy, G.B (1845) siguiendo el ajuste de distribución Weibull, se obtienen los datos de oleaje de la boya de aguas profundas de Valencia y se lleva a cabo la propagación del oleaje hasta el pie del dique.

Será necesario conocer la profundidad a pie de dique para poder realizar dicha propagación. Como se ha visto anteriormente la profundidad del pie del dique con respecto al nivel medio del mar es de 9.8 metros. Teniendo en cuenta que habrá que considerar las variaciones del nivel del mar se obtienen los siguientes resultados de altura de ola:

ALTURA DE OLA Hs (m) para las distintas profundidades en 50 años		
Profundidad respecto a:	Hs (m) dirección NE	Hs (m) dirección E
Máximo nivel previsto: 10.66 m	8.3	7.7
Pleamar máxima astronómica: 10.21 m	8.0	7.7
Nivel medio del mar: 10.05 m	7.8	7.7
Mínima bajamar astronómica: 9.8 m	7.8	7.7
Mínimo nivel observado: 9.64 m	7.5	7.5

Figura 6.2. Altura de ola de diseño según dirección y profundidad. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Los datos que aparecen en la figura 6.2 ya tienen en cuenta el índice de rotura, el cual determina el ratio respecto a la profundidad para el que la ola rompe. El valor de este índice es de 0.78, por lo que las olas con $H > 0.78 d$ romperán. En el caso del oleaje con dirección NE, es con dicha limitación de $0.78 \cdot D$ con la que se obtienen las alturas de ola, ya que las alturas de ola obtenidas al realizar la propagación del oleaje son mayores que las obtenidas con dicha limitación.

7. Estudio de soluciones

El objetivo de este apartado es llevar a cabo el estudio y análisis de las posibles soluciones con respecto al diseño de la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía. Para llevar a cabo se definirá una tramificación del dique con el objetivo de llevar a cabo el refuerzo en aquellas zonas en el que sea necesario. Una vez tramificado se estudiarán distintas alternativas para el refuerzo del manto principal del dique. Estas alternativas contemplarán dos tipologías de piezas distintas, los cubos y los cubípodos. También se analizará si es necesario o no disponer una berma contra la socavación que evite el descalce de la berma de pie. En cuanto al diseño también se van a analizar los caudales de rebase del dique para las distintas alternativas, por lo que se determinará si el espaldón actual es suficiente para que el caudal de rebase sea inferior al de diseño. Es importante destacar que en todas las alternativas planteadas es imperativo que se incluya el diseño de una berma de pie ya que es el elemento de apoyo inferior para el manto principal el cual evita que se produzcan deslizamientos de las piezas del manto. El diseño de esta berma de pie se realizará una vez seleccionada la solución idónea de configuración del manto principal por lo que el dimensionamiento de este elemento se podrá consultar en el apartado: “diseño de la solución adoptada” o en el anejo correspondiente que posee el mismo nombre.

A continuación se muestra una figura en la que pueden identificarse los distintos tramos del dique que va a ser necesario reparar, incluyendo el morro del mismo.

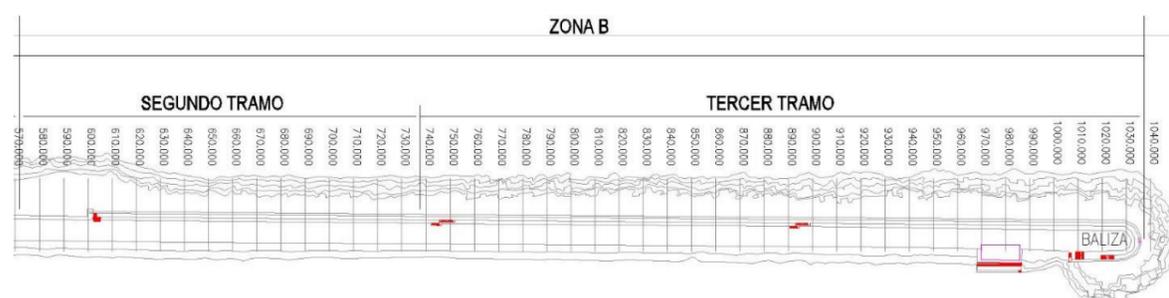


Figura 7.1. Detalle de tramificación del dique Norte. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Las longitudes de ambos tramos son:

$$L_{\text{tramo2}} = 166 \text{ metros}$$

$$L_{\text{tramo3}} = 292 \text{ metros}$$

Autor: Alejandro García Cárcel

En este estudio de soluciones se ha decidido estudiar las distintas alternativas atendiendo únicamente a la sección correspondiente con el tramo 3. En apartado correspondiente con el diseño de la solución se desarrollará el diseño para la reparación del tramo 2.

7.1 Necesidad de banquetta contra socavación

En este apartado se va a definir si es necesario o no la disposición de una banquetta contra socavación para proteger la berma de pie de posibles descalces que pudiera sufrir.

- **Alternativa N°0: no disponer banquetta contra socavación (no actuar)**

Esta alternativa se basa en no realizar ninguna actuación en lo referente a la banquetta contra socavación, es decir, se mantendrá el estado actual y no se llevará a cabo ninguna reparación. Con respecto a esta alternativa, es de vital importancia tener en cuenta el transporte sólido litoral existente en la costa mediterránea. En la costa sur de Valencia se observa que la tendencia de los temporales dirección norte-sur hacen que el transporte sólido litoral siga la misma tendencia. Teniendo en cuenta que los diques suponen una barrera para el transporte sólido litoral, el dique Norte genera la sedimentación y el depósito de material en el pie del dique, por lo que puede llegar a generar una banquetta contra socavación natural la cual impedirá el descalce de la berma de pie de forma natural, sin ser necesaria ninguna obra adicional.

Sin embargo, esto obliga a que la berma de pie que es necesaria disponer apoye directamente en el fondo marino, material el cual no es competente y que además posee cierta pendiente la cual puede afectar al correcto funcionamiento de la berma de pie. Además para que se forme esta banquetta de forma natural el período de tiempo puede ser muy extenso y la llegada de un nuevo temporal puede dañar la berma de pie debido a la inexistencia de una banquetta contra socavación sólida. Por lo tanto, aunque económicamente se la solución idónea, si se analiza teniendo en cuenta criterios funcionales esta alternativa no es segura y por tanto se descarta.

• **Alternativa N°1: disposición de banqueta contra socavación completa**

En este apartado se va a definir de manera aproximada el volumen de material que sería necesario en caso de querer disponer este elemento. En el anejo se ha definido y justificado el material a disponer para la ejecución de este elemento, el cual consiste en escollera natural de más de 1.5 toneladas. A continuación, se muestra una imagen en la que puede apreciarse esta superficie y en la que se define la sección transversal del dique A-A', la cual se mostrará más adelante

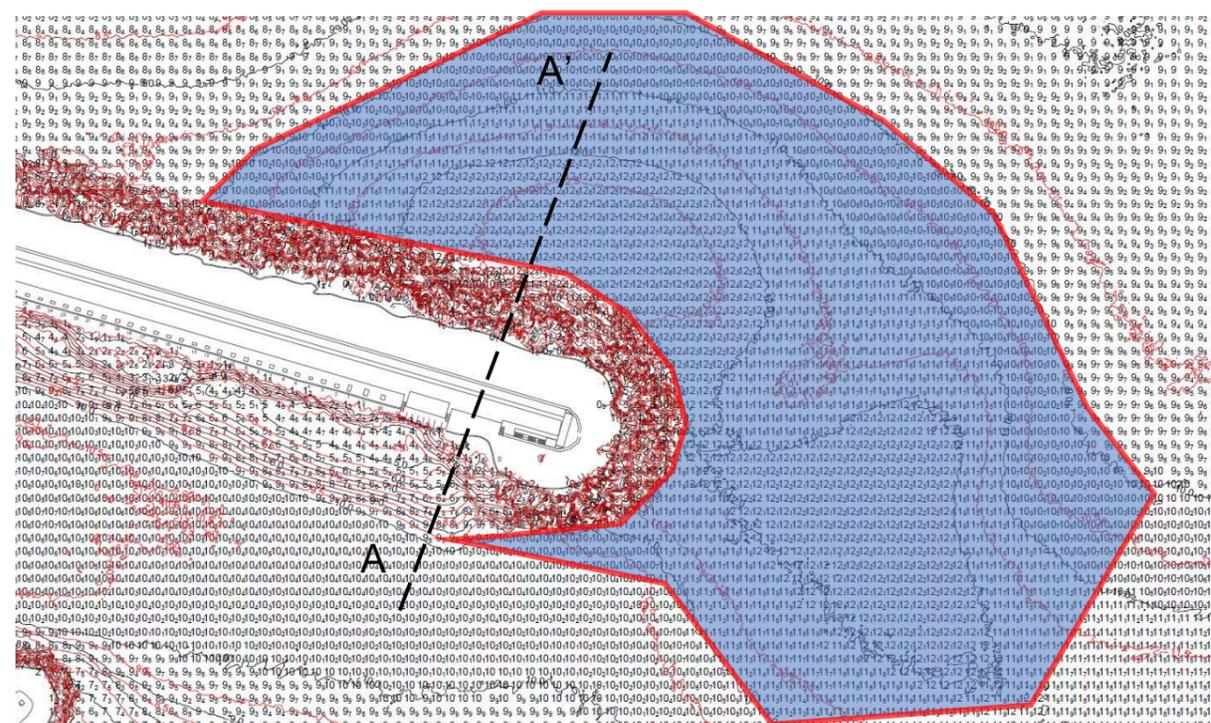


Figura 7.2. Superficie de material desplazado. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Realizando un cálculo aproximado, la superficie de material del fondo que se vio afectada fue de aproximadamente 35200 m² y la profundidad media en esa superficie es de aproximadamente -11.5 m. La profundidad original en la zona se encontraba a la cota -9.8 m por lo que en caso de disponer la berma de socavación, esta tendría que cubrir toda la superficie que se observa en la figura 7.2. El volumen de material para realizar esta solución sería aproximadamente de:

$$\text{Volumen material} = 35200 \times (11.5 - 9.8) = 60.000 \text{ m}^3$$

Esta elevadísima cantidad de material hace que esta solución no sea viable económicamente y por tanto queda descartada.

Autor: Alejandro García Cárcel

• **Alternativa N°2: disposición de banqueta contra socavación reducida**

Como se ha visto anteriormente, el material necesario a aportar en la alternativa 1 era excesivo, por ello en esta alternativa se plantea una solución intermedia. Con la disposición de una berma reducida se puede dotar a la berma de pie de un apoyo regularizado y sin pendiente, con lo que el comportamiento de la misma mejoraría considerablemente. La siguiente imagen muestra como se realizaría la disposición de esta pequeña berma:

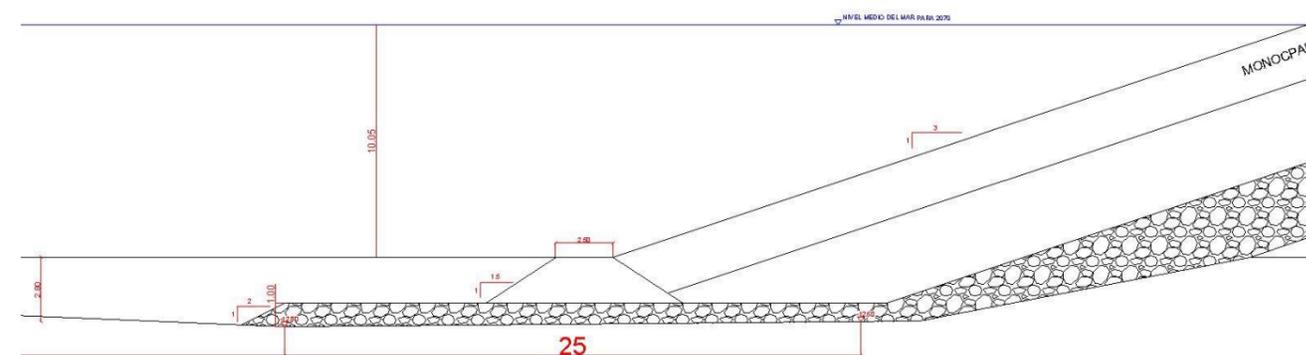


Figura 7.3. Berma de socavación en sección A-A' para alternativa 2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Esta alternativa presenta una clara ventaja económica con respecto a la alternativa N°1 ya que el volumen de material a disponer es claramente inferior. Además, con respecto a la alternativa N°0, esta alternativa si asegura el correcto funcionamiento de la berma de pie ya que la dota de un apoyo regularizado y sin pendiente. Por estas razones, en cuanto a la ejecución de la banquetta contra socavación se ha decidido que la alternativa idónea es la alternativa N°2 que consiste en la disposición de una banquetta contra socavación reducida.

7.2 Estudio de soluciones de los elementos del manto

En primer lugar, y previamente a analizar las diversas alternativas, es preciso aclarar que **no se van a retirar los elementos que conforman el manto principal actual**. Esto se debe a que el coste económico para llevar a cabo el desmantelamiento de las piezas es demasiado elevado. Se estudiarán cuatro posibles alternativas para el refuerzo del dique en talud, las cuales serán:

- **Alternativa N°0:** capa adicional de cubos de hormigón y talud 3H:1V.

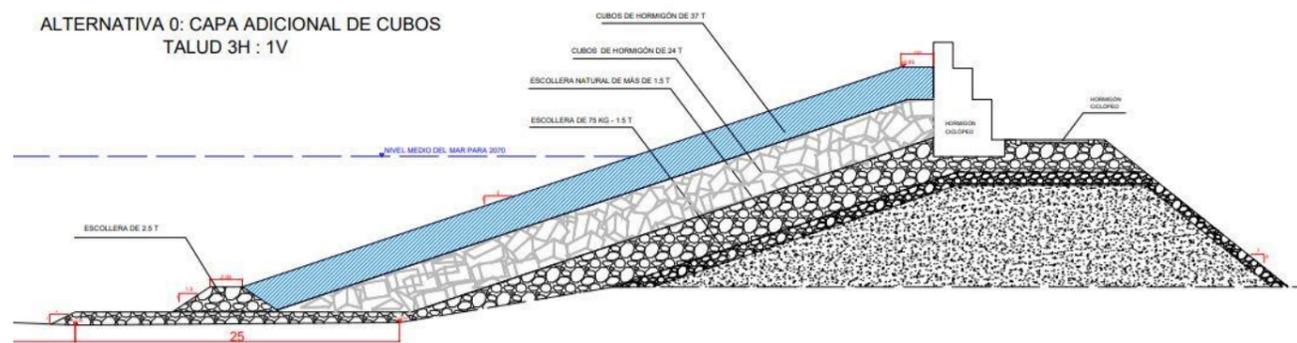


Figura 7.4. Sección transversal A-A' de Alternativa 0. (Fuente: elaboración propia, 2021).

- **Alternativa N°1:** dique con Cubípodos monocapa 3H:1V.

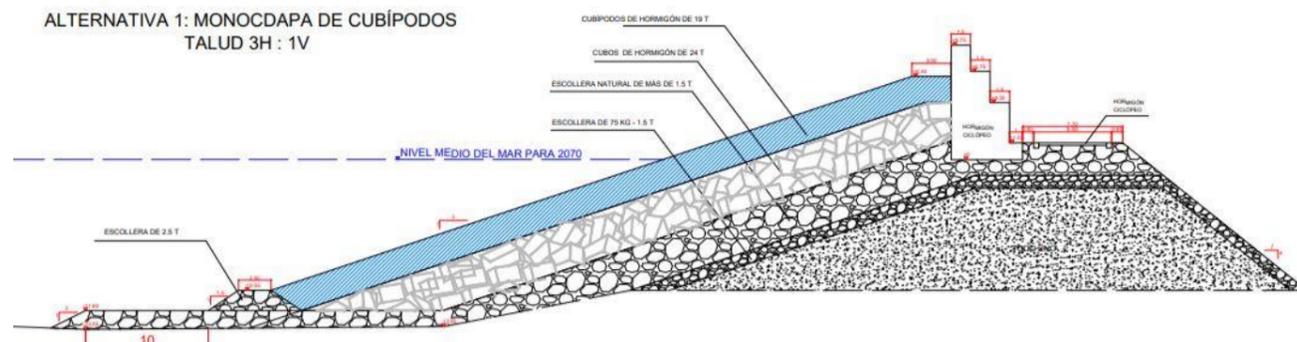


Figura 7.5. Sección transversal A-A' de Alternativa 1. (Fuente: elaboración propia, 2021)

- **Alternativa N°2:** dique con Cubípodos bicapa 3H:1V.

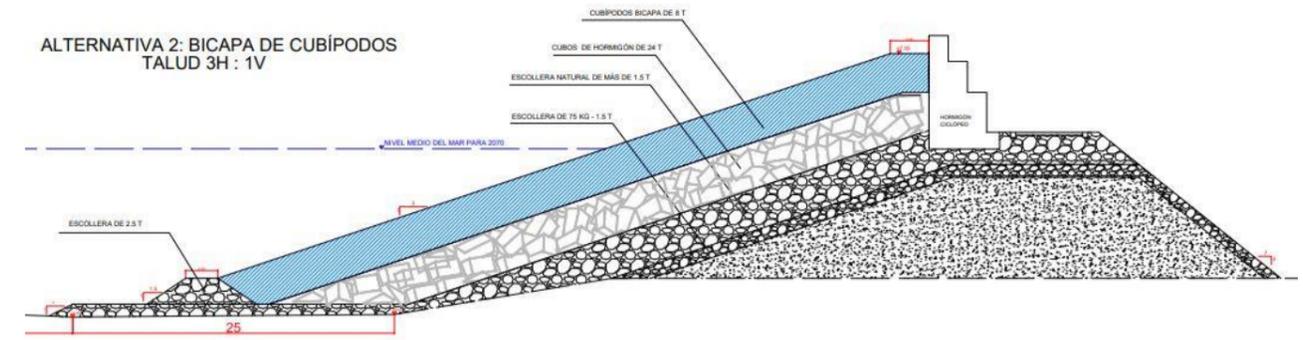


Figura 7.6. Sección transversal A-A' de Alternativa 2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

- **Alternativa N°3:** dique con Cubípodos monocapa y talud 3H:2V.

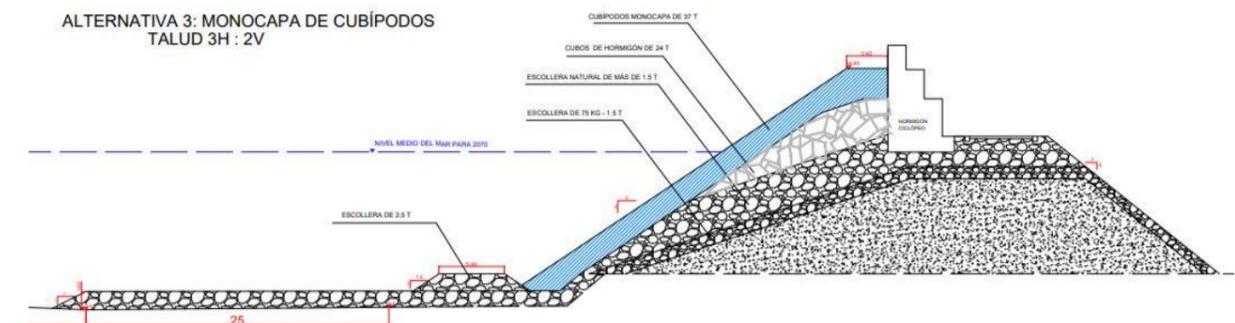


Figura 7.7. Sección transversal A-A' de Alternativa 3. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Para determinar el peso de los elementos del manto principal se va a seguir la formulación de Hudson

$$W = \frac{\gamma * H^3}{K_D * \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)^3 * \cot \alpha}$$

Donde:

- W: Peso medio de las piezas del manto principal (t).
- H: Altura de ola de diseño (m).
- γ : Peso específico de los elementos del manto (para hormigón= 2.35 t/m3).
- γ_w : Peso específico del agua de mar (1.025 t/m3).
- α : Ángulo del talud respecto a la horizontal.
- K_D : Coeficiente de estabilidad hidráulico de los elementos del manto

Es importante mencionar que para el filtro se van a mantener los elementos del manto actuales (bloques de hormigón de 24 a 36 toneladas) como capa de filtro por lo que no será necesario disponer un filtro adicional. Para la formulación de Hudson se ha utilizado el valor máximo de altura de ola obtenido en el apartado 6 que se corresponde con un $H = 8.3$ m. Por otra parte, los coeficientes de estabilidad hidráulicos están definidos por Medina y Gómez-Martín (2015) en función de la configuración de piezas seleccionadas. En caso de querer consultar con mayor detalle las formulaciones utilizadas, los coeficientes de estabilidad, las alternativas presentadas o los cálculos de diseño, pueden dirigirse al apartado N°3 del anejo N°7 correspondiente al estudio de soluciones en el que se definen con mayor detalle estos aspectos. Finalmente se obtienen los siguientes tamaños de pieza, pesos de las piezas y espesores del manto principal.

	Tronco		Morro	
	W(T)	Dn (m)	W (T)	Dn (m)
Alternativa 0	37	2.5	41	2.6
Alternativa 1	19	2.0	41	2.6
Alternativa 2	8	1.5	29	2.3
Alternativa 3	37	2.5	84	3.3

Figura 7.8. Tamaño de las piezas de las distintas alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).

	Tronco	Morro
	Espesor (m)	Espesor (m)
Alternativa 0: capa adicional de cubos de hormigón 3H : 1V	2.5	2.6
Alternativa 1: monocapa de cubípodos 3H : 1V	2.0	2.6
Alternativa 2: bicapa de cubípodos 3H : 1V	3	4.6
Alternativa 3: monocapa de cubípodos 3h : 2V	2.5	3.3

Figura 7.9. Espesor del manto de las distintas alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).

• **Remontes y rebases de las alternativas**

Según Medina y Gómez-Martín (2015) el rebase se define como el caudal de agua que sobrepasa la coronación de un dique cuando ésta es menor que el remonte del oleaje, alcanzando así el área abrigada, es decir, sobrepasando el espaldón. El rebase de un dique en talud se ve condicionado por la cota de coronación del dique, por el talud expuesto al oleaje (en este caso puede ser 3H : 1V o 3H : 2V), por el tipo de pieza que forma el manto principal y la porosidad del mismo. Es de vital importancia tener en cuenta los factores de rugosidad de las piezas para analizar el rebase. Estos factores pueden encontrarse en el

manual de cubípedo (2015). Para llevar a cabo el cálculo del rebase se han seguido dos formulaciones, la formulación del Smolka et. al (2009) y la formulación de Eurotop (2007).

Antes de indicar los valores de rebase obtenidos es importante identificar el límite admisible del caudal de rebase, el cual se ha estimado en 50l/m/s según los límites admisibles de Burchart, H.F. et. al (1998). En caso de que alguna de las soluciones sobrepase este valor sería necesario realizar modificaciones en el espaldón para aumentar la cota de coronación. Finalmente, los caudales de rebase obtenidos son:

	Qcálculo (l/s/m)	
	EUROTOP	SMOLTKA
Alternativa 0: capa adicional de cubos de hormigón y talud 3H : 1V	49	32
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	30	21
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	22	14
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	30	62

Figura 7.10. Caudales de rebase de las alternativas planteadas. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Ninguna de las alternativas supera los 50 l/s/m que se han marcado como límite, sin embargo, se observa que las alternativas que cuentan con cubípodos poseen caudales de rebase inferiores lo cual influirá a la hora de escoger la solución idónea.

• **Estabilidad hidráulica: IDa e IDe**

Es necesario tener en cuenta las funciones de fallo para conocer cómo se comporta la estructura en caso de que la altura de ola supere a la altura de ola de cálculo. Gracias a una serie de estudios realizados en laboratorios de pruebas, los estudios realizados por Medina y Gómez-Martín (2015) permiten obtener el punto de inicio de averías (IDa) que se corresponde con el movimiento de los elementos del manto principal y el punto de inicio de destrucción (IDe) en el que se produce la destrucción de los elementos del manto. Gracias a los valores de los factores de seguridad en función de la tipología del manto principal proporcionados por Medina y Gómez-Martín (2015) se obtiene que las alturas de ola para IDa e IDe en función de la tipología del manto principal para tronco y morro son:

Alternativas	Hs inicio de averías (IDa)		Hs inicio de destrucción (IDe)	
	IDa 5%	IDa 50%	IDe 5%	IDe 50%
Capa adicional de cubos talud 3H:1V	5.6	7.1	8.7	11.2
Cubípodos de hormigón monocapa talud 3H : 1V	8.8	10.5	10.8	13.6
Cubípodos de hormigón bicapa talud 3H : 1V	6.8	8.2	9	11.6
Cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	8.8	10.5	10.8	13.6

Figura 7.11. Alturas de ola para IDa e IDe en sección del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

• **Valoración económica de alternativas**

Es de vital importancia realizar una valoración económica aproximada de las distintas alternativas. Para llevar a cabo esta valoración económica se va a realizar una estimación del volumen y precio del hormigón y se va a tener en cuenta el número de horas de maquinaria necesarias para la colocación de estos elementos. Una vez realizados todos los cálculos de cubicación de hormigón y escogiendo un hormigón HM-20 se obtiene que el precio aproximado de hormigón es de:

	Precio total (€)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	2.669.057'23
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	2.071.279'25
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	3.107.093'66
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	1.242.033'58

Figura 7.12. Precio aproximado de hormigón para cada una de las alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Conociendo los rendimientos de la maquinaria los cuales se han definido en el apartado 4.2 del anejo nº7, conociendo el volumen de material necesario y el volumen de las piezas a disponer se puede obtener una estimación del número de piezas y del tiempo que será necesaria la maquinaria para realizar cada una de las alternativas:

	Número de piezas	Días de maquinaria
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	1627	102
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	2466	154
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	8768	274
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	3028	189

Figura 7.13. Días de maquinaria para colocación aproximados. (Fuente: elaboración propia, 2021)

• **Análisis de las alternativas del manto. Método AHP**

Para el análisis multicriterio se va a utilizar el Analytic Hierarchy Process (AHP). Esta metodología según Yepes, V (2018) permite seleccionar alternativas en función de una serie de criterios jerarquizados los cuales suelen entrar en conflicto entre ellos. En esta estructura jerárquica, el objetivo final se encuentra en el nivel más elevado, y los criterios y subcriterios en los niveles inferiores. Para que el método sea eficaz, Yepes, V (2018) establece que es de vital importancia escoger correctamente los criterios y subcriterios, ya que estos deben estar muy bien concretados, deben ser relevantes y mutuamente excluyentes. Gracias a la configuración de la estructura jerárquica y la utilización de matrices de comparación pareadas utilizando escalas fundamentales se obtiene que el peso de los criterios escogidos es el siguiente (figura extraída del apartado 5.2 del anejo N°7:Estudio de soluciones):

	PESOS (%)
Subcriterio 1.1: Costes mantenimiento	4.7
Subcriterio 1.2: Costes de ejecución/construcción	39.5
Subcriterio 2.1: Fiabilidad / resiliencia estructural	17.2
Subcriterio 2.2: Reducción de rebases y remontes	9.2
Subcriterio 2.3: Resistencia estructural. IDa e IDe	24.2
Subcriterio 3.1: Impacto ambiental fase deconstrucción	2.6
Subcriterio 3.2: Impacto ambiental fase explotación	2.6

Figura 7.14. Pesos de los distintos subcriterios escogidos. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Una vez analizadas todas las alternativas en función de los criterios y subcriterios que se observan en la figura 7.10, se obtendrá una matriz formada con los vectores propios de cada uno de los subcriterios analizados. Al multiplicar esta matriz por el vector propio que proporciona los pesos de los criterios (el vector cuyos valores aparecen en la figura 7.10) se obtendrá cuál de las

alternativas planteadas es la óptima e idónea para la reparación de los elementos del manto principal. Finalmente, para las distintas alternativas planteadas se obtiene que:

	ALTERNATIVA IDÓNEA FINAL (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	20.1
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	33.8
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	16.0
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	30.2

Figura 7.15. Selección de alternativa idónea. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

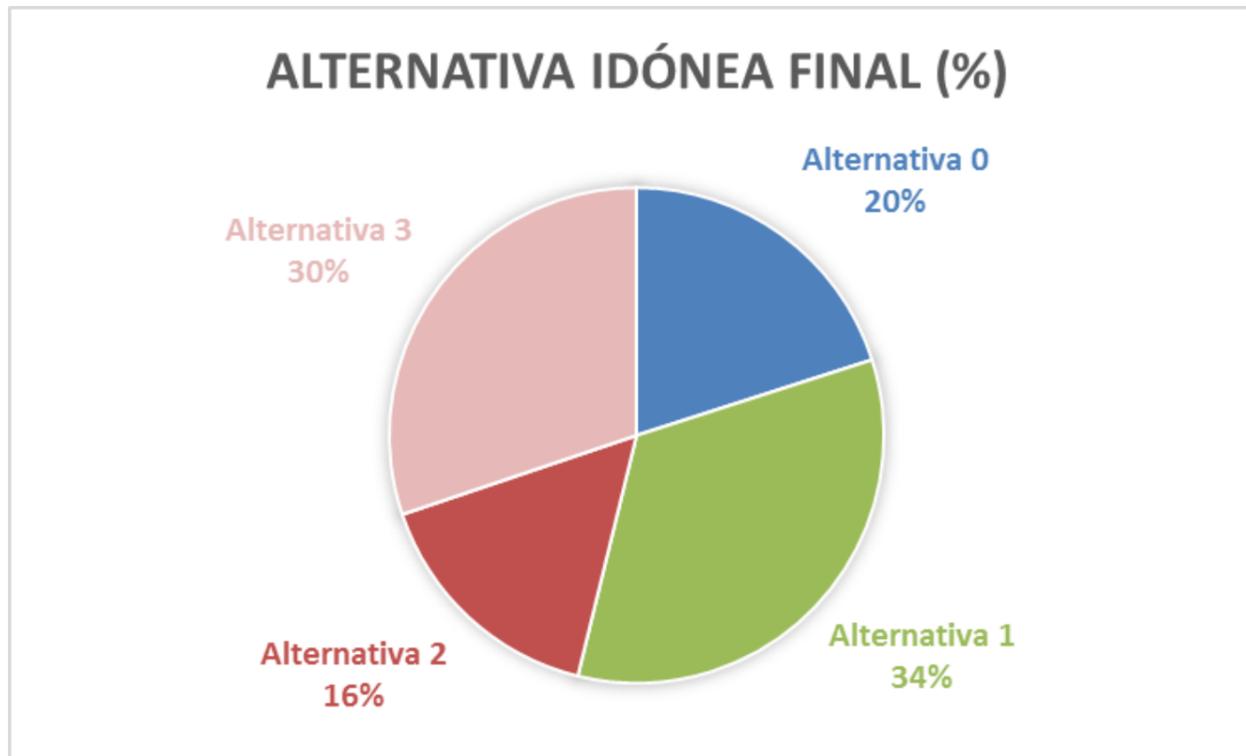


Figura 7.16. Alternativa idónea final. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

8. Diseño de la solución adoptada

El objetivo del presente apartado es llevar a cabo el diseño definitivo para la reparación del dique Norte del puerto de Gandía. A continuación se van a mostrar los tamaños de las piezas y los pesos finales de las distintas piezas a disponer en cada uno de los tramos:

TRONCO	TRAMO 2	W(t)	Dn (m)
	TRAMO 3	10	1.6
MORRO		19	2.0
		41	2.6

Figura 8.1. Peso y tamaño de los cubípodos a disponer. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Con respecto a las dimensiones de los cubípodos se recomienda visualizar el plano N°9 en el que aparecen acotados los cubípodos a disponer en los distintos tramos. Puede observarse como para facilitar el desencofrado se le da a las caras verticales una ligera inclinación del 3.5%.

En el caso de la banqueta contra socavación no existe ninguna formulación para su dimensionado, simplemente Medina y Gómez-Martín (2015) aconsejan que se utilice el material de las capas de filtro para su disposición, por ello se ha decidido utilizar escollera de 1.5 t dispuesta como puede apreciarse en la siguiente figura correspondiente con el tramo 3:

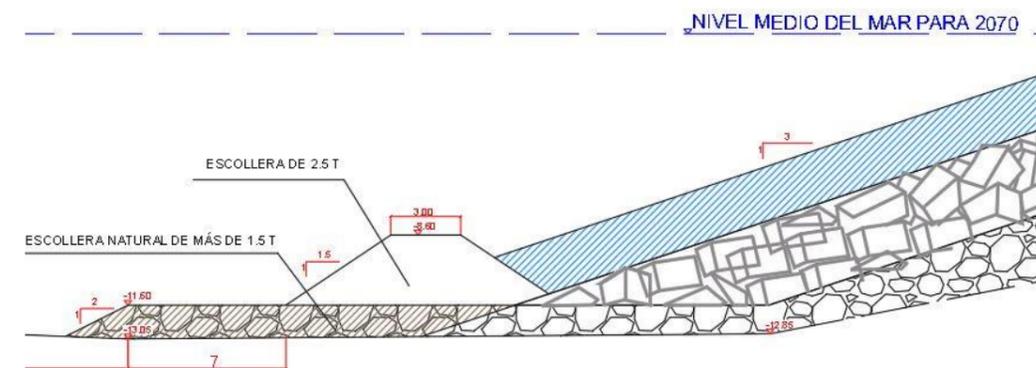


Figura 8.2. Banqueta contra socavación en tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Con respecto a la berna de pie, la formulación expuesta por Gerding E. (1993) permite comprobar si la disposición de este elemento es correcta. Para el diseño de este elemento es

importante tener en cuenta que la altura de la berma de pie ha de ser de aproximadamente 3 veces el diámetro nominal de la pieza a disponer y la base superior de la berma de pie también debe tener aproximadamente 3 veces el diámetro nominal de la pieza a disponer. Las dimensiones de la berma de pie que se dispondrán finalmente pueden consultarse en los planos de este proyecto, concretamente en los planos 8-1 y 8-2: secciones transversales reparadas. Para las dimensiones de la berma de pie expuestas en los diferentes tramos y el tamaño de pieza de 2.5 toneladas se obtiene que el Nod, el cual indica el coeficiente de daños del elemento y por tanto su calidad. El valor de este coeficiente es de:

N _{od} , tramo 2	0.94	No se producen averías
N _{od} , tramo 3	0.98	No se producen averías

Figura 8.3. Valor del coeficiente de daños (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Se observa que en ambos casos el caudal de rebase obtenido es menor a 50 l/s/m, que era el límite que se había fijado anteriormente. Por lo tanto, no es necesario variar las cotas de coronación ni realizar ninguna modificación sobre el espaldón del dique con lo que se consigue un ahorro económico muy importante.

Por último, es necesario comprobar la estabilidad del espaldón frente la actuación del temporal de cálculo ya que la acción del oleaje genera una serie de fuerzas horizontales y verticales que pueden inducir al vuelco o deslizamiento de este elemento. Para ello se utilizarán las formulas desarrolladas por Molines (2011) la cual estima una fuerza horizontal máxima (Fh) y una fuerza vertical generada por las subpresiones, asociada a esa fuerza horizontal máxima (Fv(Fh)). Una vez obtenidas estas fuerzas y los momentos asociados a las mismas se obtiene el coeficiente de seguridad asociado al vuelco o deslizamiento del espaldón, los cuales deben tener un valor superior a 1.2 (valor recomendado por la ROM 0.5-05, 2008). La obtención de estos coeficientes de seguridad se realiza con la siguiente formulación:

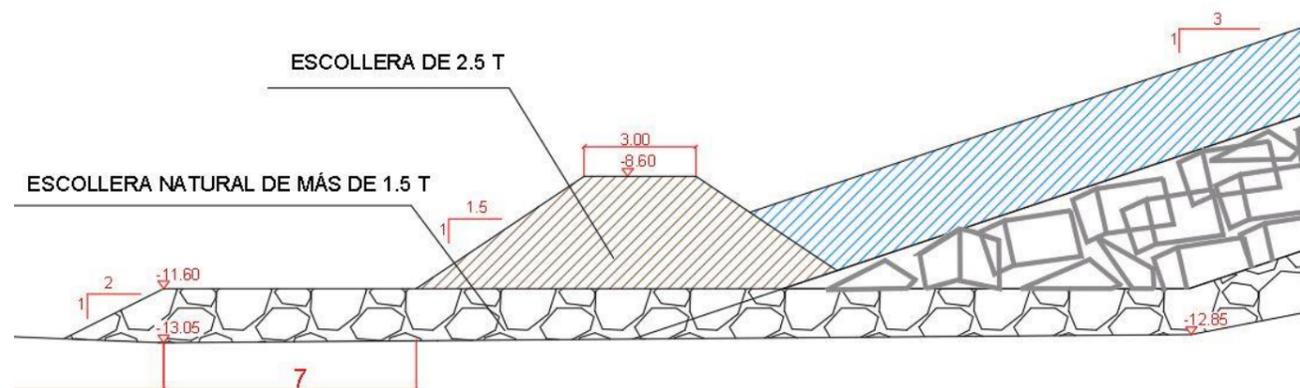


Figura 8.4. Berma de pie para tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

$$FS (\text{deslizamiento}) = (We - Fv(Fh)) * \frac{\mu}{Fh} = 1.34 > 1.2$$

$$FS (\text{vuelco}) = \frac{(We * \mu * Be)}{M(Fh) + M(Fh(Fv))} = 1.39 > 1.2$$

Figura 8.6. Factores de seguridad frente a vuelco y deslizamiento. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Con respecto a los caudales de rebase, se va a utilizar la misma formulación que en el estudio de soluciones. Siguiendo esta formulación se obtiene que:

Se observa que en el caso del vuelco, el espaldón obtiene un factor de seguridad superior a 1.2 y además, al ser un espaldón en forma de L, este factor tiene un valor más alto por lo que cumple holgadamente la comprobación a vuelco. Como ambos valores cumplen el factor de seguridad impuesto por la ROM 0.5-05 (2008), no se va a considerar necesaria realizar ninguna actuación sobre el espaldón por lo que se considera que la estructura existente actualmente es suficiente para resistir las fuerzas del nuevo oleaje calculado considerando las sobreelevaciones generadas por el cambio climático en el nivel del mar, las cuales provocan una mayor profundidad a pie de dique y por tanto unas alturas de ola mayores que generan mayores fuerzas sobre el espaldón.

	Q rebase (l/s/m)	
	EUROTOP	SMOLKA
TRAMO 2 DEL TRONCO	22	25
TRAMO 3 DEL TRONCO Y MORRO	30	21

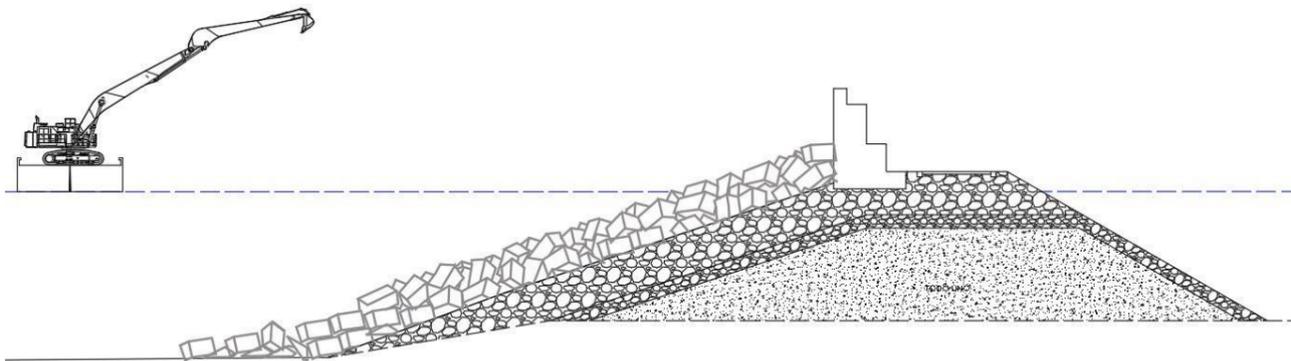
Figura 8.5. Caudales de rebase de los diferentes tramos. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

9. Proceso constructivo

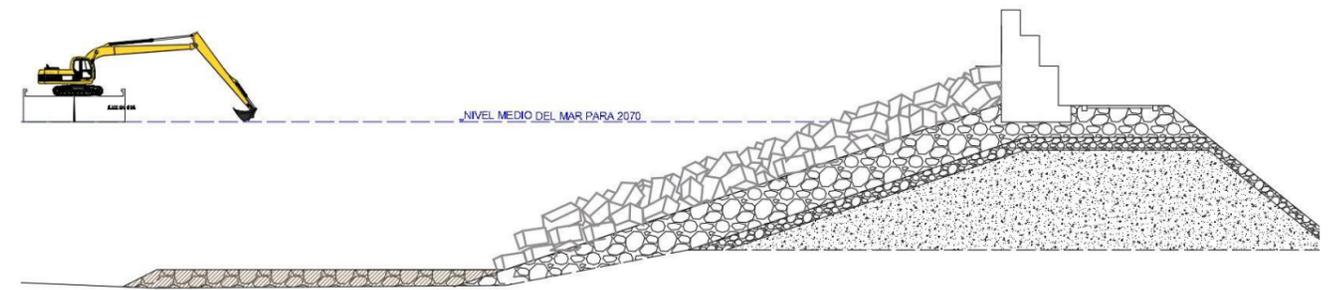
En cuanto al proceso constructivo, es de vital importancia definir si se van a utilizar medios marítimos o terrestres. En cuanto a la elección de la grúa terrestre que se va a utilizar para llevar a cabo la colocación de los elementos descritos en este proyecto se ha decidido por consultar el catálogo de grúas de LIEBHERR (2020) en el cual se ha escogido el modelo HS 895 HD. Esta grúa (HS 895 SD) cuenta con limitaciones a la hora de llevar a cabo la colocación de los cubípodos para distancias superiores a 39 metros, por lo que es necesario disponer de equipos flotantes que permitan la colocación de estos elementos en los puntos en los que la grúa terrestre no es capaz de actuar. Se ha optado por utilizar la grúa flotante modelo “Jerommeke” que la hace idónea para los trabajos tanto de retirada de los cubos depositados en el fondo como para la colocación de la escollera para la formación de la berma de pie y la banqueta contra socavación.

Finalmente el proceso constructivo que va a seguirse es el siguiente:

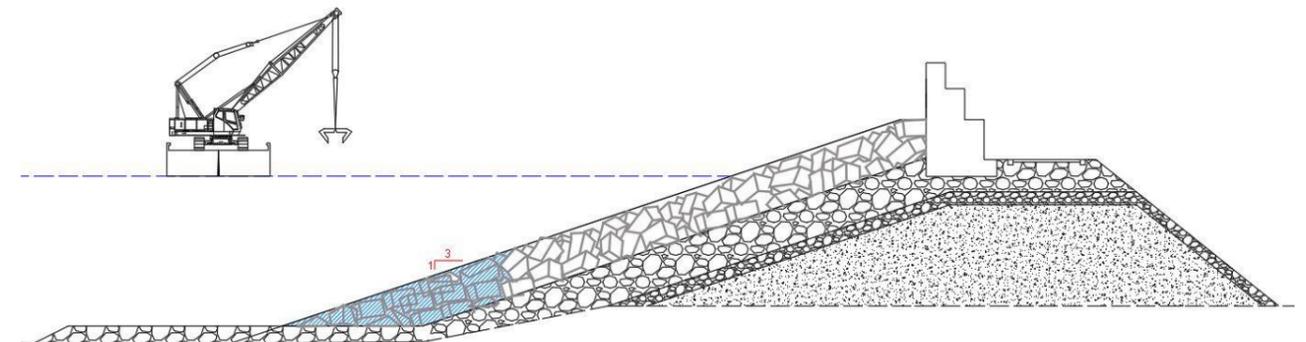
a) Retirada de cubos de hormigón depositados en el fondo



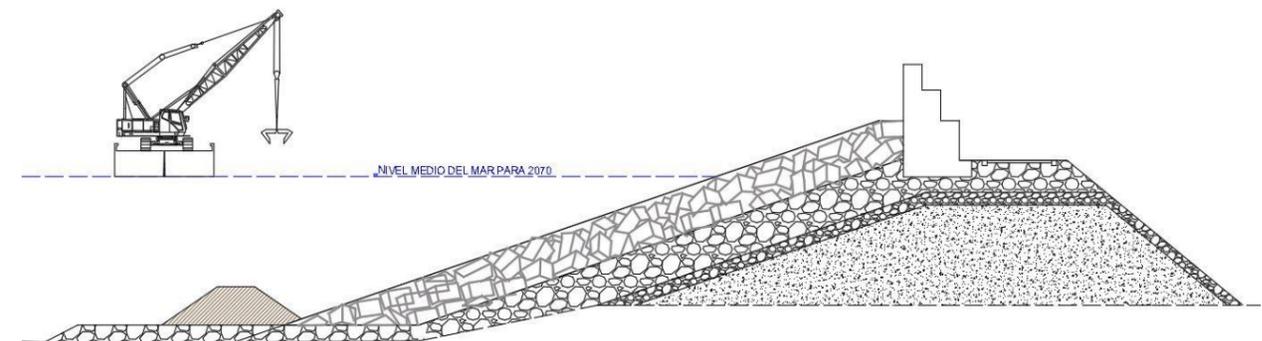
b) Colocación de escollera para ejecución de banqueta contra socavación



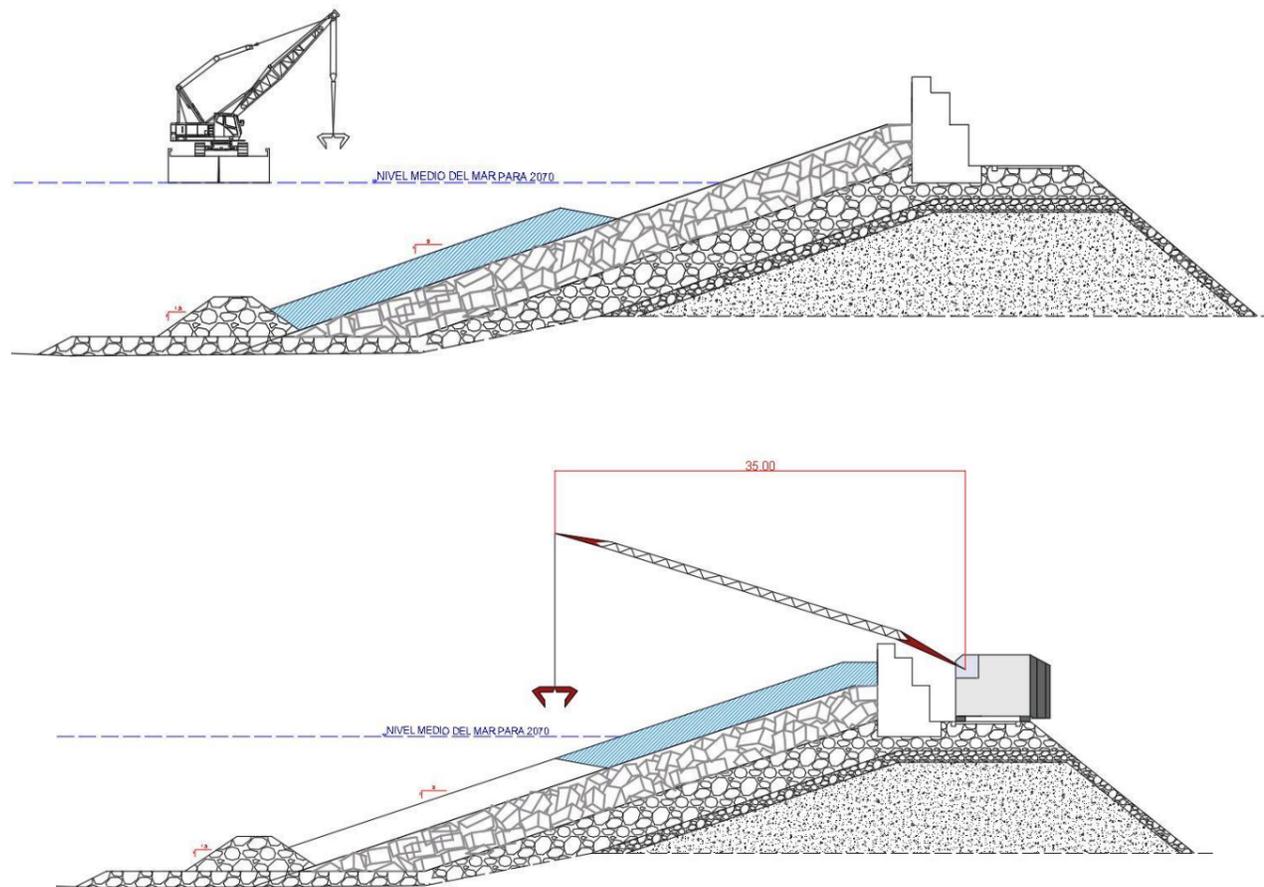
c) Recolocación de los cubos de hormigón retirados en la fase a)



d) Ejecución de la berma de pie



e) Ejecución del refuerzo del manto con cubípodos monocapa



En el anejo correspondiente con este apartado (Anejo nº10) se han definido con mayor detalle las características de los equipos que van a utilizarse para llevar a cabo esta reparación. En este mismo anejo se ha explicado con detenimiento las labores que van a realizarse en cada una de las fases del proceso constructivo por lo que si se quiere consultar alguna de ellas, se ruega dirigirse a este anejo para ello.

11. Resumen de la valoración económica

CAPÍTULO	RESUMEN	COSTE (€)
01	ACTUACIONES PREVIAS	230.000,00
02	REPARACIÓN DIQUE DE ABRIGO	5.634.591,94
03	SEGURIDAD Y SALUD	120.000,00
04	GESTIÓN DE RESIDUOS	39.748,00
05	OPERACIONES COMPLEMENTARIAS	120.000,00
	TOTAL EJECUCIÓN MATERIAL(€)	6.144.339,94
	13% de Gastos Generales	798.764,19
	6% de Beneficio Industrial	368.660,40
	TOTAL (€)	7.311.764,53
	21% de I.V.A	1.535.470,60
	PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (€)	8.847.235,08

Asciende la presente certificación a la expresada cantidad de OCHO MILLONES OCHOCIENTOS CUARENTA Y SIETE MIL DOSCIENTOS TREINTA Y CINCO euros con OCHO céntimos.

Firmado por Alejandro García Cárcel,
Valencia a 25 de junio de 2021



ANEJOS DE LA MEMORIA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE GENERAL

- ANEJO Nº1.- LOCALIZACIÓN Y ACCESOS..... 22
- ANEJO Nº2.- ANTECEDENTES..... 28
- ANEJO Nº3.- GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA..... 42
- ANEJO Nº4.- BATIMETRÍA Y TOPOGRAFÍA..... 48
- ANEJO Nº5.- AVERÍAS Y OBJETO DEL PROYECTO..... 54
- ANEJO Nº6.- CLIMA MARÍTIMO Y ESTUDIO DEL NIVEL DEL MAR..... 59
- ANEJO Nº7.- ESTUDIO DE SOLUCIONES..... 74
- ANEJO Nº8.- DISEÑO DE SOLUCIÓN ADOPTADA..... 103
- ANEJO Nº9.- ODS..... 117
- ANEJO Nº10.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROGRAMA DE OBRAS..... 120
- ANEJO Nº11.- VALORACIÓN ECONÓMICA..... 129
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS DEL PROYECTO..... 139

ANEJO N°1: LOCALIZACIÓN Y ACCESOS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	24
2. Marco autonómico.....	24
3. Marco local.....	25
4. Accesos.....	26

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1.1 Mapa político de España. (Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 2020).
- Figura 2.1 Mapa Comunidad Valenciana. (Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 2020).
- Figura 2.2 Mapa Comarcas Comunidad Valenciana. (Fuente: GVA, 2020).
- Figura 3.1 Mapa de Gandía. (Fuente: GVA, 2020).
- Figura 3.2. Emplazamiento del dique Norte del Puerto de Gandía. (Fuente: Valenciaport, 2016).
- Figura 4.1 Accesos por carretera al Puerto de Gandía. (Fuente: Ministerio de transporte, 2021).
- Figura 4.2 Accesos ferroviarios al Puerto de Gandía. (Fuente: Valenciaport, 2021).

1. Introducción

Antes de plantear cualquier obra o proyecto es imprescindible conocer el entorno en el que se va a desarrollar, ya que las ofertas de adjudicación para la obra no tienen por qué ser de empresas nacionales o autonómicas de la zona. Por esta razón, es importante definir de forma específica la localización de la obra que se va a realizar.

A continuación, se procede a analizar desde una vista global la localización del proyecto, es decir, siguiendo un marco autonómico. Una vez este haya quedado definido correctamente, se profundizará más, siguiendo un marco local.

Este proyecto tiene como objeto la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía, por lo que en primer lugar definiremos dónde se sitúa la ciudad de Gandía. Esta ciudad, ubicada junto al mar Mediterráneo, forma parte de la Comunidad Valenciana, la cual se encuentra al este de España, como se puede apreciar en la siguiente figura.



Figura 1.1. Mapa político de España. (Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 2020).

2. Marco autonómico: Comunidad Valenciana

La Comunidad Valenciana se encuentra al este del territorio Español y colinda en el norte con Cataluña, en el sur con la Región de Murcia, en el noroeste con la comunidad de Aragón y en el este-suroeste con Castilla-La Mancha.

En el territorio de la Comunidad Valenciana según Generalitat Valenciana (2021) cuenta con un total de 542 municipios y con tres provincias: Alicante, Castellón y Valencia, las cuales se pueden apreciar en la figura 1.1. La Comunidad Valenciana, estrecha y alargada, se extiende entre el río Cenia (en Vinaroz) y Pilar de la Horadada, un poco más al sur del río Segura, con una longitud de costa de 518 km aproximadamente. La mayor concentración de población se da en torno a la capital de esta comunidad, la ciudad de Valencia, la cual se encuentra junto al mediterráneo, justo en el centro del Golfo de Valencia. A continuación se muestra una imagen de la comunidad, en la que se puede apreciar que Gandía se encuentra a aproximadamente a unos 70 km al sur de la ciudad de Valencia.



Figura 2.1 Mapa Comunidad Valenciana. (Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 2020).

Como se ha indicado anteriormente, la ciudad de Gandía, a su vez, se encuentra dentro de la provincia de Valencia. El territorio de dicha provincia se divide en una serie de comarcas como puede apreciarse en la figura 1.3. Dentro de estas comarcas, Gandía, se encuentra en la comarca de la Safor como se indica a continuación:

3. Marco local: Gandía

El municipio de Gandía se localiza en la desembocadura del río Serpis junto al mar Mediterráneo. Una vez ha quedado localizada de forma más precisa la ciudad de Gandía, se pasa a definir con mayor detalle la zona objeto de estudio. La actuación tendrá lugar en el Puerto de Gandía, ya que se trata de una reparación del dique Norte que conforma parte de las obras de abrigo, las cuales protegen a este puerto del oleaje y permiten que puedan realizarse las operaciones portuarias necesarias para asegurar el comercio marítimo. En la imagen siguiente se muestra la localización del puerto y se observa que este se encuentra alejado del centro histórico de la ciudad.



Figura 2.2. Mapa Comarcas Comunidad Valenciana. (Fuente: Generalitat Valenciana, 2020).



Figura 3.1. Mapa de Gandía. (Fuente: Generalitat valenciana, 2020).

El código postal de este municipio es 46730. En cuanto a la dirección del puerto, se tiene que esta es: Puerto de Gandía – Recinto Portuario. Zona Sur. Las actuaciones, como se ha indica anteriormente tendrán lugar en el dique Norte del puerto, el cual se aprecia con mayor detalle en la siguiente imagen extraída de los planos de este mismo proyecto:



Figura 3.2. Emplazamiento del dique Norte del Puerto de Gandía. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

4. Accesos

Se van a analizar los distintos accesos por vía terrestre al puerto de Gandía, separando el tráfico en: tráfico por carretera y tráfico ferroviario.

• **TRÁFICO POR CARRETERA**

El Puerto de Gandía, según Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (2020) se conecta mediante la N-337 y desde ésta al resto de la Red de carreteras enlazando con:

- La AP-7/E-15 por medio de los accesos de Xeraco (Norte) y Oliva (Sur).
- El oeste de la Península Ibérica a través de la autovía A-35 mediante la carretera CV-60.

Además de estos accesos, el Puerto de Gandía cuenta con nuevo acceso al puerto de Gandía, que entró en funcionamiento el 31/01/2020. Este nuevo acceso sur ha permitido que los vecinos del casco histórico del barrio del Grau de Gandía no sufran las molestias del tráfico pesado de camiones que diariamente atravesaban la trama urbana para acceder al puerto.



Figura 4.1. Accesos por carretera al Puerto de Gandía. (Fuente: Ministerio de transportes, 2021).

Este nuevo acceso no solo evita que el tráfico portuario acceda al puerto a través del entramado urbano, sino que también mejora sustancialmente la funcionalidad de la circulación local y agiliza la entrada al puerto a vehículos de transporte especial de gran longitud.

- **TRÁFICO FERROVIARIO**

En cuanto al tráfico por ferrocarril, según Valenciaport (2021) el puerto cuenta con una infraestructura ferroviaria interior, la cual está conectada a la Red Ferroviaria de Interés General (RFIG).



Figura 4.2. Accesos ferroviarios al Puerto de Gandía. (Fuente: Valenciaport, 2021).

ANEJO N°2: ANTECEDENTES



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	31
2. Antecedentes.....	31
2.1 El Puerto de Gandia.....	31
2.2 El Dique Norte.....	37
2.3 Borrasca “Gloria”.....	40

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1 Plano de línea de costa 1883. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.2 Plano del proyecto de construcción 1895. (Fuente: ValenciaPort).
- Figura 2.3 Plano del dique Serpis. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.4 Plano del muelle del carbón. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.5 Imagen de bombardeos durante la Guerra Civil. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.6 Plano de instalaciones en 1954. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.7 Aterramiento generado por temporales. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.8 Plan General de Obras del Puerto de Gandía. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.9 Contaminación de aguas por desguace. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.10 Nuevo contradique Sur. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 2.11 Situación actual y usos del puerto. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 2.12 Instalaciones del puerto de Gandía. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 2.13 Prolongación dique Norte 1972. (Fuente: Valenciaport, 1895).
- Figura 2.14 Tramo de prolongación. (Fuente: Valenciaport, 1935).
- Figura 2.15 Secciones transversales de prolongación. (Fuente: Valenciaport, 1981).
- Figura 2.16 Planta y perfil longitudinal del refuerzo. (Fuente: Valenciaport, 2003).
- Figura 2.17 Camino de pescadores. (Fuente: Valenciaport, 2014).
- Figura 2.18 Refuerzo de 607 m iniciales dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2014).
- Figura 2.19 Sección tipo del tramo 3 del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2014)
- Figura 2.20 Sección tipo del tramo 2 del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2014)
- Figura 2.21 Sección tipo del tramo 1 del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2014)
- Figura 2.22 Localización de las secciones transversales. (Fuente: Valenciaport, 2014)
- Figura 2.23 Borrasca Gloria. (Fuente: Puertos del Estado, 2020).
- Figura 2.24 Playa de Gandía durante la borrasca. (Fuente: Cadena SER, 2020).

1. Introducción

El objetivo principal de este anejo es definir la evolución histórica tanto del Puerto de Gandía como de la obra de abrigo más importante de este puerto, el Dique Norte.

2. Antecedentes

2.1 *El Puerto de Gandía*

- **Construcción del Puerto (1883-1893)**

Como menciona Gimeno, F (2007) en 1883, el entonces alcalde de Gandía, Don José Rausell Rivas, encargó al ingeniero jefe de 2ª clase de Caminos, Canales y Puertos, Don Rafael Yagüe Buil, la realización de un proyecto de puerto para el Grao de Gandía.

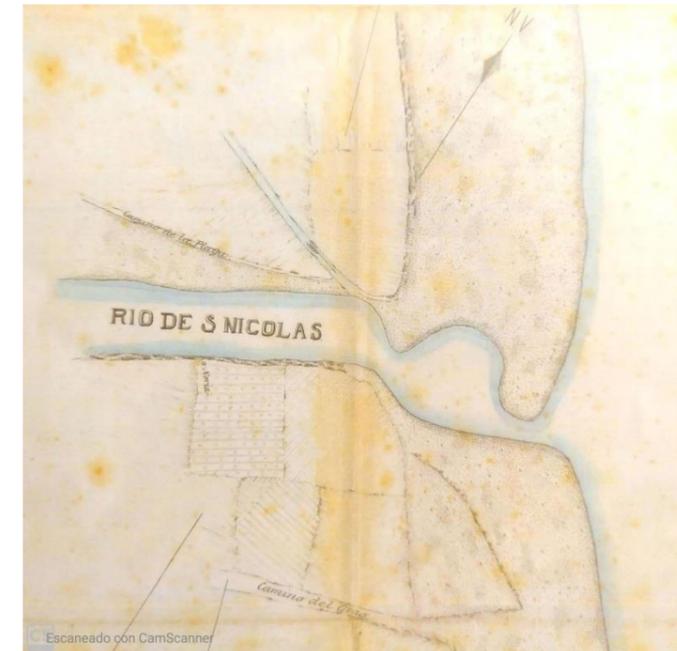


Figura 2.1. Plano de línea de costa 1883. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).

El proyecto se suscribió en Madrid el 29 de Abril de 1883 teniendo en cuenta que:

- Se proyecta una extensión del muelle de 240 metros con el objetivo de facilitar la carga y descarga para buques con un calado de 4 metros.
- Se propone la instalación de 4 grúas para las labores de carga y descarga.
- La roca necesaria para la construcción del dique procede de abrir una cantera junto al cerro donde se ubica el castillo de Bayren.
- El plazo de ejecución se fija en 3 años, siendo necesario previamente un plazo de 6 meses para la adquisición de material.
- El presupuesto de ejecución de las obras es de 1.083.369,33 pesetas, y el de conservación y explotación anual fue de 29.000 pesetas.

Un año después, en 1884, se consigue la concesión de construcción del puerto por tiempo ilimitado. En junio de 1886, tras haber agotado las posibilidades de nuevas prórrogas, los concesionarios proceden a realizar el acto simbólico de colocación de la primera piedra del puerto de Gandia. Tras dicho acto, se disponen de cuatro años para finalizar la construcción.

Finalmente, en 1889 se transfiere la titularidad del puerto a la compañía británica *Alcoy & Gandia Railway & Harbour Company Limited*, la cual, ampliando el proyecto original e incluyendo los tendidos de vías férreas que debían atravesarlo, inauguró el puerto en enero de 1893 junto con la línea de ferrocarril Gandia-Alcoy.

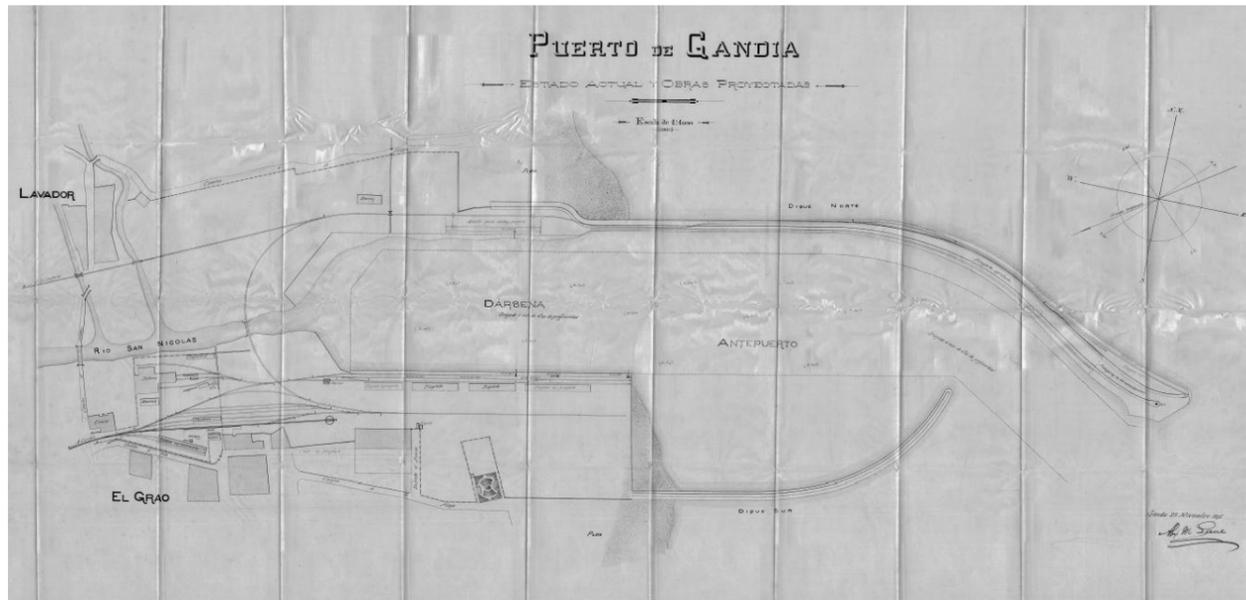


Figura 2.2. Plano del proyecto de construcción 1895. (Fuente: ValenciaPort).

• Actuaciones y ampliaciones

○ 1901-1910

El río Serpis, el cual se situaba justo al sur del puerto, debido a las distintas avenidas generaba depósito de sedimentos sobre el canal de entrada, lo que reducía el calado y obligaba a que se tuviera que dragar permanentemente. Con el objetivo de solucionar el problema se construyó un nuevo dique de 407 metros de longitud, denominado dique Serpis, el cual se finalizó en 1904.

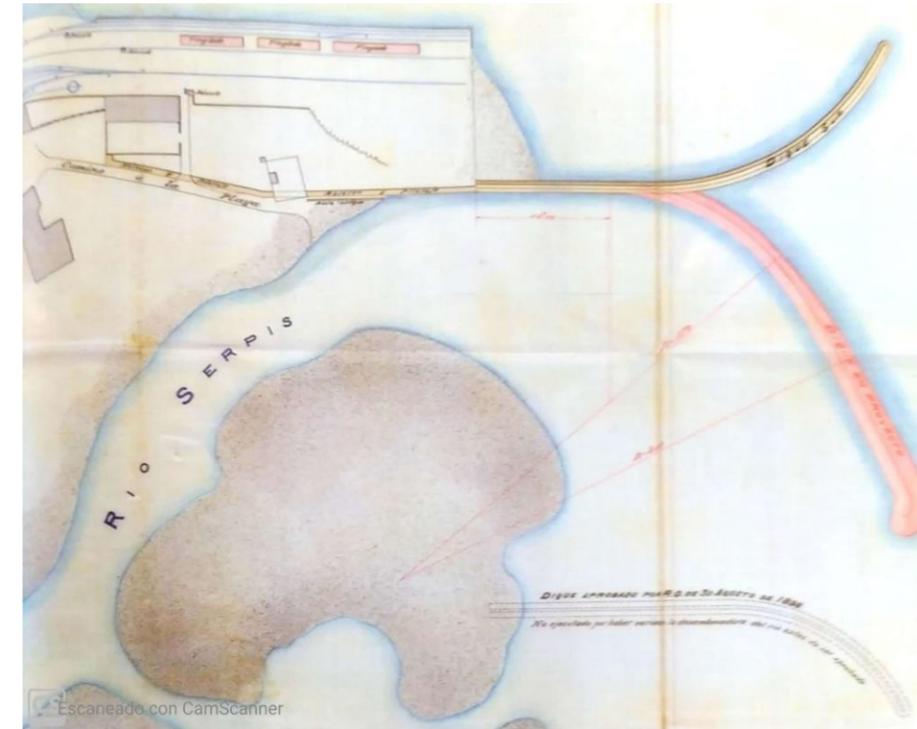


Figura 2.3. Plano del dique Serpis. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandia).

El dique constituyó un inconveniente que, aunque evitaba en parte los aterramientos, permitía que los temporales entrasen dentro del puerto por ser su longitud mayor que la del dique norte. Por esta razón, en años posteriores se llevó a cabo la demolición de este nuevo dique.

En 1908, como menciona Gimeno, F (2007), la Railway & Harbour comenzó con la construcción de doce tinglados fruteros, lo que se considera como la obra emblemática de este puerto. La razón principal de la construcción de estos tinglados fue debido a la necesidad de resguardar la naranja antes de embarcar.

○ 1911-1920

En Febrero de 1911 se produjo la concesión para la construcción de un nuevo muelle de 150 metros destinado para la descarga de carbones. Se denominó con el nombre de “muelle del carbón” aunque posteriormente se le conoció como “muelle sur”.

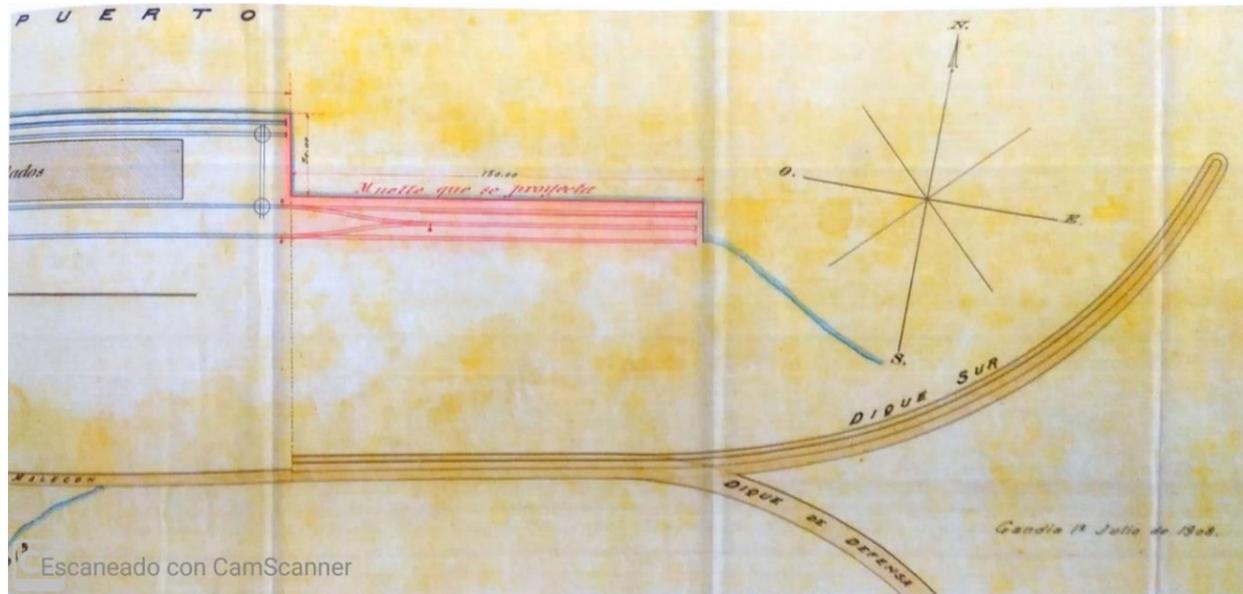


Figura 2.4. Plano del muelle del carbón. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).

○ 1921-1930

En diciembre de 1929 finalizó la construcción de un muelle de madera de 86 metros de longitud. Este nuevo muelle se situó en el fondo de la dársena contiguo al muelle frutero existente. El objetivo de este muelle era el de dedicarlo al tráfico de naranjas a granel, ya que la carga y descarga de estas mercancías era lenta, lo cual perjudicaba al resto de muelles.

○ 1931-1939

Según Gimeno, F (2007), durante 1931 comienza a construirse el actual edificio de la Aduana del puerto de Gandía. Durante el inicio de esta década se solicita la reversión del Estado del puerto debido a la situación en la que se encontraban las infraestructuras.

Finalmente se decidió realizar las obras necesarias para la mejora de las infraestructuras, que básicamente consistían en prolongar el dique norte en una longitud de 150 a 200 metros, a dragar el puerto a la cota de -6 metros y a construir una serie de muelles nuevos. Sin embargo, las obras no llegaron a realizarse por causa de la guerra civil.

El puerto de Gandía se mantuvo fiel al gobierno republicano, y por esta razón, durante los años de la guerra civil el puerto sufrió una larga serie de bombarderos que provocaron la casi total destrucción de sus instalaciones.



Figura 2.5. Imagen de bombardeos durante la Guerra Civil. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).

○ 1940-1961

Tras la contienda civil, se exige a la concesionaria *Alcoy & Gandía Railway & Harbour Company Limited* la reparación de los desperfectos generados por los numerosos bombardeos. Sin embargo, la empresa británica vio mermados sus recursos con el comienzo de la Segunda Guerra Mundial. Debido a la falta de recursos por parte de la concesionaria, el estado Español, en julio de 1946, tras la Segunda Guerra Mundial y debido a la disminución de la actividad, declaró el puerto de Gandía “de interés general”. El Estado tomó la posesión del puerto en enero de 1947, pasando a formar parte del Grupo de Puertos de la Provincia de Alicante.

El Estado, nada más tomar posesión llevó a cabo las reparaciones e inversiones más urgentes para que el puerto pudiera seguir funcionando, entre las que destacan según Gimeno, F (2007):

- Dragado de 240.000 m³ en 1947 dejando todo el fondo del puerto a una cota de -6 metros.
- Nuevo tinglado de mampostería de 1.200 m² de superficie en el muelle sur, al servicio de la naranja, que finalizó su construcción a principios de 1954.

- Construcción de un pequeño muelle pesquero de 30 metros de longitud entre 1952 y 1953.
- Prolongación de 170 metros del muelle frutero que se denominaría muelle de motoveleros, la cual se inició en 1954.



Figura 2.6. Plano de instalaciones en 1954. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).

○ **1962: Temporal y nuevo diseño**

El temporal sucedido en febrero de 1962 impidió la entrada de buques y suspendió por completo la actividad portuaria, debido a que la configuración de los diques, los cuales proporcionaban poco abrigo y su disposición no era la correcta, generaba el efecto de aterramiento que se observa en la siguiente figura:

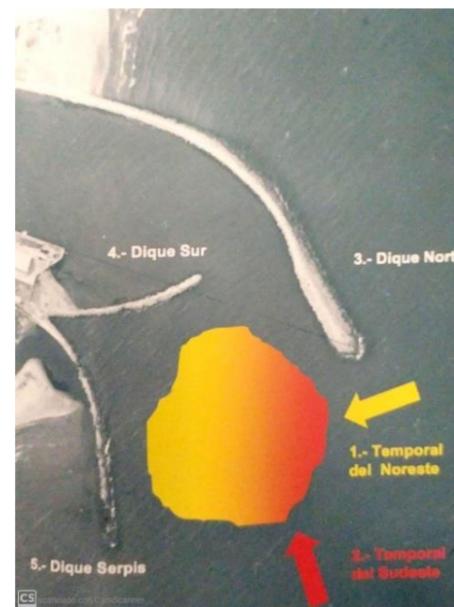


Figura 2.7. Aterramiento generado por temporales. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).

Los temporales que provenían del noreste, los cuales son muy frecuentes, impulsaban la arena quedando esta retenida por el efecto de pantalla del dique Serpis, posteriormente, los temporales del sudeste impulsaban esa arena dentro del puerto, generando una acumulación de sedimentos en la bocana de entrada al puerto.

El temporal antes mencionado sirvió para que en agosto de 1962 se redactara el Plan General de Obras del Puerto de Gandía, en el cual se reconocían los problemas de insuficiencia de abrigo y atraque del puerto. El Plan incluyó las siguientes cuatro etapas:

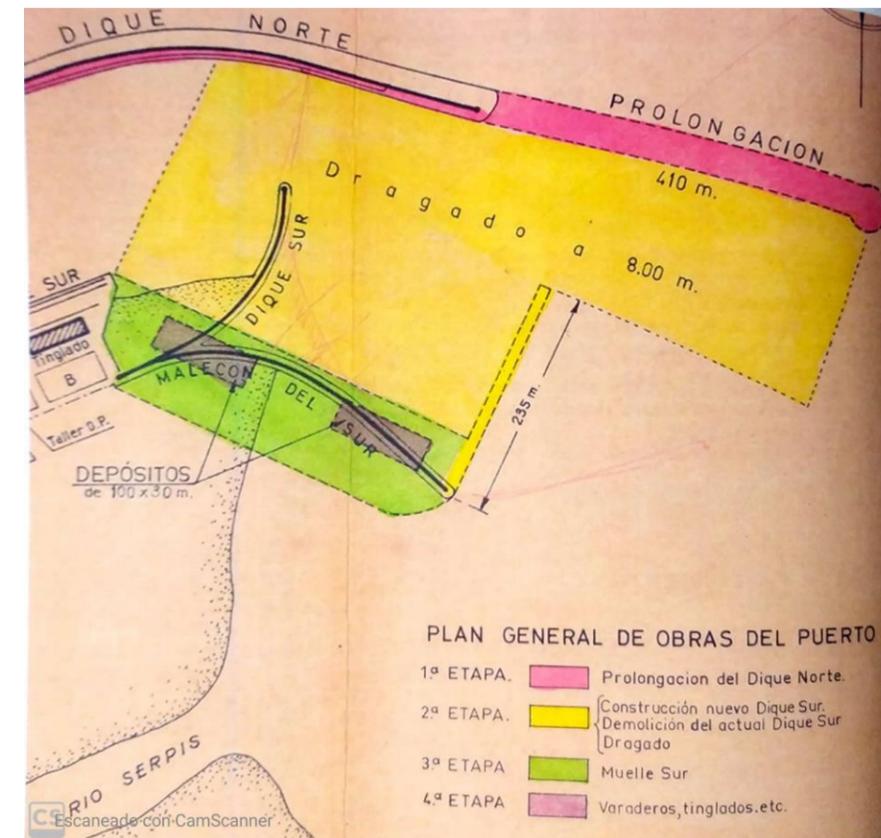


Figura 2.8. Plan General de Obras del Puerto de Gandía. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).

1ª Etapa: prolongación del dique Norte y refuerzo del ya existente.

2ª Etapa: construcción de contradique de 235 m que cerrara el puerto por el sur, la demolición de 170 m del dique sur y el dragado de 250.000 m³ del antepuerto.

3ª Etapa: relleno de 40.000 m³ del nuevo muelle Sur.

4ª Etapa: dotar de cerramiento total y mejorar las instalaciones portuarias.

El Plan, dado a su presupuesto, no comenzó a ejecutarse hasta pasados 5 años de la redacción del mismo.

○ **1970-1990**

Esta década comienza con la pérdida de las exportaciones de naranja por vía marítima, ya que se adoptan las vías terrestres como mejor transporte de este tipo de mercancías. Aparecieron dos nuevos tráficos en aquel entonces, el del papel, el cual fue bienvenido por la ciudad y que con el paso de los años se consolidó como el principal tráfico del puerto y la actividad de desguace de buques, la cual no había sido bienvenida por los problemas medioambientales que generaba. El desguace de embarcaciones se produjo durante más de doce años, pese a la oposición del Ayuntamiento de Gandía.



Figura 2.9. Contaminación de aguas por desguace. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).

A principios de 1970 entró en servicio la primera ampliación del muelle sur, que se trataba de una prolongación de la línea de atraque en 75 m, que alcanzaría los 225 m en total. En 1972 se iniciaron las obras de prolongación del dique Norte hacia la playa, lo que permitió la consecución de una dársena para las embarcaciones deportivas del Club Náutico. La construcción de esta nueva dársena finalizó en 1973. En marzo y diciembre de 1976 se realizaron las obras de tendido de vías de ferrocarril en el interior del puerto.

En 1982 se realizó la 2ª fase de prolongación del muelle sur, con un aumento de 80 m de longitud y una profundidad de -7 m. El muelle contaba, tras esta ampliación, con una longitud total de 300m. Entre 1982 y 1983 se ejecutaron las obras correspondientes con el proyecto del nuevo contradique sur, el cual consistía en la construcción de un dique de escollera que, partiendo de la costa, comenzara con una alineación recta inicial de 310 m, seguida de una segunda alineación de 240 m. En la siguiente imagen se ilustra la disposición de este nuevo contradique:

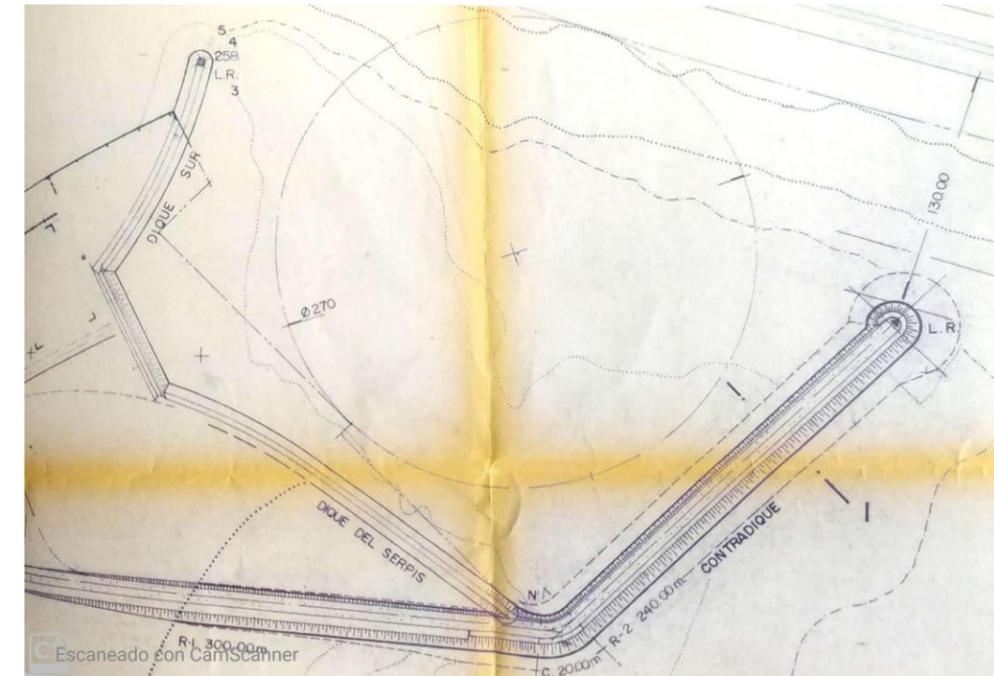


Figura 2.10. Nuevo contradique Sur. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).

En mayo de 1982 se clasificó el puerto de Gandía como puerto de interés general y en diciembre de 1985, el puerto se integró en el ámbito del Puerto Autónomo de Valencia (conocido ahora como Autoridad Portuaria de Valencia).

Finalmente, en 1989, se proyectó el muelle Serpis, el cual se realizó en dos fases. La primera fase consistió en rellenar de arena una superficie entre el contradique sur y el dique Serpis, y construir un primer tramo de muelle de 150 metros de longitud y de 9 m de calado. Las obras de esta primera fase se realizaron entre 1990 y 1992. La segunda fase se realizó entre 1993 y 1995 consistiendo en la construcción de los últimos 150 m de muelle, con una profundidad de 10 m. El muelle Serpis conformó una línea de atraque de 300 m de longitud.

o **Situación actual**

En la actualidad, la Autoridad Portuaria de Valencia gestiona y administra el Puerto de Gandía, junto con los puertos de Valencia y Sagunto. El puerto cuenta en la actualidad con los dos diques de abrigo (dique y contradique) citados anteriormente. El dique norte, el cual cuenta con una longitud de 1.100 metros y el contradique sur, que cuenta con 420 metros, siendo la tipología en talud la escogida para ambos diques.

En cuanto a los usos del puerto, se ha extraído del plano N°2. “Asignación de Usos” la siguiente figura en la que se pueden observar los usos del puerto y su división espacial.

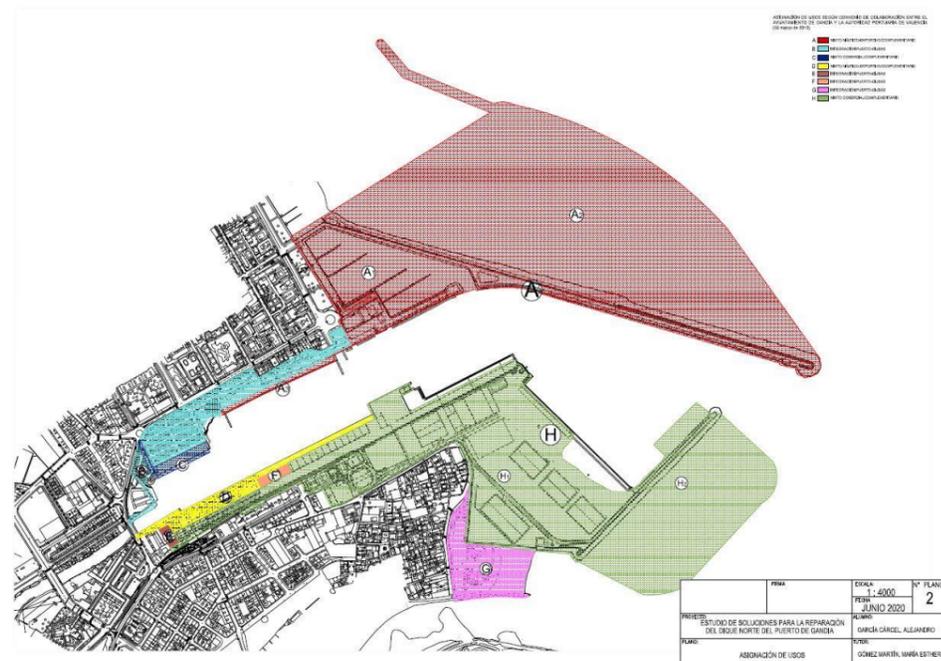


Figura 2.11. Situación actual y usos del puerto. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

El puerto se ha especializado en la manipulación de productos forestales (papel y paquetes de madera de importación) y productos perecederos, especialmente fruta refrigerada de importación y exportación. El uso pesquero, se corresponde a la zona azul.

En cuanto al uso deportivo, el Real Club Náutico de Gandía (marcado en verde) cuenta con un total de 301 amarres, 265 correspondientes a la dársena interior y 36 en los pantalanes exteriores. La mayoría de los amarres se distribuyen en cuatro pantalanes fijos de hormigón, y el resto en dos líneas de atraque al norte y sur de la dársena deportiva, los cuales se observan en la parte superior de la imagen 2.11

A continuación se muestra una imagen en la que queda mejor acotada la situación de las distintas instalaciones de las que dispone el puerto en la actualidad:



- 01. Real Club Náutico de Gandía
 - 02. Varadero
 - 03. Lonja
 - 04. Aduana
 - 05. SEGASA
 - 06. Almacén frigorífico
 - 07. Autoridad Portuaria
 - 08. Capitanía Marítima
 - 09. A N-332 AP-7 (Enlace Xeresa)
 - 10. A C-230 Gandía AP-7 (Enlace Oliva)
- Zona pesquera
 - Zonas de operaciones portuarias
 - Zona uso mixto (náutico, comercial, recreativo)

Figura 2.12. Instalaciones del puerto de Gandía. (Fuente: Valenciaport, 2021).

2.2 El Dique Norte

Con el primer proyecto realizado en 1883 se define una sección transversal del dique Norte, la cual se rediseña debido a que en diciembre de 1890, se produjo un gran temporal, el cual causo averías de gran consideración en la parte del dique ya construido, hasta el punto de que, la parte del dique que iba desde la tangente de entrada que se dispuso en el proyecto hasta el final del dique hacia el mar (218 metros de longitud) fue arrancada quedando destruida la plataforma. Según Gimeno, F (2007), el impulso de las olas fue tal que lanzó bloques de 10 Toneladas a gran distancia en el interior del puerto. A raíz de este temporal se aumentaron las secciones transversales de los diques y se modificó también su trazado en planta. Por estos motivos las obras quedaron paralizadas hasta enero de 1891.

En 1935 Finalmente se decidió prolongar el dique norte en una longitud de 150 a 200 metros, a dragar el puerto a la cota de -6 metros y a construir una serie de muelles nuevos. Sin embargó, las obras no llegaron a realizarse por causa de la guerra civil. Esta prolongación finalmente se proyectó en 1966 y su construcción se materializó en 1972. Esta prolongación supuso una mejora sustancial en las condiciones de abrigo de los buques dentro del puerto.

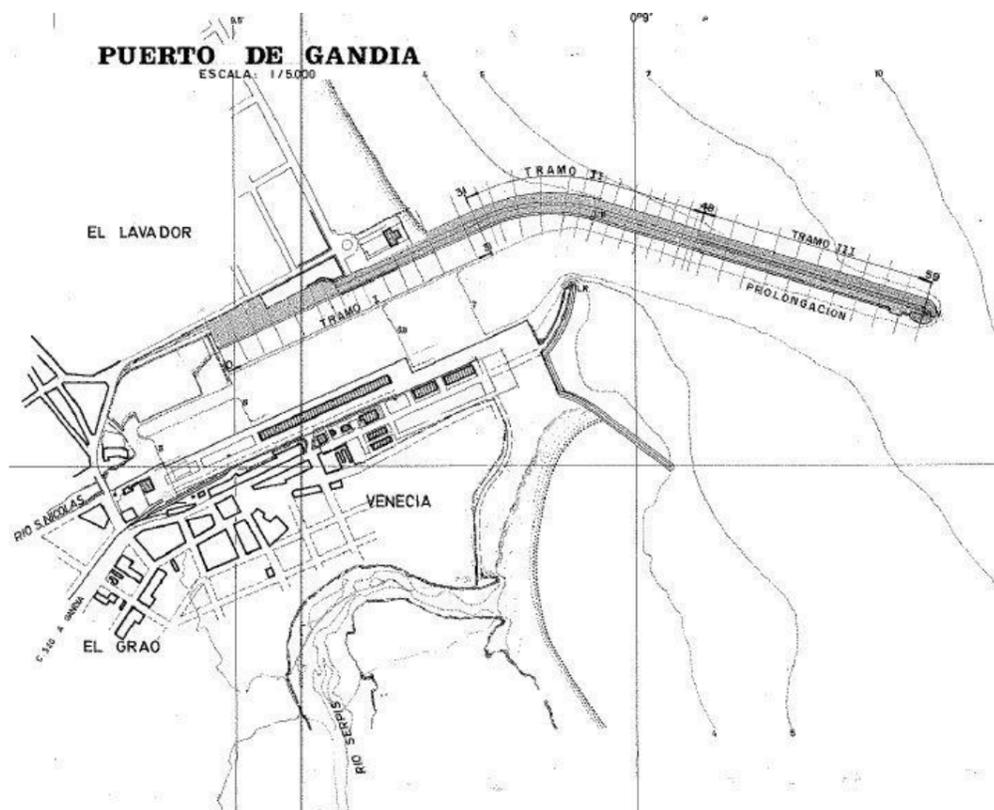


Figura 2.13. Prolongación dique Norte 1972. (Fuente: Valenciaport. 1895).

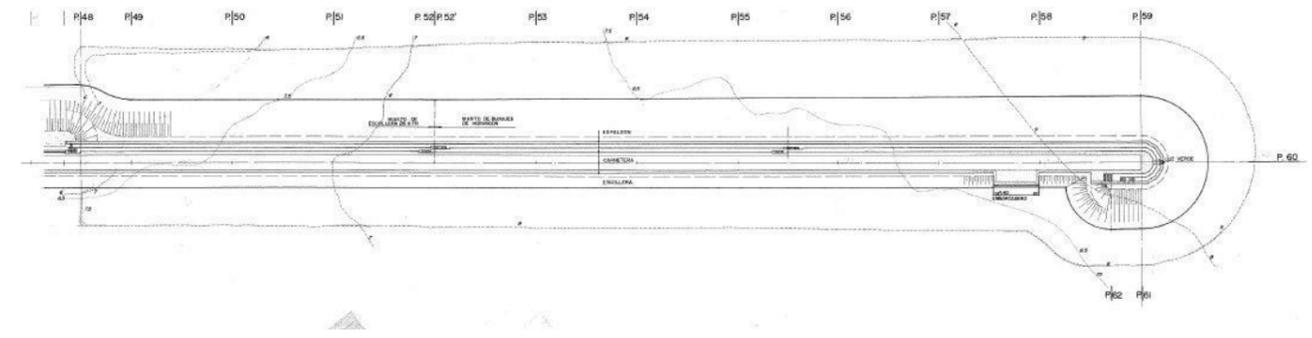


Figura 2.14. Tramo de prolongación. (Fuente: Valenciaport, 1935).

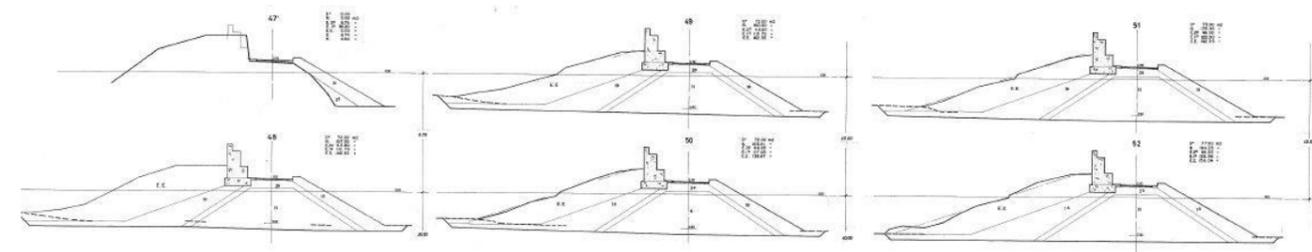


Figura 2.15. Secciones transversales de prolongación. (Fuente: Valenciaport, 1935).

Tras esta prolongación, el dique Norte contaba con una longitud de 1100 m. Estos 1100 se dividían en dos tramos bien diferenciados. El primero de ellos cuenta con 312 m de longitud y arranca desde la playa de Gandía, protegiendo la dársena de embarcaciones menores. El segundo tramo, de 788 m de longitud, protege la entrada del puerto.

En 1981, debido a los temporales de diciembre de 1980, se definieron una serie de actuaciones necesarias para reforzar el dique Norte del puerto, cuyo talud exterior se había visto erosionado a causa de estos temporales y la escollera también quedó dañada. Las obras consistieron en el vertido y colocación de cantos de escollera de un peso de 6 T, hasta conseguir que el talud exterior sea de 3H : 1V.

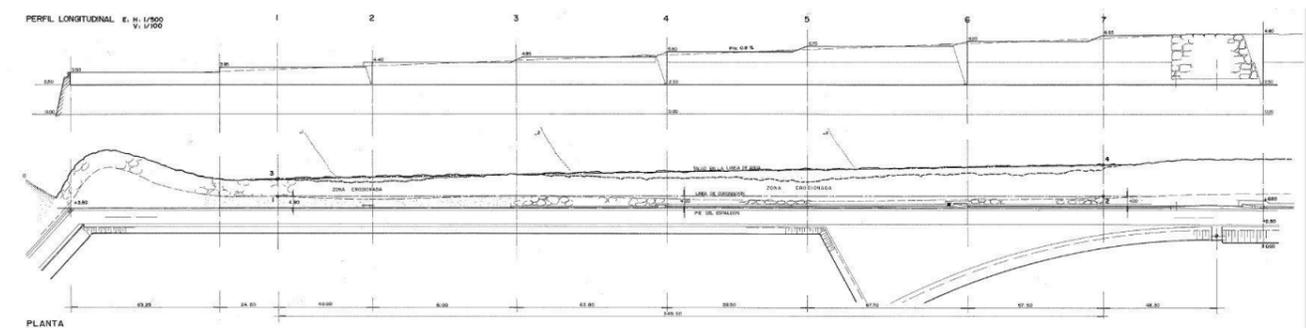


Figura 2.16. Planta y perfil longitudinal del refuerzo. (Fuente: Valenciaport, 1981).

En marzo de 2003 se llevaron a cabo una serie de obras de mejora del dique Norte, las cuales consistían en la construcción de un camino de pecadores en el dique.

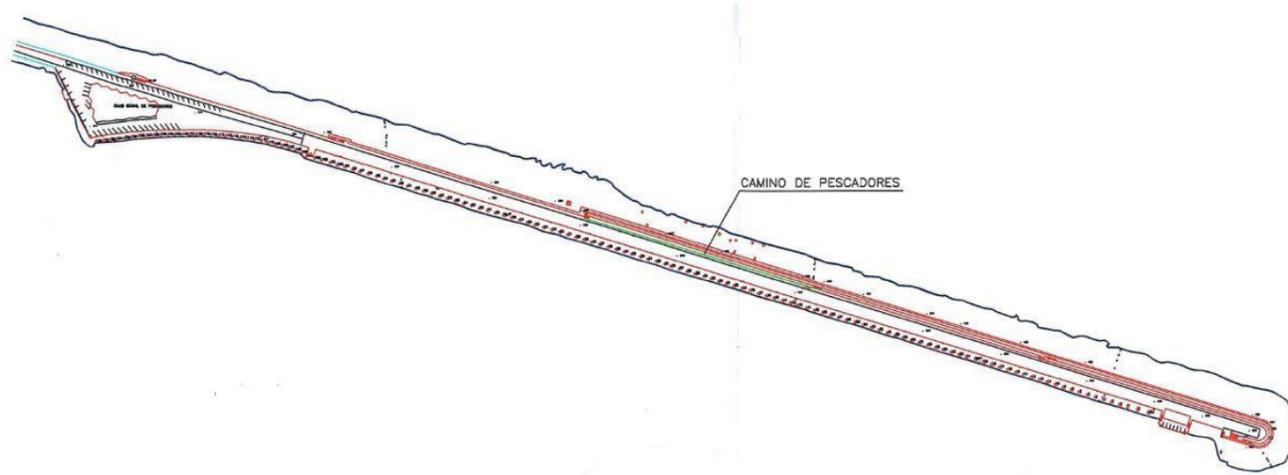


Figura 2.17. Camino de pescadores. (Fuente: Valenciaport, 2003).

Desde 1981 no se produjo ningún refuerzo hasta que en 2014 se proyectó el refuerzo de la escollera del dique Norte. Este refuerzo fue necesario debido a la acción de los numerosos temporales producidos desde 1981, los cuales originaron daños en las obras de defensa del puerto, principalmente deslizamientos del manto principal, así como puntuales pérdidas de sección en los 607 metros iniciales del dique. Para solucionar dichos problemas se lleva a cabo el vertido y colocación de escollera de un peso mínimo de 6 Toneladas, hasta reconstruir la sección tipo original en los 607 metros iniciales.

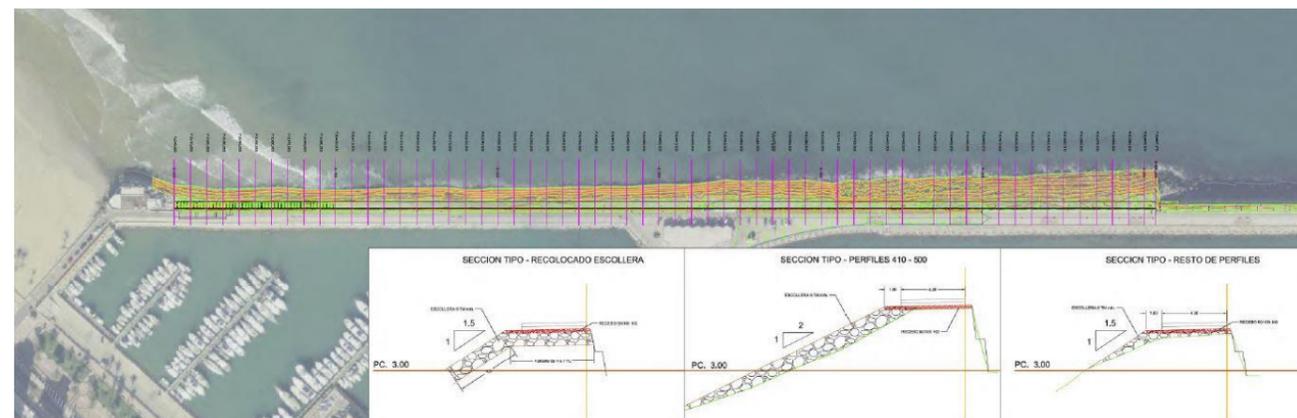


Figura 2.18. Refuerzo de 607 m iniciales dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2014).

Para definir esta reparación, se definieron tres secciones tipo: del Pk 410 al 500 se restituyó la sección original del dique con talud 3H : 1V. En la berma de coronación se recibió, con todo uno de cantera (50/100kg), los huecos existentes entre la escollera de 6 toneladas.

Del PK 0 al 410 y del Pk500 al 607 se ejecutaron las siguientes soluciones:

- En las secciones donde solamente hiciera falta recolocar la escollera para conseguir la cota proyectada, se recolocaron también los 4 m de talud más próximos a la coronación. En la berma de coronación se rellenaron con todo uno de cantera los huecos generados por la escollera
- En la secciones donde el incremento de la cota de coronación del dique afectaba al talud del mismo, y no se hubiera producido una pérdida de sección, el talud proyectado pasó a ser de 1,5H : 1V. En la berma de coronación se rellenaron con todo uno de cantera los huecos generados por la escollera

Finalmente, las secciones transversales del dique Norte que se tienen en la actualidad son las siguientes:

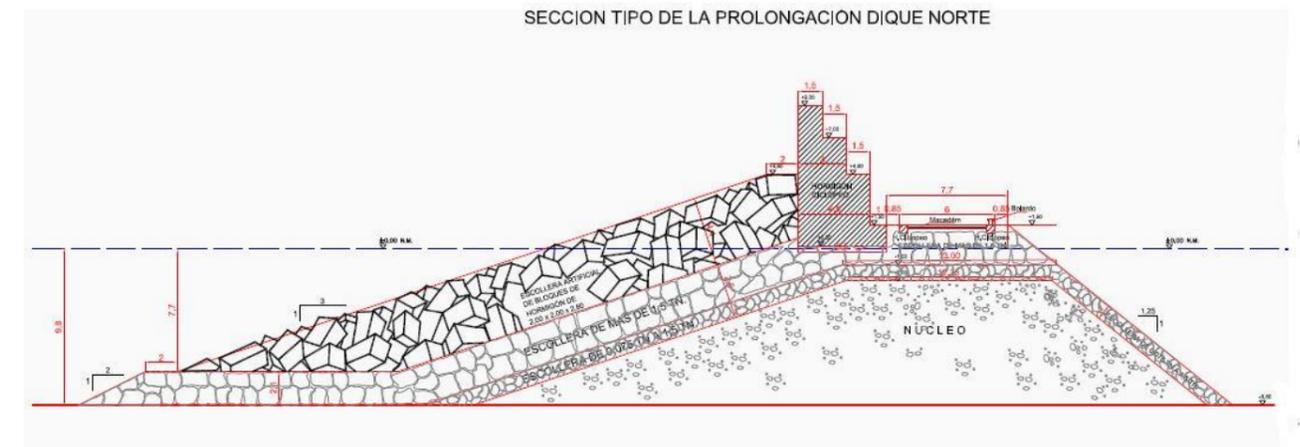


Figura 2.19. Sección transversal del tramo 3 del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2014)

SECCIÓN TIPO SEGUNDO TRAMO

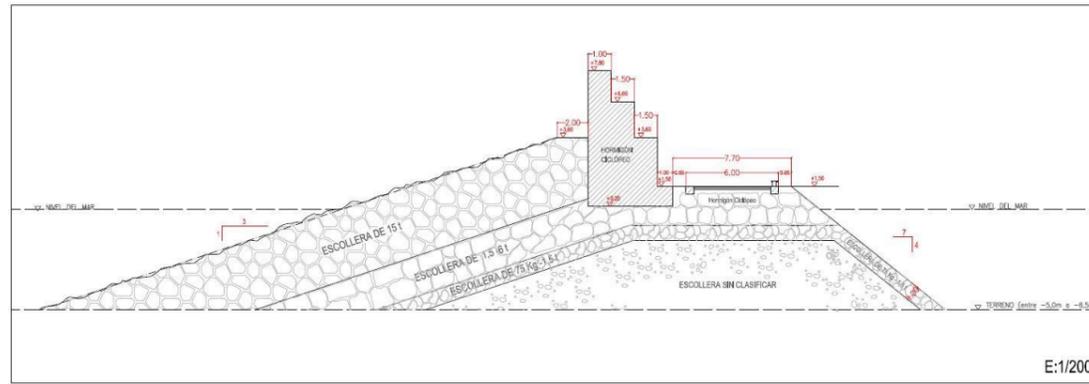


Figura 2.20. Sección transversal del tramo 2 del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2014)

SECCIÓN TIPO PRIMER TRAMO

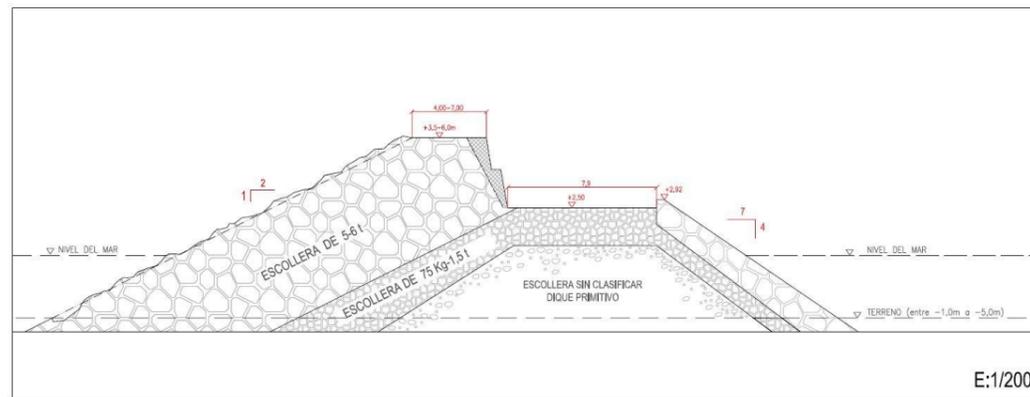


Figura 2.21. Sección transversal del tramo 1 del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2014)

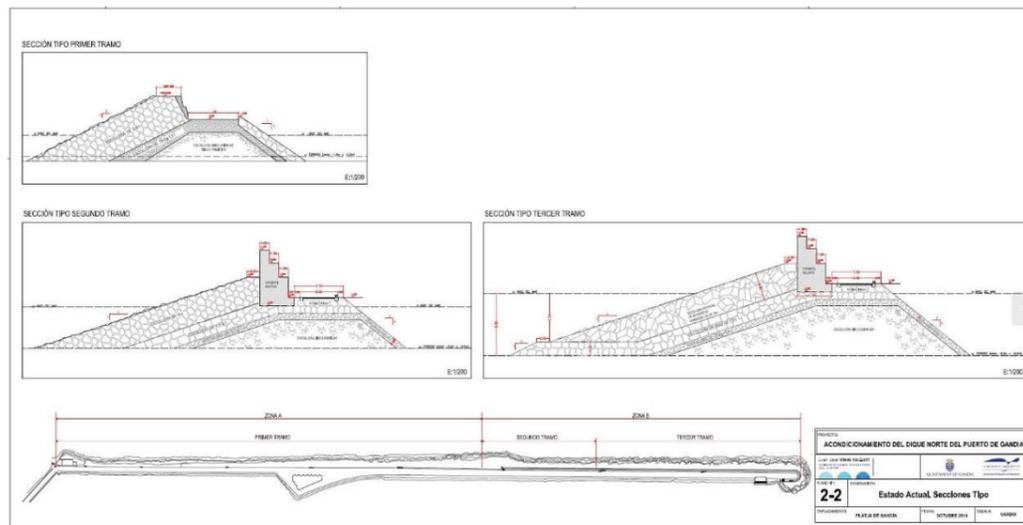


Figura 2.22. Localización de las secciones transversales. (Fuente: Valenciaport, 2014)

Finalmente, la última actuación realizada sobre el dique Norte fue en 2015 y se corresponde con la construcción de un paseo peatonal sobre el mismo.

2.3 Borrasca “Gloria”

Para llevar a cabo el diseño de las obras de abrigo los factores que se tienen en cuenta para su diseño son, por un lado, el criterio económico que siempre debe tenerse en cuenta en la construcción, y por otro, el factor de riesgo de avería. En estos casos, siempre se llega a una solución de compromiso entre estos dos criterios, en la cual se busca reducir al máximo el riesgo de avería con el menor número de recursos económicos, es decir, se busca la mayor eficiencia y eficacia posible del diseño.

En el caso de las obras de abrigo, siguiendo el criterio de riesgo, el factor de diseño utilizado es la altura de ola. Las mayores alturas de ola se dan durante los temporales, y en este caso, es un temporal el desencadenante de este proyecto. Este temporal se conoce con el nombre “Gloria” y tuvo lugar en Enero del pasado año 2020 durante los días 19 a 24 de ese mismo mes y afecto a la gran mayoría de costas del Mediterráneo.

Durante el temporal, según Puertos del Estado (2020), las boyas y mareógrafos registraron valores récord en el Mediterráneo Occidental de altura de ola significativa. El mayor dato se obtuvo por la boya de aguas profundas de Valencia, la cual registró 8.44 metros de altura de ola significativa. Si se considera que la altura de ola significativa se corresponde con la media del tercio de olas de mayor altura, se puede estimar que la mayor ola que se produjo pudo llegar a alcanzar los 13.5 metros. Es importante tener en cuenta que, la altura máxima, a pesar de su interés, no es tan representativa como la altura de ola significativa, ya que su validez está circunscrita al punto de medida, por lo que, aunque se mida una gran ola individual en alta mar esto no significa que dicha ola se propague hasta la costa.

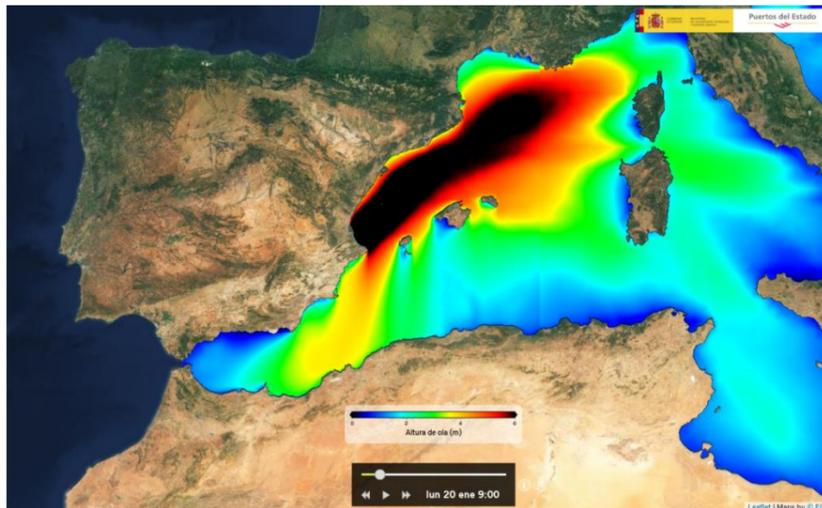


Figura 2.23. Borrasca Gloria. (Fuente: Puertos del Estado, 2020).

Pero las alturas de ola en aguas abiertas no son los únicos récords que batió “Gloria”, ya que este temporal también se dejó notar en el interior de los puertos. En el puerto de Valencia, el mareógrafo llegó a registrar una altura de ola significativa de 2.11 metros y un valor de altura máxima de ola de 3.28 metros.

En lo relativo al nivel del mar, se produjo también una fuerte sobreelevación asociada a dicho temporal, la cual se observó en todas las estaciones mareográficas de Puertos del Estado en la zona. En el caso de Gandía, municipio en el que se ubica este proyecto, según Carbonell, J.P (2020) se batió el récord de sobreelevación del nivel del mar, llegando a registrarse valores 80 cm superiores al nivel medio. De hecho, un estudio elaborado por el Grupo de Cartografía Geoambiental y Teledetección de la Universitat Politècnica de València evidencia el impacto de “Gloria” en la regresión del litoral.

Según Carbonell, J.P (2020) la monitorización con detalle de los más de 200 km de costa que se extienden entre Vinaròs y Dénia permitió detectar múltiples cambios. Fijando la atención entre las dos fechas más separadas (el 6 y el 26 de enero) se pudo medir que el retroceso medio de todas las playas del Golfo de Valencia fue de 11,1 metros. En el caso de la Safor, comarca en la que se desarrolla este proyecto, según este estudio, las playas que más retrocedieron son l’Auir en Gandia con una pérdida media de arena de 23,2 metros, la de Xeraco con una pérdida de 19,8 m y el “Grau de Gandia” con una pérdida de 26,4 m.



Figura 2.24. Playa de Gandía durante la borrasca. (Fuente: Carbonell, J.P, 2020).

Es importante tener en cuenta que los efectos más destructivos de los temporales se producen en situaciones donde se dan conjuntamente fuerte oleaje y una sobreelevación del nivel del mar, como fue en este caso, ya que la combinación de estas dos situaciones puede generar grandes desperfectos superficiales en paseos marítimos y obras de abrigo. También pueden afectar al fondo marino, ya que pueden llegar a generar un desplazamiento de sedimentos del fondo, como se produjo a la entrada del Puerto de Gandía.

Este desplazamiento de sedimentos generó serios problemas sobre el tramo final del tronco del dique Norte del puerto y sobre el morro del mismo. Se profundizará en estos problemas en el anejo N°5: "Averías y objeto del Proyecto". Otro de los problemas que generó dicho temporal es la afección que tuvo sobre los distintos paseos marítimos, los cuales, ante el cambio climático y la subida del nivel del mar, empiezan a suponer un peligro, a diferencia de los cordones dunares, los cuales protegen de las olas.

ANEJO N°3: GEOLOGÍA Y GEOTECNIA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	44
2. Geología.	
2.1 Materiales existentes en la zona.....	44
3. Geotecnia	
3.1 Propiedades litológicas.....	45
3.2 Propiedades geotécnicas.....	45
3.3 Propiedades geomorfológicas.....	45
4 Mapas IGME.....	46

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1 Extracto del MAGNA en zona del puerto. (Fuente: IGME, 1973).

1. Introducción

El objetivo principal de este anejo es definir las cualidades geológicas y geotécnicas de los terrenos que alberga este proyecto. Esto se realiza con la intención de comprobar la viabilidad de la obra con respecto al medio físico. Con el objetivo de comprobar que las obras proyectadas no superar la capacidad portante del terreno se recurre a los mapas geológicos y geotécnicos desarrollados por el IGME.

2. Geología

2.1 *Materiales existentes en la zona*

Como se ha mencionado anteriormente, se recurre al Mapa Geológico de España elaborado por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Recurriendo a los mapas MAGNA con una escala 1:50.000, se tiene que la hoja 796 (30-31) se corresponde con la localidad de Gandía.

En la zona a estudiar a estudiar se observan materiales pertenecientes al holoceno y pleistoceno superior del período cuaternario, por lo que se puede afirmar que se tienen materiales relativamente jóvenes. Los materiales que se tienen son principalmente los siguientes:

- Limos eólicos (23): formados debido al depósito de sedimentos transportados por el viento sobre la antigua albufera existente en la zona y que forman una franja continua paralela al litoral.
- Aluviales (33): formados por depósitos de fondo de la rambla, sobretodo cuando se producen precipitaciones considerables y que conforman gran parte del detritus que el río Serpís esparce en la zona.
- Limos de inundación (29): limos arenosos y grisáceos.
- Depósitos marinos (32): se corresponde a arenas grises con fauna las cuales se encuentran debajo de los limos eólicos. Se encuentra un depósito de margas grises con fauna marina de una extensión reducida y de una altura máxima de aproximadamente 1 metro.

En la siguiente imagen se muestra un fragmento del mapa MAGNA centrandlo sobre los estratos geológicos con los que el puerto colinda.



Figura 2.1. Extracto del MAGNA en zona del puerto. (Fuente: IGME, 1973).

3. Geotecnia

En este caso, las características geotécnicas de la zona se encuentran descritas en la Hoja 8-8/64 del Mapa Geotécnico General de Alcoy, elaborado también por el IGME. El mapa se divide en zonas y áreas, en concreto, el puerto de Gandía se encuentra en la primera de las dos regiones en las que se divide el mapa, Con respecto al área a la que pertenece (área I₁) esta se caracteriza por ser una llanura litoral con ciertos aluviones. En la memoria adjunta a este mapa se encuentra explicado con mayor detenimiento las características de cada una de las áreas en las que se divide el mapa, sin embargo, profundizar en estas características no es el objeto de este trabajo académico.

3.1 Propiedades litológicas

Dichas características se encuentran descritas en la memoria mencionada anteriormente, en la que se explican las características físicas y mecánicas. En este caso, se tiene que el terreno esta formado por materiales sueltos de gravas y arenas con limos y arcillas formando lentejones horizontales. También se tiene suelo vegetal arcilloso potente y en general, los suelos poseen una resistencia mecánica baja y una permeabilidad también baja.

3.2 Propiedades geotécnicas

Autor: Alejandro García Cárcel

Estas propiedades definen el comportamiento de los suelos al verse solicitados a una serie de esfuerzos, en este caso, a los esfuerzos producidos por el Dique Norte. En la memoria de definen las características básicas que son las que definen el comportamiento de los materiales, estas características son:

- Capacidad de carga: baja o media
- Asientos: a largo plazo de tipo medio para cargas unitarias medias

Con esto, se define que en la zona de estudio las características son medias, y teniendo en cuenta los antecedentes de la zona con respecto a este tipo de obras, se puede afirmar que no existirán problemas con respecto a la obra proyectada en este trabajo.

3.3 Propiedades geomorfológicas

Al igual que las propiedades anteriores, en la Memoria de la hoja de Alcoy se pueden encontrar las características geomorfológicas del área de estudio (I₁), describiendo los principales rasgos geomorfológicos, los efectos de la actividad endógena (principalmente la actividad humana) en las distintas formaciones y el comportamiento de los materiales ante los agentes de erosión externa. Con respecto a estos aspectos, el terreno muestra una morfología plana con pendientes del 3%. El suelo vegetal es potente y el terreno es estable bajo condiciones naturales y artificiales.

4. Mapas IGME

MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA Escala 1:50.000

Instituto Geológico y Minero de España

GANDÍA

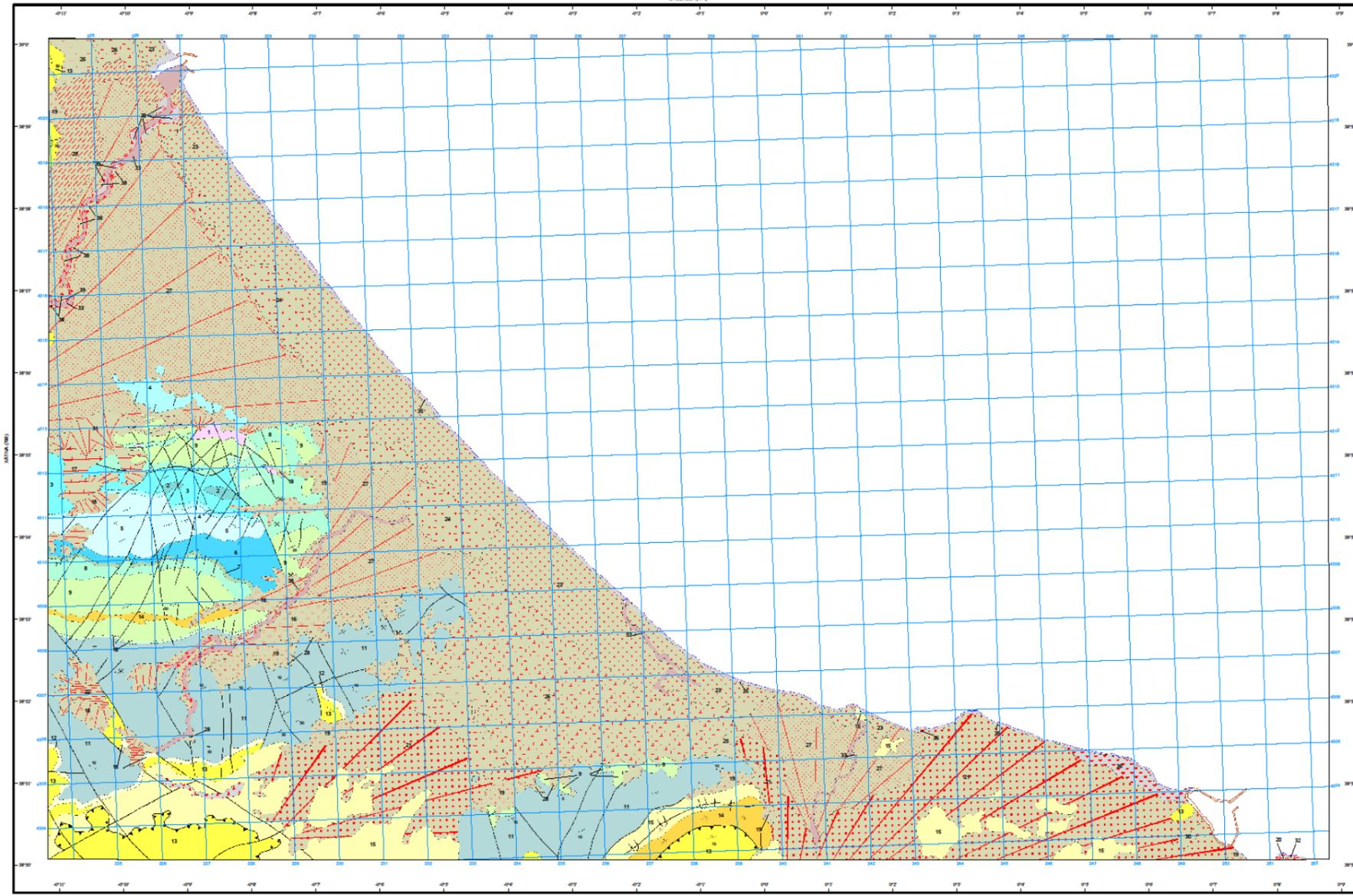
796
 30-31

LEYENDA

CUATERNARIO	HOLOCENO	39 Terraza 2m. Arenas, limos y cantos 38 Terraza 5m. Arenas, limos y cantos 37 Terraza 10m. Arenas, limos y cantos 36 Dunas. Arenas sin fijar 35 Playa. Arenas con conchas y cordón litoral 34 Aluvial-cosial: Cantos angulosos y redondeados 33 Aluvial: Depósitos de fondo de rambla 32 Depósito marino: Arenas grises con fauna 31 Conos de deyección: Cantos subangulosos matriz arcillo-arenosa 30 Derrame de glaci: Arcillas pardas con algunos cantos 29 Limos de inundación: Limos arenosos y graúculosos 28 Coluvión moderno: Cantos angulosos y arcillas 27 Abanico aluvial: Arenas arcillosas con cantos redondeados 26 Depósitos de Albufera: Fangos y turba 25 Limos grises de Albufera: Limos arenosos con gasfer 24 Limos edificados: Limos grises con "poupées calcáreas" 23 Limos edificados: Limos grises con "poupées calcáreas" 22 Cobetas de descalcificación: Terra rosa 21 Glacis de acumulación: Niveles de arcillas y cantos con ondras discontinuas 20 Rasa marina: Bancal marino con escaso depósito 19 Pe de Monte: Arcillas rojas, cantos de caliza angulosos encostrados superficialmente 18 Coluvión antiguo: Arcillas rojas con cantos heterométricos cementados superficialmente 17 Calizas paleocénicas: Calizas harrnacas y lobocapas 16 Manto aluvial antiguo: Conglomerados de cantos de caliza encostrados 15 Margas blancas 14 Conglomerados 13 Calizas microcristalinas 12 Margas con Inoceramus 11 Dolomías masivas 10 Margas ocreas con Oratollinas 9 Calizas biostáticas y diomías 8 Arcilla margosa 7 Calcarenta y psamita 6 Calizas y margas 5 Calizas microcristalinas 4 Dolomías 3 Calizas y margas con Ammonites 2 Dolomías y calizas oolíticas 1 Margas lisadas, yesos y calizas
	PLEISTOCENO	
	SUPERIOR MEDIO INFERIOR	
TERCIARIO	MIOCENO	
	LANGHEENSE INFERIOR	
CRETÁCICO	INFERIOR	
	BENONIENSE	
	TURONIENSE	
	CENOMANIENSE	
	ALBIENSE	
MESOCENO	APTIENSE	
	SARREMIENSE	
	HALTERIENSE	
	VALANGIENSE	
JURÁSICO	INFERIOR	
	PORTLANDIENSE	
	KIMMERIDIENSE	
	OXFORDIENSE	
TRIÁSICO	SUPERIOR	
	DORSER	
	KELPER	

SÍMBOLOS CONVENCIONALES

—	Contacto concordante	- - - - -	Contacto discordante
- - - - -	Contacto mecánico	- - - - -	Terraza 2 m
- - - - -	Terraza 5 m	- - - - -	Terraza 10 m
- - - - -	Antepico	- - - - -	Faja cosocia
- - - - -	Faja supuesta	- - - - -	Cabalgamiento conocido
- - - - -	Declive	- - - - -	Declive supuesto
- - - - -	Declive turbado	- - - - -	Estroficación subhorizontal
- - - - -	Estroficación invertida	- - - - -	Estroficación
- - - - -	Mina activa	- - - - -	Probable cantil foal



Área de Sistemas de Información Geodésica

ESCALA 1:50.000

Proyección y Cuadrícula UTM, Elipsoidal Internacional, Huso 31

NORMAS, DIRECCIÓN Y SUPERVISIÓN DEL I.G.M.E.
 AÑO DE REALIZACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA: 1973
 Autores: J. L. Goy Goy
 C. Zazo Cardena
 J. de Peñaza Gilmanz
 R. Vegas Martínez
 Dirección y supervisión: J. M^a. Barón Ruiz de Valdivia (IGME)

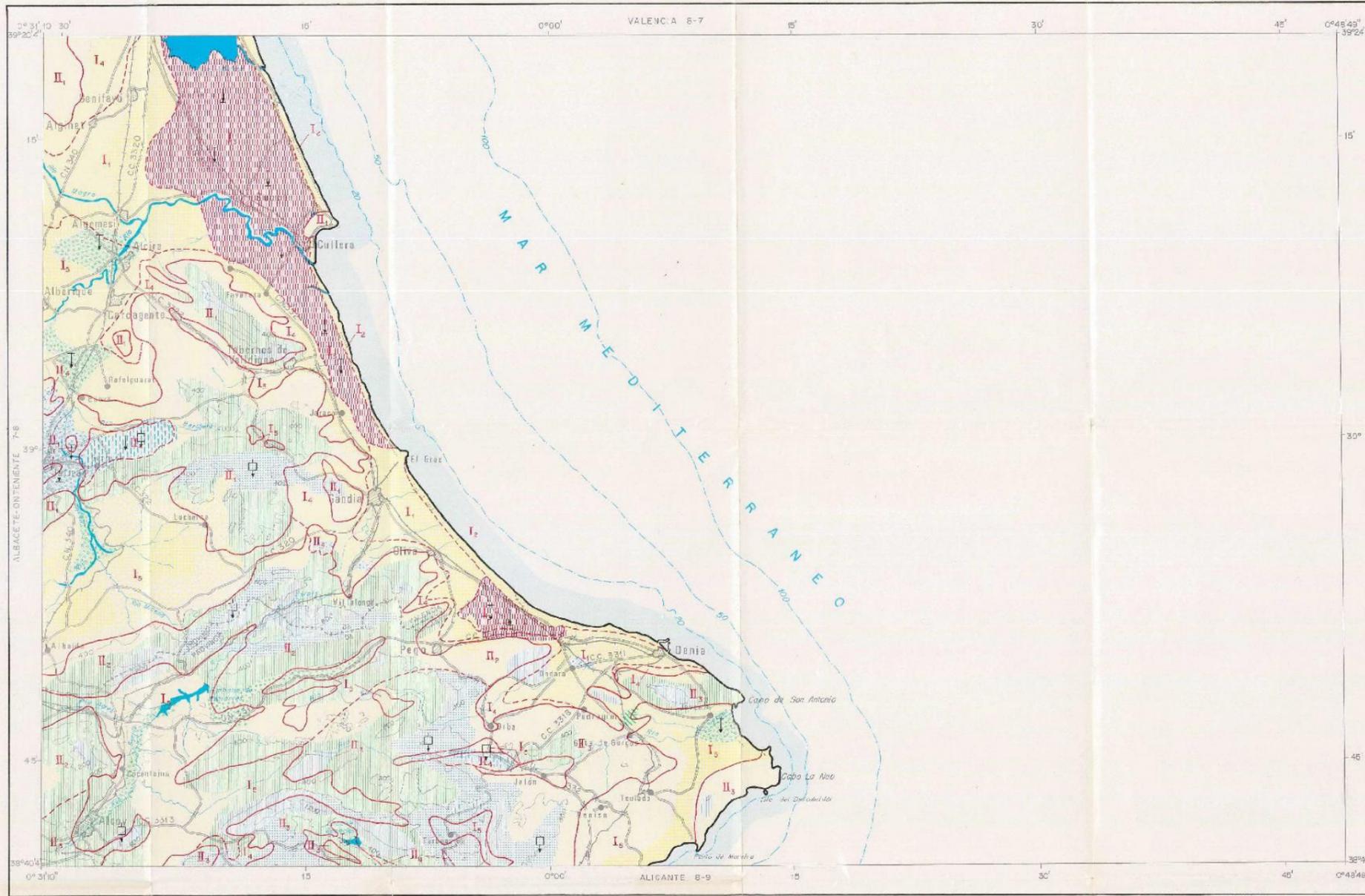
MINISTERIO DE INDUSTRIA
DIRECCION GENERAL DE MINAS



MAPA GEOTECNICO GENERAL

MAPA DE INTERPRETACION GEOTECNICA

ALCOY	8-8
	64



TOPOGRAFIA TOYADA DEL MAPA MILITAR C. 1:200.000

Escala 1:200.000
1:000m 2 5 10 20 25 Km

REGION	AREA	CRITERIOS DE DIVISION Y CARACTERISTICAS GENERALES
I	I ₁	Se trata de los materiales aluvionarios de relleno formados por arenas, arenas, arcillas y limos depositados horizontalmente formando terrazas, suelo arcilloso arenoso. Suroccidental, con nivel freático próximo a la superficie, caudal general. Drenaje capilar a mala. Morfología plana. Capacidad de carga baja a media, posibles asentamientos superficiales, estables.
	I ₂	Material arenoso fino y mediano, influencia de rips débiles, borde de zonas de unos 2-3 m. de altura. Permeabilidad alta, nivel freático próximo, posibla intrusión marina. Drenaje superficial bueno. Morfología plana. Capacidad de carga baja, asentamientos medios a corto plazo, estable.
	I ₃	Margas y marlitas compactas, arcillas, limos, fangos orgánicos y turba en lentijas. Permeabilidad muy baja, nivel freático superficial, drenaje deficiente. Morfología plana. Capacidad de carga muy baja, asentamientos fuertes, meta-estables.
	I ₄	Graus y pizarrales, bolos y gravas con matriz limosa o arcillosa dispuestos desordenadamente. Permeabilidad media, nivel freático profundo, drenaje bueno. Morfología en pendiente uniforme suave. Capacidad de carga media, sin asentamientos, algún posible aborramiento.
	I ₅	Materiales sueltos de arenas y arcillas sobre margas recientemente compactadas. Permeabilidad baja, embarramientos, drenaje superficial tolerable. Morfología fuertemente ondulada. Capacidad de carga media, sin asentamientos, zonas embarradas inestables.
II	II ₁	Roca soliza blanca, con algunos intercalamientos de margas y arenosas. Permeabilidad alta, niveles freáticos profundos, drenaje bueno. Morfología montañosa con pendientes del 15 a 30 por ciento. Capacidad de carga alta, sin asentamientos, estable.
	II ₂	Roca de calizas, margas y dolomitas, de escasez muy variada, de musivas u tabeudas y rocas. Permeabilidad de alta a media, niveles freáticos profundos, drenaje bueno. Morfología montañosa, con pendientes mayores del 10 por ciento. Capacidad de carga alta, sin asentamientos, zonas inestables.
	II ₃	Caliza masiva oligocena; margas, calizas y areniscas cretácicas y Eocén. Permeabilidad de alta a media, niveles freáticos profundos, drenaje de bueno a aceptable. Morfología montañosa con pendientes del 15 al 30 por ciento. Capacidad de carga alta, sin asentamientos, inestabilidad casi general.
	II ₄	Yeso y brechas yesíferas, triásicas, aflorando en diapiras o a favor de fallas. Permeabilidad casi nula, drenaje deficiente. Morfología ondulada. Capacidad de carga media a baja, asentamientos, inestabilidad general.

CRITERIOS DE CLASIFICACION

LEYENDA

MAPA DE SITUACION

DIVISION ADMINISTRATIVA

ANEJO N°4: BATIMETRÍA Y TOPOGRAFÍA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	50
2. Batimetría.....	50
2.1 Batimetría general de la costa mediterránea.....	50
2.2 Batimetría en zona de estudio.....	51

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1 Batimetría general de la costa. (Fuente: Navionics, S.f).
- Figura 2.2 Sección tipo dique Norte – profundidad del pie de dique. (Fuente: elaboración propia 2021).
- Figura 2.3 Dragado de bocana de entrada y dársena Serpis. (Fuente: Valenciaport, 2019).
- Figura 2.4 Evolución de la batimetría tras temporal Gloria. (Fuente: Valenciaport, 2020).
- Figura 2.5 Batimetría de detalle sobre el tramo final del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2020).

1. Introducción

El objetivo principal de este anejo es definir la batimetría de la zona de estudio. La batimetría estudia las profundidades marinas y se podría decir que es el equivalente, debajo del agua, a la altimetría. Esta batimetría se representa en cartas batimétricas, las cuales representan en un plano la forma que tiene el fondo cubierto de agua. Para ellos se apoya en líneas que tienen la misma profundidad y a las cuales se denominan isobatas. Estas serían equivalentes a las líneas de nivel en altimetría.

En este anejo se van a indicar las profundidades básicas necesarias para caracterizar posteriormente el oleaje y se va a llevar a cabo una pequeña explicación de cómo la borrasca Gloria afectó al fondo marino de la zona, generando la socavación del pie del dique y el posterior deslizamiento de los elementos del manto principal del mismo.

Hay que destacar que en este anejo se van a incluir una serie de imágenes extraídas de los planos de la batimetría. Si se quieren consultar las batimetrías completas que se exponen en este anejo, se ruega que se dirija al documento planos, concretamente en el plano N°5: Batimetría.

2. Batimetría

2.1 Batimetría general de la costa mediterránea

En primer lugar, se va a mostrar una batimetría general de la costa, la cual será de vital importancia para el Anejo N°6: "Clima marítimo y estudio del nivel del mar" ya que permitirá definir el ángulo de incidencia del oleaje con respecto a la batimetría. Se ha marcado con una circunferencia en rojo la ubicación del puerto de Gandía. La vista general de la batimetría es la siguiente:

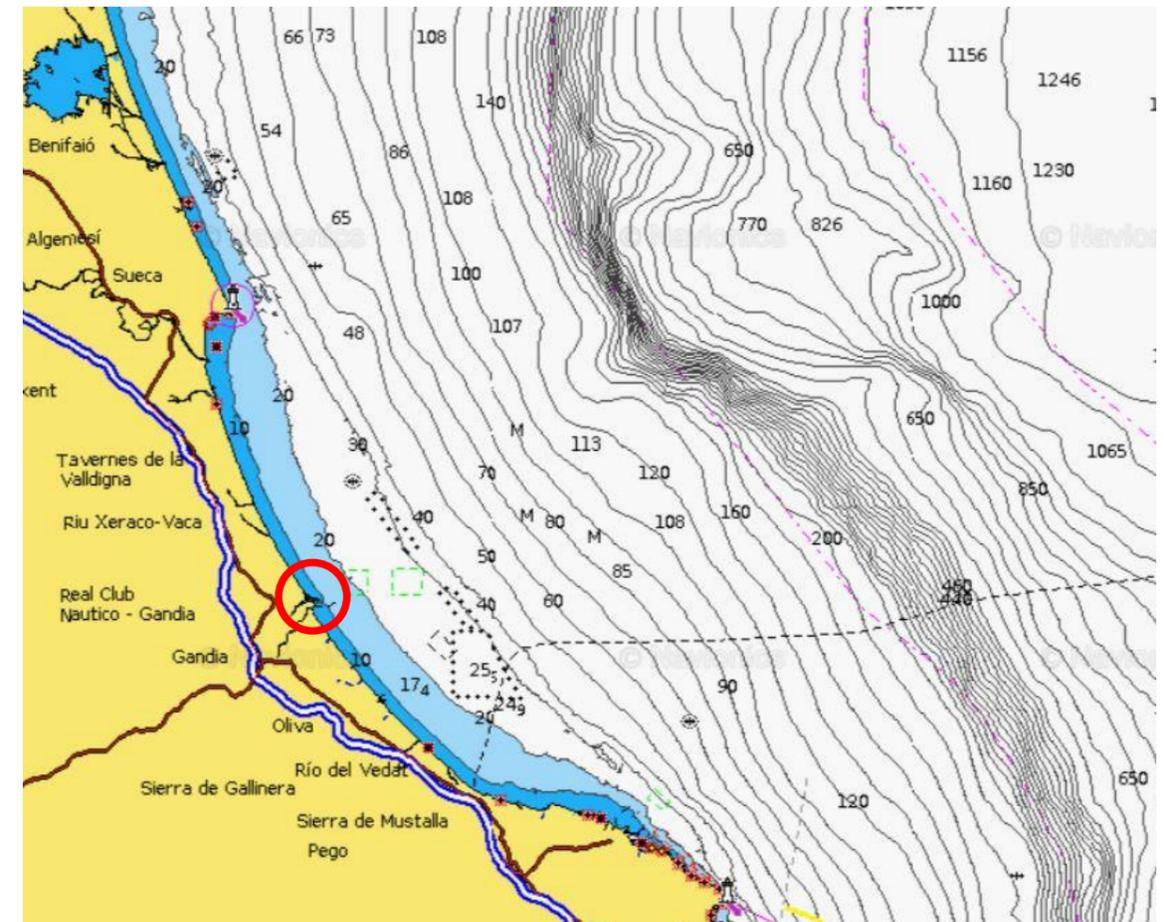


Figura 2.1. Batimetría general de la costa. (Fuente: Navionics, S.f).

2.2 Batimetría en zona de estudio.

• Profundidad a pie de dique

Es muy importante definir cuál es la profundidad a pie de dique ya que, como se verá en anejos posteriores, esta es necesaria para la obtención de la altura de ola de diseño del dique. Para conocer dicha profundidad se recurre al plano N°3 en el que aparecen las secciones del dique previamente al paso del temporal. Se recurre a este plano ya que se quiere conocer la profundidad a pie de dique que se utilizará para el diseño de los elementos que compondrán el refuerzo del manto principal del mismo.

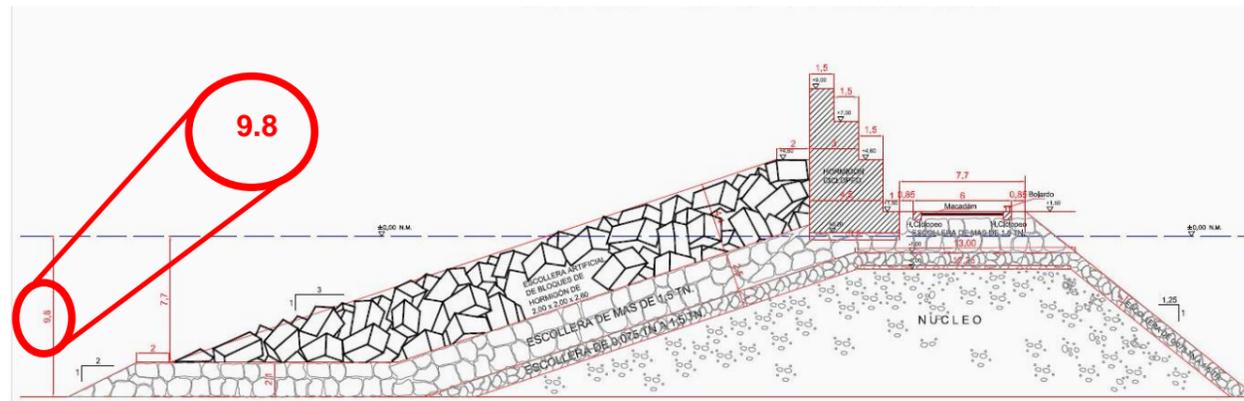


Figura 2.2. Sección tipo dique Norte – profundidad del pie de dique. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

De la figura 2.2 se obtiene que la profundidad del pie del dique con respecto al nivel medio del mar actual es de 9.8 metros. Esta profundidad no siempre es la misma, ya que las variaciones del nivel del mar pueden hacer que esta aumente o disminuya, sin embargo, ese tema no es objeto de este anejo. Hay que tener en cuenta que la batimetría evoluciona con el tiempo, ya que el dique supone una barrera al transporte sólido litoral, lo que genera depósitos de material en el pie del dique. Además, las grandes borrascas pueden generar socavaciones en el pie del dique, erosionando el mismo y produciendo descalces en la berma de pie. La evolución de la batimetría se desarrolla más detenidamente en el siguiente apartado.

• Evolución de la batimetría

En primer lugar, en el 2019 se realizaron una serie de dragados los cuales finalizaron en abril de ese mismo año. Estos dragados tenían como objetivo el aumento del calado en la bocana de entrada del puerto de Gandía y en la dársena Serpis, como se puede apreciar en la figura 2.3. El objetivo de este dragado era alcanzar la cota -11 m en la bocana de entrada al puerto y la -10.5 en la dársena Serpis.

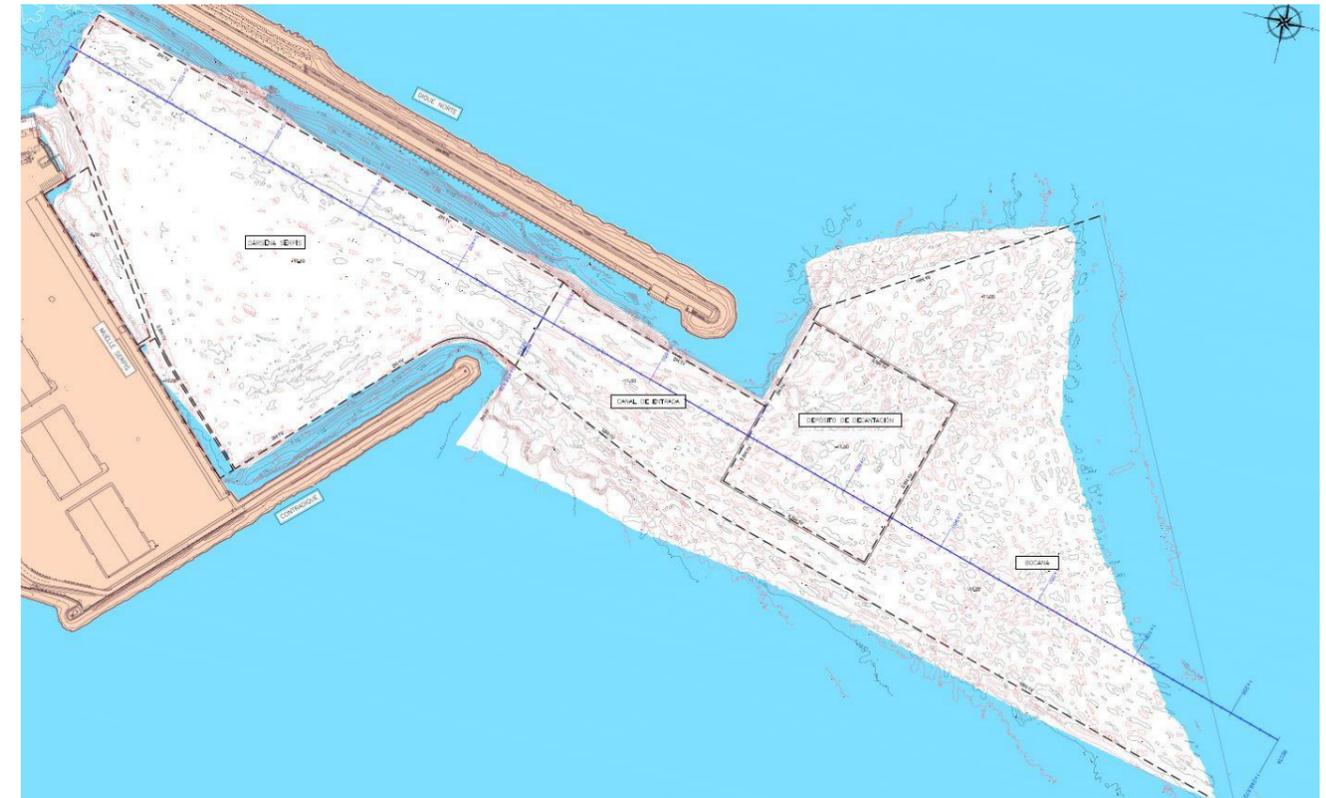


Figura 2.3. Dragado de bocana de entrada y dársena Serpis. (Fuente: Valenciaport, 2019).

Como se ha visto en el Anejo N°2: "Antecedentes" en Enero del pasado año 2020 durante los días 19 y 24 de ese mismo mes se produjo el temporal "Gloria" el cual afectó a la gran mayoría de costas del Mediterráneo. Este temporal afectó al fondo marino, generando un desplazamiento de sedimentos del fondo, lo cual provocó la socavación de parte de la berma de pie del dique Norte. Este desplazamiento de sedimentos generó serios problemas sobre el morro y el tramo final del dique Norte del puerto ya que, debido a esta socavación, se produjo un corrimiento en el talud de los elementos del manto principal. En las siguientes imágenes se muestra la evolución de la batimetría entre abril de 2019 y junio de 2020, en las que los colores más oscuros (azules) indican mayores profundidades.

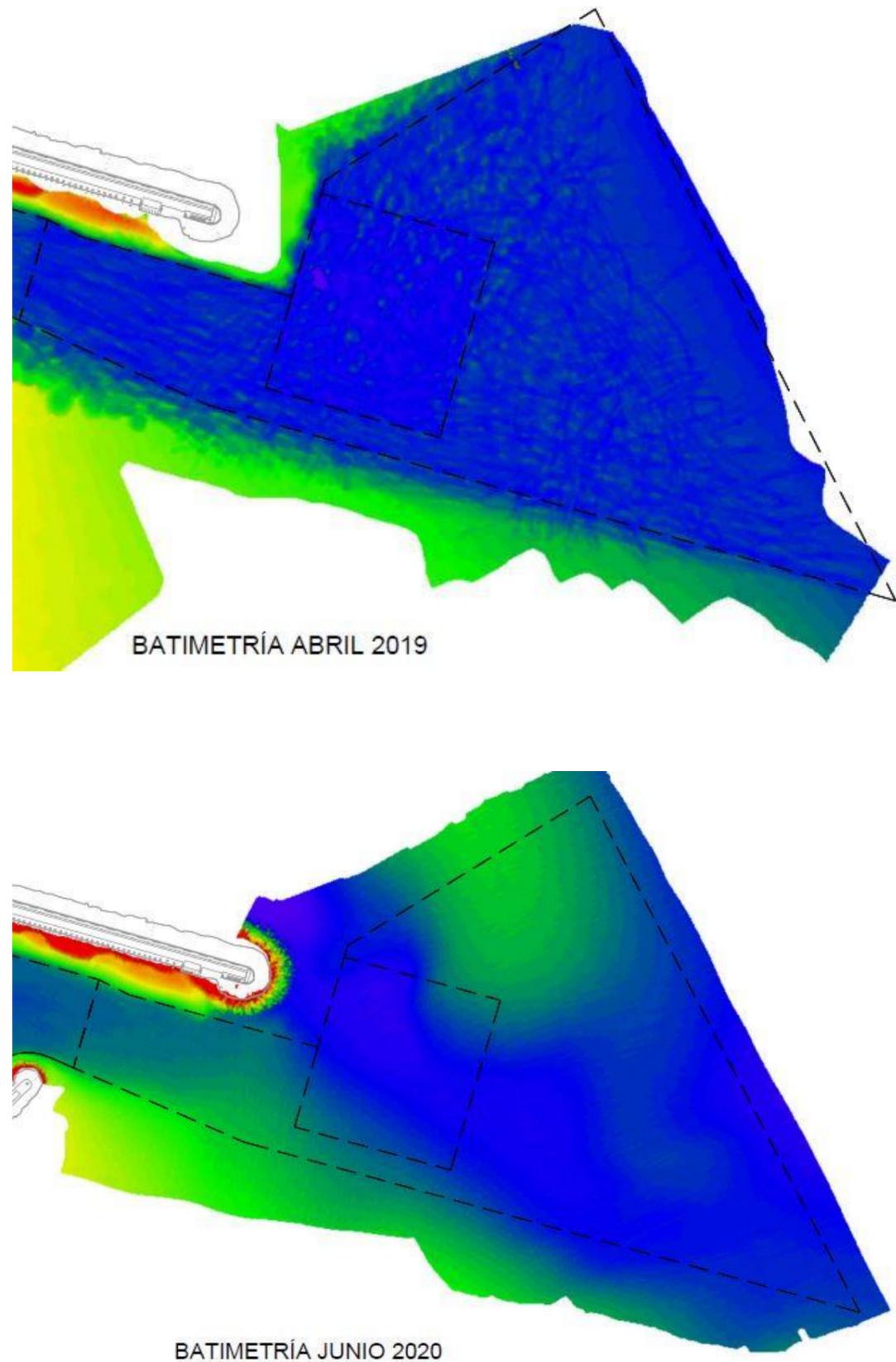


Figura 2.4. Evolución de la batimetría tras temporal Gloria. (Fuente: Valenciaport, 2020).

Se puede apreciar a simple vista como el temporal ha desplazado gran parte de los sedimentos que conformaban el pie del dique de la sección del morro y el tramo final del dique, generando los problemas ya mencionados. A continuación se va a mostrar en la figura 2.5 una batimetría de detalle realizada en el 2020, sobre la que se comentarán los efectos del temporal.

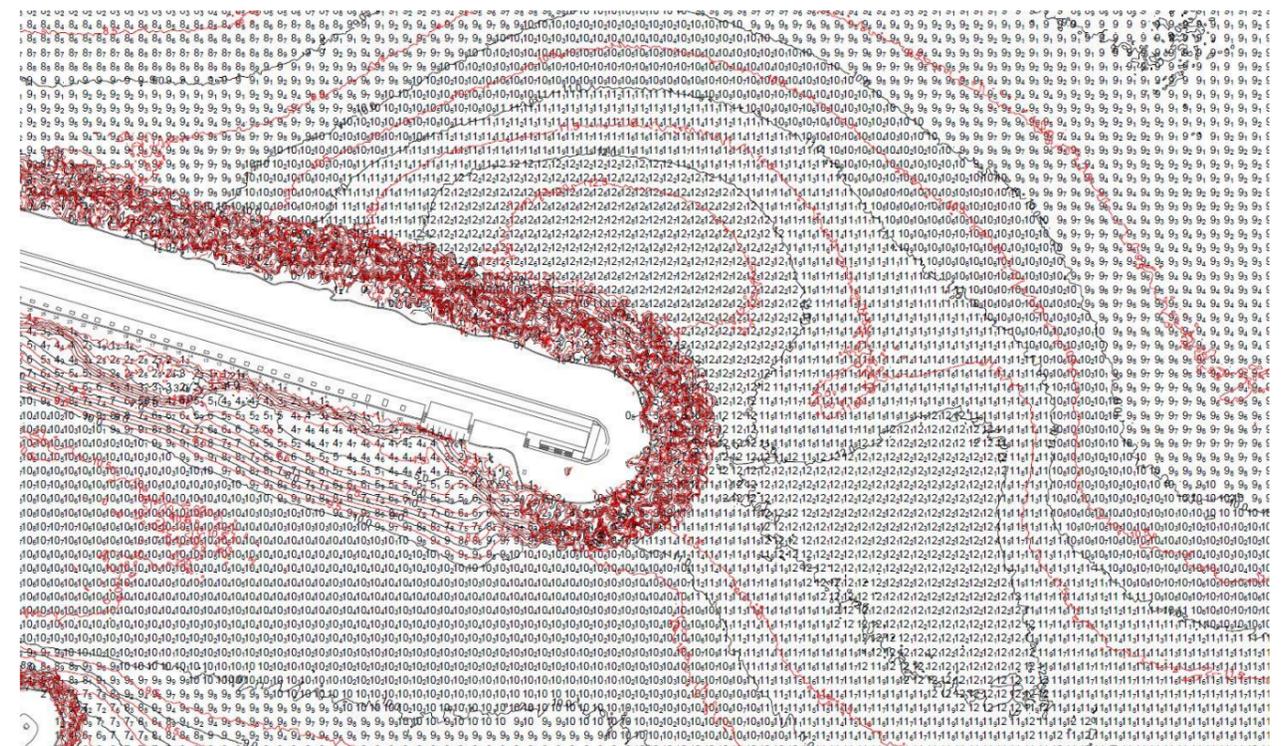


Figura 2.5. Batimetría de detalle sobre el tramo final del dique Norte. (Fuente: Valenciaport, 2020).

Como se ha mencionado anteriormente, esta figura se trata de una imagen extraída de los planos de la batimetría. Si se quieren consultar las batimetrías completas que se exponen en este anejo, se ruega que se dirija al documento N°2 en el que se pueden observar los planos del proyecto, en concreto el plano N°5: “Batimetría”. En la figura 2.5 se puede apreciar que la profundidad en el pie del dique ha aumentado considerablemente, pasando de los 9.8 metros iniciales (tener en cuenta que estos 9.8 metros son respecto al nivel medio del mar actual) a unos 12.5 metros, llegando a alcanzar los 12.8 metros en algunos puntos. En anejos posteriores se determinarán las actuaciones necesarias para solucionar estos problemas, las cuales se basarán en un refuerzo de los elementos del manto principal y en la disposición de una berma de pie que sostenga los elementos del manto, así como una berma contra socavación que evite, como su propio nombre indica, socavaciones de la berma de pie. Esto se realizará con el objetivo de evitar que se vuelva a producir el descalce de la berma provocado por el desplazamiento de material en el pie del dique en caso de producirse temporales de magnitud similar al temporal “Gloria” y evitar por tanto los problemas que este descalce ocasiona sobre los elementos del manto principal.

- ***Inclinación de la batimetría en zona de estudio.***

Es necesario comprobar la pendiente del fondo, ya que esta puede influir en la formulación a utilizar a la hora de realizar el diseño de las piezas del manto principal para el refuerzo, como se verá en el “Anejo N°7: Estudio de soluciones”.

Trabajando directamente sobre el plano se realizan dos comprobaciones: en la primera se comprueba que cada 100 metros, la batimétrica desciende 1 m. En la segunda se obtiene que cada 260 metros, la batimétrica desciende 2.5m. Por tanto, se puede afirmar de forma empírica que el talud del fondo marino en la costa de Gandía es de aproximadamente el **1%**, lo cual concuerda con el talud característico de la arena, es cual suele ser también del 1%.

ANEJO N°5: AVERÍAS Y OBJETO DEL PROYECTO



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	56
2. Averías generadas.....	56
2.1 Averías en fondo marino y berma de pie.....	56
2.2 Averías en manto principal.....	57
3 Objeto del proyecto.....	58

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1 Superficie de material desplazado. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 2.2. Evolución de la berma de pie y el fondo a pie de dique. (Fuente: elaboración propia, 2021).

1. Introducción

El objetivo principal de este anejo es definir las averías generadas por el temporal “Gloria” en el dique Norte del Puerto de Gandía. Tras definir las averías generadas sobre el mismo, se pasará a definir el objeto de este proyecto, el cual se basa en la reparación de las mismas.

2. Averías generadas

2.1 Averías en fondo marino y berma de pie.

Como se ha mencionado en el apartado “2.2 Batimetría en zona de estudio” del Anejo N°4: Batimetría y Topografía, el temporal que tuvo lugar entre los días 19 y 24 de enero (temporal Gloria) afectó al fondo marino, generando un desplazamiento de sedimentos del fondo, lo cual provocó la socavación de parte de la berma de pie del dique Norte. El volumen de material que se desplazó fue considerable como puede observarse en la figura 2.1, en la que se ha representado en azul la superficie de material la cual fue desplazada por el temporal.

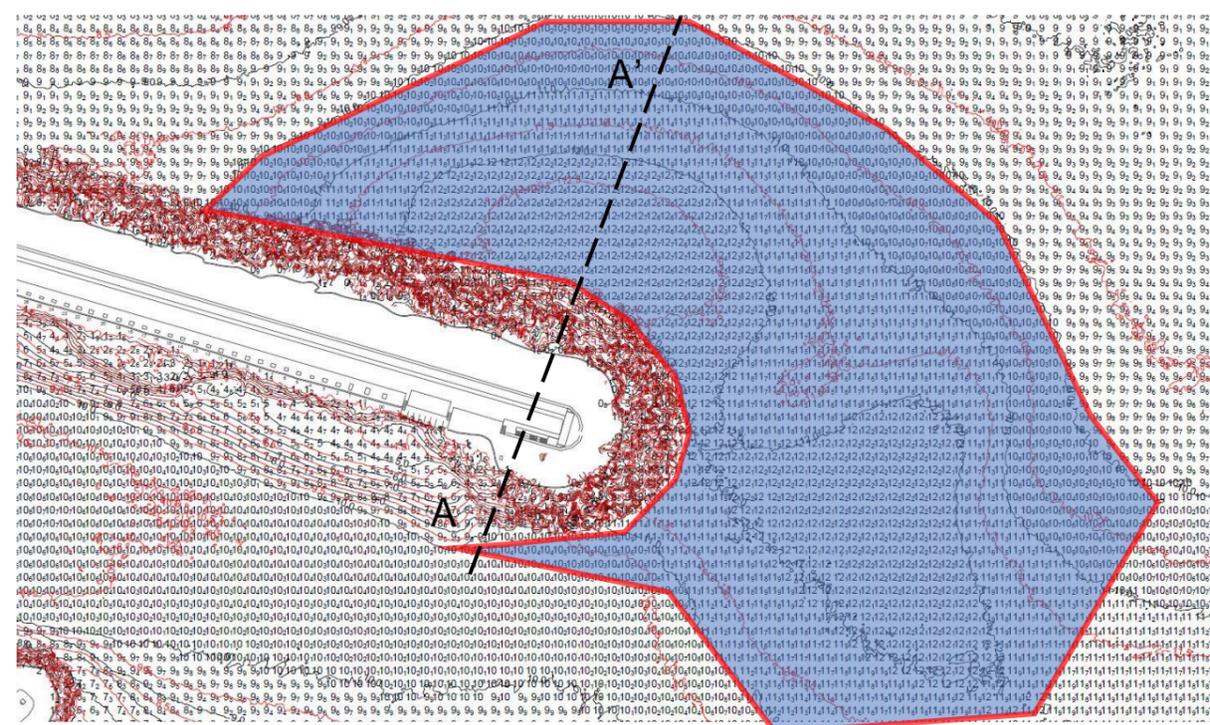


Figura 2.1. Superficie de material desplazado. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Realizando un cálculo aproximado, el volumen de material del fondo que se desplazó fue de casi 55000 m³, lo cual es un indicador de la fuerza de este temporal. Este desplazamiento de sedimentos generó serios problemas sobre el morro y el tramo final del dique Norte del puerto. El temporal no sólo provocó el descalce de la berma de pie del dique, sino que también desplazó por completo a la misma, haciéndola desaparecer, como se verá a continuación en una serie de imágenes. Debido a la desaparición de la berma de pie, se produjo un corrimiento en el talud de

los elementos del manto principal del dique, lo cual provocó que algunos de los bloques de hormigón que conformaban el manto principal del dique cayeran y se depositarán en el fondo, a pie de dique. En la figura 2.2 se muestra la evolución del pie del dique antes y después del temporal.

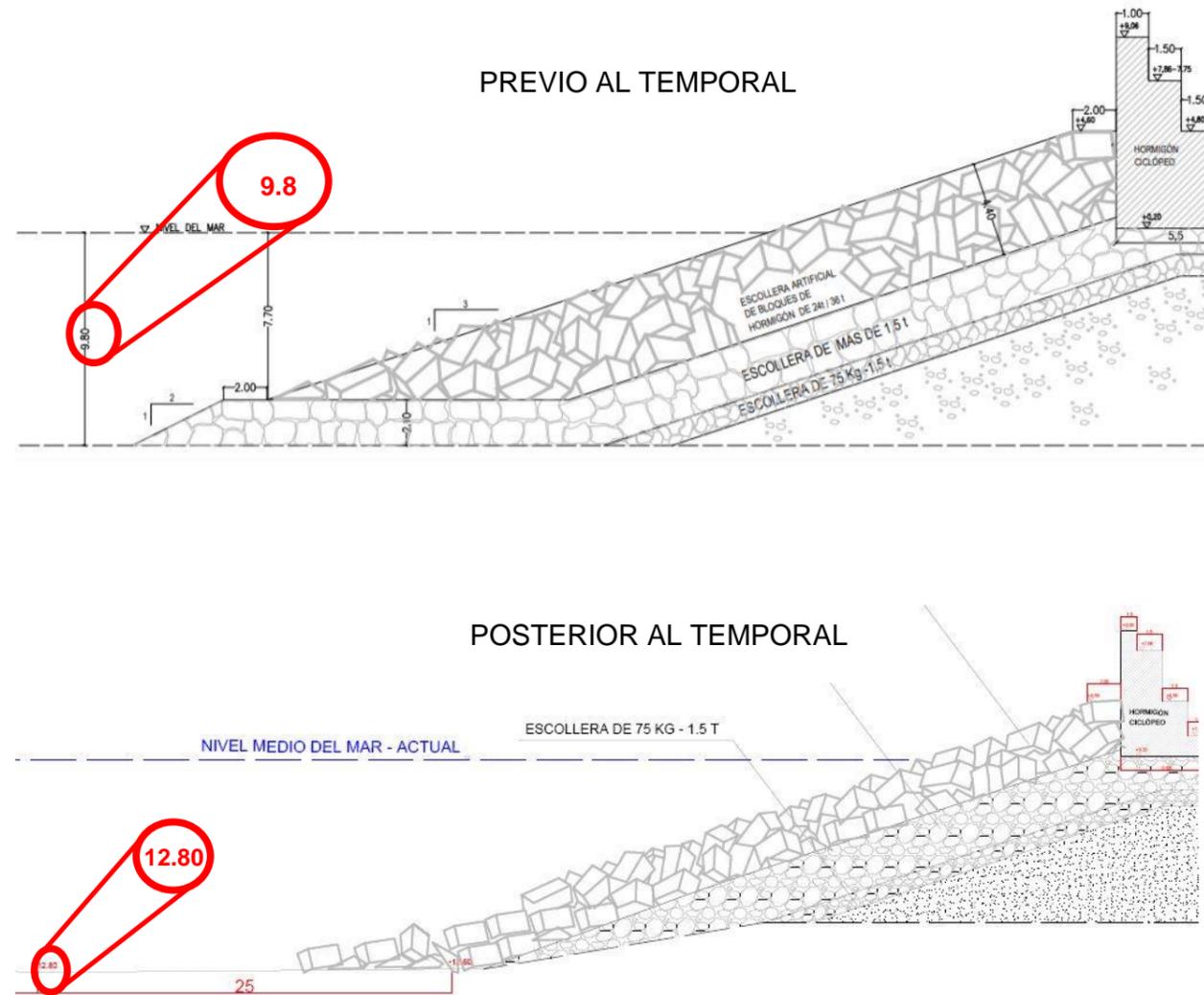


Figura 2.2. Evolución de la berma de pie y el fondo a pie de dique. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Se puede apreciar a simple vista en la figura anterior como el temporal afectado al pie del dique, aumentando la profundidad de los 9.8 metros iniciales hasta los 12.6 - 12.8 metros actuales.

2.2 Averías en manto principal.

Además de las averías ya mencionadas, se puede apreciar la desaparición de la banquetta contra socavación. Esta desaparición de la banquetta y la inexistencia de ha dado lugar al corrimiento del talud del manto principal, el cual ha pasado del inicial 3H : 1V, al actual 3.5H : 1V, provocando además que algunos de los elementos del manto principal, es decir, los bloques de hormigón de entre 24 y 36 toneladas, se depositen en el fondo del mar, generando en algunos puntos pérdidas de sección en el manto. Estos efectos pueden observarse en la figura 2.2 de este mismo anejo en la que, fijándose en la segunda imagen, se puede apreciar la desaparición de la banquetta contra socavación y como ha habido un corrimiento del talud por el cual los bloques se han depositado en el fondo, a pie de dique.

En el siguiente anejo, el correspondiente con el estudio de soluciones, se explican con mayor detalle los elementos que conforman la estructura principal de los diques en talud, por lo que se recomienda dirigirse a este anejo para consultar el funcionamiento de este tipo de diques. En ese mismo anejo se encuentra también definida la zona de actuación sobre la que se van a llevar a cabo las reparaciones mencionadas anteriormente.

3. Objeto del proyecto

El objeto de este proyecto consiste en la **reparación de las averías generadas por el temporal “Gloria” en el morro y el tramo final del dique Norte del Puerto de Gandía**. Estas reparaciones son de vital importancia para el correcto funcionamiento de la obra de abrigo existente, y no solo es necesario para asegurar el correcto funcionamiento, sino que es también necesario para evitar que futuros temporales dañen de nuevo el dique provocando desperfectos aún mayores que los actuales. Además, hay que tener en cuenta que es importante adaptar las obras existentes a las nuevas normativas en materia de diseño, ya que con esto se consigue dotar a las estructuras de mayor resiliencia.

La reparación de los diversos elementos que se han visto afectados por el temporal mencionado anteriormente se hará teniendo en cuenta las posibles sobreelevaciones que puedan darse, ocasionadas por el cambio climático. Estas sobreelevaciones se evaluarán con mayor detalle en el siguiente anejo, en el cual se estudia y se analiza el clima marítimo y los niveles del mar de la zona de estudio.

Las reparaciones principales las cuales van a ser analizadas en este proyecto son:

- 1) Se realizará un **estudio de soluciones en el que se analice el estado del manto principal** actual del dique y las reparaciones que son necesarias sobre el mismo. En este estudio de soluciones se incluirá la posibilidad de disponer un nuevo manto principal, usando bloques de cubípodos, o si se mantendrá el material existente en la actualidad (bloques de hormigón) volviendo al talud original 3H : 1V.
- 2) Para cualquier alternativa será necesario llevar a cabo un correcto diseño de la **berma de pie**. El diseño de la misma se realizará en el “Anejo N°8: Diseño de solución adoptada”.

- 3) Se estudiará la **necesidad de realización de una banquetta contra la socavación** que evite el descalce de la berma de pie. Esta puede no ser necesaria debido a la gran cantidad de material necesario, sin embargo el análisis de las distintas alternativas no es objeto de este anejo, si no del “Anejo n°7: Estudio de soluciones”.

ANEJO N°6: CLIMA MARÍTIMO Y ESTUDIO DEL NIVEL DEL MAR



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	62
2. Nivel del Mar.....	62
2.1 Variaciones del nivel del mar.....	63
3. Estimación de vida útil y período de retorno (ROM 0.0).....	65
4. Clima marítimo y propagación del oleaje.....	67
4.1 Dirección de temporales más condicionantes.....	67
4.2 Caracterización del oleaje: régimen extremal.....	68
- GEV visor MARUCA.....	68
- Fórmulas de Airy y distribución Weibull.....	71

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1 Esquema DATUM mareógrafo de Gandía. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).
- Figura 2.2 Estadísticas de mínimos y máximos observados. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).
- Figura 2.3 Principales referencias del nivel del mar y las mareas actuales. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).
- Figura 2.4 Proyecciones del aumento del nivel del mar en el período 2081-2100. (Fuente: Iñigo J. L. R. et. al, 2014).
- Figura 2.5 Principales referencias del nivel del mar y las mareas para el año 2071. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 2.6 Plano de instalaciones en 1954. (Fuente: Gimeno, F., (2007). Història del Port de Gandía).
- Figura 3.1. Vida útil mínima en función del IRE. (Fuente: Puertos del Estado – ROM 0.0, 2001).
- Figura 3.2. Máxima probabilidad conjunta para ELU. (Fuente: Puertos del Estado – ROM 0.0, 2001).
- Figura 3.3. Relación para la obtención del período de retorno. (Fuente: Puertos del Estado – ROM 0.0, 2001).
- Figura 3.4. Vida útil y período de retorno de la obra a proyectar. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 4.1. Mayores FETCH identificados. (Fuente: Google Earth, 2020).
- Figura 4.2. Puntos de control y vista de visor MARUCA. (Fuente: Visor MARUCA, 2014).
- Figura 4.3. Resultados de caracterización del oleaje en los puntos de control. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 4.4. Ajuste del régimen extremal e intervalos de confianza. (Fuente: visor Maruca, 2014).
- Figura 4.5. Informe de régimen extremal del punto de control 33. (Fuente: visor Maruca, 2014).
- Figura 4.6. Informe de rosas direccionales de oleaje del punto de control 33. (Fuente: visor Maruca, 2014).
- Figura 4.7. Rosa direccional de oleaje en Boya de Valencia. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).
- Figura 4.8. Gráfica de Hs en Boya de Valencia para sector NE. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).
- Figura 4.9. Batimetría general de la zona de estudio. (Fuente: Navionics, S.f).
- Figura 4.10. Características del oleaje en la boya. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).
- Figura 4.11. Ángulo de incidencia del oleaje respecto a la batimetría. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 4.12. Altura de ola de diseño según dirección y profundidad. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

1. Introducción

El objetivo principal de este anejo es llevar a cabo el estudio y análisis de las condiciones del clima marítimo en el Puerto de Gandía, definiendo la altura de ola significativa o de cálculo y caracterizando la propagación del oleaje hasta su llegada al puerto. En este anejo también se van a definir las referencias de cotas topográficas en el puerto, definiendo de esta forma el nivel del mar existente en el mismo.

2. Nivel del mar

Para obtener el nivel del mar se recurre a la red de estaciones REDMAR (Red de medida del nivel del mar y agitación de Puertos del Estado). Esta red tiene como objetivo la monitorización del nivel del mar en tiempo real, y la generación de series históricas para su posterior explotación.

Para obtener las referencias de las diferentes cotas se utiliza el Mareógrafo de Gandía, en concreto se van a usar los datos recopilados en la memoria anual de 2018. Según Puertos del Estado (2018) el mareógrafo se ubicó inicialmente en el extremo del Muelle Sur, junto a la caseta contra incendios, pero un accidente por impacto de una draga contra el muelle en noviembre de 2009 obligó a reubicarlo unos 200 m de su posición original. El sensor se instaló en una estructura en forma de L diseñada para sustentar la antena radar que lo eleva unos metros sobre el cantil del muelle. El clavo geodésico más cercano se conoce con el nombre de NUEVO-MAREOG, y es el clavo que utiliza como referencia. Se obtienen los siguientes datos:

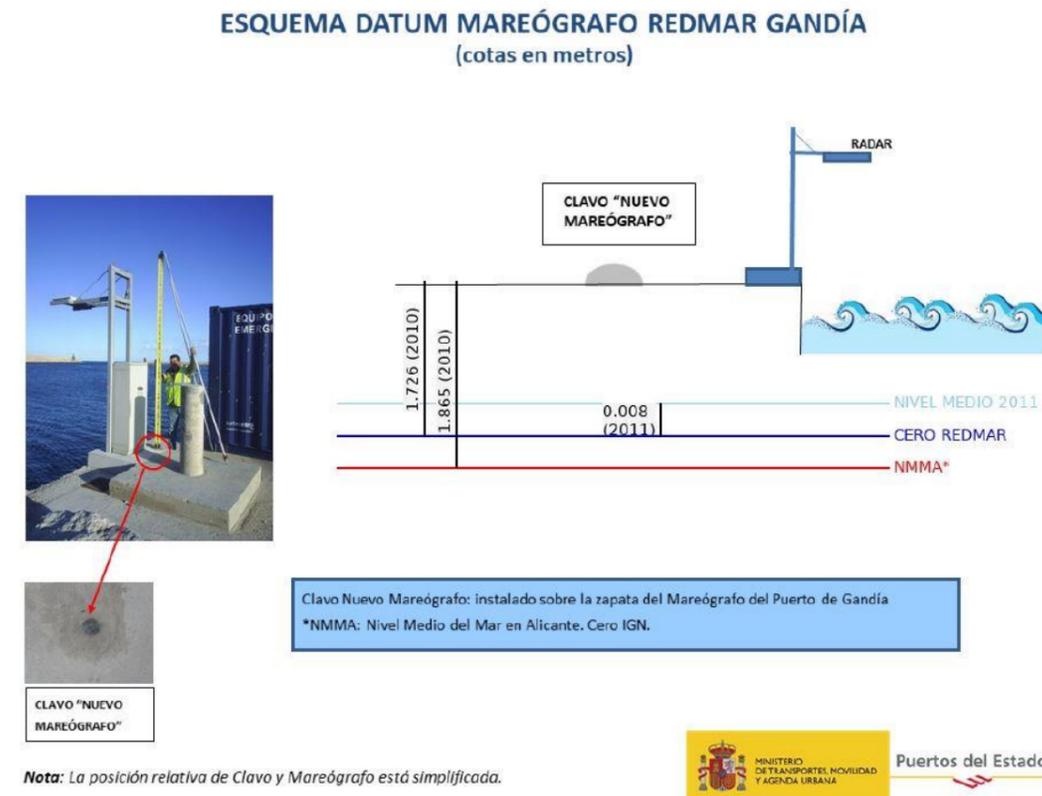


Figura 2.1. Esquema DATUM mareógrafo de Gandía. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).

Es importante señalar que en este caso, el cero del mareógrafo (cero hidrográfico) actualmente coincide con el cero del puerto (cero REDMAR). Todas las cotas topográficas que aparecen en este proyecto académico están referidas al cero del Puerto de Gandía, es decir, al cero REDMAR el cual coincide con la mínima bajamar.

2.1 Variaciones del nivel del mar

Las variaciones del nivel del mar se conocen con el nombre de mareas, y estas se corresponden con oscilaciones de onda superiores a 1 hora. Se conocen dos tipos de marea, la marea astronómica, que se corresponde con el movimiento periódico de elevación y descenso del nivel del mar debido a las atracciones gravitatorias y la marea meteorológica, la cual se debe a cambios en la presión atmosférica y a cambios producidos por la acción del viento (el viento puede generar corrientes).

Estas variaciones se tienen en cuenta gracias al mareógrafo, ya que este recoge la información en tiempo real en intervalos de 5 minutos, interpolando los datos para obtener un resultado lo más exacto posible. Hay que tener en cuenta que es necesario conocer la sobreelevación del mar, ya que esta definirá la profundidad y por lo tanto la altura de ola que puede llegar a puerto. Para conocer esta sobreelevación, se deberá determinar la marea astronómica y la marea meteorológica como se muestra a continuación:

$$S_{NM}(t) = S_{MA}(t) + S_{MM}$$

Donde:

- S_{NM} : nivel de marea
- S_{MA} : sobreelavación originada por la marea astronómica
- S_{MM} : sobreelavación originada por la marea meteorológica

Como se ha mencionado anteriormente, el mareógrafo recoge estas variaciones, por lo que se disponen de estadísticas de las variaciones del nivel del mar que se recogen en el informe anual proporcionado por Puertos del Estado (2018):

Estadística Mínimos		Estadística Máximos	
Mínima (m):	-0.40	Mínima (m):	-0.24
Máxima (m):	0.36	Máxima (m):	0.63
Media (m):	-0.07	Media (m):	0.11
Desv.Est. (m):	0.10	Desv.Est. (m):	0.11
Moda (m):	-0.07	Moda (m):	0.08
Mediana (m):	-0.07	Mediana (m):	0.10
Sesgo:	-0.08	Sesgo:	0.21
Curtosis:	0.31	Curtosis:	0.68

Figura 2.2. Estadísticas de mínimos y máximos observados. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).

Conociendo dichos datos, se elabora un esquema en el que se definen los valores del máximo y mínimo nivel observados, así como la máxima pleamar astronómica (PMMA) como la mínima bajamar astronómica (PMMI).

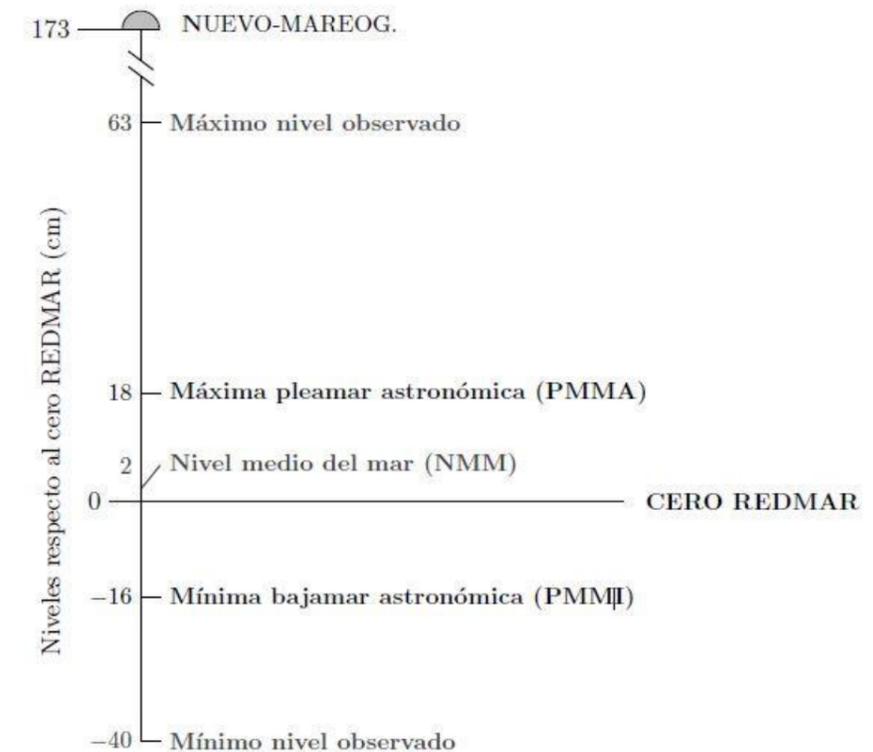


Figura 2.3. Principales referencias del nivel del mar y las mareas actuales. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).

Sin embargo, hay un tipo de variación del nivel del mar que puede afectar a las estructuras proyectadas y de la cual no se tienen registros. Esta variación del nivel del mar es la que puede llegar a provocar el cambio climático.

• **Variación del nivel medio del mar debido al cambio climático**

Según Diego K. Kresting (2016) las variaciones del nivel del mar asociadas al cambio climático se atribuyen básicamente a cambios de nivel estéricos, causados fundamentalmente por variaciones en la temperatura de la columna de agua, y a los cambios de masa de los océanos, como resultado de la adición de agua proveniente de los reservorios continentales (glaciares, capas polares y reservas hidrológicas).

El Instituto Español de Oceanografía – IEO (2010) estudió las tendencias del nivel del mar en el Mar Mediterráneo, dentro del estudio Cambio Climático en el Mediterráneo Español. La conclusión del informe fue la siguiente: “A partir de principios de los 90 parece registrarse un fuerte ascenso del nivel del mar, causado por el descenso de la presión atmosférica y el aumento de las temperaturas, con tasas de entre 2,5 mm/año y 10 mm/año. Los datos sugieren que, además del calentamiento de las aguas, otros factores como el aumento de la cantidad de la masa de agua pudieron ser responsables de esta aceleración del ritmo de ascenso del nivel del mar”. Teniendo en cuenta estas variaciones, se han llevado a cabo una serie de proyecciones del nivel del mar.

Según el estudio realizado por el Dr. Diego K. Kersting: “Cambio climático en el medio marino español: impactos, vulnerabilidad y adaptación” desarrollado por el PNACC (Plan Nacional de Adaptación al cambio Climático) las tendencias de ascenso del nivel medio del mar para el siglo XXI se sitúan entre 3,7 y 5,3 mm/año para el escenario A2, (emisiones de gases invernadero altas) lo que supondría un aumento total de 40 a 60 cm para el año 2100. Según otro informe realizado en este mismo plan en 2014: “Cambio climático en la costa española” las proyecciones de nivel del mar considerando un escenario moderado (RCP4.5) y un escenario representativo de altas emisiones de gases de efecto invernadero (RCP8.5) se pueden observar en a Figura 2.4. Estas muestran el aumento del nivel medio del mar para los dos escenarios considerados, en el período 2081-2100, en las costas españolas.

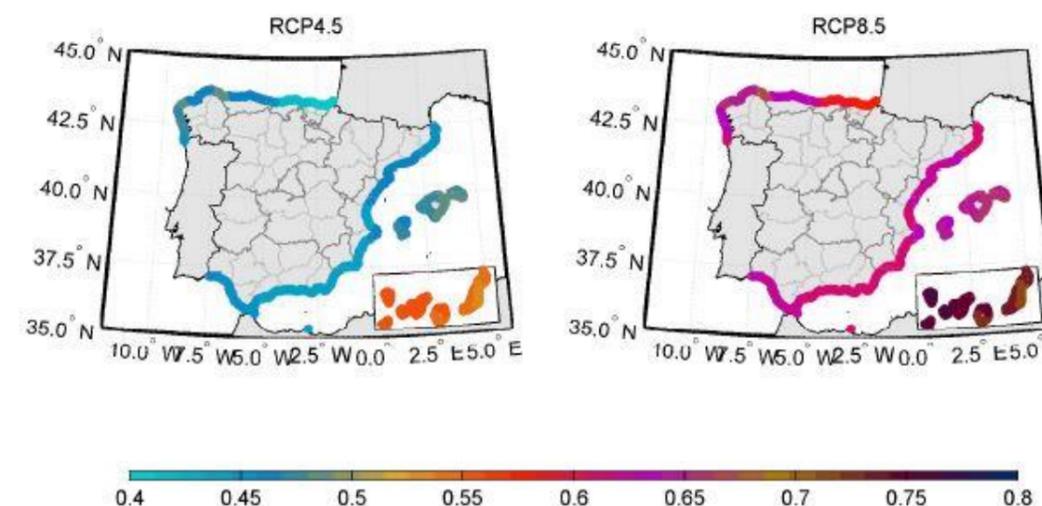


Figura 2.4. Proyecciones del aumento del nivel del mar en el período 2081-2100. (Fuente: Iñigo J. Losada Rodríguez et. al, 2014).

Teniendo todos estos datos en cuenta, se va a estimar en este proyecto un aumento de 5mm/año. Con este dato se procederá a calcular el aumento del nivel del mar al que tendrá que enfrentarse la obra, teniendo en cuenta que la vida útil de la obra para este proyecto es de 50 años, se tiene que la estimación del aumento del nivel del mar debido al cambio climático es de:

$$S_{cc} = S_{anual} * T_{útil} = 25 \text{ cm}$$

Donde:

- S_{cc} : sobreelevación debida al cambio climático (cm)
- S_{anual} : sobreelavación anual = 5 mm/año
- $T_{útil}$: vida útil = 50 años

Considerando esta sobreelevación, se tiene que el esquema en el que se definen los valores del máximo y mínimo nivel observados, así como la máxima pleamar astronómica (PMMA) como la mínima bajamar astronómica (PMMI) para el año 2070, que es para el cual se realizarán los cálculos de diseño, queda de la siguiente forma:

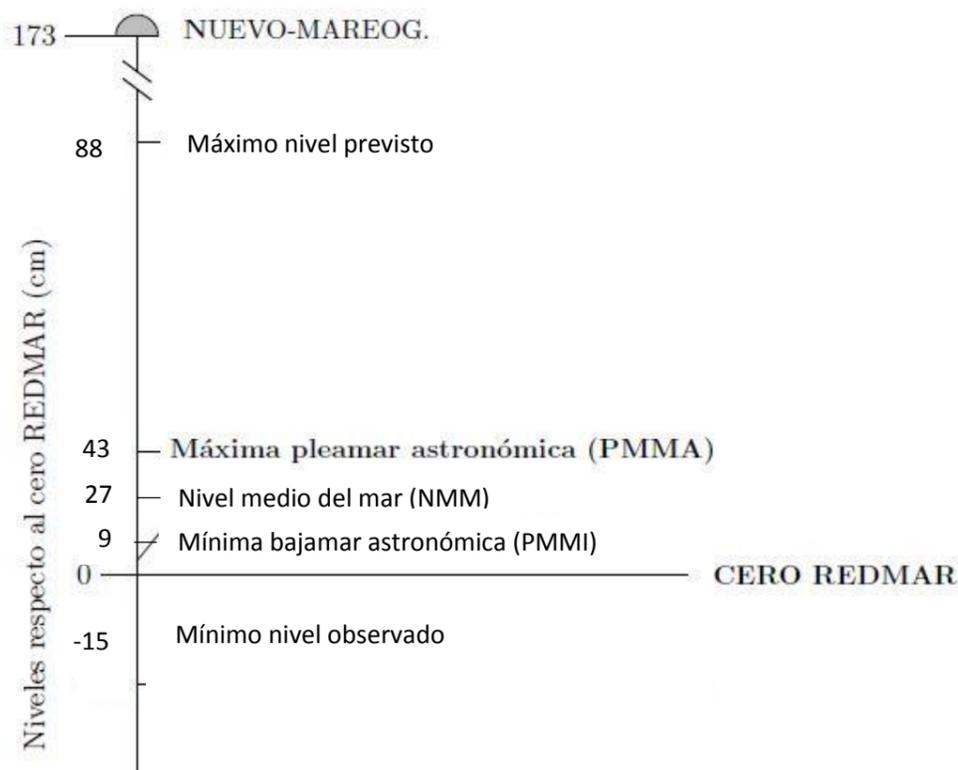


Figura 2.5. Principales referencias del nivel del mar incluyendo variaciones debidas al cambio climático y las mareas para el año 2070. (Fuente: elaboración propia, 2021).

3. Estimación de vida útil y período de retorno (ROM 0.0)

En este apartado se van a definir los pasos a seguir para la obtención de la vida útil de la estructura y el período de retorno, el cual será necesario para la obtención del oleaje de diseño en el siguiente apartado. Todo lo expuesto en este apartado se ha obtenido gracias a Puertos del Estado (2001) con la redacción de las recomendaciones de obras marítimas (ROM).

1. Se lleva a cabo la estimación del IRE o índice de repercusión económica. Para estimar este valor se ha usado la formulación propuesta por la ROM en su apartado 2.7.1.4:

$$IRE = \frac{CRD + CRI}{C0}$$

Donde:

- C_0 : parámetro que en España tiene un valor de 3.000.000 €
- C_{RD} : es el valor de las repercusiones económicas por reconstrucción de la obra. A falta de estudios de detalle, simplídicamente, podrá considerarse que este coste es igual a la inversión inicial, la cual se estima que es de aproximadamente 50.000.000 €
- C_{RI} : hace referencia a las repercusiones económicas por cese, destrucción o pérdida de la operatividad de la obra realizada. Se estima con la siguiente ecuación (apartado 2.11.1.4):

$$\frac{CRI}{C0} = C \times (A + B)$$

- A es el coeficiente de ámbito del sistema productivo al que sirve la obra marítima. En este caso, al tratarse de una obra que afecta a uno de los puertos de interés general en el cual se produce tráfico internacional de mercancías se toma: $A=5$.
- B hace referencia al a la importancia estratégica del sistema económico y productivo al que sirve la obra. En este caso se considera que es relevante, y por ello se toma: $B=2$.
- C hace referencia a la importancia de la obra para el sistema económico y productivo al que sirve. Se trata de una obra de abrigo que protege al puerto del oleaje y que permite la entrada de buques para llevar a cabo las operaciones de carga y descarga y por tanto es esencial para el puerto. Por ello se toma: $C=5$.

$$\frac{CRI}{C0} = 35$$

Finalmente se tiene que el valor del IRE es de:

$$IRE = 51.667$$

2. Una vez estimado del IRE, con este valor se determina la vida útil de la obra, sabiendo que este valor será el período de tiempo que la misma este en servicio. La ROM, en su tabla 2.1 define que:

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

Figura 3.1. Vida útil mínima en función del IRE. (Fuente: Puertos del Estado – ROM 0.0, 2001).

El valor del IRE es de 51.667 > 20, por lo tanto la vida útil del proyecto será de 50 años.

3. El siguiente paso consiste en estimar la probabilidad conjunta de fallo (apartado 2.10.2 de la ROM). La probabilidad conjunta de fallo en ELU, es decir, la $P_{f,ELU}$, debe ajustarse a los valores recomendados de las siguiente tabla:

ISA	< 5	5 -19	20 -29	≥ 30
$P_{f,ELU}$	0.20	0.10	0.01	0.0001
β_{ELU}	0.84	1.28	2.32	3.71

Figura 3.2. Máxima probabilidad conjunta para ELU. (Fuente: Puertos del Estado – ROM 0.0, 2001).

Para obtener el valor de esta probabilidad, como se observa en la figura anterior, será necesario definir el valor del ISA (Índice de repercusión social y ambiental), el cual se define en el apartado 2.7.1.6 de la ROM como el sumatorio de tres índices:

- ISA₁: es el subíndice de posibilidad y alcance de pérdidas humanas. Según el apartado 2.11.3.1, los valores de este índice varían entre 0 y 20, según si el daño producido puede ser remoto (0) o catastrófico (20). En este caso se toma un valor de 3, ya que la pérdida de vidas humanas es posible pero poco probable.
- ISA₂: es el subíndice de daños en el medio ambiente y patrimonio artístico-histórico. Según el apartado 2.11.3.2, los valores de este índice varían entre 0 y 15, según si el daño producido es remoto (0) o muy alto (15). Se toma un valor de 4, ya que las obras

de abrigo producen daños en el transporte sólido litoral, y aunque estos daños sean importantes, estos se pueden revertir en un período inferior a 5 años.

- ISA₃: es el subíndice de alarma social. Según el apartado 2.11.3.3, los valores de este índice varían entre 0 y 15, según si la alarma social puede ser baja (0) o muy alta (15). En este caso se toma un valor de 0, ya que no hay indicios de que pueda existir una alarma social significativa la cual se pueda asociar al fallo de la estructura.

Por tanto el valor del ISA definido en el apartado 2.7.1.6 de la ROM es de:

$$ISA = \sum_{i=1}^3 ISA_i = 3 + 4 + 0 = 7$$

Según la figura 3.2, para un valor de ISA=7, la probabilidad conjunta de fallo ($P_{f,ELU}$) es de 0.1.

4. Finalmente, el apartado 7.7.1.1 proporciona la relación entre el riesgo y el período de retorno, una vez conocida la vida útil. Se utilizan estas relaciones ya que son una simplificación en la que se evalúa la seguridad frente los modos de fallo principales. La relación es:

$$P_{n,v} = 1 - [F_x(x)]^v = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^v$$

Figura 3.3. Relación para la obtención del período de retorno. (Fuente: Puertos del Estado – ROM 0.0, 2001).

Donde:

- $P_{n,v}$: probabilidad conjunta de fallo = 0.1
- V : vida útil = 50 años

Despejando se obtiene que el período de retorno es de $T_R = 475$ años. Finalmente se ha obtenido que:

Período de retorno (T_R)	475 años
Vida útil	50 años

Figura 3.4. Vida útil y período de retorno de la obra a proyectar. (Fuente: elaboración propia, 2021).

4. Clima marítimo y propagación del oleaje

En este apartado se van a llevar a cabo el estudio y análisis de las condiciones del clima marítimo en las inmediaciones del dique Norte del puerto de Gandía. Para ello, en primer lugar se realiza una descripción general del emplazamiento del Puerto en la costa y las características de esta, y a continuación se analizan los regímenes medio y extremal del oleaje en la zona

El objetivo principal de este apartado es obtener el valor característico de diseño para los diques, sabiendo que este valor se corresponde con la altura de ola significativa. Esta altura de ola, a su vez, se corresponde con el tercio mayor de las alturas de ola registradas por la boya de aguas profundas de Valencia. Una vez conocido este valor, se realiza un estudio de propagación del oleaje con el objetivo de conocer la altura de ola de diseño, la cual incide directamente sobre el dique.

4.1 *Dirección de temporales más condicionantes.*

Para poder definir las características del oleaje es de vital importancia conocer los factores que generan el mismo. Estos son los siguientes:

- Velocidad del viento
- Superficie sobre la cual actúa el viento, lo que se conoce como FETCH
- Duración de la acción del viento sobre dicha superficie

Es importante identificar la dirección en la que la superficie de agua que puede ser afectada por el viento es mayor, ya que desde esa dirección es desde la cual llegarán los temporales y por tanto las mayores alturas de ola. Para identificar estas direcciones se recurre a la herramienta Google Earth, la cual nos permite definir la longitud aproximada de los Fetch.

DIRECCIÓN	FETCH (KM)
NE	922
SE	587

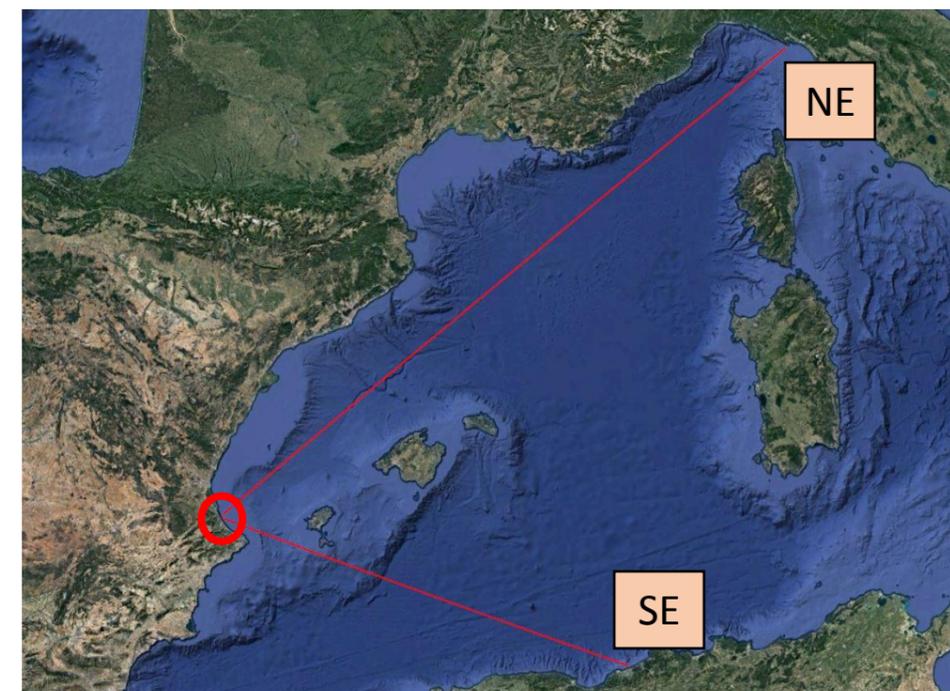


Figura 4.1. Mayores FETCH identificados. (Fuente: Google Earth, 2020).

Como se puede observar en la imagen, el FETCH de dirección este prácticamente no afecta al puerto, debido a la existencia de las islas Baleares. Por otra parte, el cabo de San Antonio proporciona un abrigo natural, mitigando en gran medida el oleaje de dirección sur y sureste. Atendiendo a la tabla y a la figura, se observa que el FETCH de mayor superficie se corresponde con la dirección noreste, por lo que los temporales y las alturas de ola de mayor tamaño provendrán de dicha dirección.

La dirección de los oleajes más condicionantes también viene proporcionada por los datos recogidos en las boyas. En los informes, se puede observar como las “rosas direccionales” marcan los oleajes de mayor incidencia sobre el puerto. Estos conceptos se desarrollarán con mayor profundidad en los siguientes apartados.

4.2 Caracterización del oleaje: régimen extremal

• GEV visor MARUCA

A partir de la información proporcionada por el Instituto de Hidráulica Ambiental (2014) gracias al visor MARUCA (Caracterización Climática del Medio Físico Marino Español para la Optimización de la Explotación Portuaria y Navegación Marítima) desarrollado en la Universidad de Cantabria se puede obtener la caracterización del oleaje. Este programa visor toma los datos de la boya de aguas profundas de Valencia y a través de una serie de puntos de control caracteriza el oleaje, definiendo la propagación del mismo y permitiendo la obtención de la altura de ola en dichos puntos, así como su período pico. En el caso del puerto de Gandía se han tomado los siguientes puntos de control:

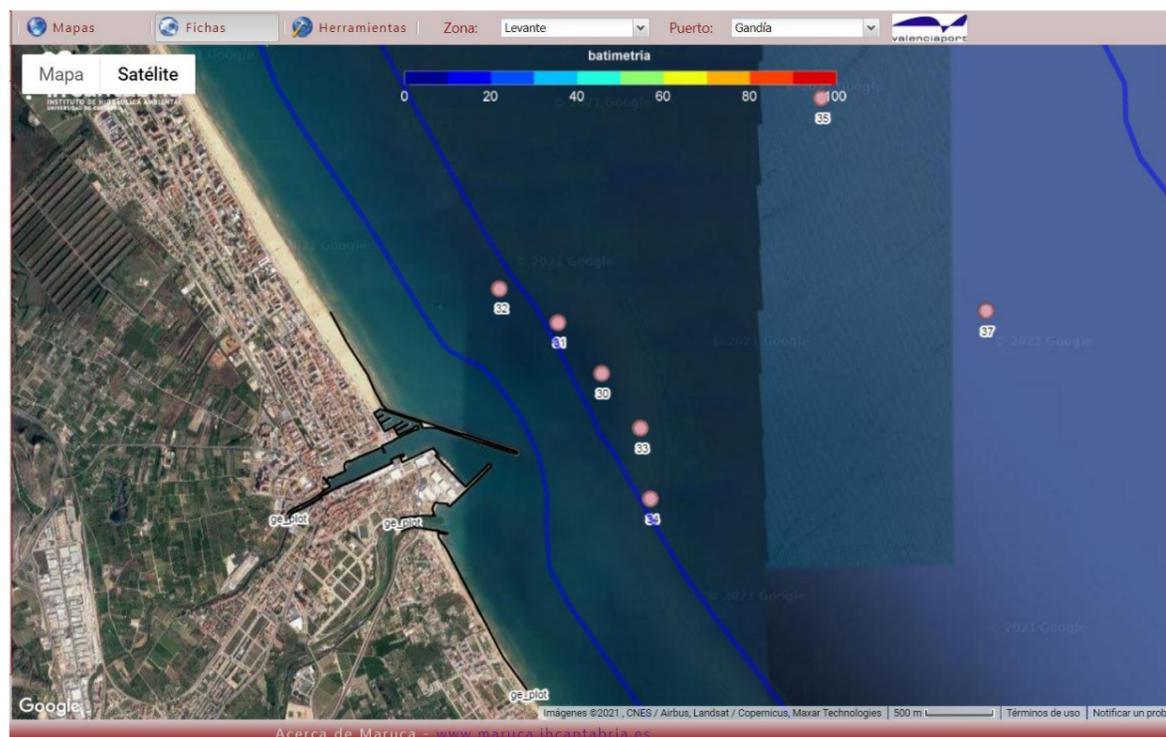


Figura 4.2. Puntos de control y vista de visor MARUCA. (Fuente: Visor MARUCA, 2014).

Se han considerado los primeros cuatro puntos (empezando por arriba) ya que se considera que el último punto no pertenece al FETCH más condicionante que se ha definido en el apartado anterior, y por tanto el oleaje proveniente desde ese punto no condicionaría el diseño. Los puntos de referencia se encuentran a una profundidad de 14 metros.

Este visor utiliza la metodología GEV (distribución de Valores Extremos Generalizada) para la caracterización del oleaje. Otra posibilidad sería la aplicación del método POT,

Autor: Alejandro García Cárcel

basándonos en los datos de oleaje obtenidos en las memorias de la boya de Valencia. Este método utiliza la estadística de extremos ordenados, por lo que se requiere en primer lugar encontrar las alturas significantes máximas de los N estados de mar que superen un cierto valor límite de la altura de la ola (H_s) definido a priori durante el intervalo de tiempo considerado y ordenar la muestra en sentido creciente asignando a cada altura el número de orden correspondiente. Posteriormente se calcula una determinada frecuencia de presentación acumulada de estos máximos escogiendo entre las más comúnmente utilizadas. También existe la opción de utilizar la formulación de Airy y las funciones de distribución de Weibull para propagar y caracterizar el oleaje.

En este caso, como el visor utiliza la metodología GEV, se va realizar una primera aproximación realizando los cálculos con esta metodología y en otro apartado, se desarrollara la metodología POT y las funciones de distribución Weibull y las formulaciones de Airy, con lo que se podrán comparar ambos resultados. Para determinar el oleaje de diseño, sabiendo que el régimen extremal del mismo es escalar, la distribución GEV utilizada es la siguiente:

$$H_s = \mu - \frac{\Psi}{\xi} * \left(1 - \left(-\log\left(1 - \frac{1}{Tr}\right)\right)^{-\xi}\right)$$

Donde:

- $1 - \frac{1}{Tr}$: es la probabilidad acumulada en función del período de retorno ($Tr = 475$ años).
- μ, ξ, Ψ : son parámetros obtenidos para cada uno de los puntos y que permiten caracterizar el oleaje.

Siguiendo esta formulación y con los datos de oleaje direccional proporcionados por el visor, se procede a obtener la H_s con su valor escalar y la dirección de oleaje predominante de cada uno de los puntos de referencia que se pueden observar en la figura 4.1. Finalmente, el resultado obtenido es el siguiente:

DATOS MARUCA AJUSTADOS SEGÚN GEV				
RESULTADOS	PUNTO 32	PUNTO 31	PUNTO 30	PUNTO 33
Hs,máx escalar (m)	5.6	6.1	6.4	6.4
Dirección de Hs, máx	ENE	NE	ENE	ENE
Hs,máx direccional (m)	5.6	5.7	7.3	7.5

Figura 4.3. Resultados de caracterización del oleaje en los puntos de control. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Se puede observar en la figura 4.3 que la mayor altura de ola (escalar) se obtiene en el punto 33, y se corresponde con un valor de Hs= 6.4 m y su dirección es ENE. Sin embargo, se debe tener en cuenta la incertidumbre de los datos. Esta incertidumbre, la cual se puede considerar gaussiana, se rige por un ajuste de la desviación típica, la cual debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sigma Hs = c0 + c1 * Hs + c2 * Hs^2 + c3 * Hs^3$$

Donde para el punto 33, según los datos escalares obtenidos del visor MARUCA:

- c0 = -0.883 - c1 = 1.096
- c2 = -0.327 - c3 = 0.031

Se obtiene por tanto que $\sigma_{Hs} = 0.933$ metros. En la siguiente figura (figura 4.4) se observan los intervalos de confianza (marcados en negro), los cuales proporcionan una idea de la incertidumbre que se puede dar en los cálculos. Sin embargo, en este caso se ha obtenido el valor exacto de la incertidumbre, el cual se debe sumar a la Hs obtenida anteriormente, ya que es recomendable emplear el valor superior. Teniendo esto en cuenta se obtiene que, para el intervalo de confianza superior (intervalo de confianza del 90%) la altura de ola es de:

$$H_{S,90\%} = 6.426 + 0.933 = 7.4 \text{ m}$$

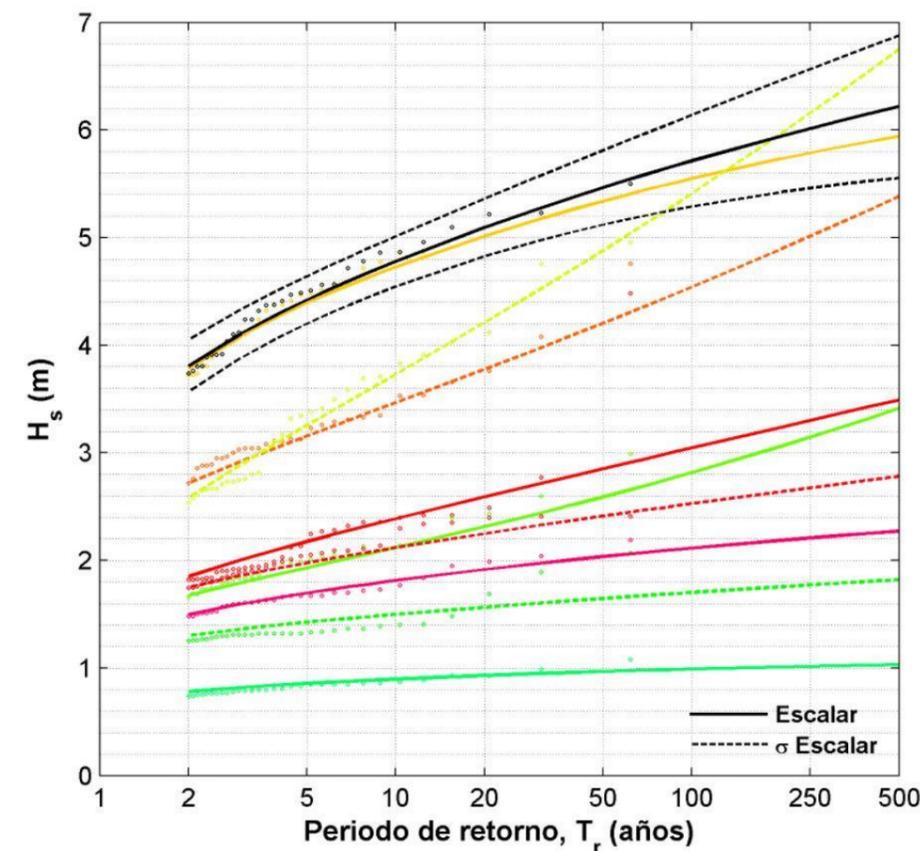


Figura 4.4. Ajuste del régimen extremal e intervalos de confianza. (Fuente: visor Maruca, 2014).

A continuación será necesario definir el período pico del oleaje. Este se obtiene a través de una relación entre la altura de ola y el periodo como la siguiente:

$$Tp = a * Hs^b$$

Donde para el punto 33, según los datos obtenidos del visor MARUCA:

- a = 4.603
- b = 0.536

Se obtiene por tanto que $Tp = 13.4$ segundos. Hay que tener en cuenta que al igual que existe una incertidumbre para obtener Hs, para el período pico también se tiene cierta incertidumbre, la cual se obtiene teniendo en cuenta la desviación típica como se observa en la siguiente ecuación:

$$\sigma Tp = a * Hs^b$$

Donde para el punto 33, según los datos obtenidos del visor MARUCA:

- $a = 0.882$
- $b = -0.133$

Se obtiene por tanto que $\sigma_{Tp} = 0.676$ segundos. Al igual que con H_s , se obtendrán los valores del intervalo de confianza del 90% superior e inferior, obteniendo finalmente:

$$Tp_{SUP90\%} = 13.416 + 0.676 = 14.1 \text{ segundos}$$

$$Tp_{INF90\%} = 13.416 - 0.676 = 12.7 \text{ segundos}$$

A continuación se muestran los informes referidos al régimen extremal y las rosas direccionales obtenidos en el punto de control 33 proporcionados por el visor MARUCA:

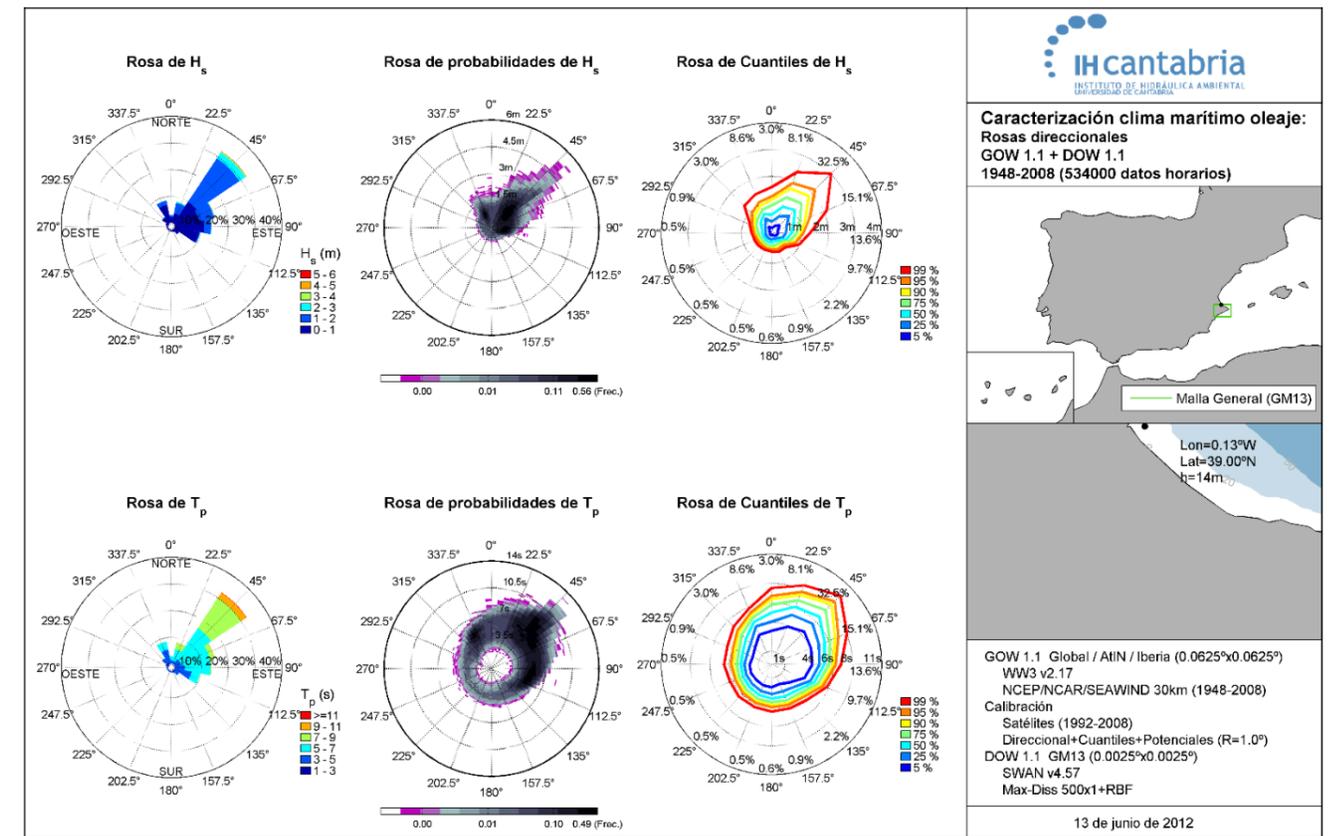


Figura 4.6. Informe de rosas direccionales de oleaje del punto de control 33. (Fuente: visor Maruca, 2014).

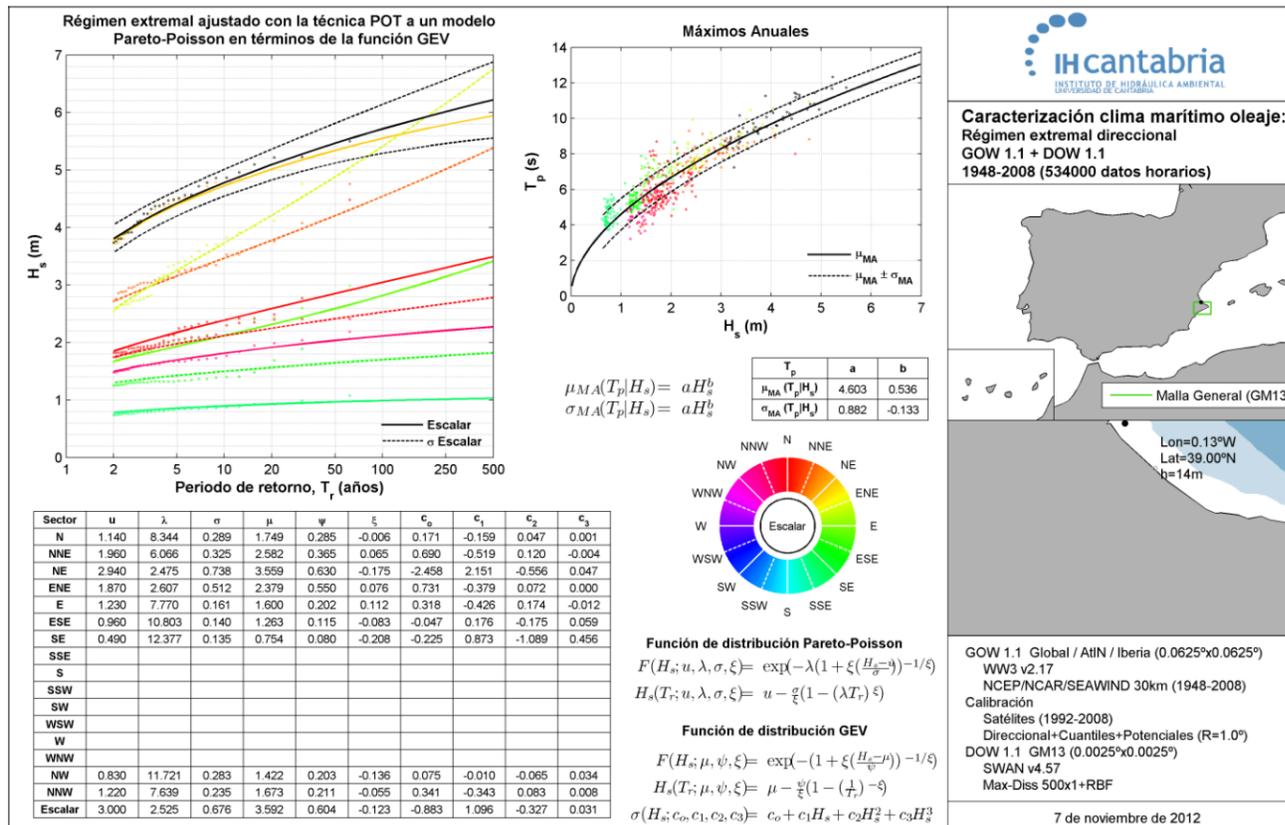


Figura 4.5. Informe de régimen extremal del punto de control 33. (Fuente: visor Maruca, 2014).

• **Fórmulas de Airy y distribución Weibull**

Según las expresiones descritas por Airy, G.B (1845) siguiendo el ajuste de distribución Weibull, se obtienen los datos de oleaje de la boya de aguas profundas de Valencia y se lleva a cabo la propagación del oleaje hasta el pie del dique. Esta propagación se ha realizado gracias a las formulaciones expuestas por M^a Del Carmen Palomino Monzón y José Luís Almazán Gárate (2001). En primer lugar es necesario obtener una batimetría general que indique el ángulo de incidencia del oleaje con respecto a la misma, para de esta forma ir realizando la propagación del oleaje teniendo en cuenta el asomeramiento y refracción del oleaje. Para llevar a cabo la propagación del oleaje en este proyecto se han utilizado las expresiones de Airy y a través de una hoja Excel, se ha calculado las longitudes de onda para cada batimétrica, obteniendo las alturas de ola en dichas profundidades, hasta llegar finalmente al pie del dique.

Es necesario saber la dirección de incidencia del oleaje para su propagación. Por ello, se consulta en primer lugar la rosa de oleaje y se identifica cuales son las direcciones dominantes del oleaje.

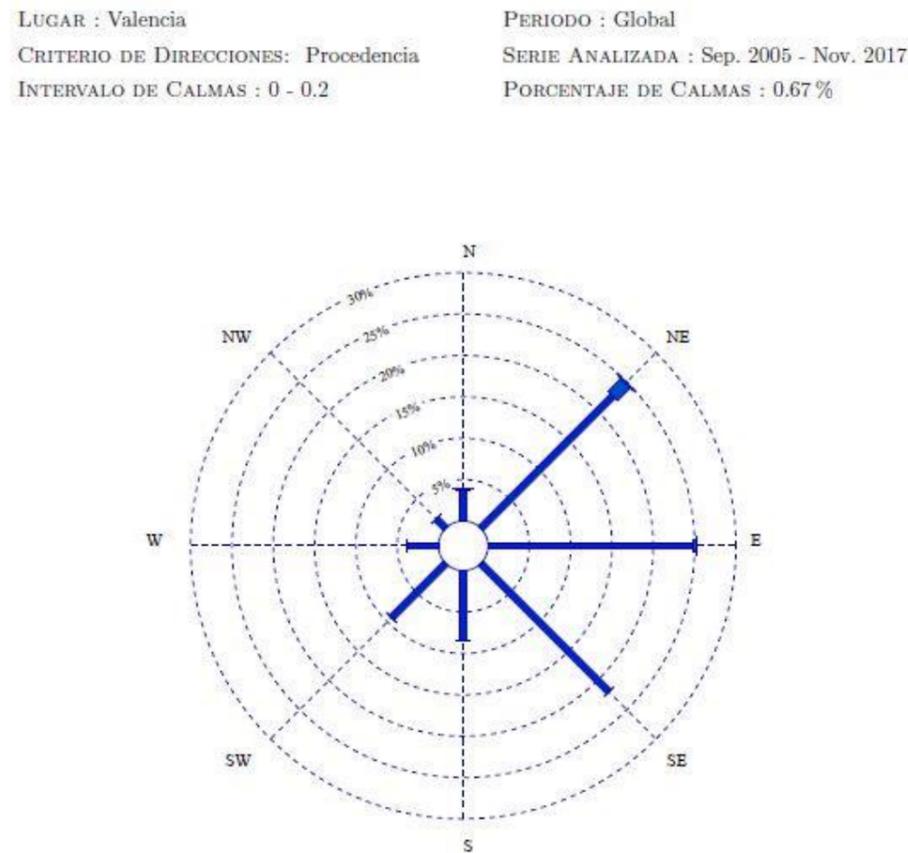


Figura 4.7. Rosa direccional de oleaje en Boya de Valencia. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).

Como se puede observar en la figura 4.6, las direcciones predominantes que afectan al dique son el sector direccional Nord-Este y el sector direccional E. En la memoria de datos de la boya se encuentran una serie de gráficos que definen la altura de ola significativa (H_s) en función de la probabilidad de excedencia o periodo de retorno, así como los puntos empleados para ajustar la función de distribución Weibull. A continuación, se muestra la gráfica correspondiente al sector direccional NE:

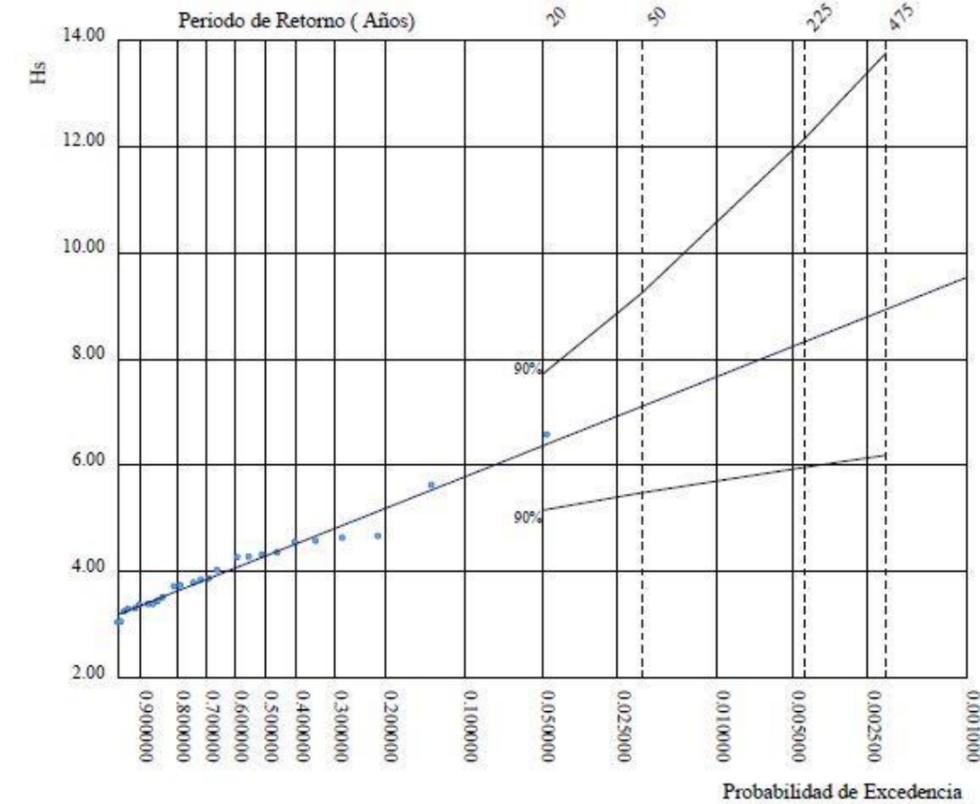


Figura 4.8. Gráfica de H_s en Boya de Valencia para sector NE. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).

Según Puertos del Estado (2018), la línea central se corresponde al ajuste exacto, mientras que las líneas superior e inferior son los intervalos de confianza. Este intervalo nos da una idea de la incertidumbre de la estima central. Para obtener el valor de la altura de ola de diseño, se opta por utilizar el intervalo de confianza del 90 % superior.

Para la propagación del oleaje hay que tener en cuenta dos factores: el ángulo de incidencia del oleaje con respecto a la batimetría y que se cumpla la condición de aguas profundas. Si la boya está en aguas profundas, se puede propagar directamente hasta la profundidad del pie del dique. Por el contrario, si la boya no se encuentra en aguas profundas, las mediciones están afectadas ya por el efecto del fondo y se debería propagar el oleaje hacia

aguas profundas en primer lugar y posteriormente, conocido ya el oleaje en aguas indefinidas, propagar de nuevo hacia la costa.

Según las Puertos del Estado (2018), una boya está en aguas profundas si $d/L > 0.5$, siendo d la profundidad a la que se encuentra la boya y L la longitud de onda. La boya de Valencia se encuentra a una profundidad de 230 m. La longitud de onda se puede aproximar mediante la fórmula de la longitud de onda en aguas profundas: $L0p = g Tp^2/2\pi = 9.81 \cdot 13.81^2/(2\pi) = 297.8$ m. El valor esperado de Tp (s) se obtiene consultando los datos escalares de oleaje teniendo en cuenta un período de retorno de 475 años. Por tanto, $d/L = 0.772 > 0.5$ y por tanto la boya de Valencia se encuentra en aguas profundas.

Para obtener el valor del ángulo de incidencia del oleaje con respecto a la batimetría, será necesario obtener la batimetría general de la costa, la cual se extrae del anejo N°4 de este mismo proyecto.

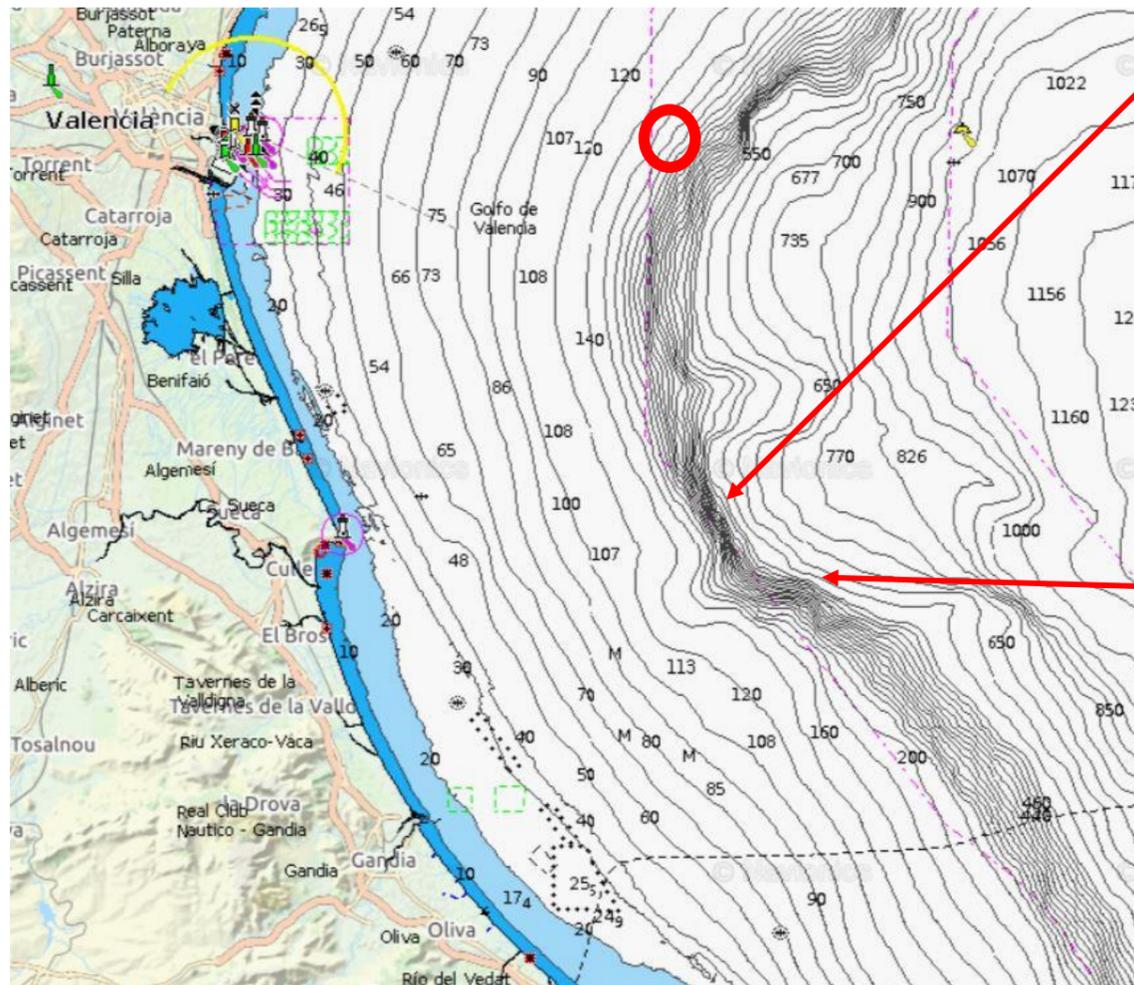


Figura 4.9. Batimetría general de la zona de estudio. (Fuente: Navionics, 2020).

Se han marcado las direcciones principales de oleaje con flechas rojas y se ha remarcado también la posición de la boya de aguas profundas de Valencia. Se obtienen que las características del oleaje en la boya para un período de retorno de 475 años son las siguientes:

CARACTERÍSTICAS DEL OLEAJE EN LA BOYA DE VALENCIA		
DIRECCIÓN	NE	E
Hs (m)	13.8	8.8
α (°)	10	35
Tp (s)	13.8	8.3

Figura 4.10. Características del oleaje en la boya de Valencia. (Fuente: Puertos del Estado, 2018).

En el siguiente esquema se puede observar la representación del ángulo de incidencia del oleaje con respecto a la batimetría.

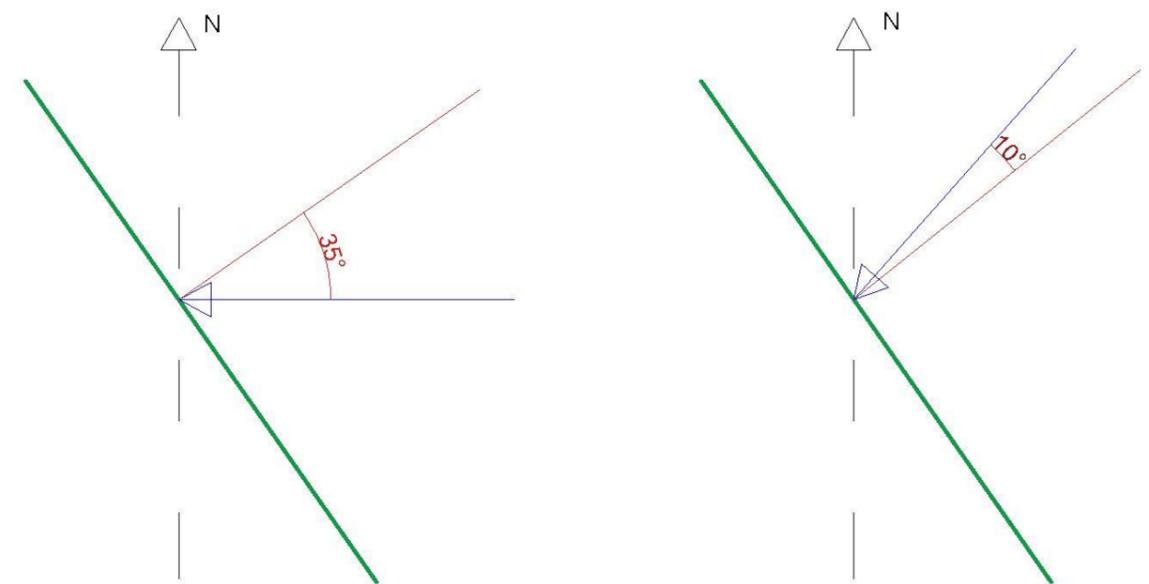


Figura 4.11. Ángulo de incidencia del oleaje respecto a la batimetría. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Para llevar a cabo la propagación del oleaje se va a realizar una pequeña simplificación en la que se estima una batimetría lineal y paralela una vez se entra en la plataforma continental. Teniendo en cuenta esta simplificación, en este momento se procede a obtener la altura de ola a pie de dique, para ello, será necesario conocer la profundidad en ese punto. Del Anejo n°4 correspondiente a la batimetría se extrae la profundidad del pie del dique con respecto al nivel

medio del mar, la cual es de 9.8 metros. Teniendo en cuenta que habrá que considerar las variaciones del nivel del mar se obtienen los siguientes resultados de altura de ola:

ALTURA DE OLA Hs (m) para las distintas profundidades en 50 años		
Profundidad respecto a:	Hs (m) dirección NE	Hs (m) dirección E
Máximo nivel previsto: 10.66 m	8.3	7.7
Pleamar máxima astronómica: 10.21 m	8.0	7.7
Nivel medio del mar: 10.05 m	7.8	7.7
Mínima bajamar astronómica: 9.8 m	7.8	7.7
Mínimo nivel observado: 9.64 m	7.5	7.5

Figura 4.12. Altura de ola de diseño según dirección y profundidad. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Los datos que aparecen en la figura 4.12 ya tienen en cuenta el índice de rotura, el cual determina el ratio respecto a la profundidad para el que la ola rompe. El valor de este índice es de 0.78, por lo que las olas con $H > 0.78 d$ romperán. Es decir, la ola más grande que puede haber a una profundidad d es $0.78 d$. Este factor suele ser el que limita las alturas de ola a pie de dique, ya que la profundidad hace que la ola rompa antes de alcanzar la altura obtenida por la propagación. En el caso del oleaje con dirección NE, es con dicha limitación de $0.78 \cdot D$ con las que se obtienen las alturas de ola significantes, ya que las alturas de ola obtenidas al realizar la propagación del oleaje son mayores que las obtenidas con dicha limitación. Sin embargo, el oleaje obtenido en dirección E es menor que dicha limitación, por lo tanto la altura de ola en este caso es la obtenida directamente tras propagar el oleaje desde la boya de aguas profundas.

Finalmente se ha optado por utilizar los resultados obtenidos con este último método, ya que las funciones de distribución Weibull permiten definir la altura de ola de diseño para la profundidad en el pie de dique, teniendo en cuenta las variaciones en el nivel del mar. Esto no puede realizarse con los datos obtenidos del visor MARUCA, ya que los puntos de control se encuentran sobre la isobata de 14 m de profundidad, por lo que no refleja fielmente el comportamiento del oleaje en el pie del dique. Además, los valores obtenidos con este método son mayores y por lo tanto, para estar del lado de la seguridad se ha decidido optar por estos para llevar a cabo el diseño de la reparación.

ANEJO N°7: ESTUDIO DE SOLUCIONES



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	79
1.1 Diques en talud.....	79
1.2 Tramificación del dique.....	80
1.3 Descripción de los elementos del manto principal.....	80
2. Determinación de necesidad de banquetta contra socavación.....	81
3. Estudio de los elementos del manto	84
3.1 Peso y tamaño de los elementos del manto principal.....	85
3.2 Remontes y rebases de las diferentes alternativas planteadas..	88
3.3 Estabilidad hidráulica. IDa e IDe.....	90
4. Valoración económica de las alternativas del manto.....	92
5. Análisis de las alternativas del manto.....	94
5.1 Criterios escogidos.....	94
5.2 Determinación del peso de los criterios.....	94
5.3 Estudio de alternativas.....	96
5.4 Definición de alternativa idónea.....	101

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1.1 Sección general dique en talud. (Fuente: EADIC, 2019).
- Figura 1.2. Tramificación del dique Norte. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 1.3. Detalle de tramificación del dique Norte. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 1.4. Acopio de cubípodos. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 2.1. Alternativa 0 de banquetta contra socavación. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 2.2. Superficie de material desplazado. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 2.3. Berma de socavación en sección A-A' para alternativa 1. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 2.4. Berma de socavación en sección A-A' para alternativa 2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.1. Valores de KD según tipología de manto principal. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.2. Alturas de ola para 2070 respecto niveles del mar observados. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.3. Alternativa 0: elementos del manto principal para vida útil de 50 años. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.4. Sección transversal A-A' de Alternativa 0. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.5. Alternativa 1: elementos del manto principal para vida útil de 50 años. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.6. Sección transversal A-A' de Alternativa 1. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.7. Alternativa 2: elementos del manto principal para vida útil de 50 años. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.8. Sección transversal A-A' de Alternativa 2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.9. Alternativa 3: elementos del manto principal para vida útil de 50 años. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.10. Sección transversal A-A' de Alternativa 3. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.11. Tamaño de las piezas de las distintas alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.12. Espesor del manto de las distintas alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 3.13. Factores de rugosidad de los elementos del manto. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.14. Formulación de Smolka para el cálculo de rebases. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.15. Formulación del Eurotop para el cálculo de rebases. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.16. Esquema de definición de Rc y Ac. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.17. Límites admisibles de Burchart de caudal unitario de rebase. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.18. Caudales de rebase de las alternativas planteadas. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.19. Valores de KD y SF según tipología de manto principal. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.20. Alturas de ola para IDa e IDe en sección del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.21. Alturas de ola para IDa e IDe en sección del morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.1. Resistencias características del hormigón en función del tamaño. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 4.2. Volumen real de hormigón y número de piezas de las alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 4.3. Precio aproximado de hormigón para cada una de las alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 4.4. Días de maquinaria para colocación aproximados. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.1. Estructura jerárquica de los criterios. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.2. Escala fundamental de comparación por pares. (Fuente: Yepes, V, 2018).

- Figura 5.3. Matriz de comparación pareada para la ponderación de criterios. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.4. Formulación de índice de consistencia y valor de consistencia. (Fuente: Yepes, V, 2018).
- Figura 5.5. Porcentajes máximos del ratio de consistencia CR. (Fuente: Yepes, V, 2018).
- Figura 5.6. Resultados de consistencia de la matriz de ponderación de criterios. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.7. Pesos de los distintos subcriterios escogidos. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.8. Pesos de los distintos subcriterios escogidos. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.9. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 1.1. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.10. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 1.1. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.11. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 1.1. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.12. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 1.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.13. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 1.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.13. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 1.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.14. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 1.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.15. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 1.1. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.16. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.1. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.17. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.1. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.18. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.19. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.20. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.21. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.22. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.23. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.3. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.24. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.25. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.26. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.3. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.27. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.28. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 5.29. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.3. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.30. Matriz de valoración de alternativas en función de subcriterios. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

- Figura 5.31. Selección de alternativa idónea. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 5.32. Alternativa idónea final. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

1. Introducción

El objetivo del presente anejo es llevar a cabo el estudio y análisis de las posibles soluciones con respecto al diseño de la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía. Para llevar a cabo este diseño, primero se analizará brevemente en que consiste un dique en talud, tipología utilizada en este caso para el diseño de la obra de abrigo. A continuación, se expondrán las distintas tipologías de elementos que se pueden utilizar para el refuerzo del manto principal del dique y se llevará a cabo el diseño del refuerzo según estas tipologías. Se definirá también una tramificación del dique con el objetivo de llevar a cabo el refuerzo en aquellas zonas en el que sea necesario. Además, se planteará la necesidad de una banquetta contra la socavación del dique. En este apartado se analizará si es necesario o no disponer una banquetta contra la socavación que evite el descalce de la berma de pie. En este anejo también se analizará el caudal de rebase del dique para las distintas alternativas, por lo que se determinará si el espaldón actual es suficiente para que el caudal de rebase sea inferior al de diseño. Es de vital importancia realizar este cálculo del rebase ya que se incluirá un criterio en el que se tendrá en cuenta el rebase a la hora de elegir la solución óptima, ya que en caso de que sea mayor que rebase de diseño, sería necesario llevar a cabo un rediseño del espaldón con el objetivo de reducir los caudales de rebase, con el coste que esto conllevaría. Por último, es necesario mencionar que en todas las soluciones planteadas en este anejo, es imperativo que se incluya el diseño de una berma de pie, sin embargo, el diseño de la misma se incluirá en el siguiente anejo (Anejo N°8: diseño de la solución adoptada).

Una vez se haya llevado a cabo el diseño de las distintas soluciones, se expondrá los criterios que permitirán definir cuál de las alternativas planteadas en este anejo es la óptima y, por tanto, la alternativa que se adoptará para el diseño del refuerzo del dique.

1.1 Diques en talud

Esta tipología de obra de abrigo, la cual es conocida también como dique rompeolas, tiene la misión de reducir la acción del oleaje en una zona. Esta tipología de dique provoca la rotura del oleaje sobre el talud de escollera, bloques de hormigón o piezas especiales que constituyen el manto principal. Este manto principal, como se explicará a continuación, es el principal elemento encargado de resistir la acción del oleaje.

Los elementos del manto principal descansan sobre las capas de filtro, las cuales están formadas por una serie de capas de escollera de tamaño creciente desde la capa interior hacia la capa exterior, generalmente con relaciones de peso de 1/10 entre capas (por ejemplo, si la capa exterior de filtro es de 6 toneladas, la capa interior será de 0.6 toneladas aproximadamente). Gracias a este crecimiento de tamaño desde el interior al exterior de las capas de filtro se evita que los elementos de las capas interiores (de menor tamaño) salgan expulsadas al exterior debido a la acción de las corrientes que se producen en los temporales. El manto principal, las capas de filtro y el núcleo, que es la parte interior del dique que soporta el manto y los filtros el cual posibilita la ejecución del dique y que está formado por todo uno de cantera cuya misión es atenuar la transmisión del oleaje a través del mismo, son los elementos que conforman el cuerpo del dique.

Existen otra serie de elementos que conforman la estructura del dique en talud:

- Berma de pie: elemento de apoyo inferior para el manto principal, la cual evita que se produzcan deslizamientos de las piezas del manto. Es uno de los elementos que más daños ha sufrido a raíz del temporal y el cual es **necesario y obligatorio reparar** y rediseñar.
- Banqueta contra socavación: elemento cuyo objetivo es evitar la socavación de las arenas del fondo, formado generalmente por alguna de las capas de filtro las cuales se prolongan hacia el exterior. Se estudiará si es necesario o no su disposición.
- Espaldón: elemento encarado de reducir los rebases, el cual se apoya sobre la cota de coronación del dique. Se estudiará si es necesario o no su rediseño.

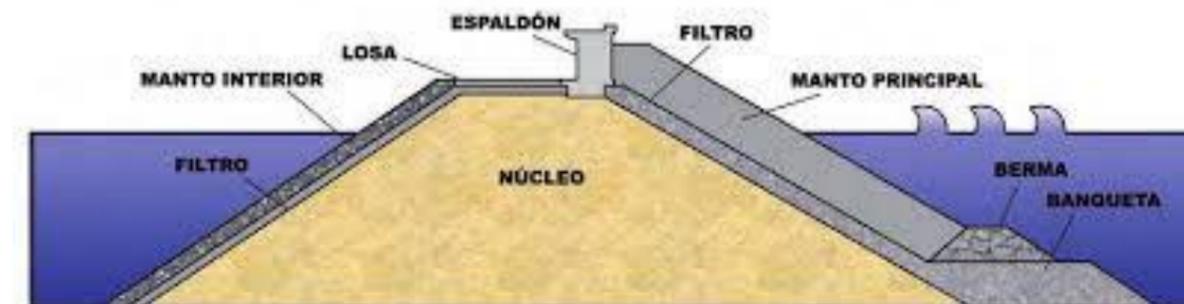


Figura 1.1. Sección general dique en talud. (Fuente: EADIC, 2019).

1.2 Tramificación del dique

Para llevar a cabo las reparaciones pertinentes se va a llevar a cabo una Tramificación del dique en dos tramos principales. Cada uno de los tramos coincide con una sección tipo del dique (consultar plano N°3: "Estado previo al temporal" para visualizar las secciones transversales de cada uno de los tramos). A continuación se muestra una imagen en la que puede visualizarse esta división en tramos.

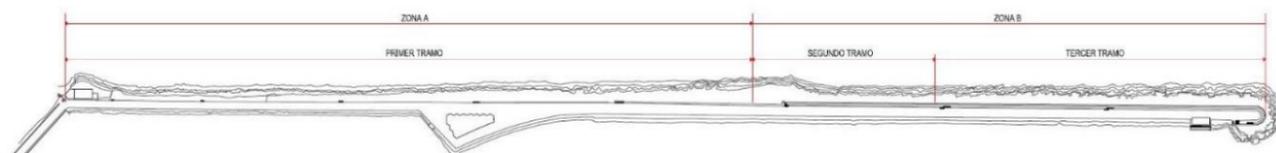


Figura 1.2. Tramificación del dique Norte. (Fuente: elaboración propia, 2021).

En este anejo se ha decidido estudiar las distintas alternativas atendiendo únicamente a la sección correspondiente con el tramo 3 y en el siguiente anejo, el correspondiente con el diseño de la solución finalmente adoptada, se desarrollará el diseño para la reparación/re acondicionamiento del tramo 2. A continuación se muestra una figura de mayor detalle de estos tramos, a partir de la cual se medirán las longitudes de ambos tramos.

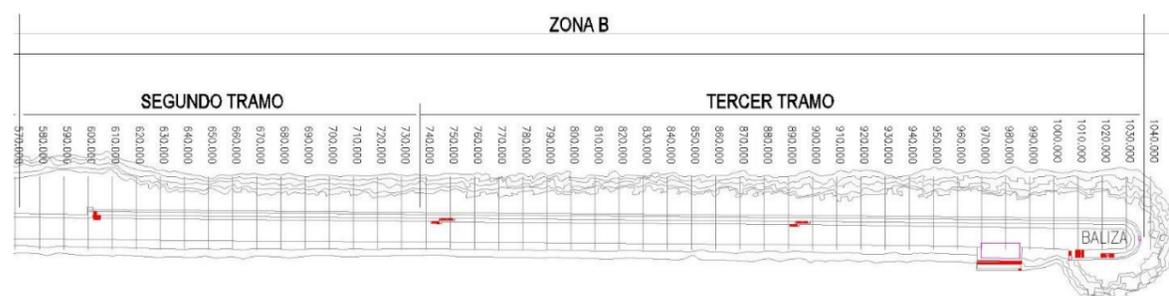


Figura 1.3. Detalle de tramificación del dique Norte. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Las longitudes de ambos tramos son:

$$L_{\text{tramo2}} = 166 \text{ metros}$$

$$L_{\text{tramo3}} = 292 \text{ metros}$$

1.3 Descripción de los elementos del manto principal

Es de vital importancia tener en cuenta que el coste económico de un dique en talud depende en gran medida del elemento que formará el manto principal, ya sea un elemento de hormigón (cubo, dolo, cubípodo, tetrápodo, etc.) o escollera natural. Dependiendo de la forma de los elementos se han de cumplir una serie de patrones de colocación lo que puede incrementar el coste total en gran medida. Además, en función del tipo de elemento que se escoja y las capas a disponer, el tamaño de las piezas varía en gran medida debido a la variación de la estabilidad hidráulica. Esta variación en el tamaño de las piezas también provoca una modificación de los costes económicos, ya que los equipos de manipulación, las capas de filtro y sobre todo el consumo final de hormigón se ven ampliamente modificados en función del tamaño de la pieza dispuesta en el manto principal. Teniendo estas consideraciones en cuenta, los materiales que se van a estudiar para disponer en el manto principal son los que aparecen a continuación:

- **Cubos**

Consultando Carlos Martínez Martín (2018) se obtiene que el cubo es una pieza masiva de hormigón con forma cúbica que se utiliza principalmente en mantos bicapa, la cual no posee limitaciones de tamaño, sin embargo, el tamaño de las piezas si se ve limitado por la capacidad de los equipos de manipulación. Tiene una gran resistencia estructural pero un coeficiente de estabilidad hidráulica bajo ($KD=6$) y además con la acción de los temporales tiende a adoquinarse, ordenándose cara contra cara, de manera que aumenta los daños y rebases ya que prácticamente no existe trabazón entre las piezas.

Se pueden almacenar en parque durante la construcción y se pueden manipular perfectamente con pinzas de presión, haciendo que los costes logísticos bajen. La colocación en el manto debe ser aleatoria, pero garantizando la porosidad definida en proyecto y evitando los adoquinamientos mencionados anteriormente.

- **Cubípodos**

En este caso, se trata también de una pieza masiva con forma cúbica a la cual se le añaden unas protuberancias para evitar el acoplamiento entre caras y aumentar la fricción con la capa inferior. La resistencia estructural es superior a la del cubo, demostrando menores daños tanto en caída libre como en volteos. El cubípodo se caracteriza porque puede utilizarse indistintamente en mantos monocapa y bicapa con distintos coeficientes de estabilidad. El coeficiente de estabilidad

hidráulica del cubípodo es muy superior al del cubo bicapa, siendo $KD=12$ en mantos monocapa y $KD=28$ en mantos bicapa, lo cual permite, para el mismo temporal de cálculo, utilizar piezas de peso mucho menor y por tanto reducir en gran medida el consumo de hormigón. Además, debido a las protuberancias se eliminan las deficiencias provocadas por los adoquinamientos y rebases que sufren los mantos de cubos. El diseño del cubípodo permite que se coloquen en el manto aleatoriamente y se auto-posicionen sobre el talud manteniendo la porosidad uniforme a lo largo de la vida útil y asegurando la trabazón entre las piezas.



Figura 1.4. Acopio de cubípodos. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

La fabricación y acopio en parque tiene un rendimiento muy similar al de los cubos. En este caso se utilizan encofrados articulados de tipo flanera que permiten ritmos de producción de hasta 3.5 piezas/día. Su manipulación se realiza con pinzas de presión igual que los cubos.

2. Determinación de necesidad de banqueteta contra socavación

En este apartado se va a definir si es necesario o no la disposición de una banqueteta contra socavación para proteger la berma de pie de posibles descalces que pudiera sufrir. En primer lugar, se presentarán las alternativas que se van a analizar y posteriormente se definirá cuál de ellas se escoge finalmente.

- **Alternativa N°0: no disponer banqueteta contra socavación (no actuar)**

Como se ha mencionado en la introducción de este anejo, la banqueteta contra socavación es un elemento cuyo objetivo es evitar la socavación de las arenas del fondo, formado generalmente por alguna de las capas de filtro las cuales se prolongan hacia el exterior. Disponiendo esta berma se evita el descalce de la berma de pie pero esta no es siempre necesaria. Esta alternativa se basa en no realizar ninguna actuación en lo referente a la banqueteta contra socavación, es decir, se mantendrá el estado actual y no se llevará a cabo ninguna reparación. A continuación se muestra una imagen en la que se clarifica esta alternativa.

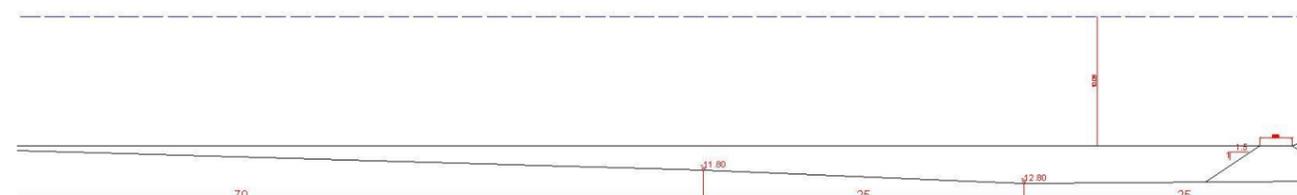


Figura 2.1. Alternativa 0 de banqueteta contra socavación. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Con respecto a esta alternativa, es de vital importancia tener en cuenta el transporte sólido litoral existente en la costa mediterránea. De acuerdo con el informe técnico “Estudios de dinámica litoral, defensa y propuestas de mejora en las playas con problemas erosivos, considerando los efectos del cambio climático” redactado por el CEDEX para el Ministerio de Fomento, en el cual se establece la estrategia de actuación en la costa sur de Valencia, se observa que la tendencia de los temporales dirección norte-sur hacen que el transporte sólido litoral siga la misma tendencia.

Una vez establecida la existencia de transporte sólido, se debe aclarar que los espigones/diques interceptan este transporte sólido litoral longitudinal, acumulando sedimentos aguas arriba de la obra pero reduciendo el suministro de arena aguas abajo. En el caso de los puertos, estos suponen una barrera total al paso de sedimentos, ya que las longitudes de los diques y las profundidades que alcanzan suelen ser bastante elevadas. A parte de la erosión creciente que se produce en las playas a sotamar y ubicando este aspecto en el tema que se esta tratando, este depósito paulatino de material al norte del puerto induce a que lentamente se vaya generando una banqueta contra la socavación natural con los sedimentos a los que el propio dique impide el paso. Por lo tanto, esta sedimentación genera la banqueta contra socavación la cual impedirá el descalce de la berma de pie de forma natural, sin ser necesaria ninguna obra adicional y por lo tanto reduciendo en gran medida el coste final de la obra de reparación.

En caso de que se produzca un gran temporal como el vivido en enero del año pasado, puede que vuelva a producirse un desplazamiento del material del fondo, sin embargo, la disposición obligatoria de la nueva berma de pie reforzada conjuntamente con el refuerzo de los elementos del manto principal que se estudiarán a continuación, hacen que se reduzcan los riesgos y las averías considerablemente.

• **Alternativa N°1: disposición de banqueta contra socavación completa**

En este apartado se va a definir de manera aproximada el volumen de material que sería necesario en caso de querer disponer este elemento. En primer lugar, previamente a definir el volumen de material, es necesario definir el peso y tamaño de los elementos a disponer en la banqueta contra socavación. Se ha optado, consultando la UNE-EN 13383-1. (2003) por escollera natural de entre 500-750 kg (medio metro de diámetro de escollera aproximadamente). Una vez definido el tamaño de la escollera se puede pasar a definir el volumen de material necesario.

En el Anejo N°5: "Averías y objeto del proyecto" se calculó de forma aproximada la superficie de fondo que se ha había visto afectada/desplazada por el temporal (consultar apartado 2.1 de ese mismo anejo). A continuación, se muestra una imagen en la que puede apreciarse esta superficie y en la que se define la sección transversal del dique A-A', la cual se mostrará más adelante.

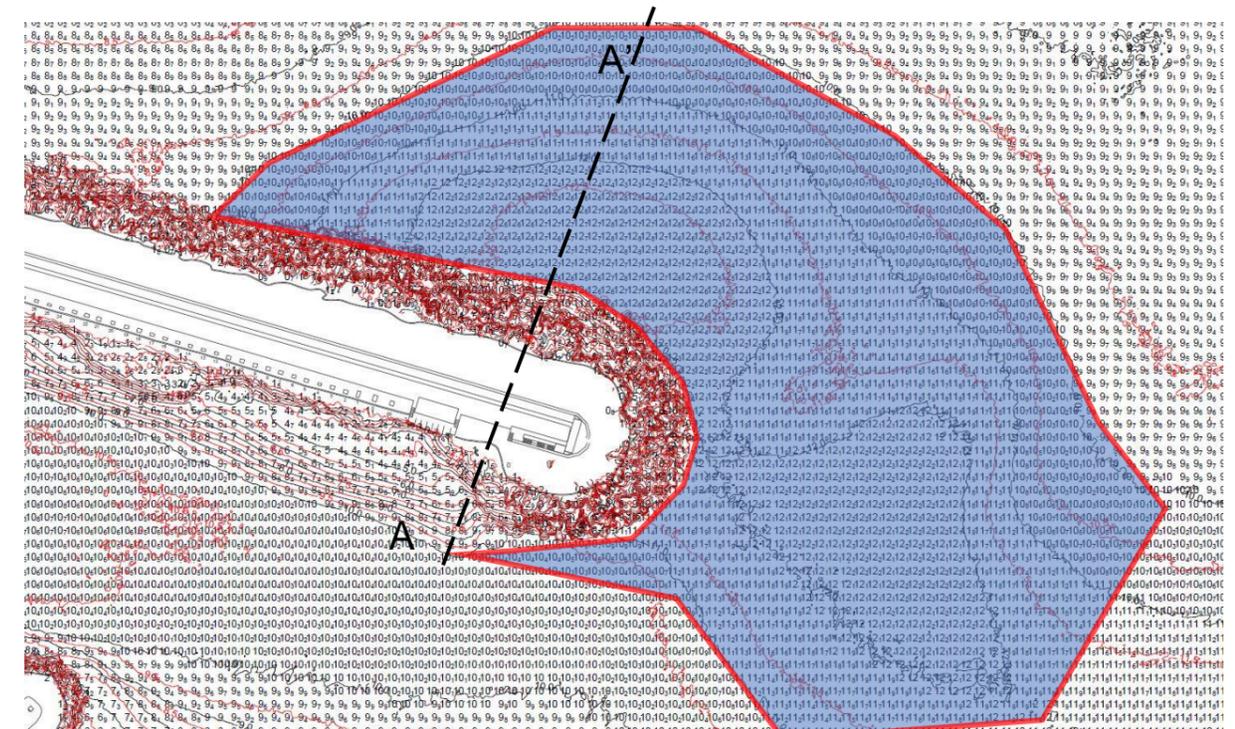


Figura 2.2. Superficie de material desplazado. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Realizando un cálculo aproximado, la superficie de material del fondo que se vio afectada fue de aproximadamente 35200 m² y la profundidad media en esa superficie es de aproximadamente -11.4 m, llegando incluso en algunos puntos a alcanzar la -12.8 m. La profundidad original en la zona se encontraba a la cota -9.8 m por lo que en caso de disponer la berma de socavación, esta tendría que cubrir toda la superficie que se observa en la figura 2.2 hasta que se alcanzará la cota -9.8 m en todos los puntos, regularizando el pie del dique. A continuación se muestra una imagen de la sección A-A' en la que se clarifica la operación de relleno que habría que ejecutar:

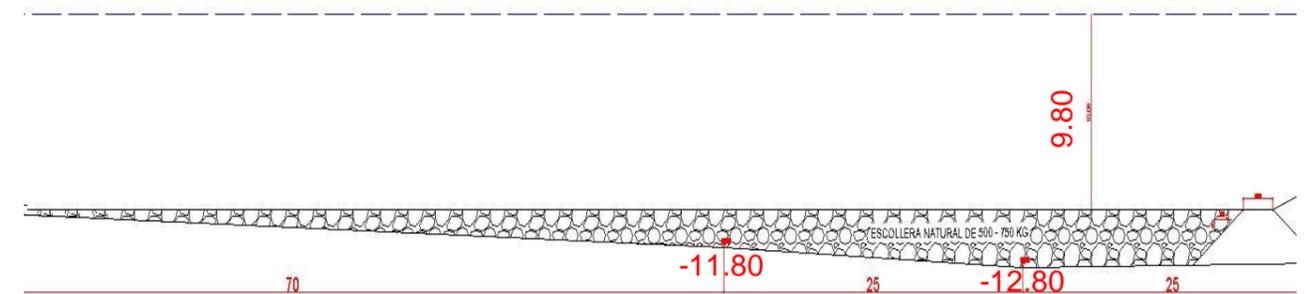


Figura 2.3. Berma de socavación en sección A-A' para alternativa 1. (Fuente: elaboración propia, 2021).

El volumen de material necesario aproximadamente se obtiene simplemente multiplicado la superficie del fondo que se ha visto afectada por la resta entre la profundidad inicial/actual

(profundidad media estimada a la cota -11.5 m) y la profundidad final que se quiere alcanzar (cota -9.80 m).

$$\text{Volumen material} = 35200 \times (11.5 - 9.8) = 60.000 \text{ m}^3$$

Es importante tener en cuenta el porcentaje de huecos existentes entre los bloques de escollera, es decir, los huecos que el propio material no puede ocupar. Este porcentaje es del orden del 30% según la norma "UNE-EN 13383-1: Escollera. Parte 1: Especificaciones". Aplicando este porcentaje se obtiene que el volumen real de material aproximadamente es de 42.000 m³, por lo que, sabiendo que la densidad de la escollera natural es de 2.7 T/ m³ aproximadamente, se obtiene que el peso total de escollera natural necesario rondaría las 113.000 T, es decir, serían necesarias aproximadamente 230.000 piezas de escollera natural de 500 Kg. Como se verá a la hora de analizar entre las alternativas planteadas, esta elevadísima cantidad de material hace que esta solución no sea viable económicamente.

- **Alternativa N°2: disposición de banqueta contra socavación reducida**

Como se ha explicado, el material necesario a aportar en la alternativa 1 era excesivo, por ello en esta alternativa se plantea una solución intermedia. Es aconsejable que la berma de pie apoye sobre una capa de material competente y no directamente sobre el fondo marino. Además, con la disposición de una berma reducida, se puede dotar a la berma de pie de un apoyo regularizado y sin pendiente, con lo que el comportamiento de la misma mejoraría considerablemente. La siguiente imagen muestra como se realizaría la disposición de esta pequeña berma:

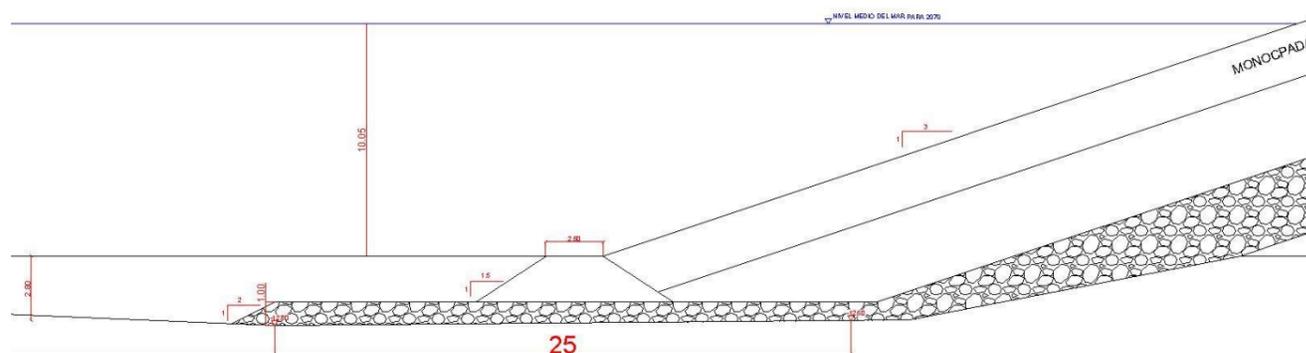


Figura 2.4. Berma de socavación en sección A-A' para alternativa 2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

En caso de que esta sea la solución escogida finalmente, en el anejo correspondiente con el diseño de la solución final (Anejo N°8: "Diseño de solución adoptada") se explicará con mayor detalle el diseño de esta banquetta contra socavación reducida.

- **Justificación de solución adoptada**

En este caso, se van a analizar las soluciones únicamente teniendo en cuenta el criterio económico y el criterio funcional. Se va a analizar el precio del material necesario, sin tener en cuenta maquinaria, operarios, elementos auxiliares, etc. Para ello será necesario obtener el precio de material (escollera natural) por tonelada, ya que previamente se han obtenido las toneladas que serían necesario para llevar a cabo las alternativas. Se ha consultado el "Generador de precios de la construcción" desarrollado por la empresa CYPE Ingenieros, S.A y cuya referencia se puede encontrar en el listado de referencias que se incluye en el proyecto.

El precio de escollera natural formada por bloques de piedra caliza, careada, de 1.5 T es de 20.6 €/t, por lo que el precio de material necesario para llevar a cabo la alternativa N°1 sería de aproximadamente:

$$\text{Precio escollera} = 113000 \times 20.6 = 2.350.000 \text{ €}$$

Se puede observar que solamente teniendo en cuenta el material, la ejecución de la alternativa N°1, es decir, la disposición de una banquetta contra socavación con escollera natural, es inviable económicamente. En comparación, la alternativa 0 tiene un coste cero, ya que en esta no es necesario disponer material para la ejecución de la berma. En esta alternativa el propio depósito de materiales que se da al Norte del puerto debido a la barrera al transporte sólido litoral que el dique forma ya rellena el hueco que generó el temporal. De esta forma se genera una banquetta contra socavación natural con el paso del tiempo que protegerá la berma de pie, que sí que es estrictamente necesaria disponer, de posibles descalces. Sin embargo, esto obliga a que la berma de pie que es necesaria disponer apoye directamente en el fondo marino, material el cual no es competente y que además posee cierta pendiente la cual puede afectar al correcto funcionamiento de la berma de pie.

Por tanto, respecto a la ejecución de una berma de socavación, la solución que va a adoptarse es la **Alternativa N°2**, es decir, se va a realizar una pequeña banquetta contra socavación cuyo diseño se podrá ver en el Anejo N°8: "Diseño de la solución adoptada".

3. Estudio de los elementos del manto

En primer lugar, y previamente a analizar las diversas alternativas, es preciso aclarar que **no se van a retirar los elementos que conforman el manto principal actual**. Esto se debe a que el coste económico para llevar a cabo el desmantelamiento de las piezas es demasiado elevado. Para el desmantelamiento de estos elementos habría que tener en cuenta una serie de factores logísticos que harían que el valor total de la obra fuera insostenible. Habría que tener en cuenta la maquinaria (grúas) necesaria para la retirada de los bloques, el transporte de los mismos a vertedero o a acopios, teniendo en cuenta que serían necesarios transportes especiales capaces de transportar estos elementos (hay que recordar que el peso de los mismos varía entre 24 y 36 toneladas) y otra serie de limitaciones que hacen que no sea viable el desmantelamiento de la estructura existente.

Teniendo en cuenta lo comentado en el párrafo anterior, se estudiarán cuatro posibles alternativas para el refuerzo del dique en talud, las cuales serán:

- **Alternativa N°0**: capa adicional de cubos de hormigón y talud 3H : 1V.
- **Alternativa N°1**: dique con Cubípodos monocapa 3H : 1V.
- **Alternativa N°2**: dique con Cubípodos bicapa 3H : 1V.
- **Alternativa N°3**: dique con Cubípodos monocapa y talud 3H : 2V.

Para determinar el peso de los elementos del manto principal se va a seguir la formulación de Hudson. Esta formulación apareció en 1959 y ha sido ampliamente utilizada en el pre diseño de las obras de abrigo. Se ha derivado al uso de la fórmula de Hudson generalizada teniendo en cuenta que se aplicarán los coeficientes de estabilidad hidráulica (KD) proporcionados por Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015). La fórmula de Hudson generalizada es la siguiente:

$$W = \frac{\gamma * H^3}{K_D * \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)^3 * \cot \alpha}$$

Donde:

- W: Peso medio de las piezas del manto principal (t).

- H: Altura de ola de diseño (m).
- γ : Peso específico de los elementos del manto (para hormigón= 2.35 t/m³).
- γ_w : Peso específico del agua de mar (1.025 t/m³).
- α : Ángulo del talud respecto a la horizontal.
- K_D : Coeficiente de estabilidad hidráulico de los elementos del manto

Una vez obtenido el valor del peso de los elementos del manto principal se calculará el valor del espesor medio de las piezas (D_n) en metros, siguiendo la siguiente fórmula:

$$D_n = \left(\frac{W}{\gamma}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Según Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015) los valores de K_D para las distintas tipologías de mantos principales, tanto para el morro como para el tronco del dique, son:

Tramo	Pieza	Kd	Nº capas
TRONCO	Cubo	6	2
	Cubípodo	28	2
	Cubípodo	12	1
MORRO	Cubo	5	2
	Cubípodo	7	2
	Cubípodo	5	1

Figura 3.1. Valores de K_D según tipología de manto principal. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Hay que puntualizar que la diferencia en el K_D entre morro y tronco se debe a que, mientras en el tronco el agua remonta y luego desciende, en el caso del morro, el agua sube por un lado y cae por otro y su funcionamiento hidráulico es muy diferente. A parte, pueden aparecer más variables en el caso del morro que pueden afectar al funcionamiento del mismo.

Para el filtro se van a mantener los elementos del manto actuales (bloques de hormigón de 24 a 36 toneladas) como capa de filtro, por lo que no será necesario disponer un filtro adicional. Con respecto al filtro, es muy importante tener en cuenta que el tamaño de las nuevas piezas que pueden disponerse no varíe demasiado con respecto a las piezas del manto actuales. Esto se debe

principalmente a la inexistencia ensayos con estas características, en las que la capa exterior es más pequeña que la interior. Por tanto, en caso de que se analice alguna tipología de manto que incluya piezas más pequeñas que las actuales, esta deberá puntuarse negativamente en cuanto a los criterios funcionales que se van a tomar, ya que la fiabilidad de esta tipología sería dudosa.

3.1 Peso y tamaño de los elementos del manto principal

En este apartado se va a calcular el tamaño de las posibles piezas del manto principal que pueden conformar los tramos a reparar del dique Norte del Puerto de Gandía. Para el cálculo del peso y tamaño de estos elementos se van a utilizar las formulaciones definidas anteriormente, es decir, se va a seguir la formulación de Hudson para definir el peso de los elementos, y una vez definido este peso se va a calcular el tamaño de los mismos.

3.1.1 Peso de los elementos del manto

Siguiendo la formulación de Hudson lo primero es conocer la altura de ola de diseño H. Para ello se recurre al Anejo N°6: "Clima marítimo y estudio del nivel del mar". A continuación se muestra una tabla con las alturas de ola definidas para cada uno de los niveles del mar observados, teniendo en cuenta que esta profundidad se corresponde al año 2070, ya que la vida útil de la obra es de 50 años.

Altura de ola H_s (m) para distintas profundidades en 50 años	
Profundidad respecto a:	Hsd (m)
Maximo nivel previsto: 10.66	8.3
PMMA: 10.21	8
Nivel medio: 10.05	7.8
MMMA: 9.8	7.8
Mínimo nivel observado: 9.64	7.5

Figura 3.2. Alturas de ola para 2070 respecto niveles del mar observados. (Fuente: elaboración propia, 2021).

En este caso, las máximas alturas de ola vienen limitadas por el fondo, por lo que puede observarse que las alturas de ola se corresponden con un valor de $0.78 \cdot D$ (consultar anejo n°6 donde se explica más detenidamente este aspecto). La altura de ola de diseño se corresponde por tanto con la altura de ola asignada a la máxima profundidad posible, por lo que la altura de ola de diseño H_{sd} se corresponde con un valor de 8.3 m. También es necesario definir el peso

específico del hormigón, ya que es el material que se va a utilizar para la construcción de estos elementos, y el del agua de mar. Estos valores son 2.35 t/ m³ y 1.025 t/m³ respectivamente.

A continuación se van a definir las distintas alternativas con respecto al manto principal presentadas para llevar a cabo la reparación y refuerzo del dique.

• **Alternativa 0: capa adicional de cubos de hormigón y talud 3H : 1V**

Actualmente el dique cuenta en su manto principal con bloques de 24 t en la sección del tronco y con bloques de 36 t en la sección del morro. Esta alternativa consiste en mantener esa misma tipología de bloques de hormigón bicapa pero incluyendo una nueva capa de bloques de hormigón con el tamaño correspondiente a los nuevos niveles y nuevas alturas de ola. Además, como en el resto de soluciones se incluye la reparación de la berma de pie, elemento que como se ha explicado anteriormente es necesario y obligatorio reparar. Además, en esta alternativa se plantea devolver el talud original al manto (3H : 1V) y para ello será necesario recuperar las piezas que, debido al deslizamiento generado por la desaparición de la antigua berma de pie, se encuentran en el fondo marino a pie de dique.

Con el objetivo de comprobar la estabilidad hidráulica y la fiabilidad de los elementos que están dispuestos actualmente, se va a realizar el cálculo del peso de estos teniendo en cuenta los nuevos niveles del mar para el año 2070 y la altura de ola de diseño obtenida en este proyecto. En esta alternativa se ha decidido incluir una sola capa de bloques de hormigón con el objetivo de reducir los costes económicos. Sin embargo, la formulación utilizada (Hudson, R.Y. (1959)) establece que el manto de cubos debería ser bicapa, por lo que la disposición de una sola capa provoca que se obtenga una puntuación negativa al realizar el análisis de las alternativas con respecto al criterio funcional. Se ha obtenido que el peso de la nueva capa de cubos de hormigón debe ser de:

	W tronco (t)	W morro (t)
Bicapa de cubos	35	41

Figura 3.3. Alternativa 0: elementos del manto principal para vida útil de 50 años. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Se observa que el peso obtenido es mayor que el de los elementos dispuestos actualmente y este no varía en gran medida con respecto a los dispuestos actualmente (24 t en tronco y 36 t en morro) por lo que esta solución si que es fiable con respecto al tamaño de las piezas, pero no lo es atendiendo a la formulación ya que solo se ha dispuesto una capa de cubos con el nuevo tamaño. A continuación se muestra una imagen de la sección transversal (A-A') que tendría el tronco del dique si se dispusiera esta solución:

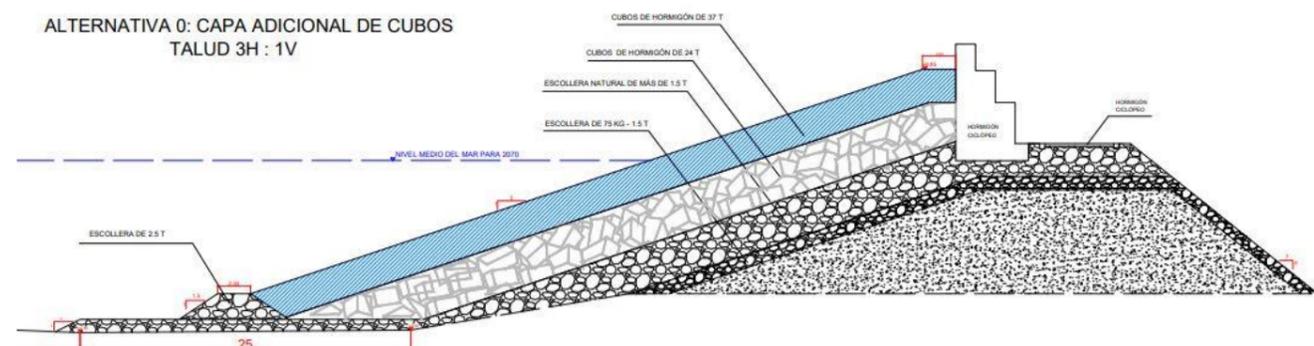


Figura 3.4. Sección transversal A-A' de Alternativa 0. (Fuente: elaboración propia, 2021).

• **Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V**

Esta alternativa consiste en la colocación de una nueva capa de cubípodos que conformará el manto principal. En el apartado 1.3 de este mismo anejo se han definido las ventajas que presenta el uso de este tipo de tipología de pieza, por lo que se recomienda dirigirse a este apartado para consultar estas ventajas. Con este nuevo manto se consigue recuperar el talud original (3H : 1V) y además permite adaptarse a las nuevas alturas de ola obtenidas en este proyecto. El peso de los elementos que conformarían este nuevo manto sería el siguiente:

	W tronco (t)	W morro (t)
Monocapa de cubípodos	19	41

Figura 3.5. Alternativa 1: elementos del manto principal para vida útil de 50 años. (Fuente: elaboración propia, 2021).

A continuación se muestra una imagen de la sección transversal que tendría el tronco del dique si se dispusiera esta solución:

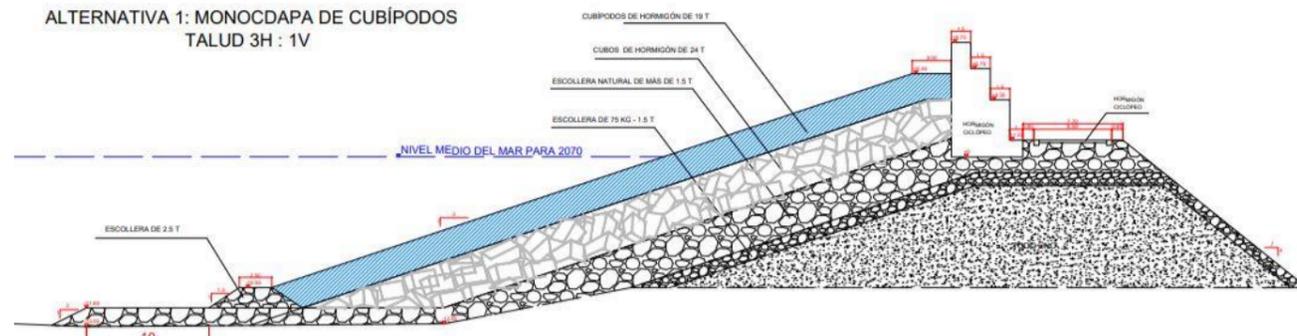


Figura 3.6. Sección transversal A-A' de Alternativa 1. (Fuente: elaboración propia, 2021).

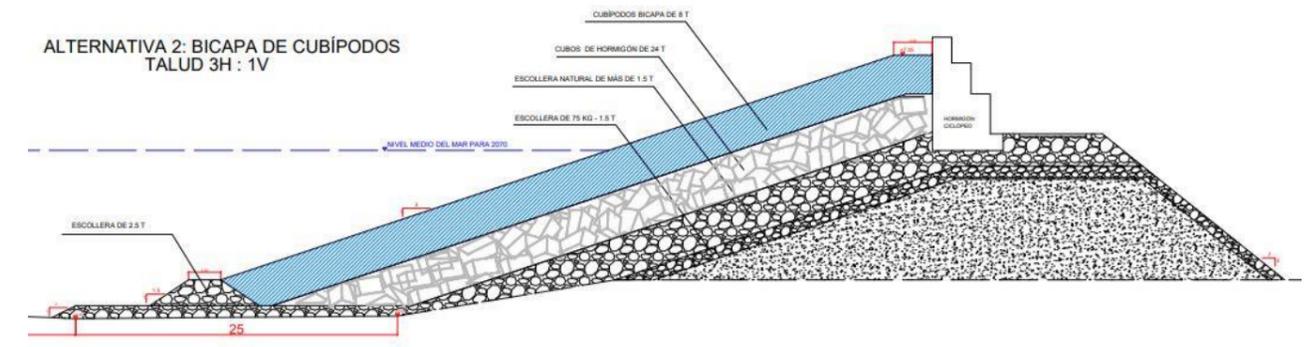


Figura 3.8. Sección transversal A-A' de Alternativa 2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

• **Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V**

Esta alternativa consiste en la colocación de dos nuevas capas de cubípodos que conformará el manto principal. En el apartado 1.3 de este mismo anejo se han definido las ventajas que presenta el uso de este tipo de tipología de pieza, por lo que se recomienda dirigirse a este apartado para consultar estas ventajas. Con este nuevo manto se consigue recuperar el talud original (3H : 1V) y además permite adaptarse a las nuevas alturas de ola obtenidas en este proyecto. El peso de los elementos que conformarían este nuevo manto sería el siguiente:

	W tronco (t)	W morro (t)
Bicapa de cubípodos	8	29

Figura 3.7. Alternativa 2: elementos del manto principal para vida útil de 50 años. (Fuente: elaboración propia, 2021).

• **Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V**

Esta alternativa consiste en la colocación de una nueva capa de cubípodos que conformarán el manto principal. A diferencia de la alternativa 1, en este caso se busca conseguir un talud 3H : 2V. El objetivo de buscar este talud es reducir el material necesario, ya que con un talud más pronunciado se obtiene un volumen de material menor y por tanto el coste económico de la reparación se reduce. El peso de los elementos que conformarían este nuevo manto sería el siguiente:

	W tronco (t)	W morro (t)
Monocapa de cubípodos	37	84

Figura 3.9. Alternativa 3: elementos del manto principal para vida útil de 50 años. (Fuente: elaboración propia, 2021).

En este caso existe una diferencia sustancial en el tamaño y peso de las nuevas piezas a disponer y las que se encuentran actualmente. Como se ha mencionado anteriormente, según Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015), la disposición de cubípodos pequeños sobre cubos grandes no ha sido estudiada por lo que no existen ensayos que corroboren la fiabilidad de esta disposición, por esta razón, cuando se analicen las distintas alternativas habrá que tener en cuenta que, respecto al criterio funcional, esta alternativa tendrá una puntuación inferior al resto. A continuación se muestra una imagen de la sección transversal que tendría el tronco del dique si se dispusiera esta solución:

A continuación se muestra una imagen de la sección transversal que tendría el tronco del dique si se dispusiera esta solución:

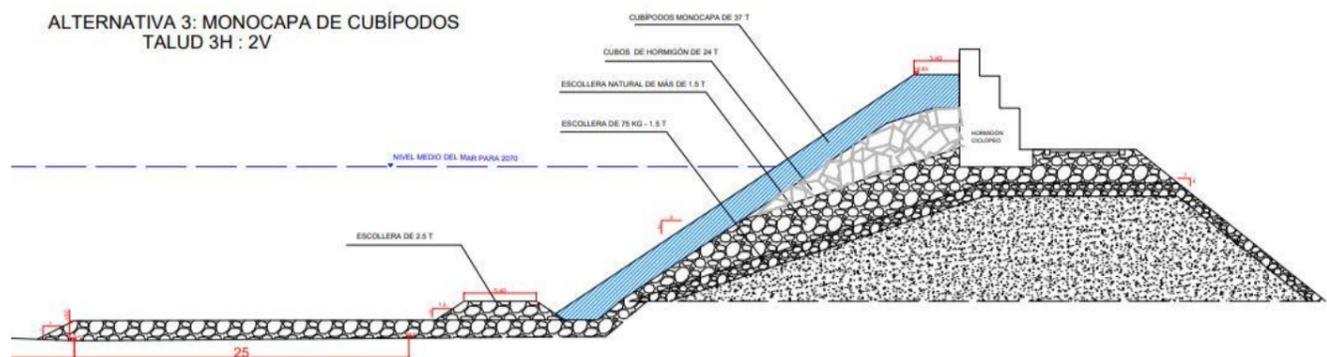


Figura 3.10. Sección transversal A-A' de Alternativa 3. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Se puede observar en la figura 3.10 que para obtener el nuevo talud (3H : 2V) es necesario retirar la mayor parte de los elementos que componen el manto y la capa de filtro actuales, por lo que se tiene una cantidad de horas de maquinaria mucho mayor que en las otras alternativas, ya que hay que retirar y desmantelar, por lo que esto influirá en el coste y por tanto en la elección de la alternativa idónea para llevar a cabo la reparación.

3.1.2 Determinación del tamaño de las piezas y el espesor del manto

Para realizar el cálculo del tamaño de las piezas del manto se utiliza la formulación que aparece al principio de este apartado y que se muestra a continuación:

$$D_n = \left(\frac{W}{\gamma}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Una vez conocido el peso de los elementos del manto (apartado 3.1.1 de este mismo anejo) y sabiendo que el peso específico del hormigón es de 2.35 T/m³ se obtienen los siguientes tamaños de las piezas:

	Tronco		Morro	
	W(t)	Dn (m)	W (t)	Dn (m)
Alternativa 0	37	2.5	41	2.6
Alternativa 1	19	2.0	41	2.6
Alternativa 2	8	1.5	29	2.3
Alternativa 3	37	2.5	84	3.3

Figura 3.11. Tamaño de las piezas de las distintas alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).

En cuanto al espesor del manto, en el caso de elementos monocapa, el espesor se corresponderá directamente con los Dn obtenidos en la figura 3.11, mientras que en el caso de los bicapa el espesor se obtiene multiplicado por dos el tamaño de la pieza. Finalmente los espesores de los nuevos mantos a disponer son:

	Tronco	Morro
	Espesor (m)	Espesor (m)
Alternativa 0: capa adicional de cubos de hormigón 3H : 1V	2.5	2.6
Alternativa 1: monocapa de cubípodos 3H : 1V	2.0	2.6
Alternativa 2: bicapa de cubípodos 3H : 1V	3	4.6
Alternativa 3: monocapa de cubípodos 3h : 2V	2.5	3.3

Figura 3.12. Espesor del manto de las distintas alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).

3.2 Remontes y rebases de las diferentes alternativas planteadas.

3.2.1 Introducción y formulaciones de diseño

Antes de realizar los cálculos y la definición de las formulaciones que se van a realizar es preciso definir qué es el rebase. Según Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015) el rebase se define como el caudal de agua que sobrepasa la coronación de un dique cuando ésta es menor que el remonte del oleaje, alcanzando así el área abrigada, es decir, sobrepasando el espaldón. Por esta razón este fenómeno es el que establece la cota de coronación del espaldón y por tanto, del dique. Para llevar a cabo el diseño del espaldón y por tanto la definición de la cota de coronación de debe establecer cual es la cantidad aceptable de caudal en su trasdós, a la vista de los condicionantes funcionales y estructurales de la zona abrigada.

Para llevar a cabo el cálculo del rebase es importante tener en cuenta que la porosidad del manto principal y la geometría de la pieza de protección tienen una importancia decisiva sobre el remonte y el rebase de un dique en talud. Una mayor rugosidad, es decir, un factor de rugosidad menor permitirá reducir el rebase y por tanto rebajar la cota de coronación del dique, reduciendo los costes del espaldón y las fuerzas ejercidas sobre el mismo.

Por tanto, el rebase de un dique en talud se ve condicionado por la cota de coronación del dique, por el talud expuesto al oleaje (en este caso puede ser 3H : 1V o 3H : 2V), por el tipo de pieza que forma el manto principal y la porosidad del mismo.

A través de una serie de ensayos específicos que permitieron estudiar el rebase, se obtuvieron los coeficientes de rugosidad de los mantos, los cuales se muestran a continuación:

	Y _f (factor de rugosidad)
Cubos bicapa	0.5
Cubípodos monocapa	0.46
Cubípodos bicapa	0.44

Figura 3.13. Factores de rugosidad de los elementos del manto. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Como se ha mencionado anteriormente, cuanto menor es el valor del coeficiente de rugosidad menor es el rebase, lo que implica también unas fuerzas más reducidas sobre los espaldones.

• **Formulación de Smolka y Eurotop**

Según **Smolka et. al (2009)**, puede emplearse la siguiente formulación para el cálculo del rebase:

$$Q = \frac{1}{3} \sqrt{g H_{m0}} = 0.2 \times \exp \left(0.53 \times I_{rp} - 3.27 \times \frac{Ac}{Rc} - \frac{2.16}{Y_f} \times \frac{Rc}{H_{m0}} \right)$$

Figura 3.14. Formulación de Smolka para el cálculo de rebases. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Según **Eurotop (2007)**, puede emplearse la siguiente formulación para el cálculo del rebase:

$$Q = 0.2 * \exp \left(-2.3 * \frac{Rc}{Hm * Yf * Yb} \right)$$

Figura 3.15. Formulación del Eurotop para el cálculo de rebases. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Donde

- Q es el caudal adimensional de rebase.
- Rc/H_{m0} es el francobordo adimensional.
- q [l/s/m] es el caudal unitario de rebase. Para obtener dicho valor será necesario consultar los límites de rebase admisibles de Burcharth de 1998 (véase la figura 3.17) en los cuales de define este caudal de rebase en función de la seguridad estructural y la seguridad de

tráfico. En este caso se ha estimado que q= 50 l/m/s ya que como el trasdós esta protegido se garantiza la seguridad estructural del dique y los revestimientos. En caso del tráfico, para q>0.5 l/m/s sería necesario cerrar el paso del paseo que discurre en la parte superior del espaldón.

- H_{m0} es la altura de ola significativa para la pleamar viva equinoccial, que en el caso que se esta tratando en este proyecto es de 8 metros.
- I_{rp}= (2T_p/3)/(2πH_{m0}/g)^{0.5} es el número de Iribarren utilizando H_{m0} y el periodo de pico, el cual es de T_p= 13.81 segundos.
- Rc y Ac son las cotas de coronación del espaldón y el manto.
- γ_f es el factor de rugosidad el cual depende de la tipología del manto.
- γ_b es el factor de oblicuidad de incidencia del oleaje, el cual tiene un valor aproximado de 0.87.

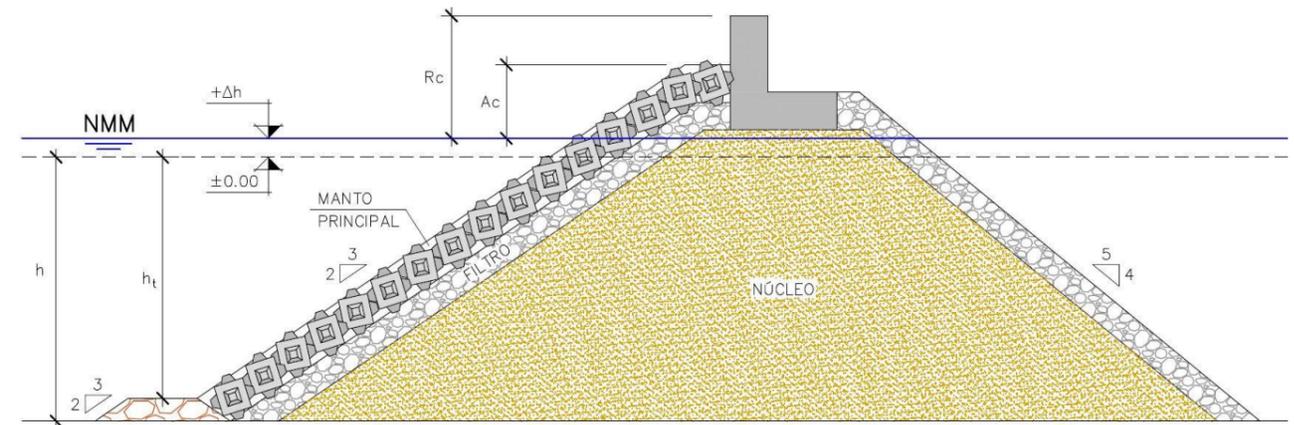


Figura 3.16. Esquema de definición de Rc y Ac. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

q (m³/m/s)	SEGURIDAD DE TRÁFICO		SEGURIDAD ESTRUCTURAL			Límites admisibles Burcharth (1998)
	VEHICULOS	PEATONES	EDIFICIOS	DIQUES	DIQUES DE HIERBA	
10 ⁰	Inseguro a cualquier velocidad	Muy peligroso	Daño estructural	Daño incluso con protección completa	Daño	Daño incluso con pavimento
10 ⁻¹	Aparcamiento inseguro en rompeolas	Peligro en diques de hierba, y rompeolas	Daño si trasdós no protegido	Daño si la coronación no esta protegida	Comienzo de daño	Daño si no esta pavimentado
10 ⁻²	Aparcamiento inseguro en diques verticales	Peligro en diques verticales	Daños menores para herrajes y postes de señalización	Sin daño	Sin daño	Sin daño
10 ⁻³	Conducción insegura a gran velocidad	Incomodo pero no peligroso	Sin daño	Sin daño	Sin daño	Sin daño
10 ⁻⁴	Conducción segura a todas las velocidades	Mojado pero no molesto	Sin daño	Sin daño	Sin daño	Sin daño
10 ⁻⁵	VEHICULOS	PEATONES	EDIFICIOS	DIQUES	DIQUES DE HIERBA	REVESTI MIENTOS

Figura 3.17. Límites admisibles de Burcharth de caudal unitario de rebase. (Fuente: Burchart, H.F. et al, 1998).

3.2.2 Caudales de rebases de las alternativas planteadas

En este apartado se va a llevar a cabo el cálculo de los caudales de rebase de las alternativas planteadas. Al disponer de dos formulaciones para obtener dicho caudal, se va a realizar el cálculo con ambas formulaciones y se van a comprobar que los valores obtenidos no superan el límite fijado de 50 l/m/s. Los caudales de rebase son los siguientes:

	Qcálculo (l/s/m)	
	EUROTOP	SMOLTKA
Alternativa 0: capa adicional de cubos de hormigón y talud 3H : 1V	49	32
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	30	21
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	22	14
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	30	62

Figura 3.18. Caudales de rebase de las alternativas planteadas. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Se observa como las alternativas que incluyen cubípodos y que mantienen el talud original poseen caudales de rebase inferiores. Esto se debe a que, como expresan Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015), el cubípedo proporciona unos mantos principales homogéneos que mantienen su porosidad constante a lo largo de la vida útil de la estructura. Este hecho junto con su elevada porosidad hace que los mantos de cubípodos presenten bajas tasas de rebase, lo que también implicará unas fuerzas más reducidas sobre los espaldones.

Los bajos caudales de rebase permiten al cubípedo que no sea necesario modificar la cota de coronación del dique, lo que favorece la disminución de los costes asociados al manto principal y al espaldón. Es importante aclarar que ninguna de las alternativas supera los 50 l/s/m que se han marcado como límite, sin embargo, se observa que las alternativas que cuentan con cubípodos poseen caudales de rebase inferiores.

Estos caudales obtenidos se tomarán como referencia en el análisis de las alternativas a la hora de puntuarlas en función al criterio de reducción de rebases y remotes.

3.3 Estabilidad hidráulica: IDa e IDe

Es necesario tener en cuenta las funciones de fallo para conocer cómo se comporta la estructura en caso de que la altura de ola supere a la altura de ola de cálculo. Gracias a una serie de estudios realizados en laboratorios de pruebas, los estudios realizados por Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015) permiten obtener el punto de inicio de averías (IDa) que se corresponde con el movimiento de los elementos del manto principal y el punto de inicio de destrucción (IDe) en el que se produce la destrucción de los elementos del manto y en el que el oleaje puede afectar a los elementos de la capa de filtro, los cuales son mucho menos resistentes.

Se considera que los mantos bicapa tienen una función de fallo más flexible, es decir, en esta función de fallo la diferencia entre el IDa y el IDe es elevada. El factor de seguridad (SF) para averías según Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015) en mantos bicapa es de 0.9, por lo que cuando llegue el temporal de cálculo ya se estarán produciendo averías. En caso de que se produjera la destrucción de los elementos del manto el factor de seguridad (SF) es de 1.4, lo que indica que la destrucción se producirá cuando el valor del temporal de cálculo crezca un 40% con respecto a su valor inicial.

Sin embargo, en el caso de mantos monocapa, estos deben poseer un factor de seguridad mayor, ya que los puntos de inicio de averías y de destrucción están más próximos, es decir, la función no es tan flexible como en el caso de los mantos bicapa. Por tanto, estas piezas, cuando se aproxime un oleaje similar al de cálculo no deben sufrir averías, es decir, el factor de seguridad para el IDa debe ser mayor que uno. En caso del IDe, el valor del factor de seguridad debe ser del orden de 1.6, ya que, en el caso de los mantos monocapa, los factores de seguridad son más estrictos por lo que las obras de abrigo que adopten este tipo de manto monocapa se deben construir mejor que los bicapa. Esto se debe a que si se tiene algún fallo, la incertidumbre de cómo se construye puede afectar a ese coeficiente de seguridad, por ello el valor es más estricto.

Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015) establecen los valores del factor de seguridad (SF), definiendo estos valores a inicio de averías e inicio de destrucción no con un solo valor relativo al punto medio sino con dos valores. Se utiliza el coeficiente de seguridad a inicio de averías al cincuenta por cien SF(IDa 50%), que es la media de los inicios de averías y también el percentil cinco por cien SF(IDa 5%) que es un valor muy bajo. Identificando estos valores tanto para averías

como para destrucción, y teniendo en cuenta que se asemejan a una curva de probabilidad gaussiana, se está proporcionando el factor de seguridad en términos estadísticos, es decir, esto nos permite conocer cómo se comporta el dique en términos probabilísticos.

Estos SF (factores de seguridad) permiten obtener los valores de altura de ola a los que se producirán las averías o la destrucción de las piezas del manto en términos probabilísticos (5% y 50%). Por ejemplo, el coeficiente de seguridad para el 50% con respecto al IDe (SF(IDe50%)) se corresponde con un valor de altura de ola para el cual se producirá la destrucción de los elementos del manto una de cada dos veces que se aproxime una ola con ese determinado valor y el 5% del IDe (SF(IDe5%)) nos proporciona el valor de la altura de ola que 1 de cada 20 veces provocará que las piezas del manto queden destruidas.

El valor de los factores de seguridad en función de la tipología del manto principal proporcionados por Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015) son los siguientes:

Tramo	Pieza	Kd	Nº capas	Inicio de averías (IDa)		Inicio de destrucción (IDe)	
				SF(IDa 5%)	SF(IDa 50%)	SF(IDe 5%)	SF(IDe 50%)
TRONCO	Cubo	6	2	0.67	0.86	1.05	1.35
	Cubípodo	28	2	0.82	0.99	1.09	1.4
	Cubípodo	12	1	1.06	1.27	1.31	1.64
MORRO	Cubo	5	2	0.88	1.13	1.17	1.4
	Cubípodo	7	2	0.99	1.18	1.19	1.36
	Cubípodo	5	1	-	-	-	-

Figura 3.19. Valores de KD y SF según tipología de manto principal. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Para obtener los valores de altura de ola asociados a los factores de seguridad mostrados en la tabla anterior, bastará con multiplicar el valor de la altura de ola de cálculo por el SF correspondiente en cada caso. Haciendo esta sencilla operación, se obtiene que las alturas de ola para IDa e IDe en función de la tipología del manto principal para tronco y morro son:

Alternativas	Hs inicio de averías (IDa)		Hs inicio de destrucción (IDe)	
	IDa 5%	IDa 50%	IDe 5%	IDe 50%
Capa adicoinal de cubos	5.6	7.1	8.7	11.2
Cubípodos de hormigón monocapa	8.8	10.5	10.8	13.6
Cubípodos de hormigón bicapa	6.8	8.2	9	11.6
Cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	8.8	10.5	10.8	13.6

Figura 3.20. Alturas de ola para IDa e IDe en sección del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Alternativas	Hs inicio de averías (IDa)		Hs inicio de destrucción (IDe)	
	IDa 5%	IDa 50%	IDe 5%	IDe 50%
Capa adicional de cubos	7.3	9.4	9.7	11.6
Cubípodos de hormigón monocapa	-	-	-	-
Cubípodos de hormigón bicapa	8.2	9.8	9.9	11.3
Cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	-	-	-	-

Figura 3.21. Alturas de ola para IDa e IDe en sección del morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Para los mantos monocapa de cubípodos en el morro no se disponen de ensayos realizados por lo que no se pueden establecer relaciones que indiquen los valores de altura de ola que pueden generar averías o destrucción sobre el dique. Por tanto, para analizar las alternativas respecto al criterio funcional se tendrán en cuenta los valores obtenidos para el tronco.

Es importante considerar que para la alternativa N°0 (capa adicional de cubos de hormigón) se ha dispuesto una única capa de cubos y no dos que es lo que aconseja la formulación (Hudson, R.Y (1959)), por lo que al realizar el análisis de soluciones, esta alternativa tendrá una puntuación inferior con respecto a los criterios funcionales de fiabilidad y estabilidad hidráulica.

4. Valoración económica de alternativas del manto.

Es de vital importancia realizar una valoración económica aproximada de las distintas alternativas ya que el factor económico suele ser el factor que determina la solución idónea, ya que suele ser el que recibe mayor peso de entre todos los criterios. Para llevar a cabo esta valoración económica, se va a realizar una estimación del volumen y precio del hormigón necesario para la construcción de los elementos del manto principal de las distintas alternativas. Solo se va a calcular este volumen para el tramo 3, ya que al igual que el resto de las características, solo se ha estudiado el tramo 3. También se va a tener en cuenta el número de horas de maquinaria (grúas, pinzas de presión, operarios, etc) necesarias para la colocación de estos elementos. Para conocer aproximadamente el número de horas será necesario definir el número de piezas a disponer y el rendimiento de colocación de las mismas.

4.1 Volumen de hormigón aproximado de las distintas alternativas

En este caso, al tratarse de un dique en talud, el suministro de hormigón suele ser el factor económico y logístico más importante. Es importante aclarar que la variable crítica con respecto al hormigón es la resistencia característica a tracción. A continuación se muestra un tabla en el que aparecen las resistencias admisibles para el hormigón que debe utilizarse en la fabricación de bloques de cubos y cubípodos, ya que en función de su resistencia, el precio del hormigón puede ser mayor o menor

W[t]	D _n [m]	f _{ck} [MPa]	f _{ctk} [MPa]
150	4.00	31	2.1
130	3.81	29	2.0
110	3.60	27	1.9
90	3.37	24	1.8
80	3.24	23	1.7
70	3.10	21	1.6
60	2.94	20	1.5
50	2.77	18	1.4
40	2.57	16	1.3

Figura 4.1. Resistencias características del hormigón en función del tamaño. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

En cualquier caso, la EHE-08 (2008) recomienda siempre utilizar hormigones cuyo fck > 20Mpa y para el tramo 3, como se ha visto em el apartado 3.1, ninguna de las piezas supera las 60 T, por lo que para todas las alternativas se estima un fck= 20 Mpa. Una vez conocida la resistencia del hormigón que se va a utilizar es necesario conocer el volumen de hormigón a emplear.

Para conocer el volumen será necesario conocer la porosidad de los distintos elementos que conformarán el manto. La porosidad es una de las variables con mayor importancia debido a que esta afecta de forma directa al consumo de hormigón (más porosidad de los elementos = menor consumo de hormigón), a la logística de la obra (número de piezas necesarias) y por último a la respuesta estructural. La porosidad dependerá en gran medida de la malla de colocación, por lo que la colocación de las piezas influye de forma notable también en el consumo de hormigón y el número de piezas totales a disponer. En el caso de los cubípodos, según Pardo, V. et al. (2011) al colocarse estos de manera aleatoria, la porosidad esta mejor garantizada que en el caso de los cubos de hormigón, por lo que en temas logísticos la utilización de cubípodos favorece a un menor consumo de hormigón. Finalmente, Pardo, V. et al. (2011) establece que la porosidad que se obtiene en capas de cubípodos es del 43%, mientras que en el caso de los cubos, la porosidad es de entorno al 37%. Sabiendo que la longitud del tramo 3 es de L= 292 metros (consultar apartado 1.2 de este mismo anejo) y conociendo la superficie en sección transversal del manto principal se obtiene que el volumen de hormigón y el número de piezas de cada una de las alternativas es:

	Volumen total (m3)	Porosidad de piezas	Volumen real (m3)	Volumen piezas (m3)	Número de piezas
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	40348.56	0.37	25419.59	15.625	1627
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	34607.84	0.43	19726.47	8	2466
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	51914.68	0.43	29591.37	3.375	8768
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	20752.44	0.43	11828.89	15.625	757

Figura 4.2. Volumen real de hormigón y número de piezas de las alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Teniendo en cuenta que el precio de hormigón en masa para la formación de manto exterior del dique en talud incluyendo los acopios, las operaciones previas y la colocación es de aproximadamente 105€/m³ se tiene que el precio del hormigón de las alternativas es de aproximadamente:

	Precio total (€)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	2.669.057'23
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	2.071.279'25
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	3.107.093'66
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	1.242.033'58

Figura 4.3. Precio aproximado de hormigón para cada una de las alternativas. (Fuente: elaboración propia, 2021).

4.2 Días de maquinaria aproximadas de las distintas alternativas

Con respecto a las horas de maquinaria, lo primordial es conocer los rendimientos de colocación en función de tipo de pieza y el número de piezas totales a disponer (véase el número de piezas en la figura 4.2). Es muy importante tener en cuenta que en el caso de la alternativa 3 es preciso retirar una gran cantidad de los bloques de hormigón que están dispuestos actualmente para conseguir el talud 3H : 2V que se exige en esta alternativa, por lo que no solo se necesita la maquinaria para colocar las nuevas piezas sino que también es necesaria para retirar las actuales, lo que genera más tiempo necesario de maquinaria y por tanto aumenta el coste económico. Para tener esto en cuenta se va a multiplicar por tres el número de piezas obtenidas en el apartado anterior para la alternativa 4, es decir, se contabilizarán 3028 piezas en vez de 757.

Una vez estimado el número de piezas de cada una de las alternativas es hora de analizar los rendimientos aproximados de colocación de las piezas. Ambas se llevan a cabo con pinzas de presión. En cuanto a los cubípodos, Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015) establecen que la colocación se realiza a través de un sistema de posicionamiento GPS en la pluma de grúa, indicando al operador de la misma en qué lugar debe colocar cada pieza según una malla de colocación diseñada previamente. Por lo general se obtienen unos rendimientos de colocación: 6 piezas/hora tanto para cubos como para cubípodos, por lo que con jornadas laborales de 8 horas, se obtiene un rendimiento de 50 piezas/día aproximadamente. En el caso de la alternativa 2

(cubípodos bicapa) los rendimientos son mayores ya que las piezas son de un tamaño inferior, por lo que se obtienen rendimientos aproximados de 65 piezas/día.

Conociendo los rendimientos se obtiene una estimación del tiempo que será necesaria la maquinaria para realizar cada una de las alternativas:

	Número de piezas	Días de maquinaria
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	1627	102
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	2466	154
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	8768	274
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	3028	189

Figura 4.4. Días de maquinaria para colocación aproximados. (Fuente: elaboración propia, 2021)

5. Análisis de las alternativas del manto. Método AHP

En este apartado se van a definir y desarrollar una serie de criterios, los cuales han sido escogidos con el objetivo de obtener la alternativa respecto a la estructura del manto principal más adecuada para la reparación del dique. En concreto, para el análisis multicriterio se va a utilizar el Analytic Hierarchy Process (AHP) o como se le conoce en España, Proceso Analítico Jerárquico, desarrollado por el profesor Thomas L. Saaty en los años 70. Esta metodología según Yepes, V (2018) permite seleccionar alternativas en función de una serie de criterios jerarquizados los cuales suelen entrar en conflicto entre ellos. En esta estructura jerárquica, el objetivo final se encuentra en el nivel más elevado, y los criterios y subcriterios en los niveles inferiores. Para que el método sea eficaz, Yepes, V (2018) establece que es de vital importancia escoger correctamente los criterios y subcriterios, ya que estos deben estar muy bien concretados, deben ser relevantes y, por último, mutuamente excluyentes, es decir, debe existir independencia entre los mismos.

5.1 Criterios escogidos

Como se ha visto anteriormente, hay que definir una serie de criterios y subcriterios, los cuales se deben ordenar siguiendo un esquema jerárquico. Esos criterios son los siguientes:

- Criterio 1: ECONÓMICO
 - o Subcriterio 1.1: costes de mantenimiento o conservación
 - o Subcriterio 1.2: costes de ejecución / construcción

- Criterio 2: FUNCIONAL
 - o Subcriterio 2.1: fiabilidad / resiliencia estructural
 - o Subcriterio 2.2: reducción de rebases y remotes
 - o Subcriterio 2.3: estabilidad hidráulica. IDa e IDe

- Criterio 3: MEDIOAMBIENTAL
 - o Subcriterio 3.1: impacto durante fase de construcción
 - o Subcriterio 3.2: impacto durante fase de explotación

A continuación se define la estructura jerárquica, la cual tendrá la siguiente forma:

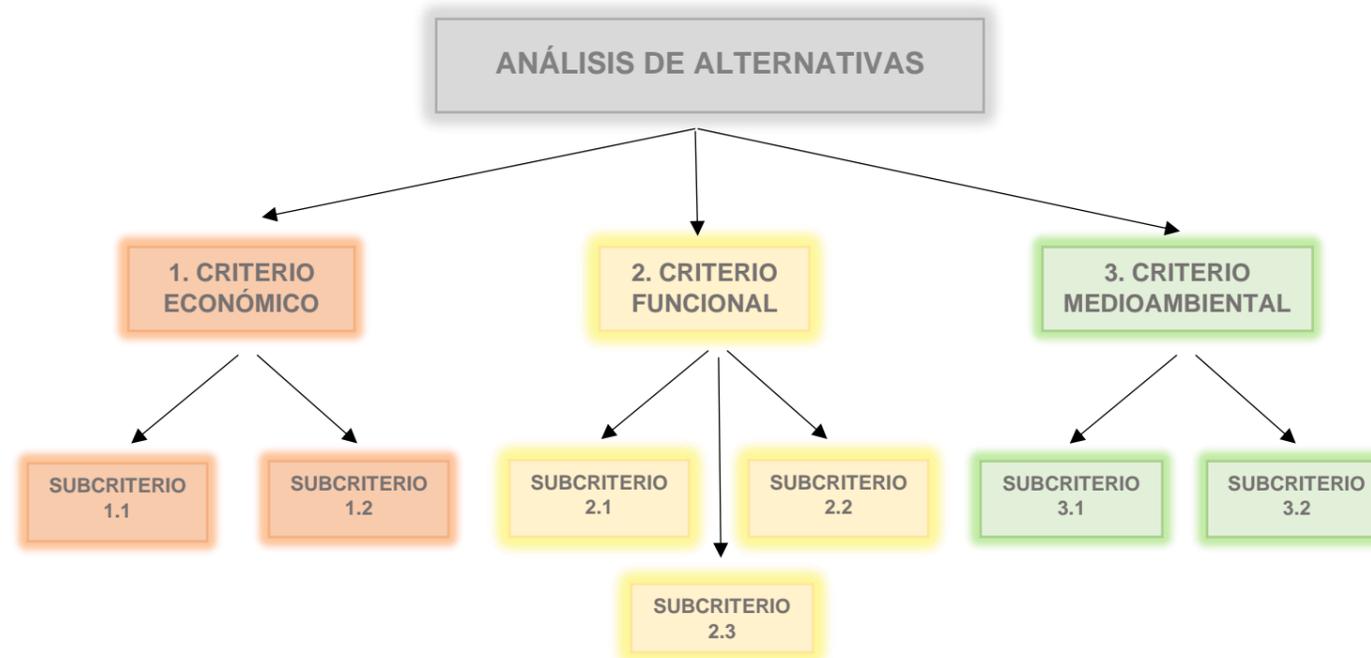


Figura 5.1. Estructura jerárquica de los criterios. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

5.2 Determinación de pesos de los criterios escogidos

Al estar definida la estructura jerárquica, se comparan los criterios de cada grupo del mismo nivel jerárquico y la comparación directa por pares de las alternativas respecto a los criterios del nivel inferior. Para ello se utilizan matrices de comparación pareadas usando una escala de referencia fundamental. En este caso, la escala de referencia viene definida en la siguiente tabla:

VALOR	DEFINICIÓN	COMENTARIOS
1	Igual importancia	El criterio A es igual de importante que el criterio B
3	Importancia moderada	La experiencia y el juicio favorecen ligeramente al criterio A sobre el B
5	Importancia grande	La experiencia y el juicio favorecen fuertemente el criterio A sobre el B
7	Importancia muy grande	El criterio A es mucho más importante que el B
9	Importancia extrema	La mayor importancia del criterio A sobre el B está fuera de toda duda
2,4,6 y 8	Valores intermedios entre los anteriores, cuando es necesario matizar	

Figura 5.2. Escala fundamental de comparación por pares. (Fuente: Yepes, V, 2018).

Usando la escala de comparación de la figura 5.2, se procede a ponderar los criterios, definiendo cuáles de ellos son más importantes con respecto al resto. Haciendo esto se define la matriz de comparación pareada o matriz de decisión mencionada anteriormente, la cual queda definida de la siguiente forma:

		CRITERIO ECONÓMICO		CRITERIO FUNCIONAL			CRITERIO MEDIOAMBIENTAL	
		SUBCRITERIO 1.1	SUBCRITERIO 1.2	SUBCRITERIO 2.1	SUBCRITERIO 2.2	SUBCRITERIO 2.3	SUBCRITERIO 3.1	SUBCRITERIO 3.2
CRITERIO ECONÓMICO	SUBCRITERIO 1.1	1	1/7	1/5	1/5	1/5	3	3
	SUBCRITERIO 1.2	7	1	4	7	2	9	9
CRITERIO FUNCIONAL	SUBCRITERIO 2.1	5	1/4	1	3	1	5	5
	SUBCRITERIO 2.2	5	1/7	1/3	1	1/5	5	5
	SUBCRITERIO 2.3	5	1/2	1	5	1	9	9
CRITERIO MEDIOAMBIENTAL	SUBCRITERIO 3.1	1/3	1/9	1/5	1/5	1/9	1	1
	SUBCRITERIO 3.2	1/3	1/9	1/5	1/5	1/9	1	1

Figura 5.3. Matriz de comparación pareada para la ponderación de criterios. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Según Yepes, V (2018) esta matriz ha de cumplir con las propiedades de consistencia, es decir, la matriz no ha de poseer contradicciones en la valoración realizada. Esta consistencia se obtiene gracias al índice de consistencia (CI) donde λ_{max} representa el máximo autovalor y n representa la dimensión de la matriz de decisión, en este caso, $n=7$ ya que se tiene una matriz de siete filas y siete columnas. Una vez obtenido este valor del CI se obtiene la proporción de consistencia (CR). Este valor se acepta teniendo en cuenta que no debe superar los valores indicados en la figura 4.5. Si en una matriz se supera el CR máximo, sería necesario revisar las ponderaciones con el objetivo de que la matriz de ponderación pareada sea consistente.

$$CI = \frac{\lambda_{max} - n}{n - 1}$$

$$CR = \frac{CI}{RI}$$

Figura 5.4. Formulación de índice de consistencia y valor de consistencia. (Fuente: Yepes, V, 2018).

Tamaño de la matriz (n)	Ratio de consistencia
3	5%
4	9%
5 o mayor	10%

Figura 5.5. Porcentajes máximos del ratio de consistencia CR. (Fuente: Yepes, V, 2018).

En este caso, RI es el índice aleatorio, el cual indica la consistencia de una matriz aleatoria. El valor de este índice se obtiene con la siguiente formulación:

$$R_{ci} = \frac{1.98 * (n - 2)}{n}$$

Finalmente se han obtenido los siguientes valores:

Ci=	0.09177788
Rci=	1.41428571
CR=	0.0649

Figura 5.6. Resultados de consistencia de la matriz de ponderación de criterios. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Se puede observar como en este caso el valor de CR es inferior al 10% que se observa en la figura 5.5 para las matrices con $n > 4$. Por lo tanto, la matriz presentada es consistente y se puede continuar con el análisis de alternativas. Finalmente, se obtiene el vector propio de la matriz el cual indicará los pesos para cada uno de los subcriterios que se han definido. Los pesos de cada uno de los subcriterios son los siguientes:

	PESOS (%)
Subcriterio 1.1: Costes mantenimiento	4.7
Subcriterio 1.2: Costes de ejecución/construcción	39.5
Subcriterio 2.1: Fiabilidad / resiliencia estructural	17.2
Subcriterio 2.2: Reducción de rebases y remotes	9.2
Subcriterio 2.3: Resistencia estructural. IDa e IDe	24.2
Subcriterio 3.1: Impacto ambiental fase deconstrucción	2.6
Subcriterio 3.2: Impacto ambiental fase explotación	2.6

Figura 5.7. Pesos de los distintos subcriterios escogidos. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Finalmente, para los tres criterios generales escogidos, se obtienen los siguientes pesos:

	PESOS (%)
Criterio 1. Económico	44.2
Criterio 2. Funcional	50.6
Criterio 3. Medioambiental	5.2

Figura 5.8. Pesos de los distintos subcriterios escogidos. (Fuente: elaboración propia, 2021).

5.3 Estudio de alternativas

En este apartado se van a comparar las distintas alternativas planteadas para la reparación de los elementos del manto principal que conforman el dique con respecto a los criterios y subcriterios escogidos.

Para realizar esta comparación se va a utilizar el mismo sistema de matrices de comparación pareadas entre las distintas alternativas y se va a usar también la misma escala fundamental que puede observarse en la figura 5.2 de este mismo anejo. Una vez analizadas las alternativas en función de los distintos subcriterios se obtendrá el vector propio de las matrices, el cual indicará en función del subcriterio que se este analizando, cual será la alternativa que mayor puntuación obtenga en función a este subcriterio.

Una vez analizados todos los criterios y subcriterios se obtendrá una matriz formada con los vectores propios de cada uno de los subcriterios analizados. Al multiplicar esta matriz por el vector propio que proporciona los pesos de los criterios (el vector cuyos valores aparecen en la figura 5.7) se obtendrá cuál de las alternativas planteadas es la óptima e idónea para la reparación de los elementos del manto principal.

5.3.1 Comparación en función de: 1. Criterio económico

- **Subcriterio 1.1: Costes de mantenimiento**

Con respecto al mantenimiento de la estructura, la disposición de nuevas capas precisa de un mantenimiento inferior que en el caso de mantener la disposición actual de manto bicapa de cubos (alternativa 0) ya que la edad de estas piezas será muy superior en comparación con la disposición de nuevas piezas y por tanto, teniendo en cuenta el mantenimiento, la alternativa 0 deberá de tener una puntuación inferior al resto de alternativas. La matriz de comparación pareada para comparar las alternativas con respecto al subcriterio 1.1 es la siguiente:

	Alternativa 0	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Alternativa 0	1	1/5	1/5	1/3
Alternativa 1	5	1	1	1
Alternativa 2	5	1	1	1
Alternativa 3	3	1	1	1

Figura 5.9. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 1.1. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Al igual que la matriz de ponderación de criterios, es necesario comprobar la consistencia de esta matriz, por lo que es necesario comprobar que índice de consistencia es, en este caso, inferior al 9% (0.09). Como se observa en la siguiente figura, el valor de CR es menor que el 9% y por lo tanto la matriz es consistente.

Ci=	0.0919298
Rci=	0.99
CR=	0.0093

Figura 5.10. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 1.1. (Fuente: elaboración propia, 2021).

Finalmente, el vector propio de esta matriz, el cual indica cuál de las alternativas es la idónea (la de mayor puntuación) en función del subcriterio 1.1 tiene el siguiente aspecto:

	ALTERNATIVA IDÓNEA (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	7.3
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	32.2
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	32.2
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	28.3

Figura 5.11. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 1.1. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

• **Subcriterio 1.2: Costes de ejecución/construcción**

En este caso, el coste económico de las distintas alternativas es muy diferente y depende sobre todo del volumen de hormigón total a disponer. No se ha realizado una valoración económica exhaustiva de todas las alternativas si no que en este proyecto se va a realizar una valoración económica únicamente de la solución que se adopte finalmente. Como se ha mencionado, se va a realizar el análisis de este criterio teniendo en cuenta el volumen de hormigón total necesario para la ejecución de los elementos que conformarán el manto principal, sin embargo, también es muy importante tener en cuenta la maquinaria necesaria para la colocación o el desmantelamiento de las piezas, por lo que también se va a tener en cuenta el tiempo de maquinaria que es necesario para realizar la reparación de los elementos del manto. Teniendo en cuenta estos dos factores se obtiene que la matriz de comparación pareada para comparar las alternativas con respecto al subcriterio 1.2 es la siguiente:

	Alternativa 0	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Alternativa 0	1.00	3	4	1
Alternativa 1	1/3	1.00	4	1.5
Alternativa 2	1/4	1/4	1.00	1/3
Alternativa 3	1	0.67	3	1.00

Figura 5.12. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 1.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Como se observa en la siguiente figura, el valor de consistencia de esta matriz es menor que el 9% y por lo tanto la matriz es consistente.

Ci=	0.043158212
Rci=	0.99
CR=	0.0464

Figura 4.13. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 1.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

El vector propio de esta matriz, el cual indica cuál de las alternativas es la idónea (la de mayor puntuación) en función del subcriterio 1.2 tiene el siguiente aspecto:

	ALTERNATIVA IDÓNEA (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	36.8
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	28.8
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	8.1
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	26.1

Figura 5.14. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 1.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

5.3.2 Comparación en función de: 2. Criterio funcional

- Subcriterio 2.1: Fiabilidad / resiliencia estructural**

Con este subcriterio se analiza la fiabilidad de la estructura con respecto a la llegada del temporal de cálculo que podría dañar gravemente a la misma. En la alternativa 0 se ha dispuesto una única capa de cubos de hormigón con el objetivo de ahorrar material, sin embargo, las formulaciones aconsejan colocar dos capas en vez de una, por lo que la fiabilidad de esta alternativa es dudosa. En el caso de la alternativa 2, los cubípodos de hormigón en dos capas tienen un tamaño muy inferior a los cubos dispuesto actualmente (consultar el apartado 3.1 en el que se definen los pesos y tamaños de las piezas si es necesario) y no se dispone de ensayos en los que se analice esta configuración. Por esta razón, esta alternativa aunque es viable técnica y económicamente, funcionalmente puede no serlo debido a esta diferencia de tamaño tan elevada.

La matriz de comparación pareada para comparar las alternativas con respecto al subcriterio 2.1 es la siguiente:

	Alternativa 0	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Alternativa 0	1.00	1/5	3	1/5
Alternativa 1	5	1.00	7	1.00
Alternativa 2	1/3	1/7	1.00	1/7
Alternativa 3	5	1	7	1.00

Figura 5.15. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 1.1. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Como se observa en la siguiente figura, el valor de CR es menor que el 9% y por lo tanto la matriz es consistente.

Ci=	0.01599726
Rci=	0.99
CR=	0.0162

Figura 5.16. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.1. (Fuente: elaboración propia, 2021).

El vector propio de esta matriz, el cual indica cuál de las alternativas es la idónea (la de mayor puntuación) en función del subcriterio 2.1 tiene el siguiente aspecto:

	ALTERNATIVA IDÓNEA (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	10.3
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	42.4
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	5
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	42.4

Figura 5.17. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.1. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

- Subcriterio 2.2: Reducción de rebases y remotes**

Este subcriterio trata de definir cuál de las alternativas planteadas presenta caudales de rebase inferiores. Para analizar las alternativas se ha calculado previamente los caudales de rebase en el apartado 3.2 de este mismo anejo. Finalmente, analizando estos caudales de rebase se obtiene que la matriz de comparación pareada para comparar las alternativas con respecto al subcriterio 2.2 es la siguiente:

	Alternativa 0	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Alternativa 0	1.00	1/3	1/4	2
Alternativa 1	3	1.00	0.5	3
Alternativa 2	4	2	1.00	4
Alternativa 3	1/2	1/3	1/4	1.00

Figura 5.18. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Como se observa en la siguiente figura, el valor de CR es menor que el 9% y por lo tanto la matriz es consistente.

Ci=	0.02326129
Rci=	0.99
CR=	0.0235

Figura 5.19. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

El vector propio de esta matriz, el cual indica cuál de las alternativas es la idónea (la de mayor puntuación) en función del subcriterio 2.2 tiene el siguiente aspecto:

	ALTERNATIVA IDÓNEA (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	13
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	29.6
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	48.3
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	9.2

Figura 5.20. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

• **Subcriterio 2.3: Estabilidad hidráulica**

Este subcriterio trata de definir cuál de las alternativas planteadas presenta los factores de seguridad frente a inicio de averías y destrucción más grandes. Para analizar las alternativas se ha calculado previamente las alturas de ola asociadas a estos factores de seguridad en el apartado 3.3 de este mismo anejo. A mayor altura de ola querrá decir que mayor es el factor de seguridad de la alternativa y, por tanto, cuanto mayor sea la altura de ola asociada a IDa e IDe mayor será la puntuación obtenida por dicha alternativa. Es importante tener en cuenta que en la alternativa 0 se ha dispuesto una única capa de cubos de hormigón y el factor de seguridad se obtiene para un manto bicapa, por lo que la estabilidad hidráulica de esta alternativa será la menor de las cuatro alternativas planteadas, independientemente de las alturas de ola obtenidas en el apartado 3.3. Finalmente, analizando estas alturas de ola asignadas a IDa e IDe se obtiene que la matriz de comparación pareada para comparar las alternativas con respecto al subcriterio 2.2 es la siguiente:

	Alternativa 0	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Alternativa 0	1.00	1/5	1/5	1/5
Alternativa 1	5	1.00	3	1
Alternativa 2	5	1/3	1.00	1/2
Alternativa 3	5	1	2	1.00

Figura 5.21. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Como se observa en la siguiente figura, el valor de CR es menor que el 9% y por lo tanto la matriz es consistente.

Ci=	0.03283908
Rci=	0.99
CR=	0.0332

Figura 5.22. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

El vector propio de esta matriz, el cual indica cuál de las alternativas es la idónea (la de mayor puntuación) en función del subcriterio 2.2 tiene el siguiente aspecto:

	ALTERNATIVA IDÓNEA (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	6
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	39.4
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	19.1
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	35.6

Figura 5.23. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.3. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

5.3.3 Comparación en función de: 3. Criterio medioambiental

- Subcriterio 3.1: impacto en fase de construcción**

Este subcriterio analiza el impacto ambiental que pueden tener las obras de reparación del dique. Para analizar las alternativas en función de este criterio se van a tener en cuenta los datos obtenido en el apartado 4 de este mismo anejo, ya que se va a analizar la huella de carbono que genera el hormigón y la contaminación que produce la maquinaria. Cuanto mayor sea el número de horas de maquinaria, más combustible se consumirá y por tanto mayor contaminación al medio ambiente se estará produciendo. Además, se tiene en cuenta el impacto ambiental que produce el hormigón, no como material, sino el impacto que produce la fabricación del mismo. Según Johana Lehne & Feliz Preston en su estudio “Making concrete Change. Innovation in Low-carbon cement and concrete” se estima que la producción del hormigón es la responsable del 8% de la cantidad de CO₂ que se vuelca a la atmósfera, por tanto, la alternativa que emplee un mayor volumen para su realización mayor huella energética generará y por tanto menor puntuación recibirá con respecto a este subcriterio. Finalmente, analizando el volumen de hormigón necesario para cada una de las alternativas, así como el número de horas de maquinaria necesarias para la colocación de las piezas se obtiene que la matriz de comparación pareada para comparar las alternativas con respecto al subcriterio 3.1 es la siguiente:

	Alternativa 0	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Alternativa 0	1.00	1/2	3	1/3
Alternativa 1	2	1.00	4	1/2
Alternativa 2	1/3	1/4	1.00	1/5
Alternativa 3	3	2	5	1.00

Figura 5.24. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Como se observa en la siguiente figura, el valor de CR es menor que el 9% y por lo tanto la matriz es consistente.

Ci=	0.01611865
Rci=	0.99
CR=	0.0163

Figura 5.25. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

El vector propio de esta matriz, el cual indica cuál de las alternativas es la idónea (la de mayor puntuación) en función del subcriterio 2.2 tiene el siguiente aspecto:

	ALTERNATIVA IDÓNEA (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	17
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	28.5
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	7.3
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	47.2

Figura 5.26. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.3. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

- Subcriterio 3.2: impacto en fase de explotación**

Este subcriterio analiza el impacto ambiental que pueden tener las obras de reparación del dique en su fase de explotación. El dique actual ya supone una barrera para el transporte sólido litoral, por lo que no se va a tener en cuenta este transporte de sedimentos a la hora de realizar el análisis. En este caso poseen mayor influencia las características de las piezas del manto. Según Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E. (2015) el cubo, al poseer caras lisas, las cuales se apoyan entre ellas, imposibilita la generación de flora en la superficie de las caras de los cubos que se encuentran bajo el agua, sin embargo, el cubípodos no presenta estas caras lisas, sino que posee aristas vivas en sus caras, por lo que genera una mayor superficie sobre la que se puede generar flora y por tanto, tener un efecto positivo sobre el medioambiente. Finalmente, teniendo en cuenta que el cubípodos posee una mayor facilidad para la generación de flora, se obtiene que la matriz de comparación pareada para comparar las alternativas con respecto al subcriterio 3.1 es la siguiente

	Alternativa 0	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Alternativa 0	1.00	1/2	1/3	1/2
Alternativa 1	2	1.00	1/2	1
Alternativa 2	3	2	1.00	2
Alternativa 3	2	1	1/2	1.00

Figura 5.27. Matriz de comparación pareada en función de subcriterio 2.2. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Como se observa en la siguiente figura, el valor de CR es menor que el 9% y por lo tanto la matriz es consistente.

Ci=	0.0035712
Rci=	0.99
CR=	0.0036

Figura 5.28. Resultados de consistencia de la matriz de análisis del subcriterio 2.2. (Fuente: elaboración propia, 2021).

El vector propio de esta matriz, el cual indica cuál de las alternativas es la idónea (la de mayor puntuación) en función del subcriterio 2.2 tiene el siguiente aspecto:

	ALTERNATIVA IDÓNEA (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	12.2
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	22.7
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	42.3
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	22.7

Figura 5.29. Ponderación de alternativas en función de subcriterio 2.3. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

5.4 Definición de alternativa idónea

Una vez se han obtenido los vectores propios de las alternativas en función de cada uno de los subcriterios, se obtiene una matriz formada por esos vectores. La matriz tiene el siguiente aspecto.

	Alternativa 0	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Subcriterio 1.1	7.3	32.2	32.2	28.3
Subcriterio 1.2	36.8	28.8	8.3	26.0
Subcriterio 2.1	10.3	42.4	5.0	42.4
Subcriterio 2.2	12.97	29.6	48.3	9.2
Subcriterio 2.3	5.98	39.4	19.1	35.6
Subcriterio 3.1	16.97	28.5	7.3	47.2
Subcriterio 3.2	12.2	22.7	42.3	22.7

Figura 5.30. Matriz de valoración de alternativas en función de subcriterios. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Esta matriz contiene las puntuaciones, en forma de porcentajes, de las alternativas en función de los subcriterios. Al inicio de este apartado se obtuvo el vector propio que proporcionaba los pesos de cada uno de los subcriterios seleccionados, por lo que simplemente multiplicado la matriz de la figura anterior con el vector propio de los pesos de los subcriterios (figura 5.7) se obtiene el porcentaje final de cada una de las alternativas. La que mayor puntuación tenga será por tanto la solución idónea y la que se desarrollará con mayor detalle en el Anejo N°8: "Diseño de solución adoptada".

El vector obtenido de la multiplicación y que por tanto muestra cuál es la alternativa idónea es:

	ALTERNATIVA IDÓNEA FINAL (%)
Alternativa 0: cubos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	20.1
Alternativa 1: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 1V	33.8
Alternativa 2: cubípodos de hormigón bicapa y talud 3H : 1V	16.0
Alternativa 3: cubípodos de hormigón monocapa y talud 3H : 2V	30.2

Figura 5.31. Selección de alternativa idónea. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

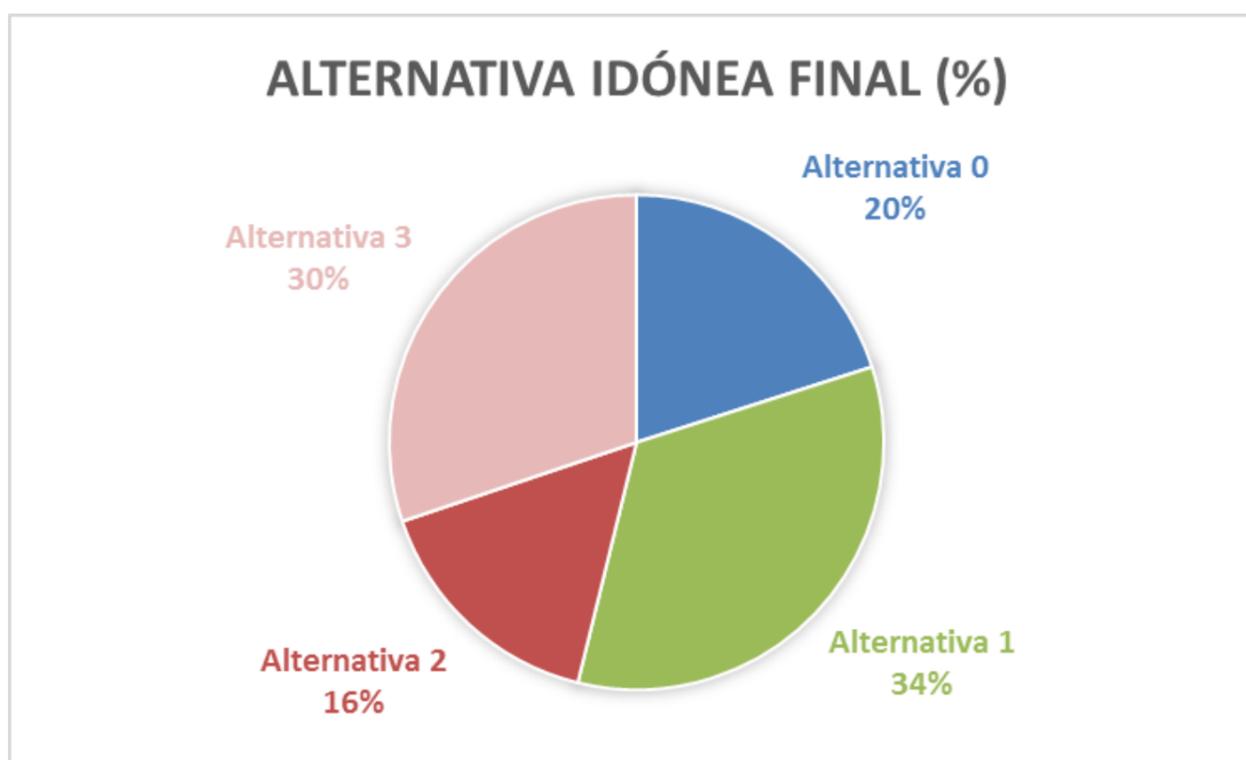


Figura 5.32. Alternativa idónea final. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

ANEJO N°8: DISEÑO DE SOLUCIÓN ADOPTADA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	106
2. Justificación del uso de cubípodos.....	106
3. Diseño final de la solución adoptada.....	107
3.1 Tamaño de las piezas.....	107
3.2 Banqueta contra socavación.....	109
3.3 Berma de pie.....	110
4. Comprobaciones de diseño.....	112
4.1 Caudales de rebase.....	112
4.2 Fuerzas sobre el espaldón.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1 Figura 3.1. Peso y tamaño de los cubípodos a disponer. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.2. Dimensiones habituales de los cubípodos. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.3. Dimensiones de cubípodos para el tramo 2 del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.4. Dimensiones de cubípodos para el tramo 3 del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.5. Dimensiones de cubípodos para el morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.6. Banqueta contra socavación en tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.7. Banqueta contra socavación en tramo 2 del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.8. Formulación de Gerding E. (1993) para la comprobación de la berma de pie (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.9. Valores de Nod más significativos. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 3.10. Berma de pie para tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.11. Datos de diseño para la berma de pie. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.12. Valor del coeficiente de daños para tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.13. Alturas de ola que generarían daños en berma de pie. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.14. Berma de pie para tramo 2 del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.15. Datos de diseño para la berma de pie. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.16. Valor del coeficiente de daños para tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 3.17. Alturas de ola que generarían daños en berma de pie. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.1. Caudales de rebase de los diferentes tramos. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.2. Esquema de fuerzas generadas sobre el espaldón. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 4.3. Formulación para la obtención de F_h y $F_v(F_h)$. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 4.4. Momentos asociados a F_h y $F_v(F_h)$. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 4.5. Factores de seguridad frente a vuelco y deslizamiento. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).
- Figura 4.6. Datos de partida del tramo 3 para la obtención de FS. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.7. Fuerzas sobre el espaldón y momentos asociados a dichas fuerzas. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.8. Dimensiones y peso del espaldón. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.9. Valores de F_s frente a vuelco y deslizamiento obtenidos. (Fuente: Elaboración propia, 2021).
- Figura 4.10. Rangos de validez de las formulaciones de Molines (2011). (Fuente: Elaboración propia, 2021).

1. Introducción

El objetivo del presente anejo es llevar a cabo el diseño definitivo para la reparación del dique Norte del puerto de Gandía. Este diseño se ha realizado para los tramos 2 y 3 que se han definido en el apartado 1.2 del Anejo N°7: "Estudio de Soluciones". En ese mismo anejo se definió que la solución óptima con respecto a la elección de los elementos que conformarían el manto es la alternativa N°1, que consiste en la disposición de cubípodos monocapa con un talud 3H : 1V.

En este anejo se definirá de forma más detallada el tamaño y dimensiones de las piezas que se van a disponer en el manto principal. Además, se estudiará con mayor detalle la disposición de la berma de pie y la banquetta contra socavación en ambos tramos, definiendo el material a utilizar y las dimensiones de las mismas. Una vez diseñada correctamente la solución que se va a adoptar, se realizarán las comprobaciones pertinentes para asegurar que la solución adoptada cumple con todos los parámetros de seguridad y diseño. Finalmente, se definirá brevemente el proceso constructivo que se va a seguir para la realización de esta reparación.

2. Justificación del uso de cubípodos

En el anejo anterior se definieron en el apartado 1.3 los elementos que podrían conformar el nuevo manto, sin embargo, en este apartado se van a mostrar una serie de características que hacen del cubípodo una pieza idónea para este proyecto. Las principales ventajas que presenta según SATO - OHL. (2011) son:

- 1) Resistencia hidráulica por gravedad y no por trabazón. Es la única pieza especial con esta característica. Ofrece la posibilidad de disponer piezas de gran tamaño sin peligro a que se produzca la rotura de las mismas, lo cual no puede hacerse en caso de disponer de los, acrópodos u otras piezas especiales, que sí resisten por trabazón.
- 2) Capacidad de reordenación frente a los movimientos de las piezas debido al oleaje o a asentamientos.
- 3) Ofrecen resistencia a cambiar de porosidad.
- 4) Gran estabilidad hidráulica, ya que permiten la disposición de una sola capa, lo que implica un menor consumo de hormigón y menores cargas sobre el terreno.
- 5) Elevada resistencia estructural.
- 6) Manipulación segura con pinzas de presión
- 7) Ausencia de adoquinamientos a corto y largo plazo
- 8) Bajos caudales de rebase
- 9) Fácil colocación homogénea. Ofrecen una porosidad homogénea del 43%.
- 10) Acopios eficientes y otra serie de ventajas logísticas que se verán en el anejo N°10: "Proceso constructivo y programa de las obras".

Por un lado, el Cubípodo está libre de los problemas de adoquinamientos que plantean los bloques cúbicos o paralelepípedicos a corto y largo plazo con la incertidumbre y compactación heterogénea derivada; por otro lado, es mucho más robusto y no plantea los problemas de colocación precisa de las piezas como el acrópodo. En los bloques cúbicos, tanto el oleaje como los asientos diferenciales propician pequeños movimientos de los bloques que pueden generar grandes problemas a largo plazo con zonas inferiores de muy baja porosidad y zonas superiores desprotegidas. A esto hay que añadirle el aumento de rebase y la pérdida de estabilidad hidráulica. En las piezas trabadas como el acrópodo, los asientos diferenciales pueden provocar la rotura y descolocación de piezas y el colapso de la estructura. Por el contrario, los cubípodos tienden a mantener la porosidad constante, tanto en mantos bicapa como monocapa, con el consiguiente beneficio para la estabilidad hidráulica y la contención del rebase.

3. Diseño final de la solución adoptada

3.1 *Tamaño de las piezas*

A continuación se van a mostrar los tamaños de las piezas y los pesos finales de las distintas piezas a disponer en cada uno de los tramos. Estos tamaños y pesos se han obtenido gracias a las formulaciones que se han usado en el apartado 3 del anejo anterior, correspondiente al estudio de alternativas, por lo que si se quiere consultar la formulación, se recomienda dirigirse a este apartado. Finalmente, los tamaños y pesos obtenidos son de:

		W(T)	Dn (m)
TRONCO	TRAMO 2	10	1.6
	TRAMO 3	19	2.0
MORRO		41	2.6

Figura 3.1. Peso y tamaño de los cubípodos a disponer. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Con el objetivo de facilitar las operaciones de desencofrado y hacer que la fabricación de cubípodos tenga un mayor rendimiento, es necesario que se pueda desencofrar verticalmente con facilidad y para ello, el diseño de las piezas es muy importante. Para facilitar este desencofrado se le da a las caras verticales una ligera inclinación, del 3.5%, tal y como se suele hacer con los encofrados de los bloques cúbicos convencionales. Esta inclinación influirá por lo tanto en el tamaño final de las piezas. Hay que tener en cuenta que en el caso del cubípodo el valor de Dn no se corresponde con el valor del lado real, sino que las dimensiones de la pieza vienen marcadas por "L", sabiendo que:

$$L = Dn / 1.068$$

Gracias a este valor se obtiene también la profundidad de las protuberancias, las cuales se corresponden con un valor de L/4. En la siguiente imagen se muestra cuales son las dimensiones habituales de los cubípodos:

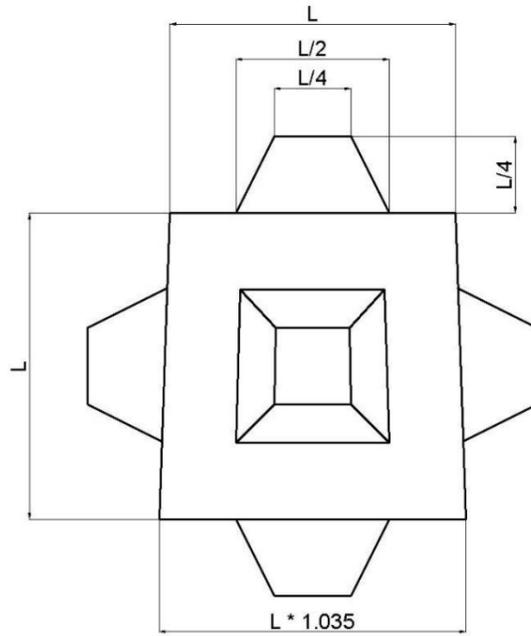


Figura 3.2. Dimensiones habituales de los cubípodos. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Finalmente se obtiene que las dimensiones de los cubípodos para llevar a cabo la reparación en los distintos tramos son (consultar plano N°9: "dimensiones cubípodos"):

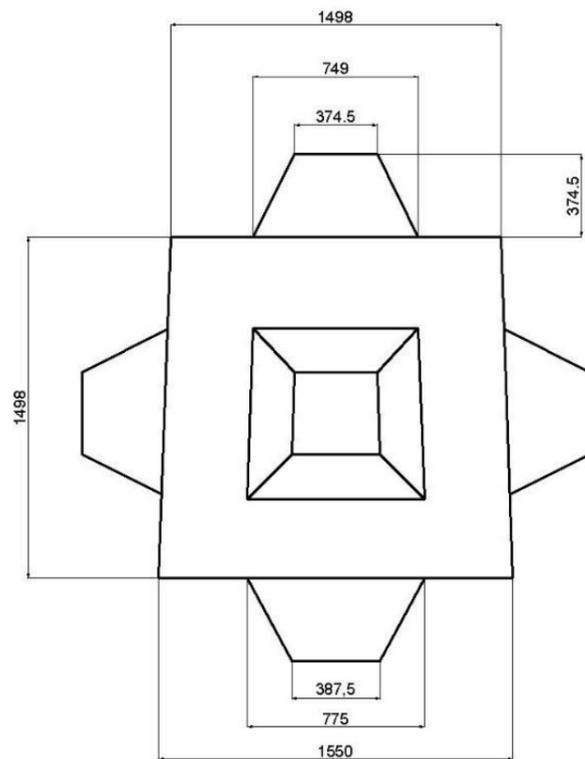


Figura 3.3. Dimensiones de cubípodos para el tramo 2 del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Autor: Alejandro García Cárcel

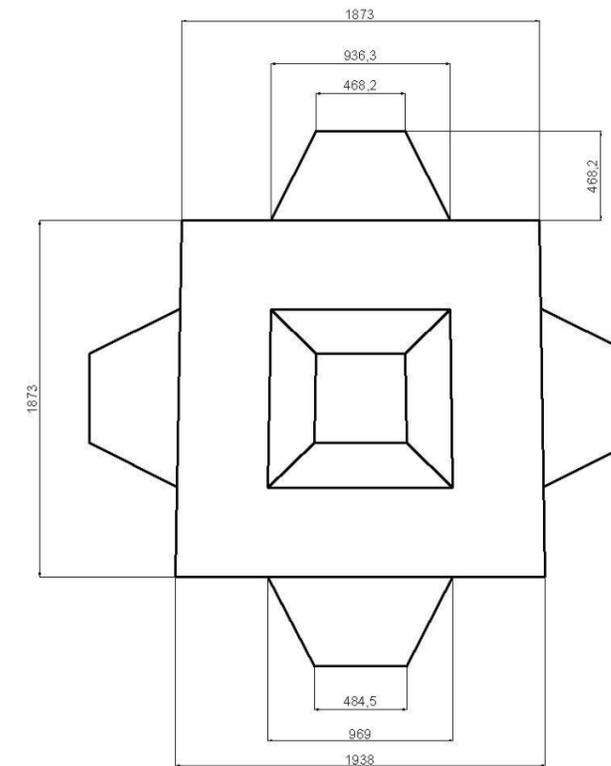


Figura 3.4. Dimensiones de cubípodos para el tramo 3 del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

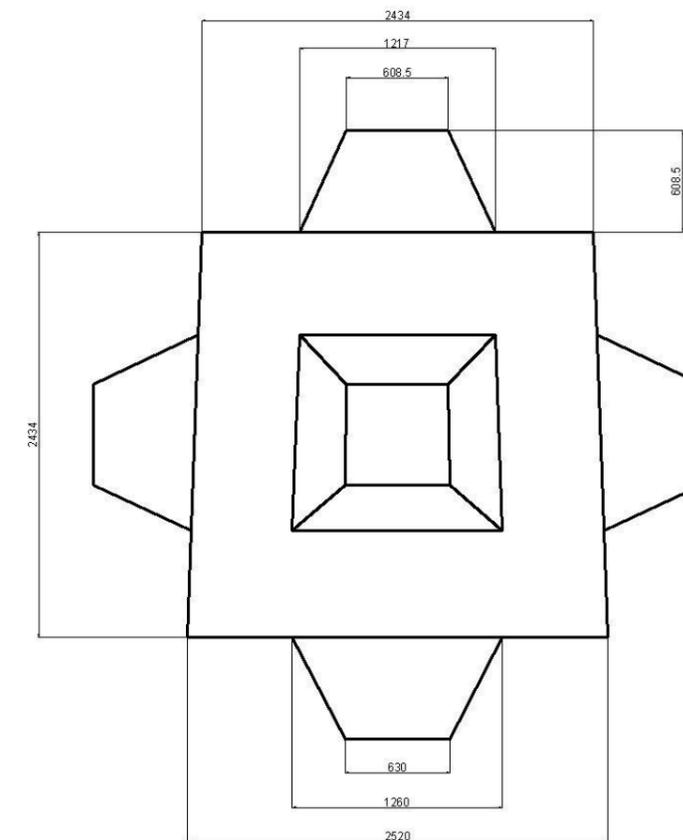


Figura 3.5. Dimensiones de cubípodos para el morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

3.2 Banqueta contra socavación

En este apartado se van a definir los materiales y las dimensiones de la solución óptima que se ha obtenido en el anejo N°7: "Estudio de soluciones" para la construcción de la banqueta contra socavación que será necesaria disponer con los objetivos de: regularizar el apoyo de la berma de pie, evitar que la berma de pie apoye sobre el fondo marino directamente y por último, como su propio nombre indica, evitar la socavación de la berma de pie. En el caso de esta banqueta, no existe ninguna formulación para su dimensionado, simplemente Medina y Gómez-Martín (2015) aconsejan que se utilice el material de las capas de filtro para su disposición. Para los distintos tramos se han dispuesto las siguientes bermas contra socavación:

- **Tramo 3 del tronco y morro**

Como puede observarse en la figura 3.6, se ha decidido disponer el mismo material que en la capa de filtro para la construcción de la banqueta contra socavación, es decir, escollera de más de 1.5 toneladas de peso. Con el objetivo de ahorrar material y que los costes de la obra no sean excesivos, el espesor de esta berma será de aproximadamente un metro y medio y tendrá una longitud de 10 metros medidos desde el exterior de la berma de pie (véase en la figura 3.6). Se recomienda visualizar los planos de las secciones transversales del dique (plano N°8) en los que se podrán apreciar con mayor detalle las cotas y dimensiones de este elemento. En la siguiente imagen se observa con un interlineado marrón la disposición de la banqueta contra socavación.

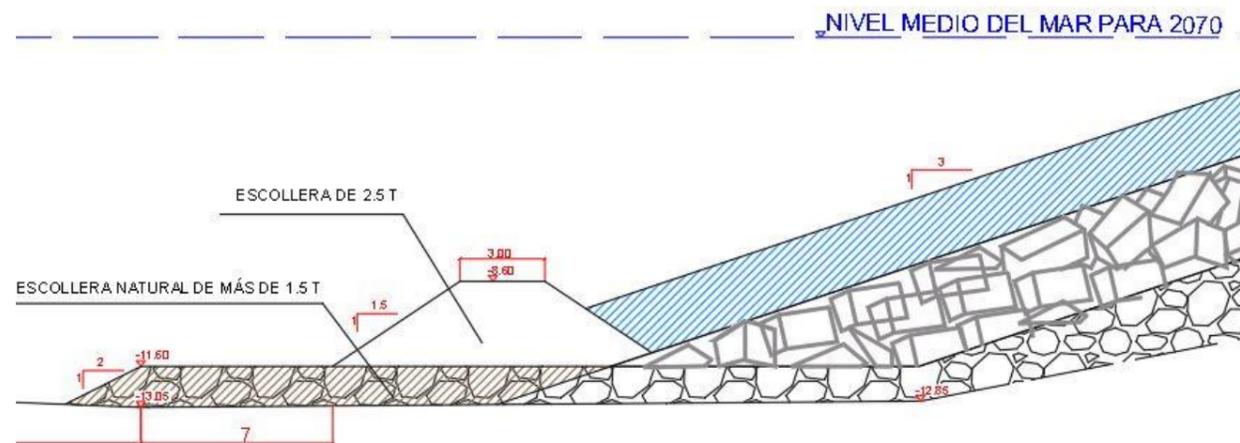


Figura 3.6. Banqueta contra socavación en tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

- **Tramo 2 del tronco**

Al igual que en para el tramo 3 del tronco y el morro, se ha decidido disponer escollera de más de 1.5 toneladas de peso para la construcción de la banqueta contra socavación. Con el objetivo de ahorrar material y que los costes de la obra no sean excesivos, el espesor de esta berma será de aproximadamente un metro y tendrá una longitud de 10 metros medidos desde el exterior de la berma de pie (véase en la figura 3.7). Se recomienda visualizar los planos de las secciones transversales del dique (plano N°8) en los que se podrán apreciar con mayor detalle las cotas y dimensiones de este elemento.



Figura 3.7. Banqueta contra socavación en tramo 2 del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

3.3 Berma de pie

La disposición de este elemento es indispensable como se ha visto en el anejo anterior ya que esta es el elemento de apoyo inferior para el manto principal, la cual evita que se produzcan deslizamientos de las piezas del manto. En este anejo se va a determinar si las bermas de pie dispuestas sufren daños o no. Para esta comprobación se va a utilizar la formulación expuesta por Gerding E. (1993) la cual es:

$$\frac{H_s}{\Delta * D_{N50}} = \left(2 + 0.24 \left(\frac{h_t}{D_{N50}} \right) \right) * N_{od}^{0.15}$$

Figura 3.8. Formulación de Gerding E. (1993) para la comprobación de la berma de pie (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Donde:

- Hs: altura de ola significativa (m).
- $\Delta = \frac{\gamma_{escollera}}{\gamma_w} - 1$.
- $\gamma_{escollera}$: densidad de escollera (t/m³).
- γ_w : densidad de agua marina (t/m³).
- D_{N50}: lado equivalente del material dispuesto en la berma de pie (m).
- N_{od}: coeficiente de daños.
- h_t: profundidad sobre la berma de pie (m).
- h: profundidad a pie de dique sin contabilizar la banquetta contra socavación (m).

El valor de N_{od} es el que indica la calidad de la berma de pie que se va a disponer. A continuación, se muestran los valores de N_{od} más significativos:

N _{od} = 1 INICIO DE AVERÍAS
N _{od} = 2 INICIO DE DESTRUCCIÓN
N _{od} = 4 DESTRUCCIÓN COMPLETA

Figura 3.9. Valores de Nod más significativos. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Para que la formulación expuesta anteriormente pueda utilizarse ha de cumplirse el siguiente rango de validez:

$$0.4 < h/h_t < 0.9$$

Figura 3.9. Rango de validez para uso de la formulación de Gerding E. (1993). (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Es importante tener en cuenta que la altura de la berma de pie ha de ser de aproximadamente 3 veces el diámetro nominal de la pieza a disponer, en este caso se tratará de escollera natural cuyo peso se determinará a continuación. La base superior de la berma de pie también debe tener aproximadamente 3 veces el diámetro nominal de la pieza a disponer. Las dimensiones de la berma de pie que se dispondrán finalmente pueden consultarse en los planos de este proyecto, concretamente en los planos 8-1 y 8-2: secciones transversales reparadas.

• Tramo 3 del tronco y morro

Para este tramo se tienen los datos de partida que se observan en la figura 3.11, los cuales se han obtenido de anejos anteriores. Para este tramo se ha decidido disponer una berma de pie con las siguientes características:

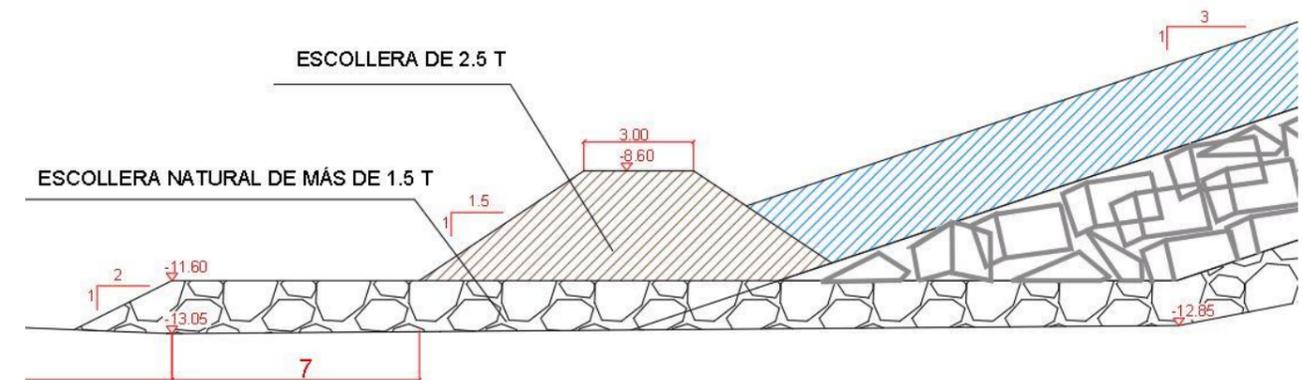


Figura 3.10. Berma de pie para tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

DATOS DE DISEÑO	
h (m)	12.8
ht (m)	8.6
Hs (m)	8.3
Δ	1.634
Dn (m)	1.2

Figura 3.11. Datos de diseño para la berma de pie. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Para una berma con las características de la figura 3.10, con la altura de ola y los datos de diseño de la figura 3.11 se obtiene que:

N_{od}	0.94	No se producen averías
----------	------	------------------------

Figura 3.12. Valor del coeficiente de daños para tramo 3 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Se observa que el valor obtenido del coeficiente de daños para las características de la berma dispuesta es inferior a la unidad y por tanto para el temporal de cálculo **no se producirán averías sobre la berma de pie**. A continuación, se muestra una tabla con las alturas de ola que sí afectarían a este elemento:

Hs, inicio averías (m)	8.4
Hs, inicio destrucción (m)	8.9
Hs, destrucción completa (m)	9.4

Figura 3.13. Alturas de ola que generarían daños en berma de pie. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

• Tramo 2 del tronco

Para este tramo se tienen los datos de partida que se observan en la figura 3.15, los cuales se han obtenido de anejos anteriores. Con respecto a la altura de ola, se ha realizado de nuevo la propagación del oleaje con respecto a las nuevas profundidades características del tramo 2 (profundidad a pie de dique de 8.25 metros) y se ha obtenido que la altura de ola de diseño $H_{sd} = 6.8$ metros. Para este tramo se ha decidido disponer una berma de pie con las siguientes características:

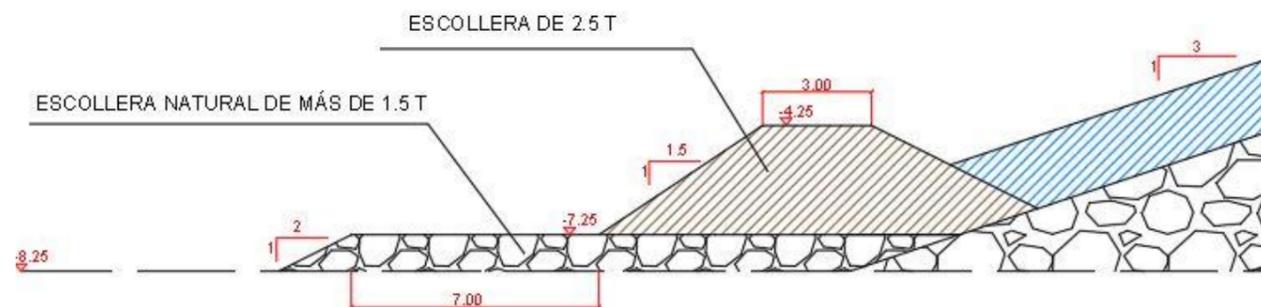


Figura 3.14. Berma de pie para tramo 2 del tronco. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

DATOS DE DISEÑO	
h (m)	8.3
ht (m)	4.3
Hs (m)	6.8
Δ	1.634
Dn (m)	1.2

Figura 3.15. Datos de diseño para la berma de pie. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Para una berma con las características de la figura 3.10, con la altura de ola y los datos de diseño de la figura 3.11 se obtiene que:

N_{od}	0.98	No se producen averías
----------	------	------------------------

Figura 3.16. Valor del coeficiente de daños para tramo 2 del tronco y morro. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Se observa que el valor obtenido del coeficiente de daños para las características de la berma dispuesta es inferior a la unidad y por tanto para el temporal de cálculo **no se producirán averías sobre la berma de pie**. A continuación, se muestra una tabla con las alturas de ola que sí afectarían a este elemento:

Hs, inicio averías (m)	6.8
Hs, inicio destrucción (m)	7.1
Hs, destrucción completa (m)	7.5

Figura 3.17. Alturas de ola que generarían daños en berma de pie. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

4. Comprobaciones de diseño

4.1 Caudales de rebase

Para el cálculo de los caudales de rebase de la solución adoptada se va a utilizar la formulación expuesta en el apartado 3.2.1 del anejo N°7: "Estudio de soluciones". En primer lugar, es importante definir el límite admisible de rebase, que en este caso se ha fijado en 50 l/s/m como se expone en el apartado 3.2.1 del anterior anejo. Se ha decidido tomar este valor debido a que el trasdós del espaldón está protegido y por tanto se garantiza la seguridad estructural del dique y los revestimientos. En caso del tráfico, para valores de rebase superiores a 0.5 l/m/s sería necesario cerrar el paso del paseo que discurre en la parte superior del espaldón.

Siguiendo la formulación se obtiene que los caudales de rebase para los distintos tramos de la solución dispuesta finalmente tienen un valor de:

	Q rebase (l/s/m)	
	EUROTOP	SMOLKA
TRAMO 2 DEL TRONCO	22	25
TRAMO 3 DEL TRONCO Y MORRO	30	21

Figura 4.1. Caudales de rebase de los diferentes tramos. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Se observa que en ambos casos el caudal de rebase obtenido es menor a 50 l/s/m, que era el límite que se había fijado anteriormente. Por lo tanto, no es necesario variar las cotas de coronación ni realizar ninguna modificación sobre el espaldón del dique con lo que se consigue un ahorro económico muy importante.

4.2 Fuerzas sobre el espaldón

Es de vital importancia comprobar la estabilidad del espaldón frente la actuación del temporal de cálculo ya que la acción del oleaje genera una serie de fuerzas horizontales y verticales que pueden inducir al vuelco o deslizamiento de este elemento. Para comprobar estas acciones se va a utilizar el método desarrollado por Medina y Gómez-Martín (2015) que aparece en el: "Manual del Cubípodo". El método desarrollado en el manual está basado en la formulación desarrollada por Molines (2011) la cual estima una fuerza horizontal máxima (Fh) y una fuerza vertical generada por las subpresiones, asociada a esa fuerza horizontal máxima (Fv(Fh)). Estas acciones no ocurren al mismo tiempo en la realidad, sin embargo, se considera su acción conjunta para estar del lado de la seguridad a la hora de realizar el análisis de estabilidad del espaldón. A continuación, en la figura 4.2 se muestra una figura con el esquema de fuerzas sobre el espaldón.

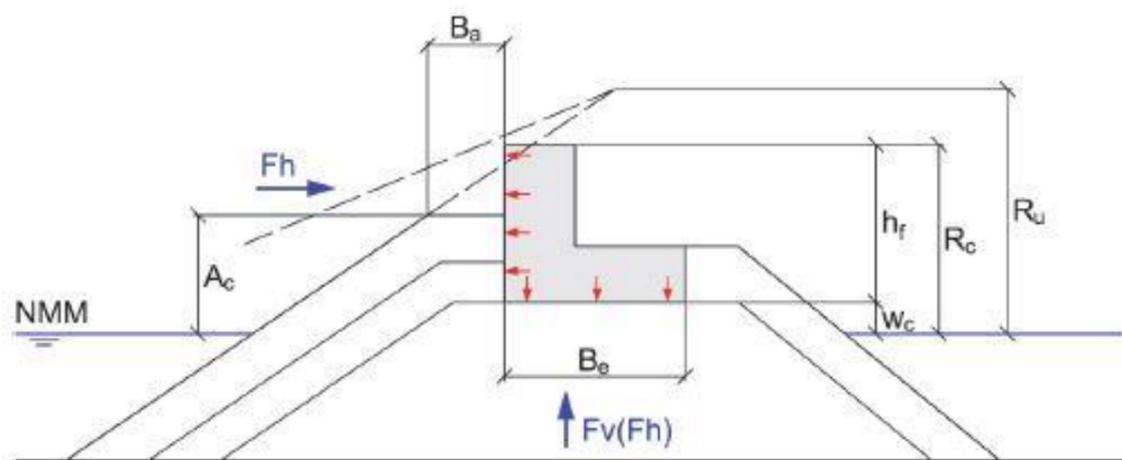


Figura 4.2. Esquema de fuerzas generadas sobre el espaldón. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martín, M. E., 2015).

Una vez conocidas las acciones, a continuación, se muestra la formulación desarrollada por Molines (2011) para estimar Fh y Fv(Fh).

$$\frac{Fh}{0.5 \rho_w g h_f^2} = \left(-1.29 + 1.80 \frac{\gamma_f R_u}{R_c} + 0.93 \left(\frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0.16 \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} \right)^2$$

$$\frac{Fv(Fh)}{0.5 \rho_w g h_f B_e} = \left(-0.86 + 0.75 \frac{\gamma_f \times R_u}{R_c} + 0.41 \left(\frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0.17 \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} - 0.9 \frac{w_c}{h_f} \right)^2$$

$$2.58 H_s > R_u = R_{u0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s I r_m & I r_m \leq 1.5 \\ 1.34 H_s I r_m^{0.55} & I r_m > 1.5 \end{cases}$$

$$\text{con } I r_m = \tan \alpha / \sqrt{2 \pi H_s / (g T_{01}^2)}$$

Figura 4.3. Formulación para la obtención de Fh y Fv(Fh) . (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martín, M. E., 2015).

Dónde:

- Ac: francobordo de la berma superior del manto.
- Rc: francobordo de la estructura.
- γ_f : factor de rugosidad. En este caso, al tratarse de cubípodos monocapa toma un valor de 0.46.
- Be: anchura de la base del espaldón.
- Ba: ancho de la berma superior.
- $\tan(\alpha)$: pendiente del talud.
- T_{01} : período medio del oleaje en segundos. $T_{01} = T_p / 1.2$ según ROM 03.91 (1998).
- H_s : altura de ola significativa a pie de dique asociada a la PMMA.
- Wc: cota de cimentación del espaldón.
- hf: altura del espaldón.
- Fh: fuerza horizontal máxima.
- Fv(Fh): fuerza vertical asociada a la fuerza horizontal máxima.
- g: aceleración de la gravedad.
- ρ_w : densidad del agua salada.
- Lm: longitud de onda local. Para obtener este parámetro es necesario usar la siguiente formulación:

$$L_m = \frac{gT_{01}^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h_c}{L_m}\right)$$

Una vez obtenidos los valores de ambas acciones se obtienen los momentos volcadores asociados a estas fuerzas gracias a la siguiente formulación:

$$M(Fh) = 0.55h_f Fh$$

$$M(Fv(Fh)) = \frac{2}{3}(B_e)Fv(Fh)$$

Figura 4.4. Momentos asociados a Fh y Fv(Fh) . (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Finalmente, una vez calculados los valores de los momentos se obtiene el coeficiente de seguridad asociado al vuelco o deslizamiento del espaldón. En estos casos el diseño del espaldón debe tener siempre en cuenta el coeficiente de fricción entre este y la capa de apoyo. El valor de este coeficiente, según la ROM debe ser de 0.7, mientras que la GODA, 1995, recomienda un valor de 0.6. En este caso se ha decidido usar el coeficiente proporcionado por la ROM, es decir, $\mu = 0.6$, para estar del lado de la seguridad

Los factores de seguridad asociados a vuelco y deslizamiento deben tener un valor superior a 1.2 (valor recomendado por la ROM 0.5-05 (2008)). Es muy importante tener en cuenta que los espaldones en forma de L como el dispuesto en el dique, cuentan con una mayor seguridad frente al vuelco, por lo que se considerará que el valor obtenido con la formulación es inferior al real y por tanto se estará del lado de la seguridad. La obtención de estos coeficientes de seguridad se realiza con la siguiente formulación:

$$FS(\text{deslizamiento}) = (We - Fv(Fh)) * \frac{\mu}{Fh}$$

$$FS(\text{vuelco}) = (We * \mu * Be) / (M(Fh) + M(Fh(Fv)))$$

Figura 4.5. Factores de seguridad frente a vuelco y deslizamiento. (Fuente: Medina, J.R & Gómez-Martin, M. E., 2015).

Se va a realizar la comprobación de estos factores de seguridad para el tramo 3 del dique ya que se trata del tramo con unas condiciones más desfavorables (mayores alturas de ola generan unas mayores fuerzas sobre el espaldón). Con respecto a este tramo se tienen los siguientes datos de partida:

DATOS DE PARTIDA			
Hs, PMMA (m)	8	Rc, francobordo nivel medio (m)	8.8
H (m)	10.2	PMMA (m)	0.18
yf	0.46	Rc, francobordo calculo (m)	8.6
Tag (a)	0.333	Ac, nivel medio (m)	6.4
Cotg (a)	3	Ac, PMMA (m)	6.2
T01 (s)	11.5	Densidad agua(t/m³)	1.025
Densidad horm (t/m³)	2.35	Wc. PMMA (m)	0.2

Figura 4.6. Datos de partida del tramo 3 para la obtención de FS. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

A partir de las formulaciones que aparecen en la figura 4.3 se obtienen los valores de remonte (Ru) y el número de Iribarren, y finalmente se obtiene el valor de la longitud de onda a pie de dique (Lm). Estos valores se han calculado a partir de una hoja de cálculo, por lo que en este documento se muestran únicamente los valores obtenidos, los cuales son:

- $Ir_m = 1.695$
- $Ru = 11.5 \text{ m}$
- $Lm = 97.7 \text{ m}$

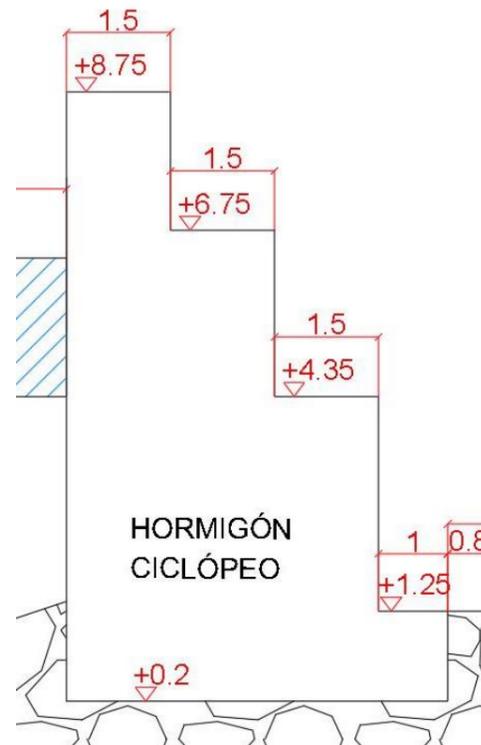
Con todos los datos que se han mostrado anteriormente ya se puede realizar el calculo de Fh y Fv(Fh) siguiendo la formulación de la figura 4.3. Una vez obtenidos ambos valores, se procede a calcular el valor de los momentos asociadas a esas fuerzas gracias a la formulación de la figura 4.4. Finalmente, los valores de las fuerzas y momentos obtenidos son:

Fh [KN/m]	290.3
Fv(Fh) [KN/m]	90.4

M(Fh) [KNm/m]	1414.9
M(Fv(Fh)) [KNm/m]	331.4

Figura 4.7. Fuerzas sobre el espaldón y momentos asociados a dichas fuerzas. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

A continuación, se obtiene el peso del espaldón. Para ello es necesario conocer las dimensiones del mismo, las cuales se definen en la siguiente figura:



$We = 737.7 \text{ KN/m}$

Figura 4.8. Dimensiones y peso del espaldón. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Con estas dimensiones y peso del espaldón y los valores de los momentos obtenidos en la figura 4.7, se tiene que los factores de seguridad son:

$$FS (\text{deslizamiento}) = (737.7 - 90.4) * \frac{0.6}{290.3} = 1.34 > 1.2$$

$$FS (\text{vuelco}) = \frac{(803.4 * 0.6 * 5.5)}{(2010.242 + 487.233)} = 1.39 > 1.2$$

Figura 4.9. Valores de Fs frente a vuelco y deslizamiento obtenidos. (Fuente: Elaboración propia, 2021).

Se observa que en el caso del vuelco el espaldón obtiene un factor de seguridad superior a 1.2 y además, al ser un espaldón en forma de L, este factor tiene un valor más alto por lo que cumple holgadamente la comprobación a vuelco. Como ambos valores cumplen el factor de seguridad impuesto por la ROM 0.5-05 (2008), no se va a considerar necesaria realizar ninguna actuación sobre el espaldón por lo que se considera que la estructura existente actualmente es suficiente para resistir las fuerzas del nuevo oleaje calculado considerando las sobreelevaciones generadas por el cambio climático en el nivel del mar, las cuales provocan una mayor profundidad a pie de dique y por tanto unas alturas de ola mayores que generan mayores fuerzas sobre el espaldón.

• **Rangos de validez de las formulaciones**

Una vez realizados los cálculos se comprueba que para el caso que se está tratando en este proyecto se cumplan los rangos de validez que permiten el uso de las formulaciones de Molines (20119). A continuación se expone una figura en la que se muestran esos rangos de validez y en la que se valida el cumplimiento de estos rangos:

RANGOS DE VALIDEZ PARA EL USO DE LAS ECUACIONES DE MOLINES			
$0,3 < \gamma_f^* (R_u/R_c) = 0.618 < 0,96$	CUMPLE	$0,066 < (R_c - A_c)/h_f = 0.265 < 0,589$	CUMPLE
$0,0127 < w_c/h_f = 0.023 < 0,266$	CUMPLE	$3,13 < (L_m/B_a)^{0,5} = 6.293 < 6,59$	CUMPLE

Figura 4.10. Rangos de validez de las formulaciones de Molines (2011). (Fuente: Elaboración propia, 2021).

ANEJO N°9: OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



1. Introducción

En 2015, la Organización de las Naciones Unidas aprobó la Agenda 2030 sobre el Desarrollo Sostenible, una oportunidad para que los países y sus sociedades emprendan un nuevo camino con el que mejorar la vida de todos, sin dejar a nadie atrás. La Agenda define un total de 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) de aplicación universal para impulsar el crecimiento económico, el compromiso con las necesidades sociales y la protección del medio ambiente. Esos objetivos son los siguientes:

- ODS 1. Fin de la pobreza.
Poner fin a la pobreza en todas sus formas en todo el mundo.
- ODS 2. Hambre cero.
Poner fin al hambre, lograr la seguridad alimentaria y la mejora de la nutrición y promover la agricultura sostenible.
- ODS 3. Salud y bienestar.
Garantizar una vida sana y promover el bienestar para todos en todas las edades.
- ODS 4. Educación de calidad.
Garantizar una educación inclusiva, equitativa y de calidad y promover oportunidades de aprendizaje durante toda la vida para todos.
- ODS 5. Igualdad de género.
Lograr la igualdad entre los géneros y empoderar a todas las mujeres y las niñas.
- ODS 6. Agua limpia y saneamiento.
Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos.
- ODS 7. Energía asequible y no contaminante.
Garantizar el acceso a una energía asequible, segura, sostenible y moderna para todos.
- ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.
Promover el crecimiento económico sostenido, inclusivo y sostenible, el empleo pleno y productivo y el trabajo decente para todos.
- ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.
Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización sostenible y fomentar la innovación.
- ODS 10. Reducción de las desigualdades.
Reducir la desigualdad en y entre los países.
- ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.
Lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.
- ODS 12. Producción y consumo responsables.
Garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles.
- ODS 13. Acción por el clima.
Adoptar medidas urgentes para combatir el cambio climático y sus efectos.
- ODS 14. Vida submarina.
Conservar y utilizar en forma sostenible los océanos, los mares y los recursos marinos para el desarrollo sostenible.
- ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.
Gestionar sosteniblemente los bosques, luchar contra la desertificación, detener e invertir la degradación de las tierras y detener la pérdida de biodiversidad.
- ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.
Promover sociedades, justas, pacíficas e inclusivas.
- ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.
Revitalizar la Alianza Mundial para el Desarrollo Sostenible

Concretamente, el objeto de este anejo es la **relación del TFG/TFM “Estudio de soluciones para la reparación del dique Norte del puerto de Gandía” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.**

2. Relación del trabajo con los ODS

En este apartado se va a llevar a cabo una breve descripción de la alineación del trabajo con los ODS con los cuales posee un grado de relación más alto. Para conocer este grado de relación se ha dispuesto una tabla (ver figura 1) en la que se marcará dicho grado de relación:

Grado de relación con los objetivos de desarrollo sostenible	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero.				X
ODS 3. Salud y bienestar.				X
ODS 4. Educación de calidad.				X
ODS 5. Igualdad de género.				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				X
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.				X
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.			X	
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.		X		
ODS 10. Reducción de las desigualdades.				X
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.				X
ODS 12. Producción y consumo responsables.		X		
ODS 13. Acción por el clima.	X			
ODS 14. Vida submarina.	X			
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.				X
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.				X

Figura 1. Grado de relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible. (Fuente: Elaboración propia).

• ODS 9. Industria, Innovación e infraestructura

Este proyecto se relaciona con la meta 9.1 ya que con esta reparación se consigue desarrollar una infraestructuras fiables, sostenibles, resiliente y de calidad. Además se trata de una infraestructura que, de forma indirecta, permite el desarrollo económico ya que sin estas obras de abrigo sería imposible realizar operaciones comerciales en los puertos. Además, para el desarrollo de la obra se ha promovido la utilización de recursos con mayor eficacia y siguiendo procesos constructivos limpios y ambientalmente racionales, por lo que también se relaciona con la meta 9.4.

• ODS 12. Producción y consumo responsable

En este caso, se ha buscado alargar la vida útil de la infraestructura sin tener que retirar ninguno de los elementos ya existentes, por lo que se alcanza la meta 12.4 ya que se logra la gestión de productos a lo largo de su ciclo de vida, reutilizándolos y dotándolos de nuevas funciones. Para combatir el cambio climático se ha tenido en cuenta el volumen de hormigón que será utilizado para la creación de los cubípodos como criterio ambiental, ya que como se comenta en este proyecto la producción del hormigón es la responsable del 8% de la cantidad de CO₂ que se vuelca a la atmósfera.

• ODS 13. ACCIÓN POR EL CLIMA

Como medida de adaptación al cambio climático se han tenido en cuenta las sobreelevaciones del nivel del mar que pueden producirse, lo cual esta estrechamente relacionado con las metas 13.1 y 13.2. En concreto se han estudiado las alturas de ola teniendo en cuenta una sobreelevación del nivel del mar de 25 cm aproximadamente para la vida útil calculada en este proyecto, que es de 50 años. El diseño de las distintas soluciones planteadas contempla esta subida del nivel del mar.

• ODS 14. VIDA SUBMARINA

Para analizar las alternativas, se ha tomado un criterio que se relaciona con el factor ambiental tanto en fase de construcción como en fase de explotación, por lo que se tiene en cuenta la vida submarina. Este proyecto se relaciona sobre todo con las meta 14.2.

ANEJO N°10: PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROGRAMA DE OBRAS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	122
2. Proceso constructivo.....	122
2.1 Selección de equipos.....	122
2.2 Proceso constructivo a seguir.....	125
3. Programa de la obra: plazo de ejecución.....	128

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1. Características de la grúa HS 895 HD. (Fuente: SATO - OHL, 2011).
- Figura 2.2. Capacidad de carga de la grúa HS 895 HD. (Fuente: SATO - OHL, 2011).
- Figura 2.3. Características de la grúa flotante. (Fuente: SATO - OHL, 2011).
- Figura 2.4. Retirada de cubos de hormigón. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 2.5. Ejecución de la banquetta contra socavación. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 2.6. Recolocación de los cubos de hormigón. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 2.7. Ejecución de la berma de pie. (Fuente: elaboración propia, 2021).
- Figura 2.8. Ejecución del refuerzo del manto con cubípodos. (Fuente: elaboración propia, 2021).

1. Introducción

El objetivo del presente anejo es definir el proceso constructivo que se va a seguir para llevar a cabo la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía atendiendo siempre a las características de la solución que se ha adoptado (consultar anejo N°8: “Diseño de solución adoptada” si se desean conocer en detalle las características de la solución). A su vez se definirá el programa de trabajos que se va a seguir para la realización de esta reparación, teniendo en cuenta que este está estrechamente ligado con el proceso constructivo adoptado.

Es importante aclarar que este programa de obras es una estimación ya que muchos de los rendimientos que se van a tomar son aproximados, por lo que estos pueden diferir levemente con la realidad, sin embargo, se considera una estimación bastante ajustada y válida para conocer aproximadamente la duración de las obras.

2. Proceso constructivo

En cuanto al proceso constructivo, es de vital importancia definir si se van a utilizar medios marítimos o terrestres para la disposición de las piezas que conformarán el nuevo manto monocapa de cubípodos, la escollera que formará la berma de socavación y la banquetta contra socavación.

En este anejo se va a desarrollar el procedimiento constructivo a seguir para el tramo 3 del tronco del dique, ya que es el tramo de mayor longitud y además es el que mayor complejidad tiene, ya que el tamaño de las piezas a disponer es elevado y precisa de medios marítimos y terrestres para su ejecución

2.1 Selección de los equipos

- **Grúa terrestre**

En cuanto a la elección de la grúa que se va a utilizar para llevar a cabo la colocación de los elementos descritos en este proyecto se ha decidido por consultar el catálogo de grúas de LIEBHERR (2020) en el cual se ha escogido el modelo HS 895 HD. Posteriormente se mostrarán las características de esta grúa.

Como se verá en las características, esta grúa es idónea para la ejecución de la berma de pie ya que se va a disponer de escollera de 2.5 toneladas y esta grúa tiene un alcance de 72 metros para este peso, por lo que es capaz de depositar estos elementos sin ningún problema. Sin embargo hay que tener en cuenta los rendimientos de este tipo de grúa, por lo que puede que se utilicen medios marítimos para la disposición de la escollera para la berma de pie. En cuanto a los cubípodos, estos son de 19 toneladas, lo cual limita el alcance de la grúa a 39 metros, por lo que para la colocación de los cubípodos será preciso disponer de equipos terrestres y marítimos.

Además, el tamaño de esta grúa y la posibilidad de aumentar o disminuir su brazo la hacen idónea ya que el espaldón no supone una limitación para su uso. A continuación se muestran una serie de hojas con las características de esta grúa.

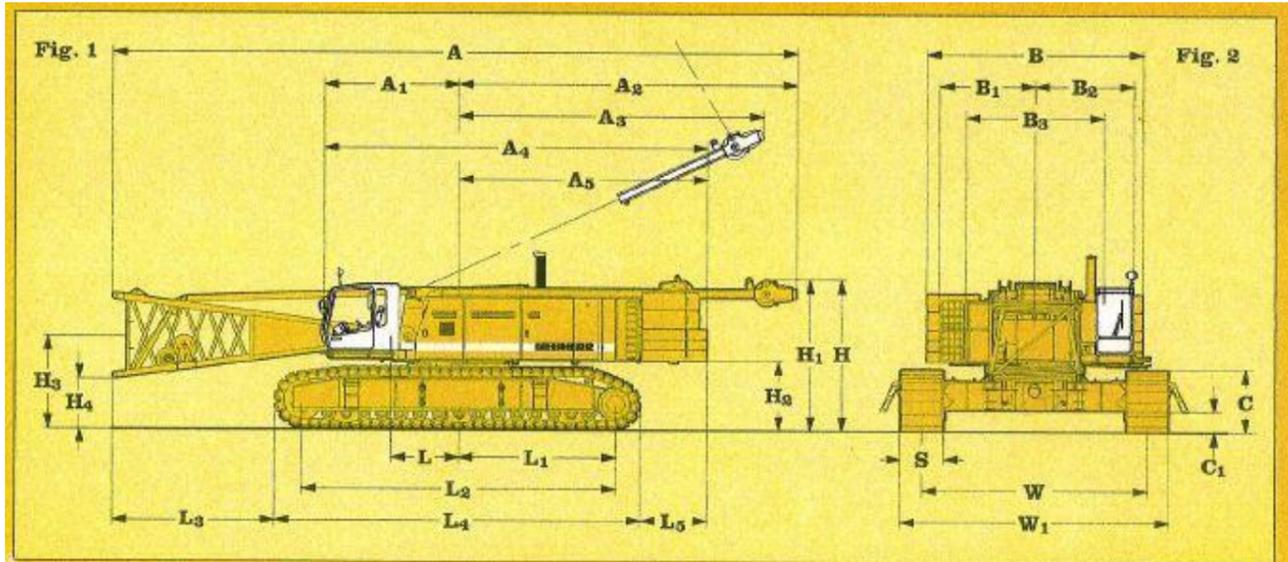


Fig. 1: Dimensions in mm

A Overall length of superstructure with lowered A-frame and boom foot	17500
A ₁ Centre of rotation - front edge of cabin	3240
A ₂ Centre of rotation - lowered A-frame	8560
A ₃ Tail reach- A-frame in working position	7750
A ₄ Length of superstructure	9610
A ₅ Tail swing radius	6370
H Height over counterweight	3480
H ₁ Height over lowered A-frame	3880
H ₂ Ground clearance of superstructure	1710
H ₃ Ground clearance of boom foot pivot	2350
H ₄ Ground clearance of horizontal boom foot	1270

Fig. 2: Dimensions in mm

B Width of counterweight	5480
B ₁ Centre of rotation - outside of superstructure	1750
B ₂ Centre of rotation - outside of cabin in working position	2500
B ₃ Width of superstructure	3500
C Height of crawlers	1590
C ₁ Ground clearance of undercarriage	530
S Width of pads	1100
W Track width of undercarriage	5700
W ₁ Width of undercarriage	6800

L Centre of rotation - boom foot pivot

L Centre of rotation - boom foot pivot	1700
L ₁ Centre of rotation - centre of tumbler	3970
L ₂ Wheel base (centre idler to centre tumbler)	7950
L ₃ Distance from edge of horizontal boom foot to crawler	4100
L ₄ Length of crawlers	9330
L ₅ Distance between rear end of crawler and outside of counterweight	1740

Operating weight and ground pressure

The operating weight includes the basic machine with crawlers, 2 main winches 35 t including wire ropes (150 m) and 20 m main boom, consisting of A-frame, boom foot (7 m), boom head (7 m), boom extension (6 m), and 55.1 t basic counterweight.

with 1100 mm flat pads 169.2 t - 0.97 kg/cm²

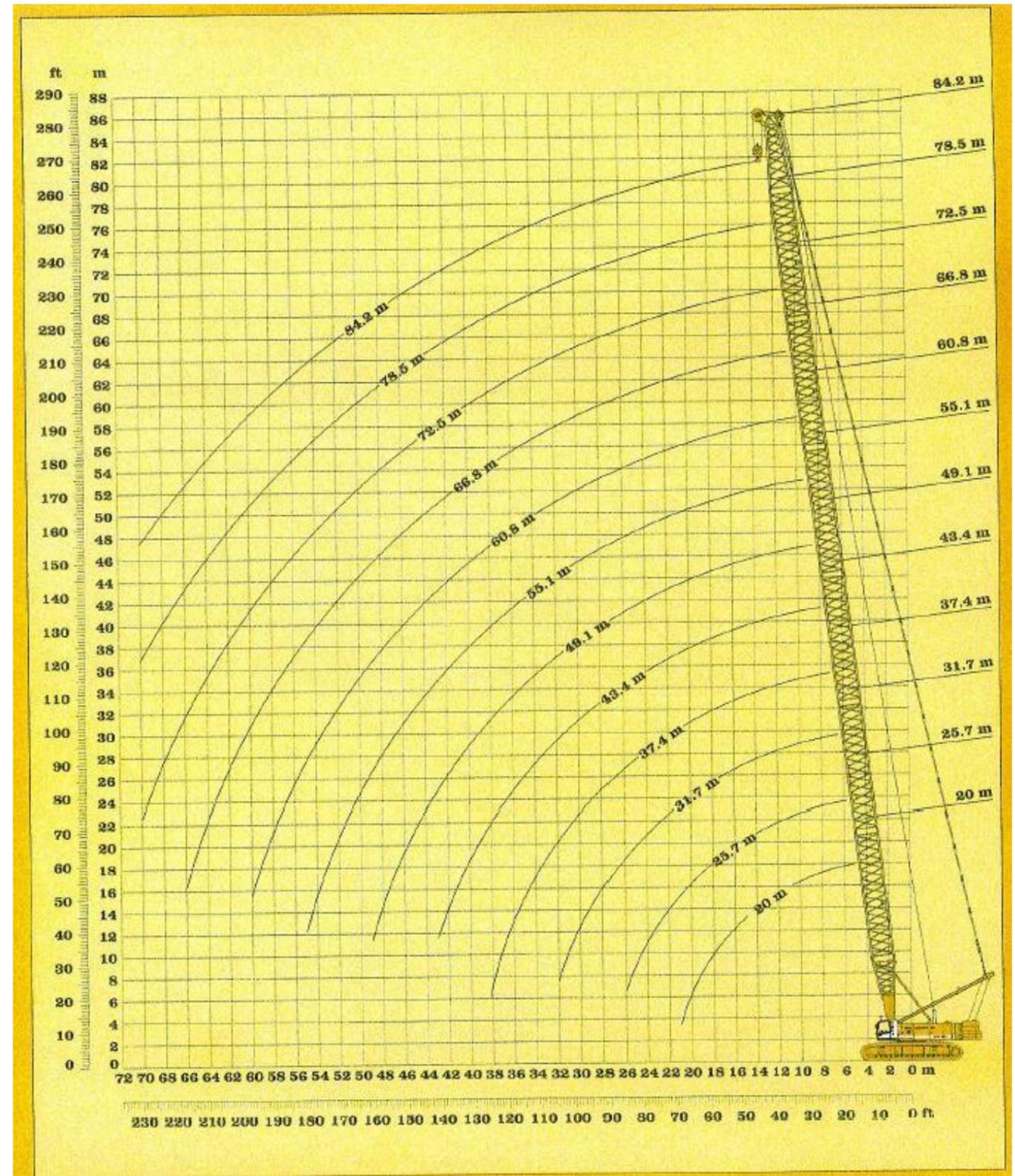


Figura 2.1. Características de la grúa HS 895 HD. (Fuente: LIEBHER, 2020).

• **Grúa flotante sobre pontona**

Como se ha visto, la grúa HS 895 SD cuenta con limitaciones a la hora de llevar a cabo la colocación de los cubípodos para distancias superiores a 39 metros, por lo que es necesario disponer de equipos flotantes que permitan la colocación de estos elementos en los puntos en los que la grúa terrestre no es capaz de actuar. Para ello, tomando como referencia los equipos que se han elegido en el proyecto desarrollado por SATO - OHL. (2011) se ha optado por utilizar la grúa flotante modelo Jerommeke que la hace idónea para los trabajos tanto de retirada como de colocación.

Con esta grúa se retirarán los elementos del manto actual depositados en el fondo, se colocará la escollera para la formación de la banqueta contra socavación, se recolocarán los elementos del manto retirados anteriormente y se colocarán parte de los cubípodos que formarán el nuevo manto principal (se colocarán aquellas piezas que la grúa terrestre no pueda colocar). A continuación se muestran una serie de imágenes en las que se describen las características de esta grúa flotante:

Capacities in metric tons for boom length between 20 m and 84.2 m:
 75.3 t counterweight and 27.0 t earbody counterweight

Boom length (HPT)	20.0 m	25.7 m	31.7 m	37.4 m	43.4 m	49.1 m	55.1 m	60.8 m	66.8 m	72.5 m	78.5 m	* 84.2 m
Radius in (m)	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t
5	**200.0											
6	180.0	155.9										
7	171.9	151.3	130.0	111.9								
8	146.2	136.6	124.4	107.5	92.9	80.7						
9	126.7	119.5	112.2	103.6	89.5	77.6	68.8					
10	108.0	106.2	100.2	95.1	86.4	74.9	66.5	56.6	50.1			
11	94.0	94.3	90.4	86.1	81.6	72.4	64.4	54.8	48.4	41.5	37.5	
12	83.1	83.3	82.2	78.6	74.8	69.9	62.3	52.9	46.7	39.9	36.5	25.5
13	74.4	74.6	74.4	72.2	68.9	65.9	60.3	51.1	45.0	38.3	35.5	25.2
14	67.2	67.4	67.2	66.7	63.7	61.1	58.0	49.2	43.4	36.9	34.5	24.5
15	61.2	61.4	61.2	61.1	59.2	56.9	54.4	47.5	41.7	35.5	33.6	24.6
16	56.1	56.3	56.2	56.0	55.3	53.1	50.9	43.9	40.1	34.1	32.8	24.6
17	51.7	52.0	51.8	51.7	51.3	49.8	47.7	44.5	38.7	32.8	31.9	24.5
18	47.9	48.2	48.0	47.8	47.5	46.8	44.6	42.8	37.5	31.6	31.1	24.5
19	44.5	44.9	44.7	44.5	44.2	44.0	42.3	40.7	36.3	30.6	30.3	24.4
20	41.5	41.9	41.8	41.6	41.3	41.0	40.0	38.5	35.2	29.6	29.5	24.3
21	38.8	39.3	39.1	39.0	38.7	38.4	37.8	36.4	34.0	28.6	28.8	24.0
22		37.0	36.8	36.7	36.3	36.0	35.7	34.5	32.8	27.6	28.1	23.4
23			34.8	34.7	34.5	34.2	33.9	33.6	32.8	31.3	26.6	27.3
24				32.9	32.8	32.6	32.3	32.0	31.6	31.2	29.8	25.6
25					31.1	31.0	30.9	30.6	30.3	29.9	29.6	28.4
26						29.5	29.4	29.3	29.0	28.7	28.3	28.0
27							28.0	27.9	27.5	27.2	26.8	26.5
28								26.6	26.5	26.2	25.9	25.5
29									25.2	24.7	24.3	23.9
30										23.5	23.2	22.8
31											22.2	21.4
32												20.5
33												
34												
35												
36												
37												
38												
39												
40												
41												
42												
43												
44												
45												
46												
47												
48												
49												
50												
51												
52												
53												
54												
55												
56												
57												
58												
59												
60												
61												
62												
63												
64												
65												
66												
67												
68												
69												
70												
71												
72												
Hoist rope reeving minimum	6	5	4	4	3	3	3	2	2	2	2	1

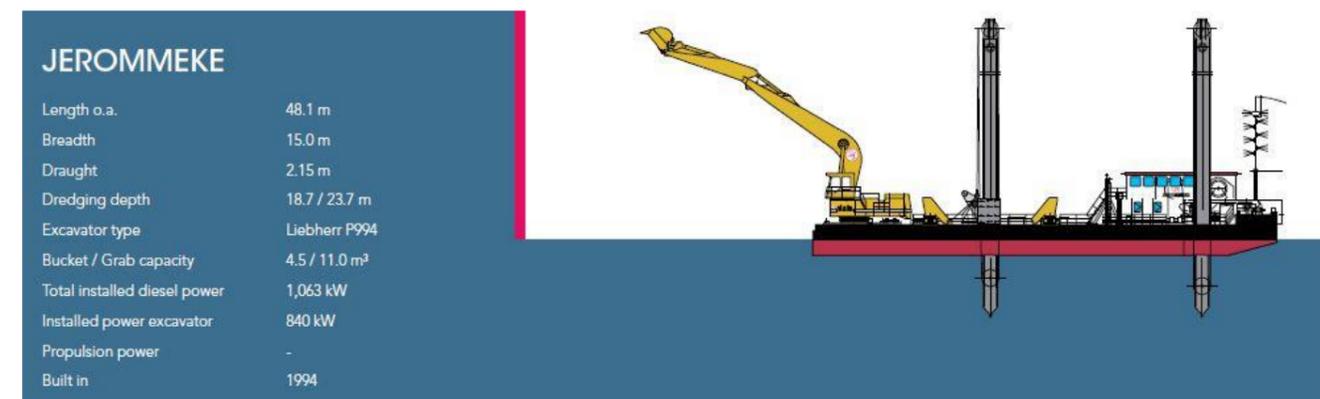


Figura 2.2. Capacidad de carga de la grúa HS 895 HD. (Fuente: LIEBHERR, 2020).

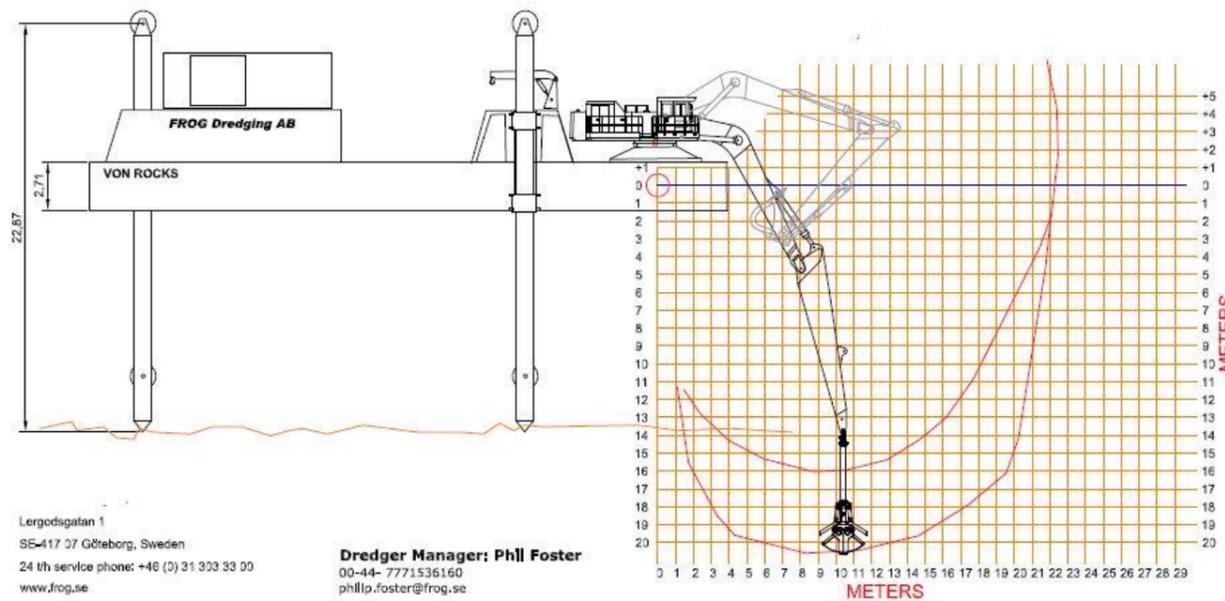


Figura 2.3. Características de la grúa flotante. (Fuente: SATO - OHL, 2011).

2.2 Proceso constructivo

a) Retirada de cubos de hormigón depositados en el fondo

Como se ha visto en el anejo N°5: Averías y objeto del proyecto, debido a la socavación del material del fondo y a la desaparición de la berma contra socavación existente, se produjo un deslizamiento de las piezas del manto principal que genero el depósito de parte de estas piezas en el fondo al pie del dique. Se recomienda consultar el plano N°4-2 para visualizar la sección actual del tramo 3 del tronco en el que se puede visualizar con detalle este detalle.

El objetivo de la solución seleccionada a parte de reforzar el manto es recuperar de nuevo el talud 3H : 1V existente previamente. Para ello será necesario retirar las piezas depositadas en el fondo para posteriormente recolocarlas de nuevo y así recuperar dicho talud. Además para la ejecución de la banqueta contra socavación es necesario retirar estas piezas ya que si no se retiran, no sería posible la ejecución de la misma. Se ha decido utilizar la grúa flotante para la retirada de estos cubos ya que la profundidad es suficiente y con este tipo de medio para el trabajo que se va a realizar, los rendimientos que se obtienen son muy superiores a los que se obtendrían si se usarán medios terrestres. A continuación se muestra una imagen en la que se puede apreciar con mayor detalle esta fase del proceso constructivo que se va a seguir para la ejecución del refuerzo.

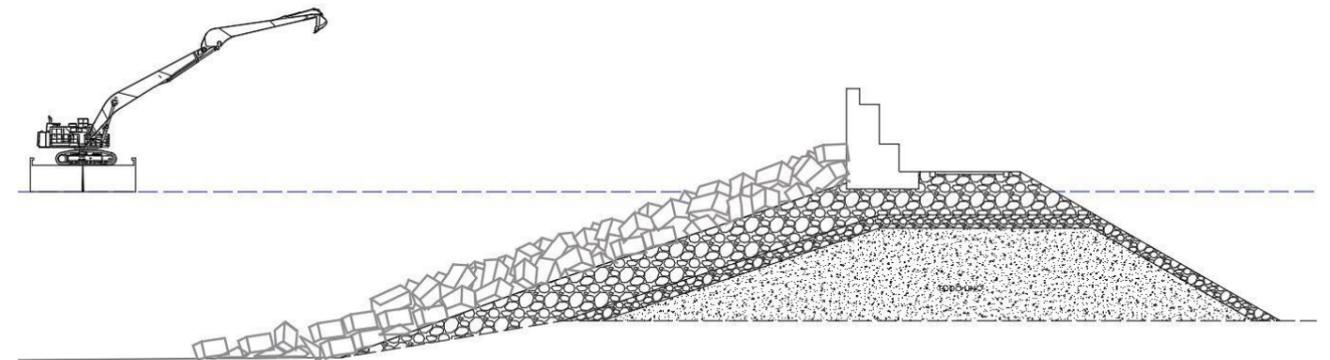


Figura 2.4. Retirada de cubos de hormigón. (Fuente: elaboración propia, 2021).

b) Colocación de escollera para ejecución de banqueteta contra socavación

Como se ha visto en el estudio de soluciones se ha decidido ejecutar una berma contra socavación que, como su propio nombre indica, evita la socavación de la berma de pie. Esta banqueteta se va a ejecutar con escollera de entre 1.5 y 3 toneladas y para su ejecución se ha decidido utilizar la grúa flotante ya que para la colocación de estas piezas es necesario obtener rendimientos elevados debido al elevado número de piezas a disponer, por lo que, el uso de la grúa terrestre disminuiría los rendimientos y aumentaría el plazo final de la obra. A continuación se muestra una imagen en la que se destaca con trazos oblicuos la operación que se realiza en esta fase del proceso.

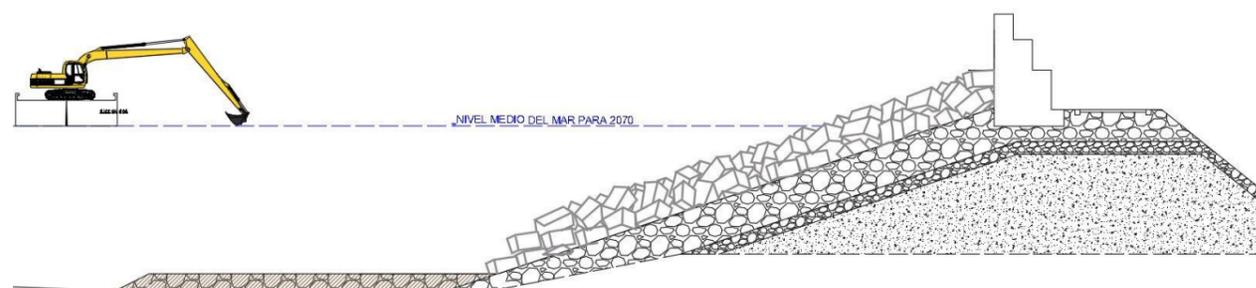


Figura 2.5. Ejecución de la banqueteta contra socavación. (Fuente: elaboración propia, 2021).

c) Recolocación de los cubos de hormigón retirados en la fase a)

Como se ha indicado en la fase a) del proceso, uno de los objetivos de la solución adoptada es recuperar el talud existente previamente al paso del temporal "Gloria". Por esta razón se ha decidido reutilizar los bloques de hormigón retirados en la fase a) para recuperar el talud 3H : 1V. Reutilizando estos elementos se evita la ejecución de nuevas piezas y además se evita también la gestión de residuos, ya que sería necesario demoler estos elementos y depositarlos en vertedero por lo que con la reutilización de estas piezas se consigue un ahorro considerable de los costes. Al igual que para las otras fases, para la recolocación se ha decidido utilizar medios marítimos, es decir, la grúa flotante sobre pontona. A continuación se muestra una imagen en la que se destaca con trazos oblicuos la operación que se realiza en esta fase del proceso.

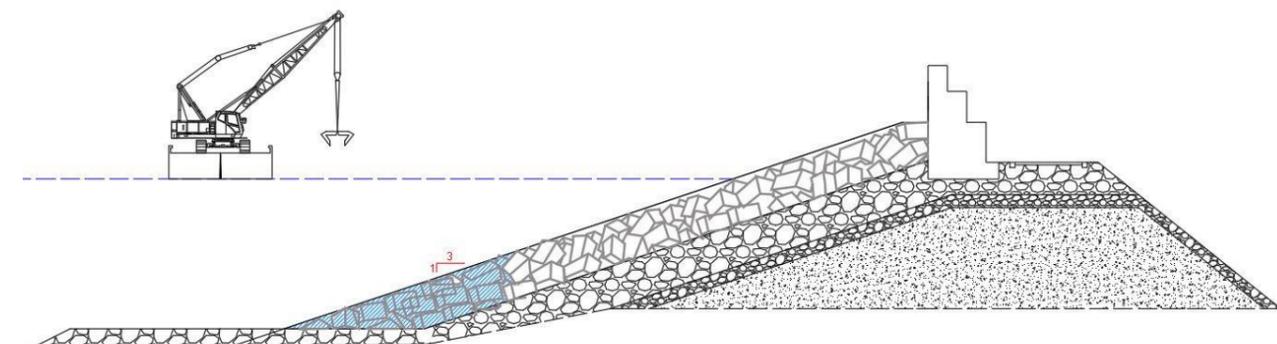


Figura 2.6. Recolocación de los cubos de hormigón. (Fuente: elaboración propia, 2021).

d) Ejecución de la berma de pie

Como se ha indicado en los anejos 7 y 8, la ejecución de la berma de pie es imprescindible para evitar que se vuelvan a producir desperfectos en el dique con la llegada de un nuevo temporal. En este caso se ha optado por disponer escollera natural de 2.5 toneladas. Para la ejecución de esta berma de pie se utilizarán también medios marítimos. En este caso se observa en la figura 2.2 que para la carga de 2.5 toneladas la grúa tiene un alcance de 72 metros por lo que podría utilizarse este equipo para su colocación. Sin embargo, los rendimientos que se obtendrían serían muy pobres por lo que se ha decidido utilizar la grúa sobre pontona flotante para la ejecución de la berma de pie. A continuación se muestra una imagen en la que se destaca con trazos oblicuos la operación que se realiza en esta fase del proceso.

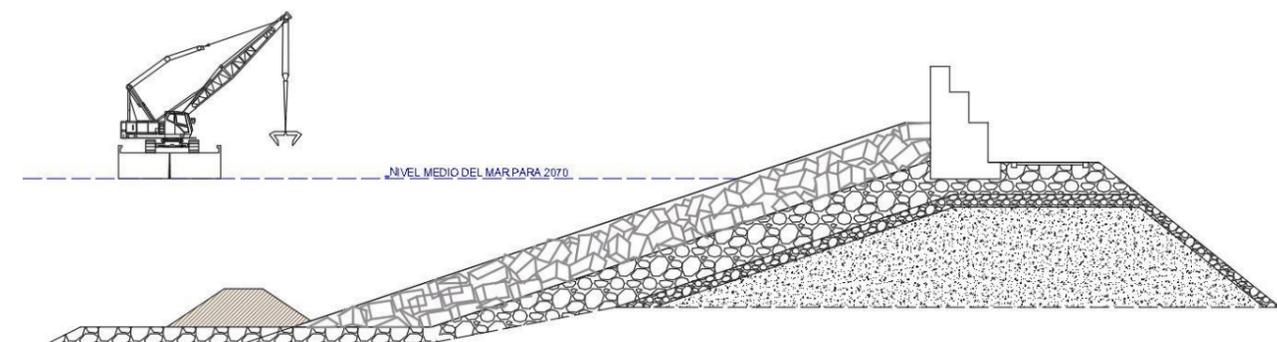


Figura 2.7. Ejecución de la berma de pie. (Fuente: elaboración propia, 2021).

e) Ejecución del refuerzo del manto con cubípodos monocapa

Esta es la última fase del proceso constructivo a seguir y la más condicionante debido a la elevada cantidad de piezas a colocar y al elevado peso de las mismas. En este caso para aumentar los rendimientos de colocación, con el objetivo de reducir en la medida de lo posible los plazos, se ha decidido utilizar medios marítimos y terrestres. En cuanto a los medios terrestres, fijándose en la figura 2.2 se puede apreciar que para cargas de 19 toneladas (peso de los cubípodos a disponer en el tramo 39 el alcance de la grúa es 35 metros. Teniendo en cuenta esta limitación las operaciones que se realizan son:

- En primer lugar se colocan los cubípodos por medios marítimos ya que estos formarán el apoyo de los cubípodos que se coloquen por medios terrestres.
- Colocación de cubípodos de hormigón por medios terrestres teniendo en cuenta la limitación de alcance de 35 metros contados desde el espaldón para la ejecución del refuerzo del manto.

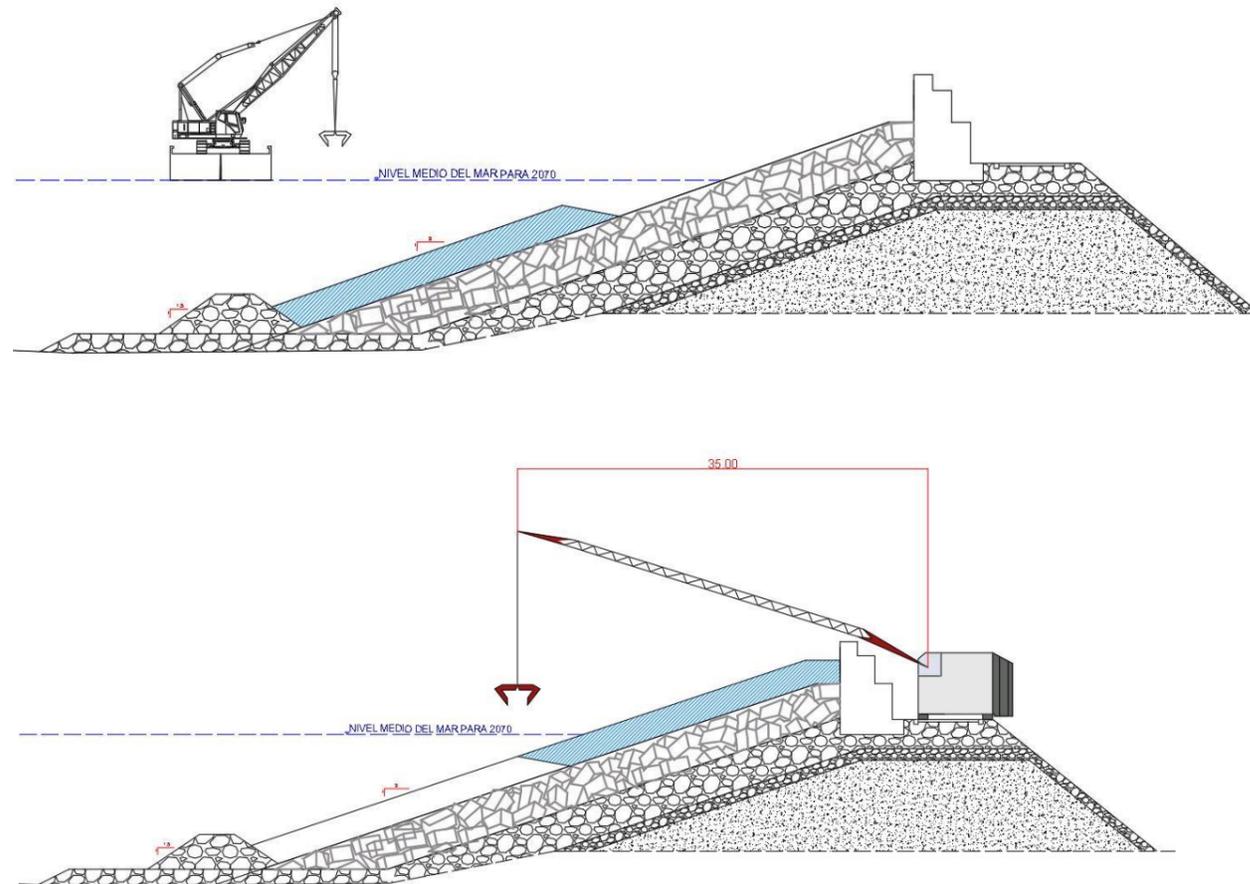


Figura 2.8. Ejecución del refuerzo del manto con cubípodos. (Fuente: elaboración propia, 2021).

ANEJO N°11: VALORACIÓN ECONÓMICA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE

1. Introducción.....	131
2. Precios unitarios	131
3. Mediciones.....	134
4. Valoración económica.....	136
5. Presupuesto base de licitación.....	138

1. Introducción

El objetivo del presente anejo es determinar el coste aproximado de las obras que se van a realizar para llevar a cabo la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía. Para realizar esta valoración económica se han tenido en cuenta los precios que aparecen en proyecto similares, bases de datos o en otros trabajos por lo que puede que no estén actualizados a la situación actual.

2. Precios unitarios

CAPÍTULO 01 ACTUACIONES PREVIAS			
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)
U001.1	PA	Replanteo inicial	
		Partida alzada de replanteo inicial de las obras, incluso toma y procesado de datos	
			80000
U001.2	PA	Preparación de instalaciones auxiliares	
		Partida alzada de puesta en obra de las instalaciones auxiliares	
			50000
U001.3	PA	Imprevistos	
		Partida alzada para la contemplación de imprevistos	
			80000
U001.4	PA	Ensayos	
		Partida alzada a justificar para la realización de investigaciones geotécnicas adicionales en fase de obra	
			20000

CAPÍTULO 02 REPARACIÓN DIQUE DE ABRIGO			
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)
U002.1	T	Escollera natural de más de 1.5 T colocada por medios marítimos Suministro y puesta en obra de escollera natural con medios terrestres con un peso de más de 1.5 T para la ejecución de la banquetta contra socavación, colocada según planos. Totalmente terminada	18.86
U002.2	T	Escollera natural de 2.5 T colocada por medios marítimos Suministro y puesta en obra de escollera natural con medios terrestres con un peso de 6 T para la ejecución de la berma de pie del tramo 3 y el morro, colocada según planos. Totalmente terminada	19.63
U002.3	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubípodos de 10 T Hormigón en masa HM-30 para la creación de bloques de 10 T para formación de la nueva capa del manto exterior del tramo 2 del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.	150.07
U002.4	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubípodos de 19 T Hormigón en masa HM-30 para la creación de bloques de 10 T para formación de la nueva capa del manto exterior del tramo 3 del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.	155.8
U002.5	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubípodos de 41 T Hormigón en masa HM-30 para la creación de bloques de 41 T para formación de la nueva capa del manto exterior del morro del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.	174.72

U002.6	m²	Capa de regularización de grava sobre banquetta contra socavación Suministro y puesta en obra de capa de regularización de grava en berma contra socavación para regularización del apoyo de la berma de pie, incluso nivelado y perfilado. Terminada	27.21
U002.7	m³	Recolocación de bloques de hormigón del fondo por medios marítimos Recogida y recolocación de los bloques de hormigón de 24 y 36 T los cuales fueron arrastrados al fondo para la regularización del talud exterior del manto 3H : 1V	24.52

CAPÍTULO 03 SEGURIDAD Y SALUD			
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)
UO03.1	U	Seguridad y salud	
		Seguridad y salud	
			120000

CAPÍTULO 04 GESTIÓN DE RESIDUOS			
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)
UO04.1	T	Gestión de residuos	
		Clasificación y recogida selectiva de residuos de construcción y demolición de carácter no peligroso mediante medios manuales y mecánicos de los residuos y su depósito en la zona principal de almacenamiento de residuos de la obra, así como carga y transporte a planta de valorización por transportista autorizado (por la Consejería de Medio Ambiente), a una distancia mayor de 10 km. y menor de 20 km., considerando ida y vuelta, en camiones de hasta 20 t. de peso, cargados con pala cargadora incluso canon de entrada a planta, sin medidas de protección colectivas.	
			10.46

CAPÍTULO 05 OPERACIONES COMPLEMENTARIAS			
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)
UO05.1	PA	Control de calidad	
		Partida alzada para el control de calidad	
			50000
UO05.2	PA	Remates y actuaciones complementarias	
		Partida alzada para las operaciones de remate	
			70000

3. Mediciones

CAPÍTULO 01 ACTUACIONES PREVIAS			
Código	Unidad	Descripción	Medición
U001.1	PA	Replanteo inicial	
		Partida alzada de replanteo inicial de las obras, incluso toma y procesado de datos	
			TOTAL: 1.00
U001.2	PA	Preparación de instalaciones auxiliares	
		Partida alzada de puesta en obra de las instalaciones auxiliares	
			TOTAL: 1.00
U001.3	PA	Imprevistos	
		Partida alzada para la contemplación de imprevistos	
			TOTAL: 1.00
U001.4	PA	Ensayos	
		Partida alzada a justificar para la realización de investigaciones geotécnicas adicionales en fase de obra	
			TOTAL: 1.00

CAPÍTULO 02 REPARACIÓN DIQUE DE ABRIGO			
Código	Unidad	Descripción	Medición
U002.1	T	Escollera natural de más de 1.5 T colocada por medios marítimos	
		Suministro y puesta en obra de escollera natural con medios marítimos con un peso de entre 1.5 y 3 T para la ejecución de la banquetta contra socavación, colocada según planos. Totalmente terminada	
	Tramo 2		2375.46
	Tramo 3		5726.12
	Morro		1117.77
			TOTAL: 9219.35
U002.2	T	Escollera natural de 2.5 T colocada por medios marítimos	
		Suministro y puesta en obra de escollera natural con medios marítimos con un peso de más de 1.5 T para la ejecución de la berma de pie, colocada según planos. Totalmente terminada	
	Tramo 2		3438.55
	Tramo 3		5666.80
	Morro		553.09
			TOTAL: 9658.44
U002.3	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubípodos de 10 T	
		Hormigón en masa HM-20 para la creación de bloques de 10 T para formación de la nueva capa del manto exterior del tramo 2 del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.	
	Tramo 2		6366.996
			TOTAL: 6367.00

U002.4	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubípodos de 19 T	
		Hormigón en masa HM-20 para la creación de bloques de 10 T para formación de la nueva capa del manto exterior del tramo 3 del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.	
	Tramo 3		19622.05
			TOTAL: 19622.05
U002.5	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubípodos de 41 T	
		Hormigón en masa HM-20 para la creación de bloques de 41 T para formación de la nueva capa del manto exterior del morro del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.	
	Morro		5218.85
			TOTAL: 5218.85
U002.6	m²	Capa de regularización de grava sobre banquetta contra socavación	
		Suministro y puesta en obra de capa de regularización de grava en berma contra socavación para regularización del apoyo de la berma de pie, incluso nivelado y perfilado. Terminada	
	Tramo 2		1831.35
	Tramo 3		3461.92
	Morro		3485.13
			TOTAL: 8778.4
U002.7	T	Recolocación de bloques de hormigón del fondo por medios marítimos	
		Recogida y recolocación de los bloques de hormigón de 24 y 36 T los cuales fueron arrastrados al fondo para la regularización del talud exterior del manto 3H : 1V	4396.86
			TOTAL: 4396.86

CAPÍTULO 03 SEGURIDAD Y SALUD			
Código	Unidad	Descripción	Medición
U003.1	U	Seguridad y salud	
		Seguridad y salud	
			TOTAL: 1.00

CAPÍTULO 04 GESTIÓN DE RESIDUOS			
Código	Unidad	Descripción	Medición
U004.1	T	Gestión de residuos	
		Clasificación y recogida selectiva de residuos de construcción y demolición de carácter no peligroso mediante medios manuales y mecánicos de los residuos y su depósito en la zona principal de almacenamiento de residuos de la obra, así como carga y transporte a planta de valorización por transportista autorizado (por la Consejería de Medio Ambiente), a una distancia mayor de 10 km. y menor de 20 km., considerando ida y vuelta, en camiones de hasta 20 t. de peso, cargados con pala cargadora incluso canon de entrada a planta, sin medidas de protección colectivas.	
			TOTAL: 3800.00

CAPÍTULO 05 OPERACIONES COMPLEMENTARIAS			
Código	Unidad	Descripción	Medición
U005.1	PA	Control de calidad	
		Partida alzada para el control de calidad	
			TOTAL: 1.00
U005.2	PA	Remates y actuaciones complementarias	
		Partida alzada para las operaciones de remate	
			TOTAL: 1.00

4. Valoración económica

CAPÍTULO 01 ACTUACIONES PREVIAS					
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)	MEDICIÓN	IMPORTE (€)
U001.1	PA	Replanteo inicial Partida alzada de replanteo inicial de las obras, incluso toma y procesado de datos	80000	1	80000
U001.2	PA	Preparación de instalaciones auxiliares Partida alzada de puesta en obra de las instalaciones auxiliares	5000	1	50000
U001.3	PA	Imprevistos Partida alzada para la contemplación de imprevistos	80000	1	80000
U001.4	PA	Ensayos Partida alzada a justificar para la realización de investigaciones geotécnicas adicionales en fase de obra	20000	1	20000

CAPÍTULO 02 REPARACIÓN DIQUE DE ABRIGO					
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)	MEDICIÓN	IMPORTE (€)
U002.1	T	Escollera natural de más de 1.5 T colocada por medios marítimos Suministro y puesta en obra de escollera natural con medios terrestres con un peso de más de 1.5 T para la ejecución de la banquetta contra socavación, colocada según planos. Totalmente terminada	18.86	9219.35	173876.94
U002.2	T	Escollera natural de 2.5 T colocada por medios marítimos Suministro y puesta en obra de escollera natural con medios terrestres con un peso de 6 T para la ejecución de la berma de pie del tramo 3 y el morro, colocada según planos. Totalmente terminada	19.63	9658.44	189595.18
U002.3	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubípodos de 10 T Hormigón en masa HM-30 para la creación de bloques de 10 T para formación de la nueva capa del manto exterior del tramo 2 del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.	150.07	6367.00	955495.69
U002.4	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubípodos de 19 T Hormigón en masa HM-30 para la creación de bloques de 10 T para formación de la nueva capa del manto exterior del tramo 3 del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.	155.8	19622.05	3057115.39

U002.5	m³	Hormigón en masa para la ejecución de cubipodos de 41 T Hormigón en masa HM-30 para la creación de bloques de 41 T para formación de la nueva capa del manto exterior del morro del dique en talud, incluso acopio y operaciones previas para su correcta ejecución, totalmente colocado en su posición prefijada en el manto.			
			174.72	5218.85	911837.47
U002.6	m²	Capa de regularización de grava sobre banqueteta contra socavación Suministro y puesta en obra de capa de regularización de grava en berma contra socavación para regularización del apoyo de la berma de pie, incluso nivelado y perfilado. Terminada			
			27.21	8778.4	238860.26
U002.7	m³	Recolocación de bloques de hormigón del fondo por medios marítimos Recogida y recolocación de los bloques de hormigón de 24 y 36 T los cuales fueron arrastrados al fondo para la regularización del talud exterior del manto 3H : 1V			
			24.52	4396.86	107811.01

CAPÍTULO 03 SEGURIDAD Y SALUD					
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)	MEDICIÓN	IMPORTE (€)
U003.1	U	Seguridad y salud			
		Seguridad y salud			
			120000	1	120000

CAPÍTULO 04 GESTIÓN DE RESIDUOS					
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)	MEDICIÓN	IMPORTE (€)
U004.1	T	Gestión de residuos			
		Clasificación y recogida selectiva de residuos de construcción y demolición de carácter no peligroso mediante medios manuales y mecánicos de los residuos y su depósito en la zona principal de almacenamiento de residuos de la obra, así como carga y transporte a planta de valorización por transportista autorizado (por la Consejería de Medio Ambiente), a una distancia mayor de 10 km. y menor de 20 km., considerando ida y vuelta, en camiones de hasta 20 t. de peso, cargados con pala cargadora incluso canon de entrada a planta, sin medidas de protección colectivas.			
			10.46	3800	39748.0

CAPÍTULO 05 OPERACIONES COMPLEMENTARIAS					
Código	Unidad	Descripción	PRECIO (€)	MEDICIÓN	IMPORTE (€)
U005.1	PA	Control de calidad			
		Partida alzada para el control de calidad	50000.00	1	50000
U005.2	PA	Remates y actuaciones complementarias			
		Partida alzada para las operaciones de remate	70000.00	1	70000

5. Presupuesto base de licitación

CAPÍTULO	RESUMEN	COSTE (€)
01	ACTUACIONES PREVIAS	230.000,00
02	REPARACIÓN DIQUE DE ABRIGO	5.634.591,94
03	SEGURIDAD Y SALUD	120.000,00
04	GESTIÓN DE RESIDUOS	39.748,00
05	OPERACIONES COMPLEMENTARIAS	120.000,00
TOTAL EJECUCIÓN MATERIAL(€)		6.144.339,94
13% de Gastos Generales		798.764,19
6% de Beneficio Industrial		368.660,40
TOTAL (€)		7.311.764,53
21% de I.V.A		1.535.470,60
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (€)		8.847.235,08

Asciende la presente certificación a la expresada cantidad de OCHO MILLONES OCHOCIENTOS CUARENTA Y SIETE MIL DOSCIENTOS TREINTA Y CINCO euros con OCHO céntimos.

Firmado por Alejandro García Cárcel,
 Valencia a 25 de junio de 2021



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Anejo N°1: Localización y accesos

- Generalitat Valenciana GVA (2021). *Departamento de Gandía*. Recuperado 5 de febrero de 2021 <http://gandia.san.gva.es/portada>
- Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. (2020). N-337. Recuperado 5 de febrero de 2021, de <https://www.mitma.gob.es/carreteras/nuevos-tramos-en-servicio/n-337-gandia>.
- Instituto Geográfico Nacional. (2020). Mapa de comunidades autónomas. Recuperado 5 de febrero de 2021, de https://www.ign.es/espmap/mapas_spain_bach/pdf/Espana_Mapas_01_texto_2.pdf.
- Valenciaport (2021). *Accesos*. Recuperado 3 de febrero de 2021, de <https://www.valenciaport.com/comunidad/gandia/accesos/>.
- Valenciaport (2021). *Entra en funcionamiento el nuevo acceso sur al puerto de Gandía*. Recuperado 3 de febrero de 2021, de <https://www.valenciaport.com/entra-en-funcionamiento-el-nuevo-acceso-sur-al-puerto-de-gandia/>.

Anejo N°2: Antecedentes

- Carbonell, J.P (2020). *Medición y cartografiado de la costa valenciana tras el paso del temporal Gloria*. Universidad Politécnica de Valencia. Recuperado 8 de febrero de 2021, de <http://cgat.webs.upv.es/medicion-y-cartografiado-de-la-costa-valenciana-tras-el-paso-del-temporal-gloria/>.
- Gimeno, F. (2007). *Història del Port de Gandia*. Centre de estudis Alfons el Vell.
- Puertos del Estado (2020). *Temporal Gloria: Las boyas y mareógrafos del estado registran valores récord en el Mediterráneo Occidental*. Recuperado 8 de febrero de 2021, de <http://www.puertos.es/es-es/Paginas/Noticias/BorrascaGloria2020.aspx>
- Valenciaport (1895). *Diques Norte y Sur*. Autoridad Portuaria de Valencia.
- Valenciaport (1935). *Proyecto de prolongación del dique-rompeolas Norte*. Autoridad Portuaria de Valencia.
- Valenciaport (1981). *Proyecto de refuerzo de la escollera del Puerto de Gandía*. Autoridad Portuaria de Valencia.
- Valenciaport (2003). *Proyecto de mejora del dique Norte y contradique en el Puerto de Gandía*. Autoridad Portuaria de Valencia.

Estudio de soluciones para la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía.

- Valenciaport (2014). *Proyecto de refuerzo de la escollera del dique Norte del Puerto de Gandía*. Autoridad Portuaria de Valencia.
- Valenciaport (2021). *Terminales e instalaciones*. Recuperado 12 de febrero de 2021, de <https://www.valenciaport.com/autoridad-portuaria/infraestructuras/terminales-e-instalaciones/puerto-de-gandia/>.

Anejo N°3: Geología y Geotecnia

- Instituto Geológico y Minero de España, IGME (1973). *Mapa Geotécnico*. Ministerio de Ciencia e Innovación. Recuperado 18 de febrero de 2021, de http://info.igme.es/cartografiadigital/datos/Geotecnico200/pdfs/Editado64_Geotecnico200.pdf
- Instituto Geológico y Minero de España, IGME (1973). *Mapa Geológico*. Ministerio de Ciencia e Innovación. Recuperado 18 de febrero de 2021, de <http://info.igme.es/cartografiadigital/geologica/Default.aspx?language=es>

Anejo N°4: Batimetría y topografía

- Navionics chartviewer. (s. f.). Recuperado 13 de marzo de 2021, de <https://webapp.navionics.com/?lang=es#boating@7&key=mcbnFcjqA>
- Valenciaport (2019). *Proyecto de renovación del calado de la dársena Serpís, canal de entrada y bocana del puerto de Gandía (Valencia)*. Autoridad Portuaria de Valencia.

Autor: Alejandro García Cárcel

- Valenciaport (2020). *Batimetría General del Puerto de Gandía*. Autoridad Portuaria de Valencia.

Anejo N°6: Clima marítimo y estudio del nivel del mar

- Airy, G.B (1845). *Tides and Waves*, Encycloped. Metropolitana, 5, Art. 525-528, London.
- Kersting, D.K. (2016). *Cambio climático en el medio marino español: impactos. Vulnerabilidad y adaptación*. Ministerio de Agricultura, Alimentación y medio ambiente. Recuperado 20 de febrero de 2021, de https://www.miteco.gob.es/es/cambio-climatico/temas/impactos-vulnerabilidad-y-adaptacion/kersting_2016_cambio_climatico_medio_marino_tcm30-70535.pdf
- Iñigo J., Rodríguez L., Izaguirre C., Simal P.D. (2014). *Cambio climático en la costa española*. Ministerio de Agricultura, Alimentación y medio ambiente. Recuperado 20 de febrero de 2021, de https://www.miteco.gob.es/es/cambio-climatico/temas/impactos-vulnerabilidad-y-adaptacion/2014%20INFORME%20C3E%20final_tcm30-178459.pdf
- Instituto de Hidráulica Ambiental (2014). *Visor MARUCA*. Universidad de Cantabria. Recuperado 5 de marzo de 2021, de <http://maruca.ihcantabria.com/>
- Instituto Español de Oceanografía - IEO (2010). *Tendencias del nivel del mar en el Mar Mediterráneo*. Recuperado 27 de febrero de 2021, de http://www.ma.ieo.es/qcc/cambio_climatico_reedicion.pdf

Estudio de soluciones para la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía.

- Palomino Monzón, M.C. y Almazán, J.L. (2001). *Descripción, medida y análisis del oleaje*. Universidad Politécnica de Madrid. Recuperado 5 de marzo de 2021, de <http://www.almazan-ingenieros.es/data/archivo/Descripcion,%20medida%20y%20análisis%20del%20oleaje.pdf>
- Puertos del Estado (2000). *Programa de recomendaciones de obras marítimas (ROM) 0.0-0.1. Procedimiento general y bases de cálculo*. Ministerio de Fomento. Recuperado 3 de marzo de 2021, de https://widispe.puertos.es/rom/storage/public/docROM/ROM%200_0-01.pdf
- Puertos del Estado (2018). *Datos históricos de oleaje: extremos máximos de oleaje por direcciones. Boya de Valencia*. Ministerio de Fomento. Recuperado 25 de febrero de 2021, de https://bancodatos.puertos.es/BD/informes/extremales/EXT_1_2_2630.pdf
- Puertos del Estado (2018). *REDMAR: Informe Anual 2018 Gandía*. Ministerio de Fomento. Recuperado 25 de febrero de 2021, de <https://bancodatos.puertos.es/BD/informes/anuales/3/3656N18.pdf>
- Puertos del Estado (S.f). *Predicción del oleaje, nivel del mar; Boyas y mareógrafos*. Recuperado 20 de febrero de 2021, de <http://www.puertos.es/es-es/oceanografia/Paginas/portus.aspx>
- Puertos del Estado (S.f). *ROM-wipeside*. Recuperado 3 de marzo de 2021, de <http://www.puertos.es/es-es/ROM>

Anejo N°7: Estudio de soluciones

- *AHP - Analytc Hierarchy Process (2011)*. Universidad Politécnica de Valencia. Recuperado 21 de abril de 2021, de <https://www.youtube.com/watch?v=SVivfG6laaw>
- Burchart, H.F., Howell, G.L., y Liu, Z. (1998). *On the determination of the concrete armour unit stresses including specific results related to dolosse*. Coastal Engineering.
- Martínez Martín, C. (2018). *Estudio de soluciones para la mejora del dique Este del puerto de Barcelona (España)*. Proyecto Fin de Carrera de la ETSICCP de la Universidad Politécnica de Valencia.
- CYPE Ingenieros, S.A. (s. f.). *Generador de precios de la construcción – Precio en España de m³ de escollera*. Recuperado 5 de mayo de 2021, de http://www.generadordeprecios.info/espacios_urbanos/calculaprecio.asp?Valor=2|0_0|2|CCE010|cce_010:c4_0_25c12_0_10#gsc.tab=0
- EADIC, escuela de ingeniería y arquitectura en Madrid (2012). *Obras portuarias: elementos de un dique en talud*. Recuperado de 6 abril de 2021, de <https://www.eadic.com/obras-portuarias-elementos-dique-talud/>
- EHE-08. (2008). *Instrucción de hormigón estructural*. Ministerio de la Presidencia, España. REAL DECRETO 1247/2008, de 18 de Julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE – 08).
- Eurotop. (2007). *European Manual for the Assesment of Wave Overtopping*. Eds. Pullen, T. Allsop, N.W.H. Bruce, T. Kortenhaus, A. Schüttrumpf, H. y Van der Meer.

Estudio de soluciones para la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía.

- Hudson, R.Y. (1959). *Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters*. Journal of Waterways and Harbors Division.
- Medina, J. R., & Gómez-Martín, M. E, Corredor, A. y Santos, M. (2010). *Diseño de diques en talud con el manto principal de cubípodos*. Revista de Obras Públicas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Medina, J. R., & Gómez-Martín, M. E. (2015). *Manual del cubípedo 2015*. Universitat Politècnica de València.
- Molines, J. (2009). *Estabilidad de espaldones de diques en talud con mantos de cubos y Cubípodos. Aplicación al dique de abrigo en Gandía (Valencia)*. Proyecto Fin de Carrera de la ETSICCP de la Universidad Politécnica de Valencia.
- Pardo, V., Molines, J. y Medina, J.R. (2011). *Las mallas de colocación de cubos y cubípodos y la porosidad del manto principal de los diques en talud*. Universidad Politécnica de Madrid. XI jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos.
- Smolka, E., Zarranz, G. y Molines, J. (2009). *Estudio experimental del rebase de un dique en talud de cubípodos. Libro de las X Jornadas Españolas de Puertos y Costas*. Universidad de Cantabria – Adif Congresos.
- UNE-EN 13383-1. (2003). *Escolleras. Parte I: Especificaciones*. Recuperado 15 de mayo de 2021, de <https://www.une.org/encuentra-tu-norma/busca-tu-norma/norma/?c=N0028772> .
- Yepes, V (2018). *Proceso Analítico Jerárquico (Analytc Hierarchy Process – AHP)*. El blog de Víctor Yepes. Recuperado 21 de abril de 2021, de <https://victoryepes.blogs.upv.es/2018/11/27/proceso-analitico-jerarquico-ahp/>.

Anejo N°8: Diseño de la solución adoptada

- Medina, J. R., & Gómez-Martín, M. E. (2015). *Manual del cubípedo 2015*. Universitat Politècnica de València.
- SATO - OHL. (2011). *Habilitación y mejora de dársena exterior y abrigo exterior de san Andrés*. Autoridad Portuaria de Málaga.
- Martínez Martín, C. (2018). *Estudio de soluciones para la mejora del dique Este del puerto de Barcelona (España)*. Proyecto Fin de Carrera de la ETSICCP de la Universidad Politécnica de Valencia.

Anejo N°9: ODS

- Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos Canales y Puertos (2021). *Información para el estudiantado sobre el Anexo al Trabajo Fin de Grado/Máster que describe su relación con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030 de Naciones Unidas*. Universidad Politécnica de Valencia. Recuperado 12 de junio de 2021 de <https://www.cam.upv.es/web/expl.aspx?id= REPOSITORIO\Informaci%C3%B3n%20sobre%20Anexo%20ODS-TFT.pdf>

Estudio de soluciones para la reparación del dique Norte del Puerto de Gandía.

Anejo Nº10: Proceso constructivo y programa de obras

- SATO - OHL. (2011). *Habilitación y mejora de dársena exterior y abrigo exterior de san Andrés*.
Autoridad Portuaria de Málaga.

- LIEBHER. (2020). *Serie de grúas sobre orugas*. Recuperado 15 de junio de 2021, de
<https://www.liebherr.com/es/int/productos/gr%C3%BAas-automotrices-y-sobre-orugas/gr%C3%BAas-sobre-orugas/gr%C3%BAas-sobre-orugas-lr/la-elevacion-por-excelencia.htm>

DOCUMENTO N°2: PLANOS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ÍNDICE DE PLANOS

- PLANO Nº1.- EMPLAZAMIENTO
- PLANO Nº2.- ASIGNACIÓN DE USOS
- PLANO Nº3.- ESTADO PREVIO AL TEMPORAL: PLANTA Y SECCIONES
- PLANO Nº4.- ESTADO ACTUAL
 - PLANO Nº4-1: PLANTA Y ALZADO
 - PLANO Nº4-2: SECCIÓN A-A'
- PLANO Nº5.- BATIMETRÍA
- PLANO Nº6.- SECCIONES TRANSVERSALES DE LAS ALTERNATIVAS
- PLANO Nº7.- PLANTA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA
- PLANO Nº8.- SECCIONES TRANSVERSALES REPARADAS
- PLANO Nº9.- DIMENSIONES DE CUBÍPODOS
- PLANO Nº10.- PROCESO CONSTRUCTIVO



SITUACIÓN



LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA



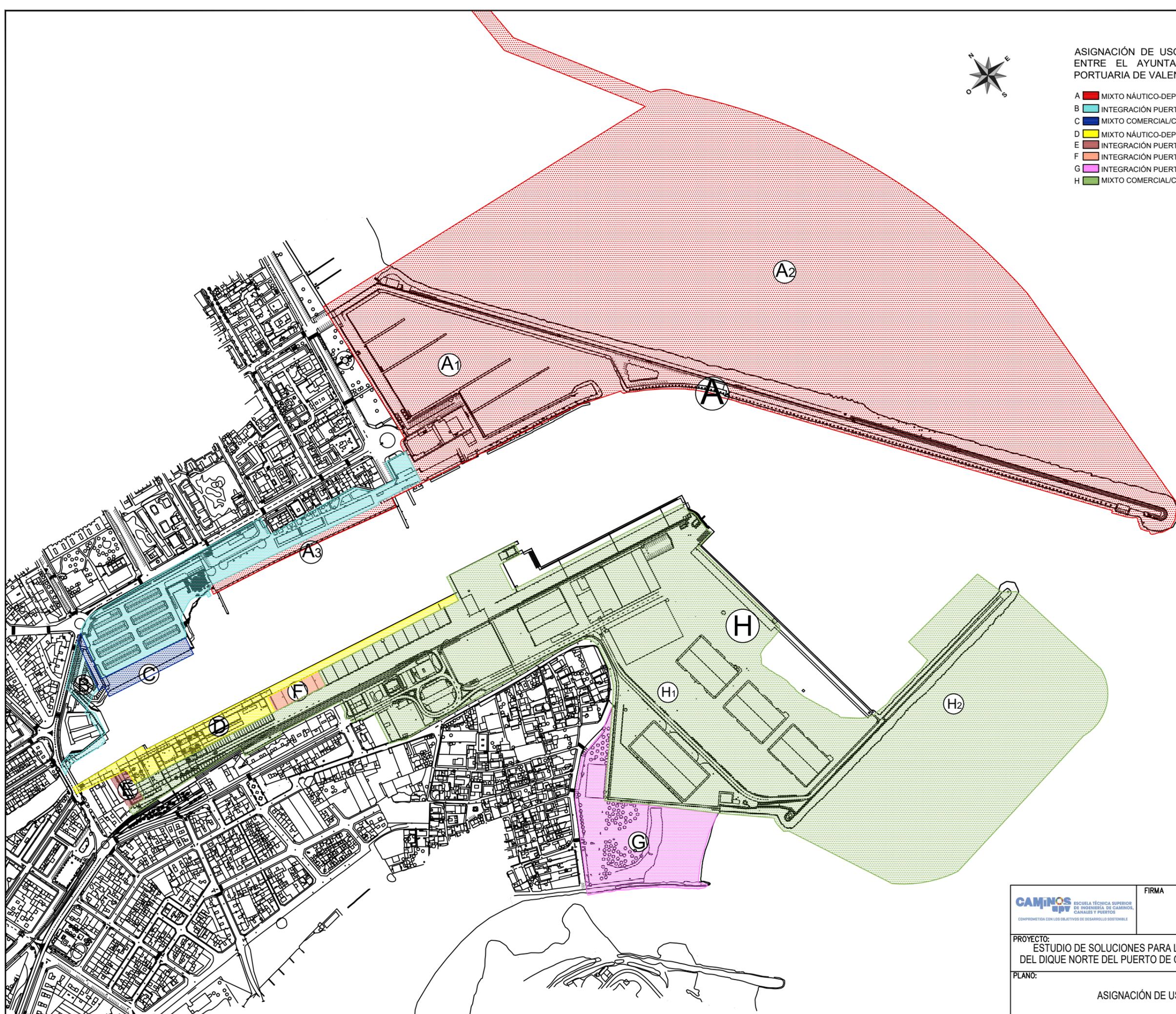
EMPLAZAMIENTO

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS COMPROMETIDA CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE	FIRMA 	ESCALA:	Nº PLANO
		VARIAS	1
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)		FECHA JUNIO 2020	
PLANO: ESMPLAZAMIENTO		ALUMNO: GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO	
		TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER	

ASIGNACIÓN DE USOS SEGÚN CONVENIO DE COLABORACIÓN ENTRE EL AYUNTAMIENTO DE GANDIA Y LA AUTORIDAD PORTUARIA DE VALENCIA (30 marzo de 2012)



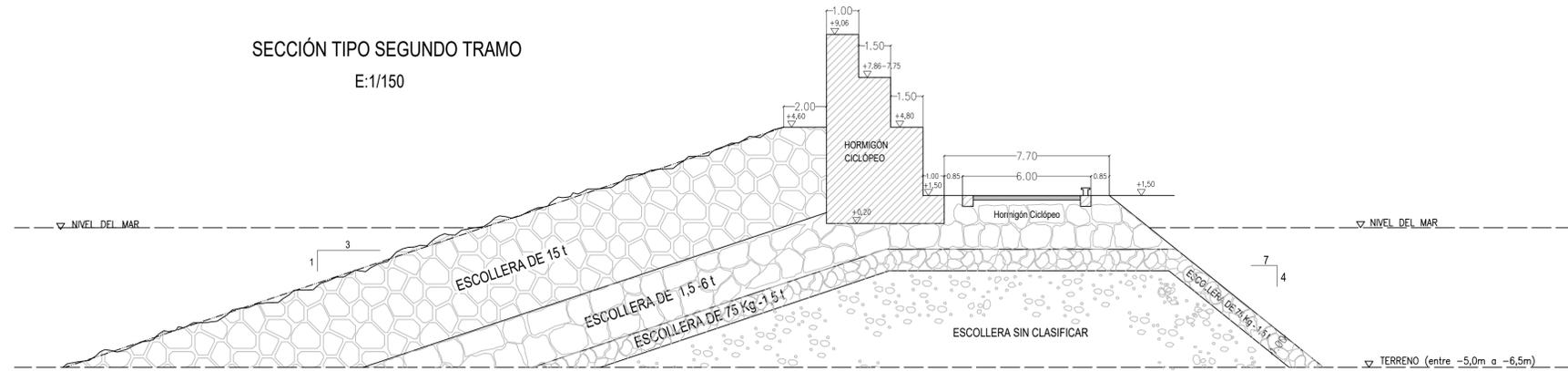
- A ■ MIXTO NÁUTICO-DEPORTIVO/COMPLEMENTARIO
- B ■ INTEGRACIÓN PUERTO-CIUDAD
- C ■ MIXTO COMERCIAL/COMPLEMENTARIO
- D ■ MIXTO NÁUTICO-DEPORTIVO/COMPLEMENTARIO
- E ■ INTEGRACIÓN PUERTO-CIUDAD
- F ■ INTEGRACIÓN PUERTO-CIUDAD
- G ■ INTEGRACIÓN PUERTO-CIUDAD
- H ■ MIXTO COMERCIAL/COMPLEMENTARIO



	FIRMA	ESCALA:	Nº PLANO
		1 : 4000	2
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)		FECHA	ALUMNO:
PLANO: ASIGNACIÓN DE USOS		JUNIO 2020	GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO
		TUTOR:	GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER

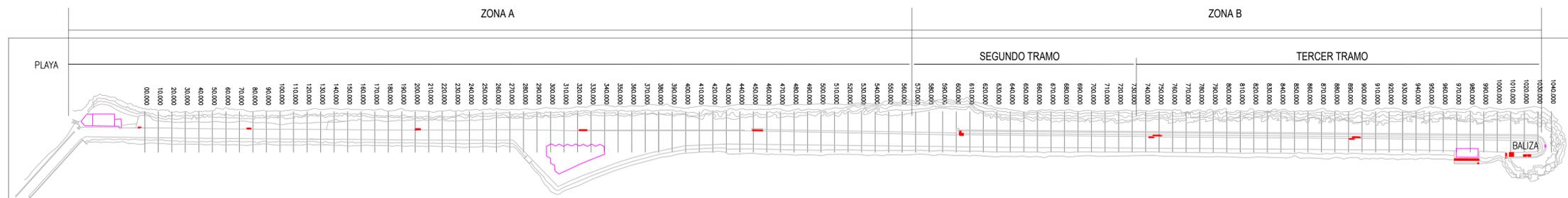
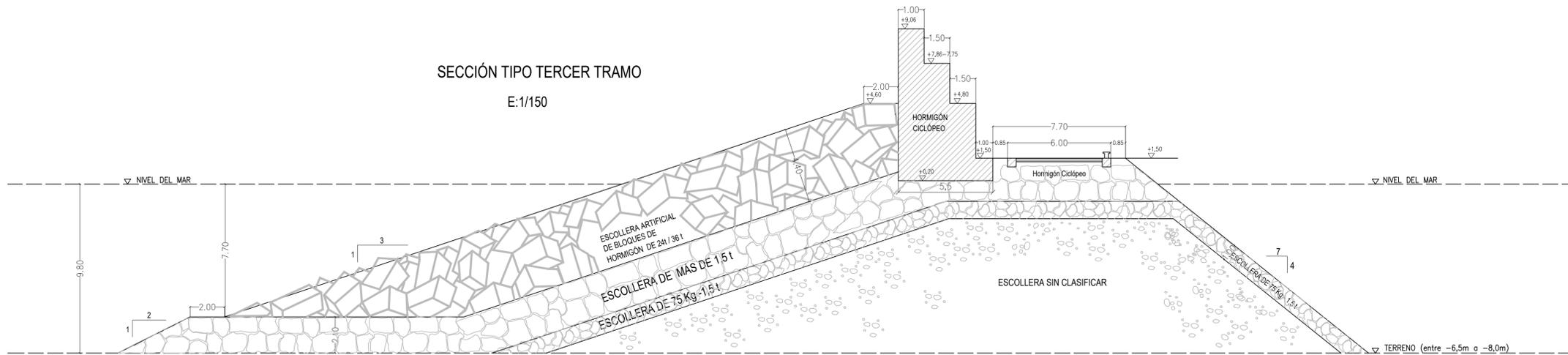
SECCIÓN TIPO SEGUNDO TRAMO

E:1/150



SECCIÓN TIPO TERCER TRAMO

E:1/150



CAMINOS ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CARRETERAS, CANALES Y PUERTOS
COMPROMETIDA CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

FIRMA
[Signature]

ESCALA: 1 : 1500
FECHA: JUNIO 2020
Nº PLANO: 3

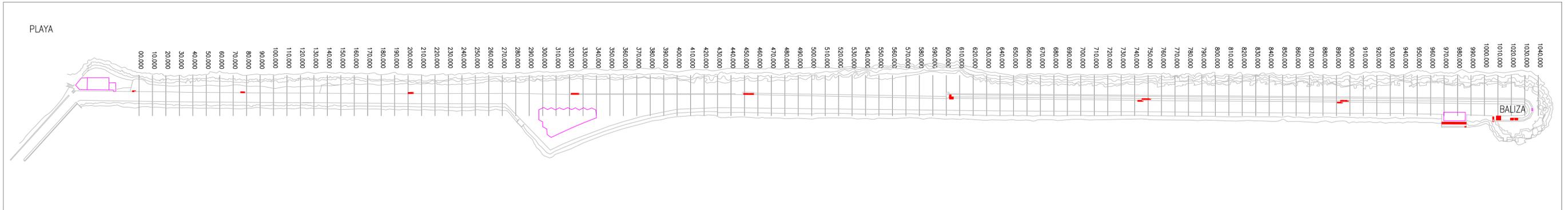
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)

ALUMNO: GARCÍA CÁRCCEL, ALEJANDRO

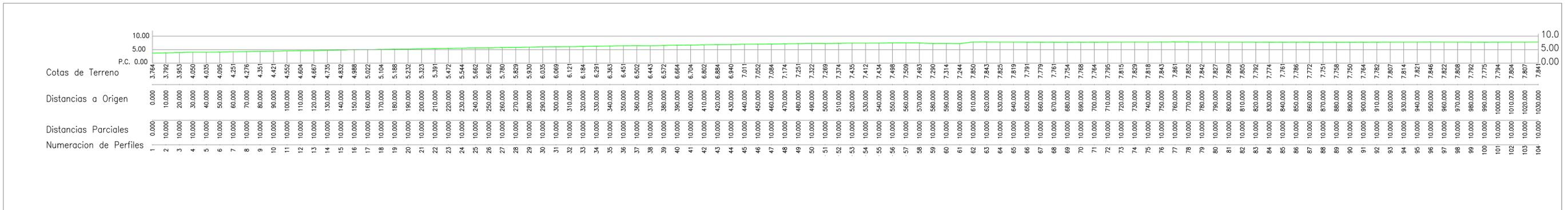
PLANO: ESTADO PREVIO AL TEMPORAL: PLANTA Y SECCIONES

TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER

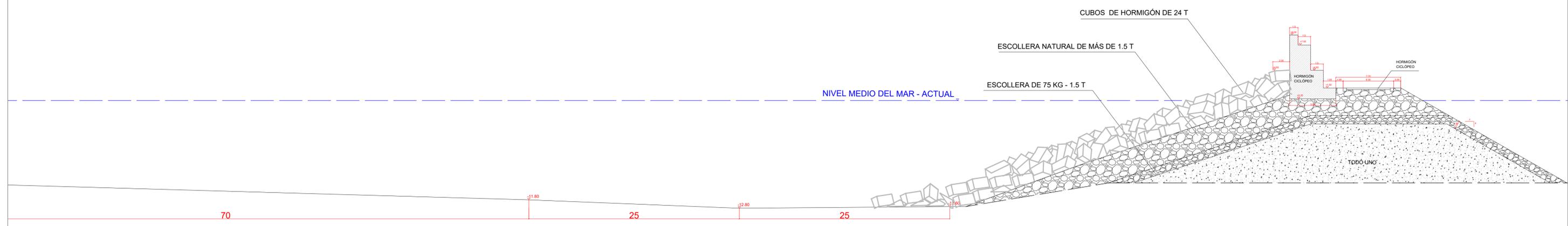
PLANTA ESTADO ACTUAL



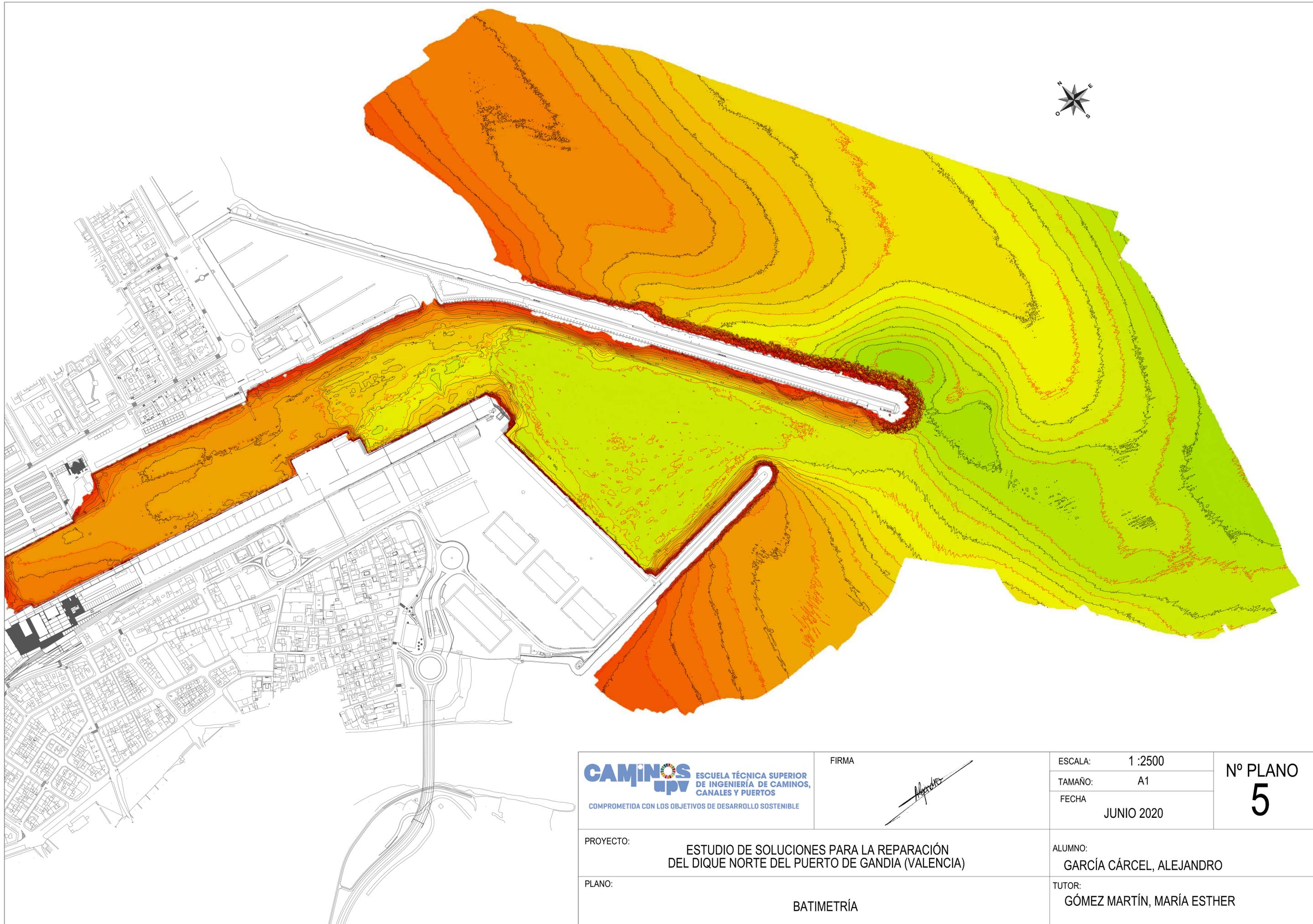
ALZADO ESTADO ACTUAL



	FIRMA	ESCALA:	N° PLANO
	<i>[Signature]</i>	1: 1500	4-1
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA		FECHA:	ALUMNO:
		JUNIO 2020	GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO
PLANO: ESTADO ACTUAL: PLANTA Y ALZADO		TUTOR:	
		GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER	



	FIRMA 	ESCALA: 1 : 225	Nº PLANO 4-2
		TAMAÑO: A1	
		FECHA: JUNIO 2020	
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)	ALUMNO: GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO		
PLANO: ESTADO ACTUAL: SECCIÓN A - A`	TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER		




ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
 COMPROMETIDA CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

FIRMA



ESCALA: 1 :2500
 TAMAÑO: A1
 FECHA: JUNIO 2020

Nº PLANO
5

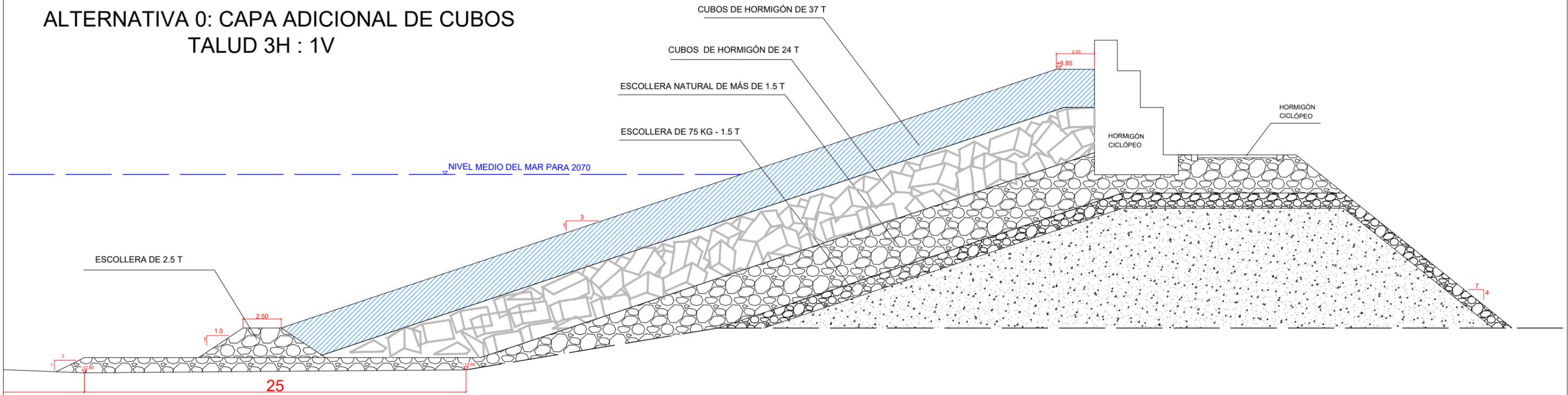
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)

ALUMNO: GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO

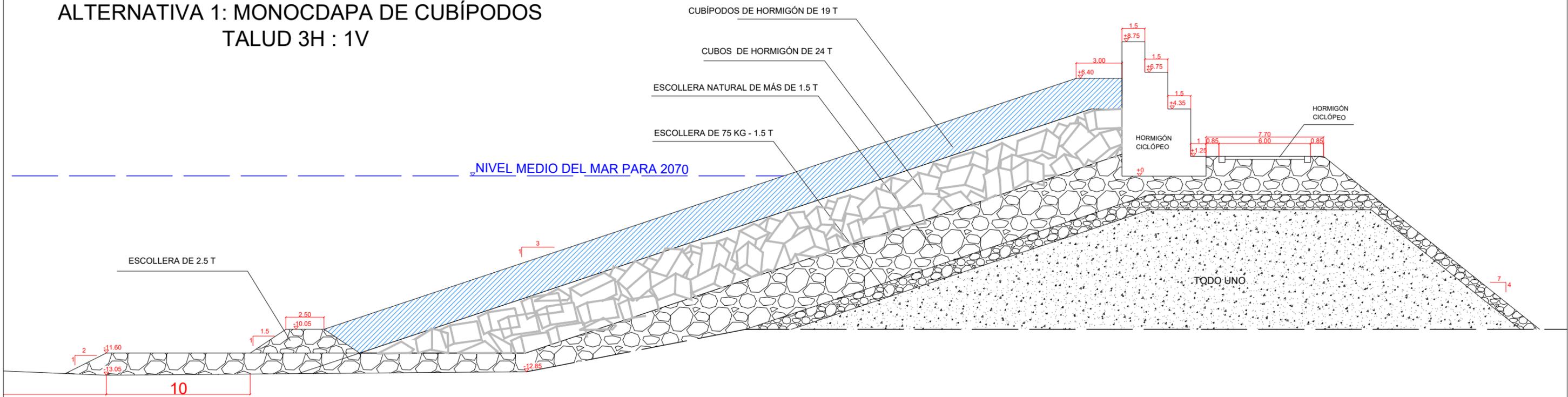
PLANO: BATIMETRÍA

TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER

ALTERNATIVA 0: CAPA ADICIONAL DE CUBOS TALUD 3H : 1V



ALTERNATIVA 1: MONOCDAPA DE CUBÍPODOS TALUD 3H : 1V



ACTUACIONES SOBRE EL MANTO PRINCIPAL

FIRMA

ESCALA: 1 : 250
FECHA: JUNIO 2020

Nº PLANO
6-1

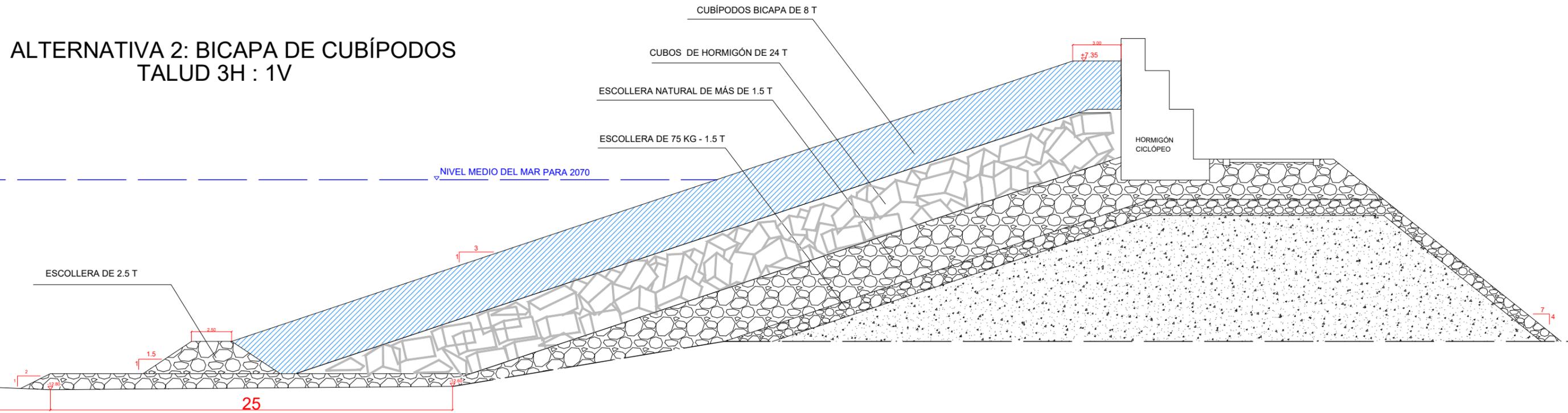
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)

ALUMNO: GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO

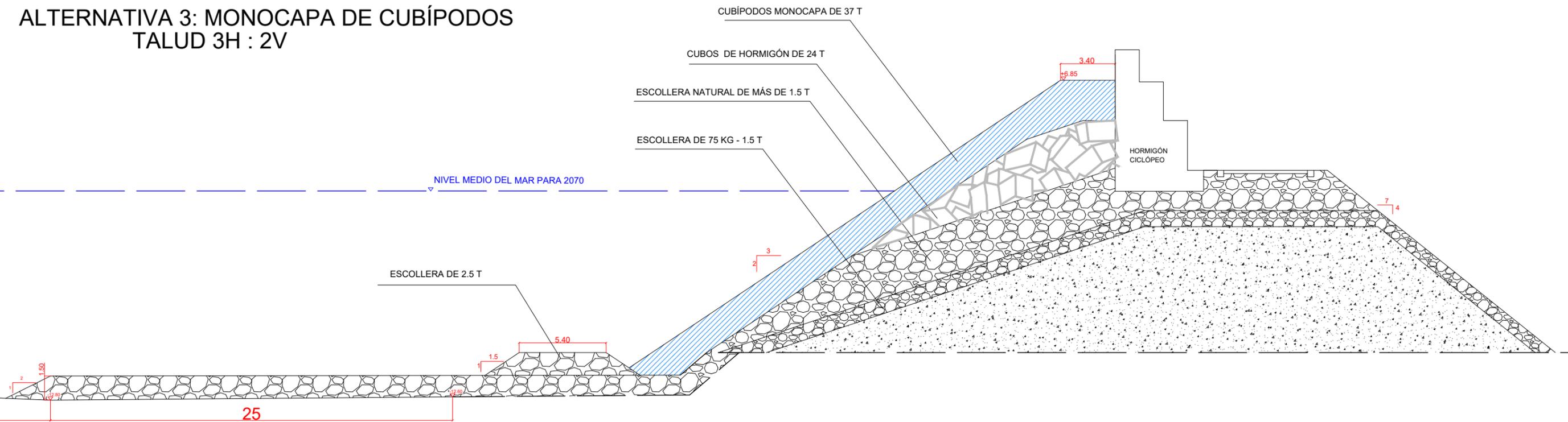
PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES DE LAS ALTERNATIVAS PLANTEADAS PARA EL TRAMO 3

TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER

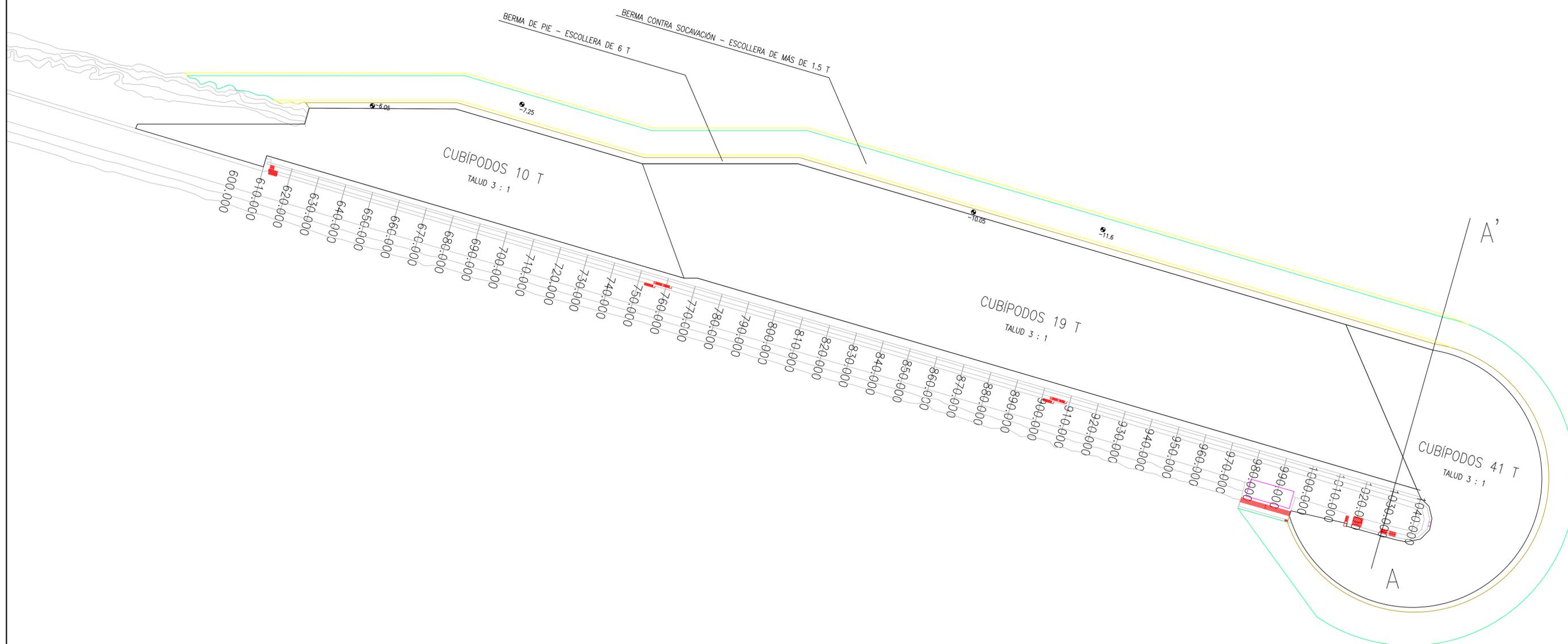
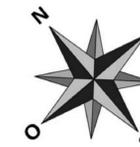
ALTERNATIVA 2: BICAPA DE CUBÍPODOS TALUD 3H : 1V



ALTERNATIVA 3: MONOCAPA DE CUBÍPODOS TALUD 3H : 2V



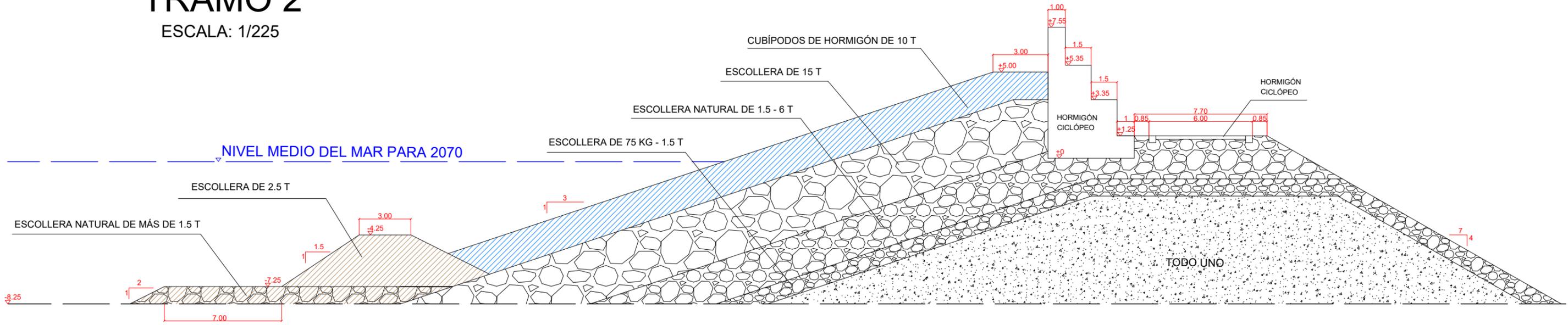
 ACTUACIONES SOBRE EL MANTO PRINCIPAL



	FIRMA 	ESCALA:	N° PLANO
		1 : 750	7
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)		FECHA: JUNIO 2020	ALUMNO: GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO
PLANO: PLANTA DE SOLUCIÓN ADOPTADA		TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER	

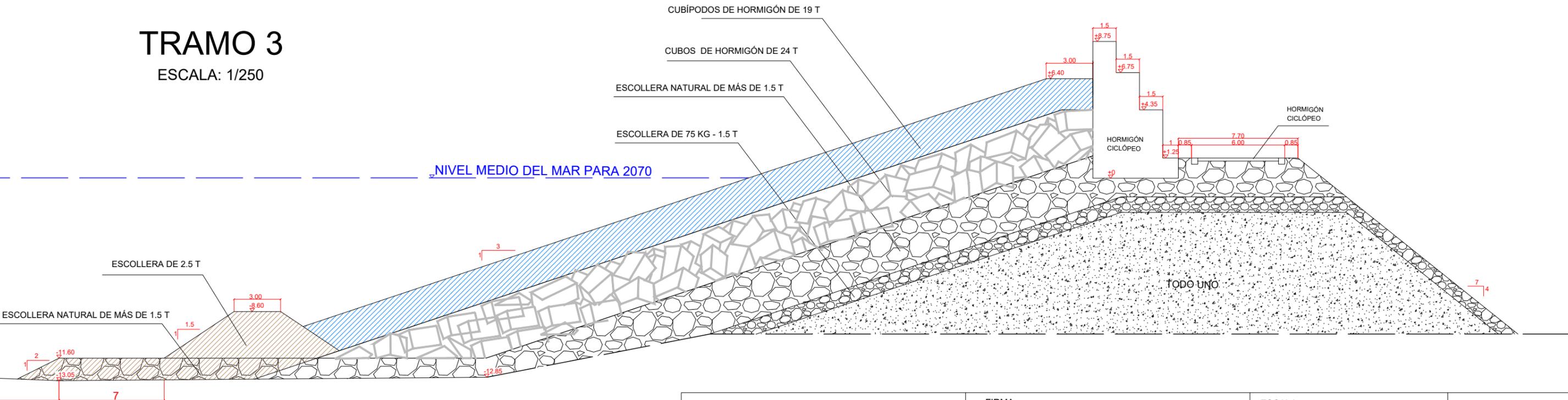
TRAMO 2

ESCALA: 1/225



TRAMO 3

ESCALA: 1/250



- ACTUACIONES SOBRE EL MANTO PRINCIPAL
- ACTUACIONES PARA BERMA DE PIE Y SOCAVACIÓN



FIRMA

ESCALA: VARIOS
FECHA: JUNIO 2020

Nº PLANO
8-1

PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)

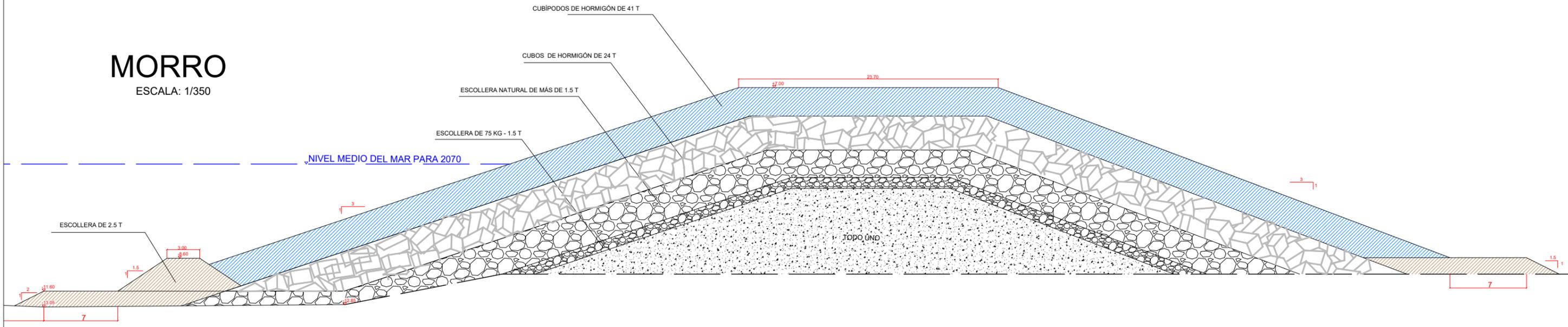
ALUMNO: GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO

PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES REPARADAS

TUTOR: GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER

MORRO

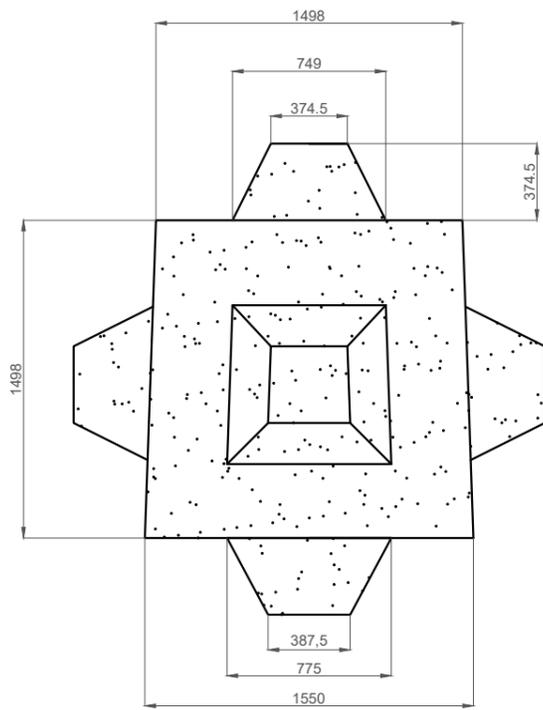
ESCALA: 1/350



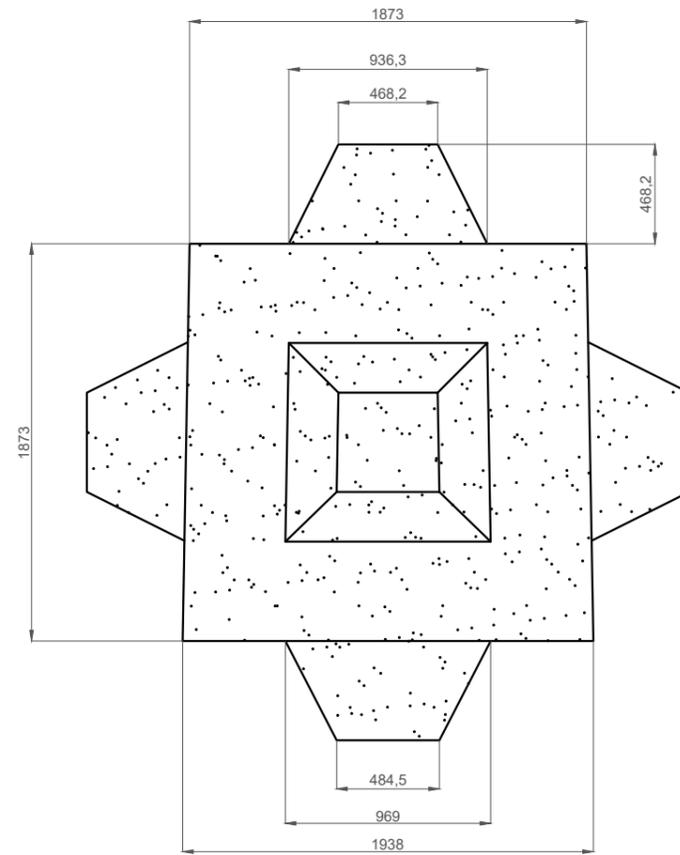
- ACTUACIONES SOBRE EL MANTO PRINCIPAL
- ACTUACIONES PARA BERMA DE PIE Y SOCAVACIÓN

	FIRMA	ESCALA:	Nº PLANO 8-2
		1 : 350	
PROYECTO:	ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)	FECHA:	JUNIO 2020
PLANO:	SECCIONES TRANSVERSALES REPARADAS	ALUMNO:	GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO
		TUTOR:	GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER

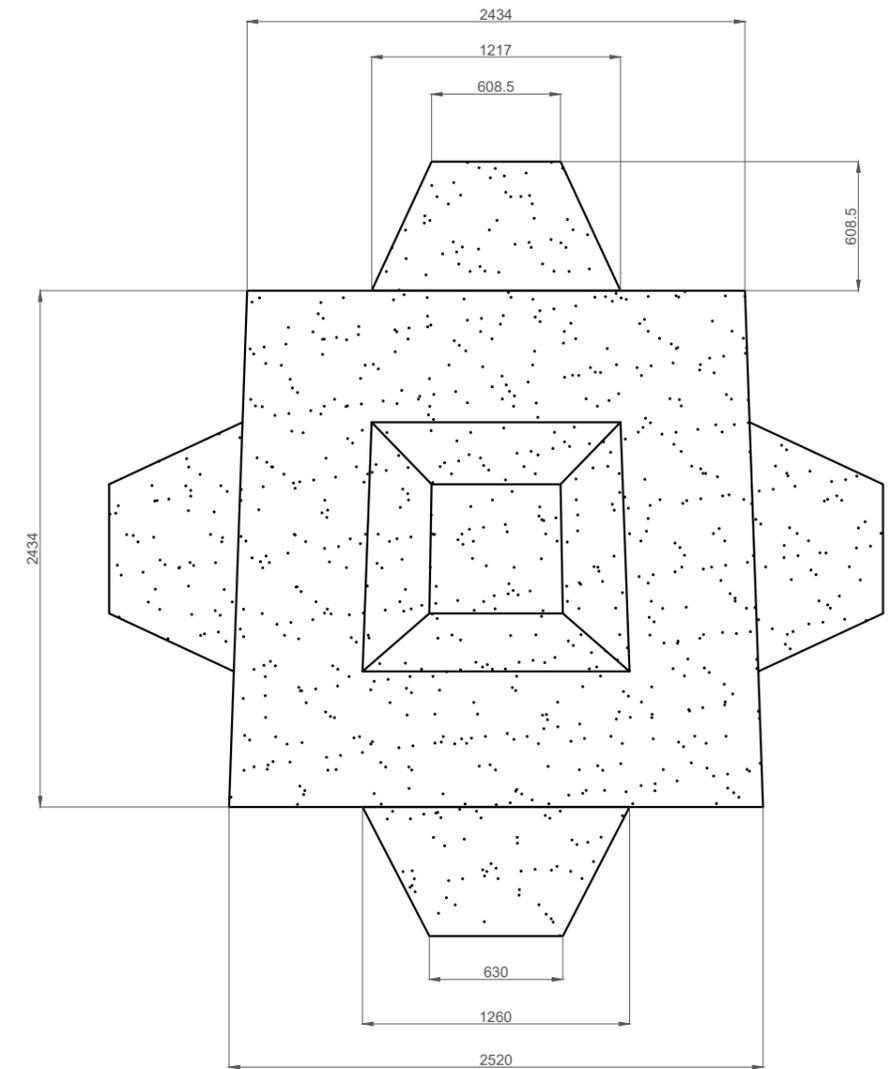
TRAMO 2



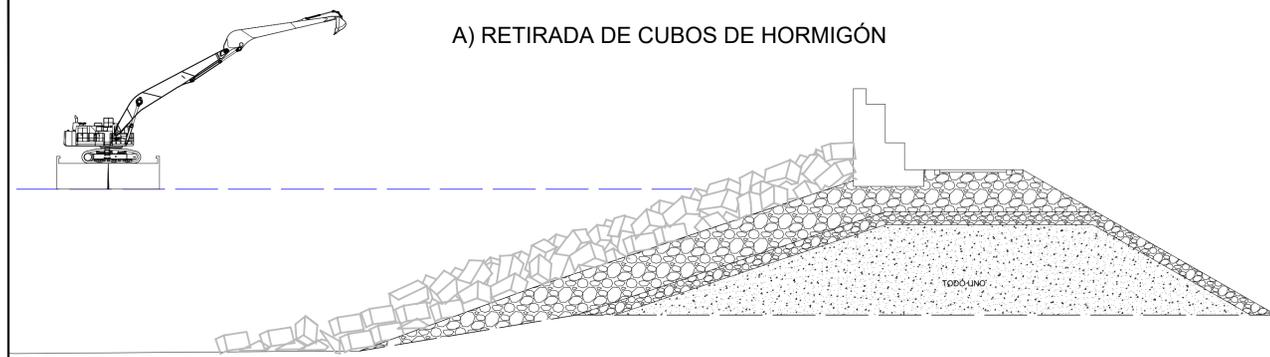
TRAMO 3



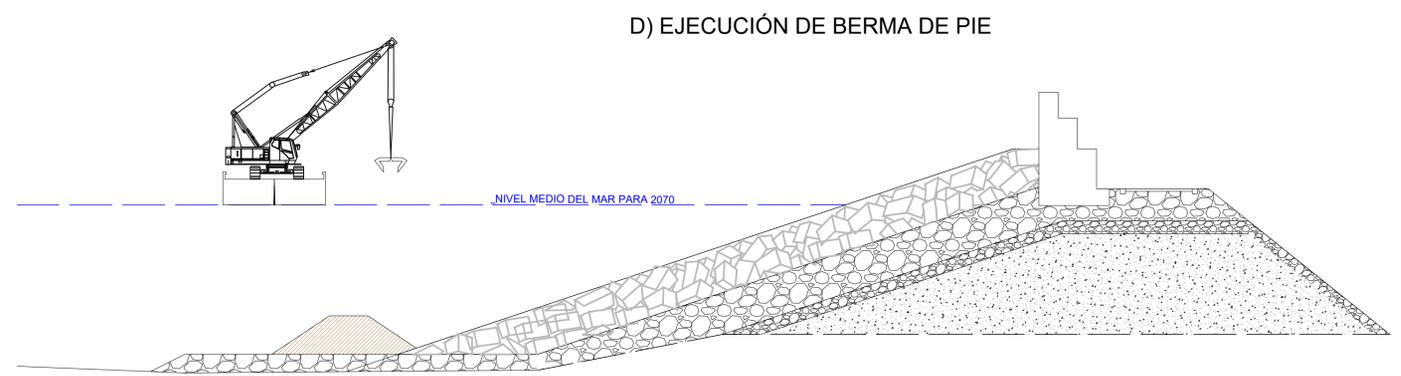
MORRO



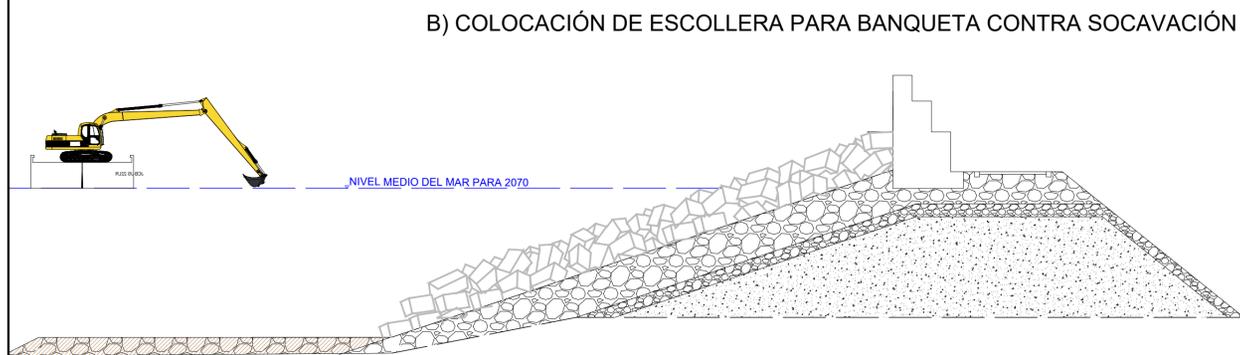
	FIRMA	ESCALA:	Nº PLANO 9
		1 : 20	
PROYECTO:	ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)	FECHA	ALUMNO: GARCÍA CÁRCEL, ALEJANDRO
PLANO:		JUNIO 2020	
	DIMENSIONES DE CUBÍPODOS		



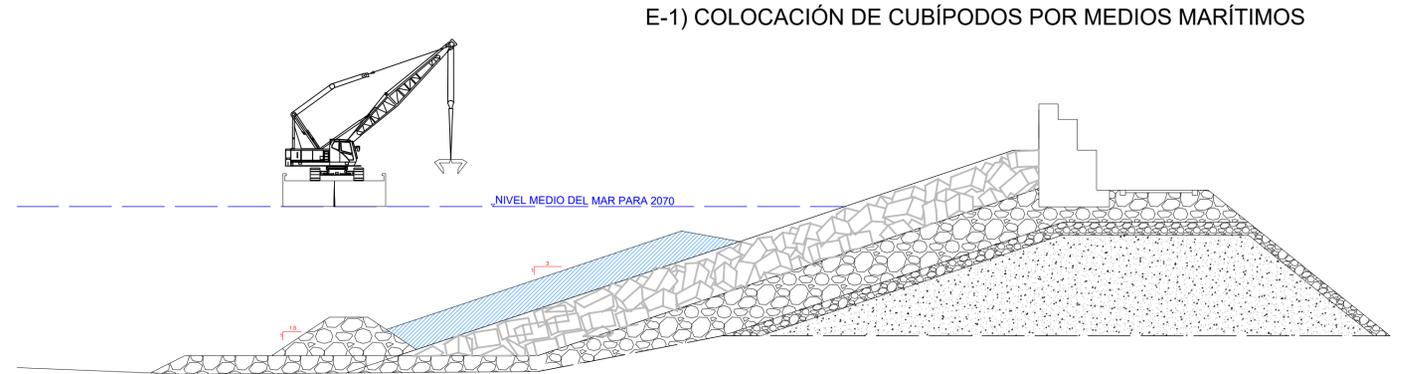
A) RETIRADA DE CUBOS DE HORMIGÓN



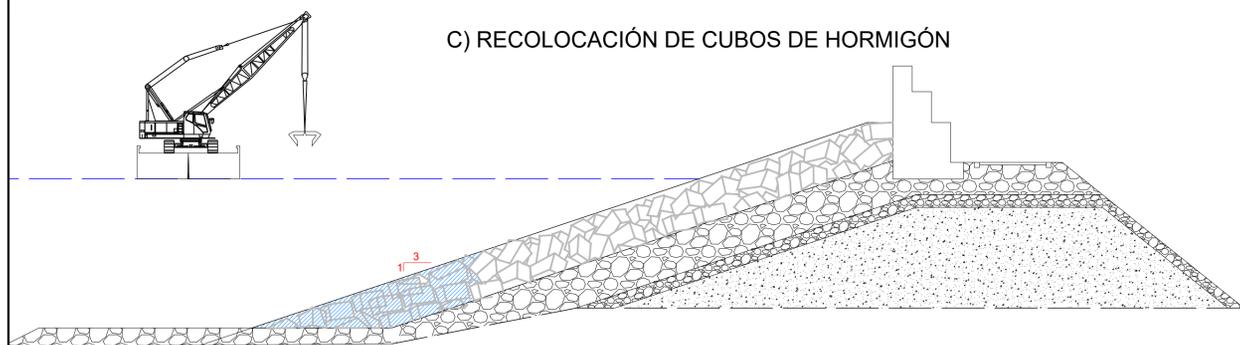
D) EJECUCIÓN DE BERMA DE PIE



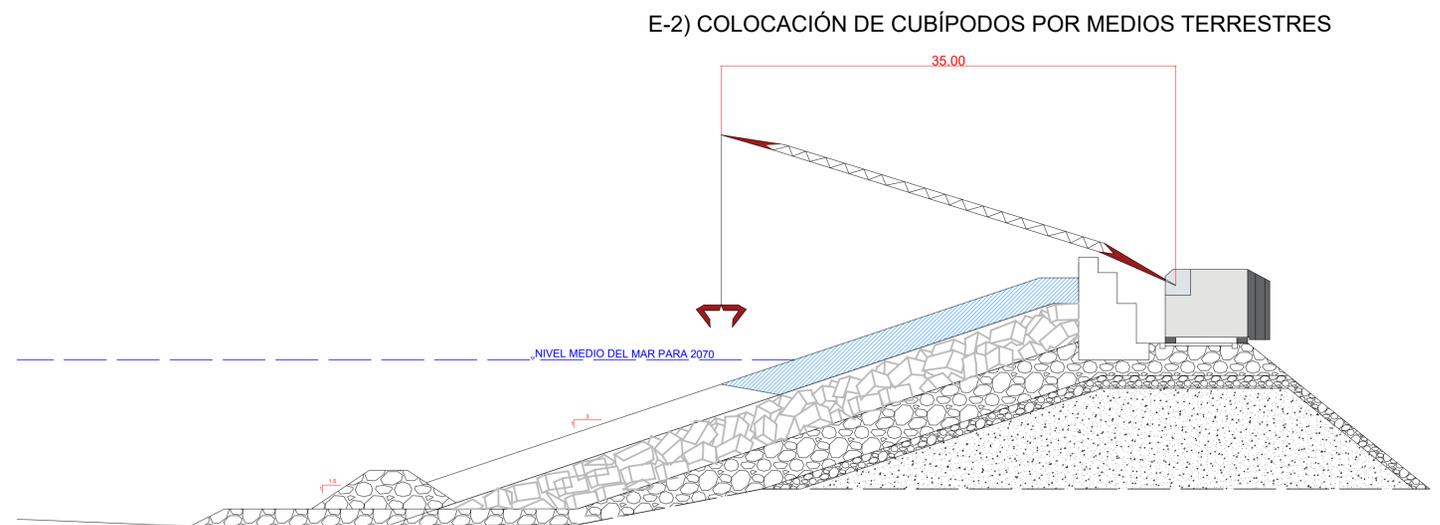
B) COLOCACIÓN DE ESCOLLERA PARA BANQUETA CONTRA SOCAVACIÓN



E-1) COLOCACIÓN DE CUBÍPODOS POR MEDIOS MARÍTIMOS



C) RECOLOCACIÓN DE CUBOS DE HORMIGÓN



E-2) COLOCACIÓN DE CUBÍPODOS POR MEDIOS TERRESTRES

	FIRMA	ESCALA:	Nº PLANO
	<i>[Signature]</i>	1:275	10
PROYECTO: ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA REPARACIÓN DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE GANDIA (VALENCIA)	ALUMNO:	FECHA:	
PLANO:	GARCÍA CÁRCCEL, ALEJANDRO	JUNIO 2020	
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	TUTOR:		
	GÓMEZ MARTÍN, MARÍA ESTHER		