

ANEJO 10. DESARROLLO DE LA ALTERNATIVA ELEGIDA

ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN.....	4
2.- DIQUE EXENTO SUMERGIDO	5
2.1.- ALTURA DE OLA DE CÁLCULO (Hcal)	5
2.1.1.- Altura de ola significativa en aguas profundas (H_{s0})	5
2.1.2.- Altura de ola significativa en rotura (H_b)	9
2.1.3.- Altura de ola de cálculo (Hcal).....	12
2.2.- PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO	13
2.2.1.- Orientación respecto de la costa.	13
2.2.2.- Distancia a la línea de costa.	13
2.2.3.- Longitud, ubicación y número de diques.	14
2.2.4.- Cota de coronación.	15
2.3.- ESTRUCTURA Y MATERIALES CONSTITUYENTES.....	15
2.4.- ESTABILIDAD DE LOS DIQUES.....	16
2.4.1.- Causas de fallo.....	16
2.4.2.- Criterio de averías.	17
2.5.- CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DEL DIQUE.....	18
2.6.- ELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	23
2.6.1.- Opción 1: Diques en talud de escollera.....	23
2.6.2.- Opción 2: Diques en talud formados por cubos.....	23
2.6.3.- Opción 3: Diques en talud formados por cubípodos	24
2.6.4.- Opción 4: Estructura homogénea de cubípodos.....	24
2.7.- DISEÑO EN PLANTA.....	25
3.- ALIMENTACIÓN ARTIFICIAL.....	29
3.1.- ZONAS DE PLAYA SECA	29
3.2.- ANCHURA DE LAS PLAYAS DE CORINTO Y ALMARDÁ.....	29



3.3.- GRANULOMETRÍA	30
3.4.- PERFIL DE EQUILIBRIO.....	32
3.5.- PERFIL DE LA PLAYA	34
3.6.- CÁLCULO DEL VOLUMEN NECESARIO	35
3.7.- PROCEDENCIA DE LOS MATERIALES	37
4.- REFERENCIAS (falta revisar todas)	39

1.- INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se va a proceder a la descripción y desarrollo de las características de la alternativa elegida en el *Anejo 9. Estudio de alternativas*: Dique exento sumergido + Alimentación artificial.

En primer lugar se estudiarán y definirán los parámetros necesarios para el dimensionamiento del dique exento, entre los que se encuentran la disposición en planta del mismo, la altura de ola de cálculo y un estudio de los diferentes materiales que se pueden utilizar.

Posteriormente, se detallarán las condiciones de la alimentación artificial: el origen de los materiales, sus características, etc.

2.- DIQUE EXENTO SUMERGIDO

2.1.- ALTURA DE OLA DE CÁLCULO (Hcal)

En infraestructuras de defensa de la costa, la altura de ola de cálculo está condicionada por la profundidad en la mayoría de los casos. Las olas que afectan a estas obras pueden presentarse en condición o no de rotura. Por esto, es importante conocer el régimen de oleaje que afectará al dique una vez instalado.

Para conocer en qué condiciones de oleaje se encuentra la zona de actuación, se va a proceder a la obtención de la altura de ola significativa en aguas profundas (H_{so}) y en condiciones de rotura (H_b).

2.1.1.- Altura de ola significativa en aguas profundas (H_{so})

Como ya se ha comentado en otros anejos, la ROM 0.3-91 sitúa las playas de Corinto y Almardá en el área VII correspondiente a una parte del litoral valenciano. Según esta norma: “La altura de ola significativa asociada a un periodo de retorno en aguas profundas en una dirección determinada, puede obtenerse a partir de los resultados instrumentales disponibles por medio del coeficiente Kr a través de la siguiente ecuación”:

$$H_{s,o} = H_{s,r} * \frac{K_{\alpha}}{K_r} \tag{1}$$

Siendo:

- H_{s,o}: Altura de ola significativa en aguas profundas asociada a un periodo de retorno, para una dirección determinada.
- H_{s,r}: Altura de ola significativa asociada a un periodo de retorno obtenida del régimen extremal escalar instrumental.
- K_α: Coeficiente de reparto direccional para la dirección considerada.
- K_r: Coeficiente de refracción-shoaling en el punto de medida para la dirección considerada, y el periodo establecido asociado a dicha altura de ola.

La ROM 0.3-91 proporciona los valores del parámetro Kr para cada una de las áreas:

Coeficiente de refracción-shoaling (K _r)					
Tp (s)	7	9	11	13	15
NE	0,94	0,88	0,87	0,83	0,87
ENE	0,94	0,90	0,79	0,75	0,80
E	0,94	0,94	0,93	0,95	0,98
ESE	0,94	0,91	0,93	0,95	0,96
SE	0,94	0,089	0,89	0,89	0,89

Tabla1.Valores de Kr. Fuente: Elaboración propia.

La siguiente fórmula sirve para obtener el periodo de retorno que tendrá la obra:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^L \tag{2}$$

Siendo:

- E=Valor de riesgo máximo admisible.
- T=Periodo de retorno (años).
- L=Vida útil mínima de la infraestructura (años).

La ROM 0.2-90. Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias, establece la vida útil mínima para obras de carácter definitivo según el nivel de seguridad requerido y el tipo de instalación.

TIPO DE OBRA O INSTALACIÓN	NIVEL DE SEGURIDAD REQUERIDO		
	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
INFRAESTRUCTURA DE CARÁCTER GENERAL	25	50	100
DE CARÁCTER INDUSTRIAL ESPECÍFICO	15	25	50

Tabla 2. Vida útil mínima (L) para obras de carácter definitivo. Fuente: MOPT (1990).

El nivel de seguridad requerido por un dique exento es el Nivel 1, puesto que se trata de una obra de interés local con pequeño riesgo de pérdidas de vidas humanas. Además, se trata de una infraestructura de carácter general. Se obtiene, por tanto, una vida útil mínima de L = 25 años.

Por otro lado, la ROM 0.2-90 establece en una tabla los riesgos máximos admisibles para la determinación, a partir de datos estadísticos, de valores característicos de cargas variables para fase de servicio y condiciones extremas.

Como se indica en la norma: “Se adoptará como riesgo máximo admisible el de iniciación de averías o el de destrucción total según las características de deformabilidad y de posibilidad o facilidad de reparación de la estructura resistente. Para obras rígidas o de rotura frágil sin posibilidad de reparación se adoptará el riesgo de destrucción total. Para obras flexibles, semirrígidas o de rotura en general reparable (daños menores que un nivel prefijado función del tipo estructural) se adoptará el riesgo de iniciación de averías. En este tipo de obras podrá adoptarse también el riesgo de destrucción total, definiendo para cada tipo estructural el nivel de daños aceptado como de destrucción total.” Se adopta, por tanto, el riesgo de iniciación de averías.

a) RIESGO DE INICIACIÓN DE AVERÍAS			
		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Indice: $\frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,50	0,30
	MEDIA	0,30	0,20
	ALTA	0,25	0,15

b) RIESGO DE DESTRUCCIÓN TOTAL			
		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Indice r: $\frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,20	0,15
	MEDIA	0,15	0,10
	ALTA	0,10	0,05

Tabla 3. Riesgos máximos admisibles. Fuente: MOPT (1990).

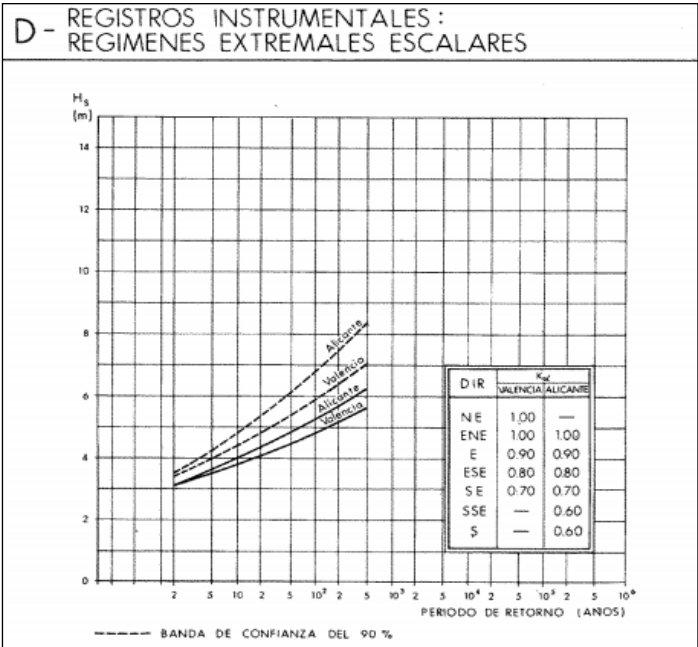
Puesto que la posibilidad de pérdidas humanas es reducida y la repercusión económica en caso de inutilización es media, el riesgo obtenido es E= 0,3.

Aplicando la fórmula (2), definida anteriormente:

$$0,3 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{25}$$

T=70,59 años → 71 años

Mediante el Cuadro de regímenes extremos escalares proporcionado por la ROM 0.3-91 se puede obtener ahora el valor de $H_{s,r}$.



1. Regímenes extremos escalares en el Área VII. Fuente: MOPT (1991).

Para el valor de $T=71$ años, se obtiene un valor de $H_{s,r} = 4,6$ metros.

En la tabla situada en la esquina inferior derecha de la gráfica anterior se encuentran los valores de K_{α} que se exponen también a continuación:

Coeficiente de reparto direccional K_{α}				
NE	ENE	E	ESE	SE
1	1	0,9	0,8	0,7

Tabla 4. Valores de K_{α} . Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se procede a obtener el Periodo de pico medio $T_p(s)$ mediante la fórmula que aparece en el Cuadro E del Área VII de la ROM 0.3-91.

E - REGISTROS INSTRUMENTALES: CORRELACIONES ALTURA DE OLA / PERIODO EN TEMPORALES					
BOYA	$P = H_s / L_T = \frac{2\pi H_s}{g T^2}$	T_p / \bar{T}	RELACION FINAL $\frac{H_s (m)}{T_p (s)}$	VALORES DE DISEÑO	
				$H_s (m)$	$T_p (s)$
VALENCIA I	0.025 ~ 0.04	≈ 1.25	$T_p = (5-6.3)\sqrt{H_s}$	3	8.5~11
				5	11~ 14
				7	13~ 16.5

2. Correlaciones Altura de ola/Periodo en temporales. Fuente: MOPT (1991).

Calculando los valores máximo y mínimo:

$$T_{pmin} = 5 * \sqrt{H_s} = 10,72 \text{ s}$$

$$T_{pmax} = 6,3 * \sqrt{H_s} = 13,51 \text{ s}$$

$$T_{p \text{ medio}} = 12,11 \text{ s} \longrightarrow 12 \text{ s}$$

Habiendo obtenido todos los parámetros necesarios, se aplica la fórmula (1) para obtener el valor de la altura de ola significativa en aguas profundas $H_{s,0}$.

$H_{s,o}$ (m)	
T_p (s)	12
$H_{s,r}$ (m)	4,6
NE	<u>5,29</u>
ENE	<u>5,82</u>
E	<u>4,45</u>
ESE	<u>3,96</u>
SE	<u>3,62</u>

Tabla 5. Valores de $H_{s,o}$ para cada dirección predominante.

Fuente: Elaboración propia.

2.1.2.- Altura de ola significativa en rotura (H_b)

La rotura del oleaje se produce al reducirse la profundidad hasta el punto en el que el movimiento del oleaje resulta incompatible. Los principales parámetros que intervienen en la rotura de una ola son los siguientes:

- H_b = Altura de ola en el punto de rotura.
- T = Periodo del oleaje.
- d_b = Profundidad a la que se produce la rotura.
- m = Pendiente del fondo.
- L = Longitud de onda de la ola.

Para determinar la altura de ola en rotura existen diferentes métodos, algunos más complejos que otros, en los que intervienen todos los parámetros susceptibles de provocar en un modo u otro la rotura de la ola. Como primera aproximación, se puede utilizar el siguiente criterio introducido por McCowan en 1891. Este, en su estudio de las ondas solitarias afirmó que la rotura del oleaje se produce cuando su altura es igual a una proporción de la profundidad:

$$H_b = 0,78 d_b \quad (3)$$

Siendo:

- H_b = Altura de ola en el punto de rotura.
- d_b = Profundidad en el punto de rotura.

Por otro lado, el SPM propone el método enunciado por Weggel en 1972, en el que se introduce la importancia de la pendiente del fondo. En el SPM, encontramos diversas gráficas basadas en esta teoría que permiten obtener la relación H_b/d_b en función de la pendiente de fondo “ m ” y el periodo T .

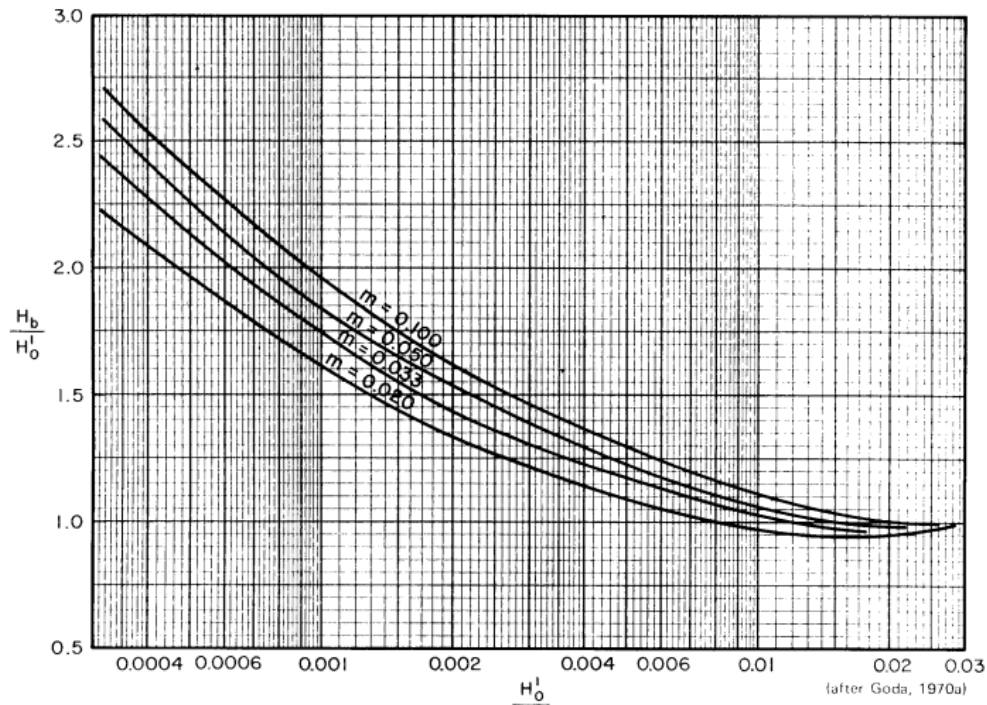


Gráfico 1. Relación $H_b/d_b - d_b/gT^2$. Curvas de Weggel. Fuente: SPM (1984).

Puesto que la altura de ola en rotura buscada servirá para diseñar el dique, la profundidad buscada será la existente al pie de la estructura. Para estos casos, existe una variación de la teoría de Weggel, cuya gráfica se expone en la siguiente página.

Conociendo la profundidad al pie del dique ($d_s = 4,5$ metros), el periodo del oleaje ($T = 12s$) y que las playas tienen una pendiente entre 1%-2%, se puede obtener a partir de la Gráfica 2 la relación H_b/d_s .

$$\frac{d_s}{gT^2} = \frac{4,5}{9,81 \cdot 12^2} = 0,00319 \quad \longrightarrow \quad H_b/d_s = 0,9$$

Por tanto, la altura de ola en rotura es:

$$H_b = 0,9 \cdot 4,5 = 4,05 \text{ metros.}$$

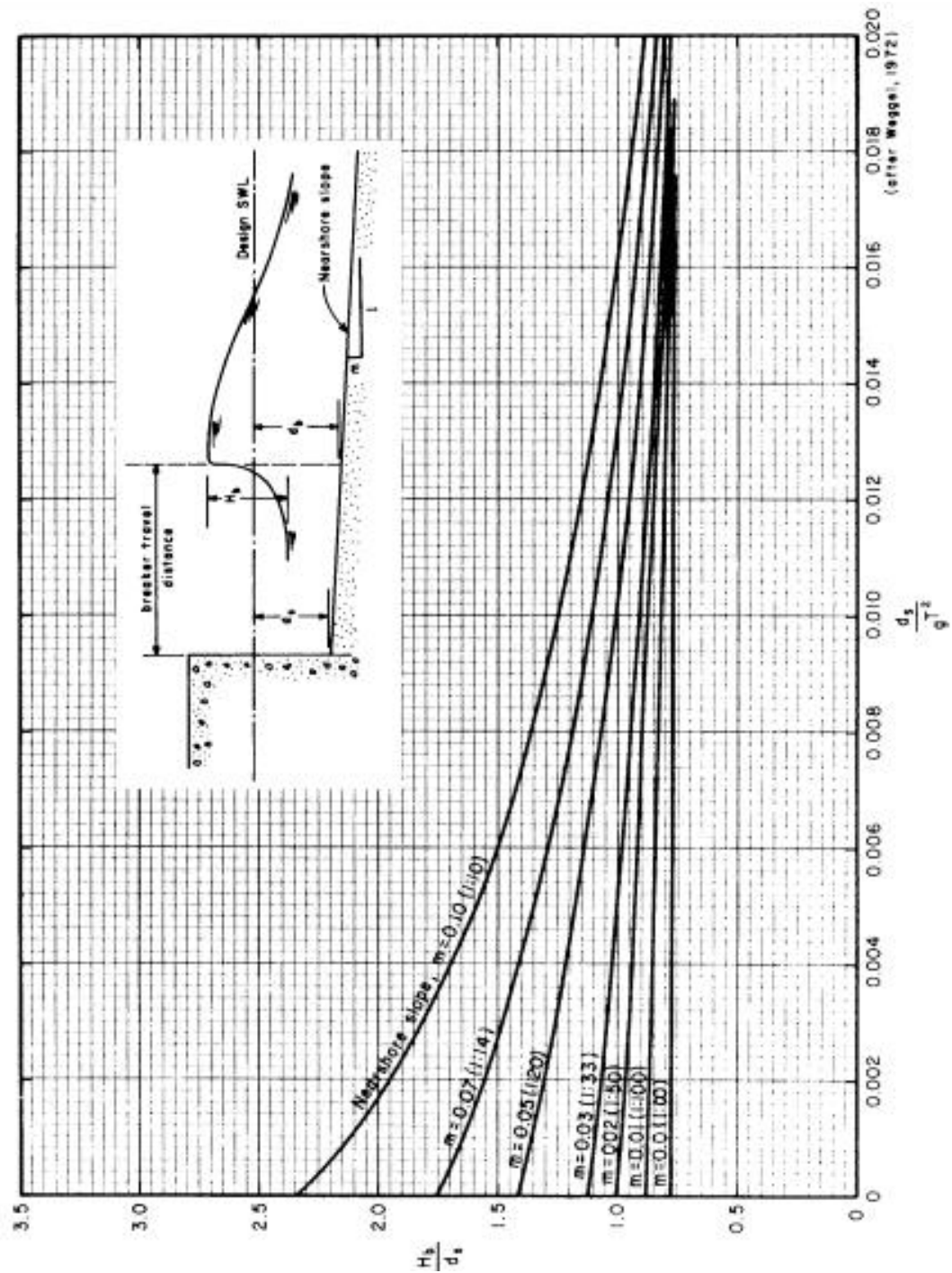


Gráfico 2. Relación altura de ola en rotura (H_b) y la profundidad relativa al pie del dique. Curvas de Weggel. Fuente: SPM (1984).

2.1.3.- Altura de ola de cálculo (H_{cal}).

La elección de la altura de ola significativa que va a introducirse en el cálculo del dique debe hacerse entre las obtenidas en los apartados anteriores, la altura de ola en temporal en aguas profundas y la altura de ola en rotura en la zona de actuación.

Todas las olas mayores a la altura de ola obtenida en rotura (4,05 metros) romperán antes de alcanzar las estructuras proyectadas. El SPM recomienda utilizar $H_{1/10}$ para el cálculo de este tipo de diques:

$$H_{1/10} = 1,27 * H_{1/3} = 1,27 * H_{s,o} = 1,27 * 5,82 = 7,39 \text{ metros.}$$

Puesto que $H_{1/10} > H_b$, se conoce que las obras de protección están en condiciones de rotura por fondo, en profundidades reducidas o aguas someras. Por tanto, la altura de ola de cálculo tomada es igual a la altura de ola en rotura:

$$H_{cal} = H_b = 4,05 \text{ metros.}$$

2.2.- PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

Una vez instalados, los diques modificarán el estado morfológico actual de las playas de Corinto y Almardá al influir en la dinámica litoral. Por esto, un correcto diseño de sus parámetros geométricos y estructurales es importante para lograr alcanzar la situación de playa proyectada y las condiciones de protección preestablecidas.

Los distintos parámetros que deben caracterizarse son los siguientes:

- Orientación respecto de la costa.
- Distancia a la línea de costa.
- Longitud y ubicación del dique.
- Cota de coronación.

A continuación, se definen las características de cada uno de los parámetros anteriores.

2.2.1.- Orientación respecto de la costa.

El objetivo de los diques exentos es amortiguar la energía del oleaje incidente para reducir de esta manera su fuerza erosiva sobre los sedimentos de la playa. Además, producen la difracción del oleaje, por lo que su orientación será de vital importancia para conseguir la situación de playa deseada.

Generalmente, este tipo de obra de protección se sitúa paralelo a la línea de costa aunque la dirección predominante del oleaje no sea estrictamente perpendicular a esta, ya que la refracción produce una reducción de la oblicuidad.

En el *Anejo 4. Clima Marítimo* de este proyecto se ha visto que las direcciones del oleaje predominante en la zona de actuación corresponden al ENE y E. Esto significa que existe una leve oblicuidad respecto a la línea de costa, pero al no ser muy significativa se decide disponer los diques exentos paralelos a la costa.

2.2.2.- Distancia a la línea de costa.

La distancia a la que se situarán los diques es esencial para determinar las condiciones que se quieren crear en la zona de actuación. En función de esta distancia la costa responderá de una forma u otra. Si es muy pequeña, se produce una mayor acumulación de sedimentos en el trasdós del dique, formándose un tómbolo o un hemitómbolo. Por el contrario, cuanto mayor sea esta distancia, menor es la sedimentación y mayor la energía existente en el área protegida.

Se decide adoptar una distancia media de 230 metros con respecto a la orilla, situando el dique sobre la batimétrica -4,5 metros. De esta manera, la estructura estará lo suficientemente alejada de la playa seca para no suponer ningún obstáculo para los bañistas.

2.2.3.- Longitud, ubicación y número de diques.

Al igual que el anterior, este parámetro controla la cantidad de sedimento acumulado en la zona protegida y la energía de oleaje existente. Cuanto mayor sea la longitud del dique, mayor cantidad de sedimento se acumula tras este, pudiendo formar tómbolos o hemitómbolos. Las siguientes tablas proporcionan una serie de relaciones entre la distancia a la línea de costa y la longitud de diques exentos junto con la respuesta producida.

CONDICIONES PARA LA FORMACIÓN DE HEMITÓMBOLOS		
Expresión analítica	Respuesta producida	Fuente y año
$L / y < 1$	No hay tómbolo	S.P.M. (1984)
$L / y < 0,4 - 0,5$	Saliente	Gourlay (1981)
$L / y = 0,5 - 0,67$	Saliente	Dally y Pope (1986)
$L / y < 1$	No hay tómbolo (dique aislado)	Suh y Dalrymple (1987)
$L / y < 2G/L$	No hay tómbolo (grupo de diques)	Suh y Dalrymple (1987)
$L / y < 1,5$	Saliente bien desarrollado	Ahrens y Cox (1990)
$L / y < 0,8 - 1,5$	Pequeño saliente	Ahrens y Cox (1990)
L: Longitud del dique exento y: Distancia del dique a la posición inicial de la línea de costa G: Separación entre diques exentos alineados		

3. Condiciones para la formación de hemitómbolos.

Fuente:<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3378/37768-5.pdf?sequence=5&isAllowed=y>

Puesto que la longitud de la zona que debemos proteger es bastante amplia, se considera colocar un grupo de tres diques consecutivos y alineados. Además, quiere evitarse la formación de hemitómbolos. Para ello, con el apoyo de la tabla anterior, se conoce que según Suh y Dalrymple (1987), para evitar la formación de tómbolos al disponer grupos de diques alineados debe cumplirse la siguiente relación.

$$\frac{L}{y} < 2G/L$$

Siendo L, la longitud de los diques; y, la distancia de estos a la costa y G la separación de los diques alineados.

La distancia a la línea de costa se ha fijado en 230 metros. Teniendo en cuenta que grandes distancias entre diques disminuyen la protección sobre la costa y los efectos erosivos y que si las distancias son menores la protección de la costa será mayor, pero también el impacto erosivo, se comprueba la relación anterior con los siguientes valores.

- L= 150 metros y G=200 metros

$$\frac{150}{230} = 0,65 < \frac{2 * 200}{150} = 2,6$$

Puesto que se cumple la condición de evitar la formación de tómbolos, se adoptan como válidas las anteriores longitudes.

Por lo que respecta a su ubicación, se colocarán frente a la playa de Corinto, ya que es la zona más afectada por la erosión. Debe tenerse en cuenta que al norte de la playa se encuentra la Gola de Queralt, una acequia de desagüe del Marjal de Almenara. Por tanto, el primero de ellos se situará alejado de esta para evitar su bloqueo por acumulación de arenas.

2.2.4.- Cota de coronación.

Como se ha indicado en el *Anejo 9. Estudio de alternativas*, los diques exentos sumergidos presentan una serie de ventajas con respecto a los diques exentos emergidos, como por ejemplo el mínimo impacto ambiental que provocan. La cota de coronación estará al Nivel Medio del Mar. Como este no es constante, puede darse la situación en la que los diques superen en algún momento el nivel del mar y sea visible desde la orilla, pero nunca supondrá un obstáculo visual.

2.3.- ESTRUCTURA Y MATERIALES CONSTITUYENTES

A continuación se presentan cuatro posibles estructuras que van a ser analizadas para determinar su conveniencia para conformar los diques exentos.

- Opción 1: Diques en talud con las siguientes partes elementales:
 - Manto principal formado por escolleras.
 - Capa intermedia de filtro formada por escollera de menor tamaño
 - Núcleo formado por todo uno.
- Opción 2: Diques en talud formados por bloques cúbicos convencionales de hormigón.
 - Manto principal formado por bloques de hormigón.
 - Capa intermedia de filtro formada por escollera de menor tamaño.
 - Núcleo formado por todo uno.
- Opción 3: Diques en talud formados por cubípodos.
 - Manto principal formado por cubípodos.
 - Capa intermedia de filtro formada por escollera de menor tamaño.
 - Núcleo formado por todo uno.
- Opción 4: Estructura homogénea formada por cubípodos.

Una vez realizado el análisis de ambas opciones se desarrollará la opción escogida.

2.4.- ESTABILIDAD DE LOS DIQUES

Asegurar la estabilidad estructural de un dique es de vital importancia para el correcto funcionamiento de este en fase de explotación. Estas estructuras suelen estar formadas por distintas capas, con materiales de tamaño decreciente desde el manto principal hasta el núcleo. Este manto principal es el responsable de la misión principal resistente del dique. Formado por las piezas más grandes, resiste por peso propio de los componentes y por trabazón entre estos. La erosión sucesiva de este por acción del oleaje hasta que no pueden proteger las capas interiores es la principal causa de colapso de este tipo de estructuras.

Por lo que respecta a las capas intermedias, tienen la misión de servir de apoyo y filtro a las capas adyacentes, así como evitar la fuga del material que forma el núcleo. Por último, el núcleo sirve como apoyo para el resto de capas y está formado por los materiales más pequeños. Este tipo de dique se denomina multicapa.

Por otro lado, en algunos casos se opta por construir diques formados por una sola capa, ya sea por aspectos económicos, disponibilidad de material o poca importancia de transmisión del oleaje. Estos se denominan diques monocapa.

El desarrollo de los estudios de hidrodinámica en los diques y el conocimiento de las fuerzas que se desarrollan en el manto ha permitido el progreso de teorías y fórmulas para el diseño de los elementos que conforman el manto principal.

2.4.1.- Causas de fallo

En 1979, Bruun determinó las principales causas de fallo de un dique, entre las que destacan la estabilidad mecánica e hidrodinámica de las piezas, los errores constructivos y la estabilidad geotécnica del conjunto de la estructura.

En el *Análisis de la estabilidad de diques rompeolas*, Vidal y otros llevan a cabo un estudio de la estabilidad basándose en las causas debidas a falta de estabilidad hidrodinámica:

“Estas son:

- Extracción de las piezas del manto exterior a causa del oleaje.
- Movimientos continuos de los cantos del manto principal sin grandes desplazamientos instantáneos, pero capaces de deteriorar en el tiempo la conformación del manto. Se puede considerar como una rotura por fatiga.

Al ser atacado el dique por oleaje regular de pequeña altura, éste permanece inalterado, salvo la extracción de algunos cantos no integrados en el conjunto granular. Si la altura de ola que aborda el dique aumenta suficientemente, comienza la extracción de piezas, si bien dichas extracciones acaban cesando a partir de un número de olas determinado. Durante estos estados, que podríamos calificar de “estabilidad parcial”, el dique alcanza una situación de estabilidad tras un número determinado de olas.

Finalmente, cuando las acciones debidas al flujo superan un determinado valor, el manto principal no alcanza ya una situación de estabilidad antes de que las piezas del manto

secundario se vean afectadas. Cuando el manto secundario comienza a verse afectado, la progresión del daño aumenta, alcanzándose rápidamente niveles de deformación incompatibles con la función de la estructura. Cuando el espesor del manto principal es muy elevado, caso de los diques berma, o el dique está constituido con una sola gradación de escolleras (diques arrecifes), la deformación admisible será muy superior, por lo que la limitación a la deformación vendrá impuesta, o por el inicio de la erosión del manto secundario (caso de los diques berma), o por los efectos que la deformación produce en la funcionalidad del dique.” (Vidal y otros, 1994).

Por todo esto, resulta de vital importancia un correcto dimensionamiento de todos los parámetros que influyen en el diseño de un dique, para garantizar su buen funcionamiento.

2.4.2.- Criterio de averías.

Como ya se ha dicho anteriormente, la estabilidad del talud de un dique está relacionada directamente con el peso de las piezas del manto exterior. Tal y como afirma Losada (1990): “Un dique en talud se dice estable si las olas no son capaces de extraer ninguna pieza del manto principal”. Este autor define diferentes intensidades de avería:

- **Inicio de avería:** Mínima altura de ola capaz de movilizar elementos del manto. Un 5% de las piezas del manto han sido desplazadas.
- **Avería de Iribarren:** El fallo de la capa exterior permite la extracción de piezas de capas interiores.
- **Inicio de destrucción:** Al ser extraída una de las piezas de la segunda capa del manto principal.
- **Destrucción:** El daño alcanza el núcleo del dique.

Estos criterios de avería se siguen utilizando actualmente para determinar el comportamiento de diques en talud. Para tener en cuenta los daños y la iniciación de averías en los cálculos del dique se utilizará la siguiente tabla, proporcionada por el SPM, en la que se relaciona la altura de ola de cálculo y la altura de ola de iniciación de averías en función del material utilizado y del daño producido.

Unit		Damage (D) in Percent						
		0 to 5	5 to 10	10 to 15	15 to 20	20 to 30	30 to 40	40 to 50
Quarrrystone (smooth)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.14	1.20	1.29	1.41	1.54
Quarrrystone (rough)	$H/H_{D=0}$	1.00	1.08	1.19	1.27	1.37	1.47	1.56^2
Tetrapods & Quadripods	$H/H_{D=0}$	1.00	1.09	1.17^3	1.24^3	1.32^3	1.41^3	1.50^3
Tribar	$H/H_{D=0}$	1.00	1.11	1.25^3	1.36^3	1.50^3	1.59^3	1.64^3
Dolos	$H/H_{D=0}$	1.00	1.10	1.14^3	1.17^3	1.20^3	1.24^3	1.27^3

Tabla 6. Altura de ola según el daño producido. Fuente: SPM (1984).

2.5.- CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DEL DIQUE

En este epígrafe se procede a realizar un análisis de los posibles materiales a emplear para la ejecución de los diques mencionados anteriormente. Además, se analizará la conveniencia de utilización de diversos números de capas y distintos taludes.

Apoyándose en los trabajos de Iribarren (1938) y de Iribarren, Nogales y Olano (1953, 1959 y 1961), Hudson desarrolló la siguiente ecuación para el diseño de diques en talud. La fórmula, recogida por el SPM (1984), permite determinar el peso que deben tener las piezas del manto:

$$W = \frac{1}{K_d} \frac{H^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3} \frac{\gamma_r}{\cot \alpha} \quad (4)$$

Siendo:

- W = Peso de las pieza del manto (t).
- K_d = Coeficiente de estabilidad.
- H = Altura de ola considerada (m).
- γ_r = Densidad del material (t/m^3).
- γ_w = Densidad del agua de mar ($1,027 t/m^3$).
- $\cot \alpha$ = Inclinación de los taludes.

La altura de ola a introducir en la ecuación es la de iniciación de averías. Esta altura de ola está en función del daño que se acepte para la estructura. La relación de esta con la altura de ola de cálculo obtenida anteriormente se obtiene de la Tabla 6.

Como se ha expuesto anteriormente, el porcentaje de daños en la iniciación de averías es 5%, y empleando escollera rugosa, la altura de ola correspondiente a este nivel de daños es la misma que la de cálculo, 4,05 metros.

El coeficiente de estabilidad (K_D) es un parámetro que varía en función de la forma de las piezas, la rugosidad, la angulosidad de las aristas y el grado de entrelazado en la colocación. Además, depende del número de capas dispuestas en el manto y del lugar de la estructura que ocupen las piezas. Iribarren (1964) y Bruun (1973) recomiendan aumentar el peso de las unidades del morro del dique respecto de las utilizadas en el tronco ya que la experiencia muestra que sus secciones son menos estables. También depende de si el oleaje se encuentra en situación de rotura o no. Los valores de K_D se encuentran recogidos en el SPM (1984) en la siguiente tabla.

Armor Units	n ³	Placement	Structure Trunk		Structure Head		
			K _D ²		K _D		Slope
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Cot θ
Quarystone	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.0
Smooth rounded	>3	Random	1.6 ₄	3.2	1.4 ₄	2.3	
Smooth rounded	1	Random		2.9		2.3	
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Rough angular	>3	Random	2.2	4.5	2.1	4.2	5
Rough angular	2	Special	5.8	7.0	5.3	6.4	5
Parallelepiped ⁷	2	Special	7.0 - 20.0	8.5 - 24.0	--	--	
Tetrapod and Quadripod	2	Random	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Random	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	Random	15.8 ⁸	31.8 ⁸	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 ⁹ 3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	-----	5.0	5
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	5
Toskane	2	Random	11.0	22.0	--	--	5
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0	7.5	9.5	5
Quarystone (K _{RR})							
Graded angular	-	Random	2.2	2.5	--	--	

Tabla 7. Valores de K_D . Fuente: Hudson y Jackson (1962).

Puesto que se va a analizar la idoneidad de distintos tipos de piezas, los coeficientes serán distintos:

- Opción 1: En cuanto a la escollera rugosa, el SPM recomienda la colocación de dos capas en el manto principal. Considerando además que nos encontramos en condiciones de rotura del oleaje ("breaking wave"), el coeficiente de estabilidad para el tronco del dique es 2, mientras que para el morro es 1,9 en taludes de 1,5; y 1,6 en taludes de 2. La escollera tendrá un peso específico de 2,7 t/m³.

- Opción 2: Por lo que respecta a los bloques cúbicos, tendrán un coeficiente de estabilidad $K_D = 5$ en el tronco y $K_D = 5$ o $K_D = 4$ en el morro. El hormigón tendrá un peso específico de $2,3 \text{ t/m}^3$.
- Opción 3 y 4: Cubípodos. En el artículo *Diseño de diques en talud con el manto principal de cubípodos* (Medina, Gómez, Corredor y Santos, 2010) publicado en la Revista de Obras Públicas, se lleva a cabo una descripción de las características del cubípodo en comparación con el bloque cúbico convencional. En este artículo se encuentra la siguiente tabla (Medina y otros, 2009) que muestra los coeficientes de estabilidad de el cubípodo y otras piezas. El hormigón tendrá un peso específico de $2,3 \text{ t/m}^3$.

Tramo	Pieza	KD	n° capas	talud	Inicio de Destrucción (IDe)		Inicio de Averías (IDa)	
					SF(IDe5%)	SF(IDe50%)	SF(IDa5%)	SF(IDa50%)
tronco	cubo	6,0	2	3/2	1,05	1,35	0,67	0,86
	Cubípodo 2	28,0	2	3/2	1,09	1,40	0,82	0,99
	Cubípodo 1	12,0	1	3/2	1,31	1,64	1,06	1,27
	Accropode	15,0	1	4/3	1,05 a 1,40	1,26 a 1,51	0,93 a 1,24	1,15 a 1,38
	Xbloc	16,0	1	4/3	1,17	1,68	1,17	1,32
morro	cubo	5,0	2	3/2	1,17	1,40	0,88	1,13
	Cubípodo 2	7,0	2	3/2	1,19	1,36	0,99	1,18

Tabla 8. Valores de K_D y coeficientes de seguridad del cubo, Cubípodo, Accropode y Xbloc.
Fuente: Medina et al. (2009).

Por tanto, se adoptarán los valores $K_D = 12$ y $K_D = 28$ para una o dos capas respectivamente.

Una vez recogidos los datos necesarios se han llevado a cabo los cálculos de las diferentes opciones para su análisis. Estos se recogen en las siguientes tablas y corresponden tanto a las secciones del tronco del dique como del morro de este.

TRONCO DEL DIQUE							
TIPO DE PIEZA	CAPAS	$\gamma_r (\text{t/m}^3)$	$\gamma_w (\text{t/m}^3)$	H (m)	K_D	TALUD	W (t)
ESCOLLERA	2	2,7	1,025	4,05	2	1,5	13,70
ESCOLLERA	2	2,7	1,025	4,05	2	2	10,28
CUBO	2	2,3	1,025	4,05	5	1,5	10,58
CUBO	2	2,3	1,025	4,05	5	2	7,94
CUBÍPODO	1	2,3	1,025	4,05	12	1,5	4,41
CUBÍPODO	1	2,3	1,025	4,05	12	2	3,31
CUBÍPODO	2	2,3	1,025	4,05	28	1,5	1,89
CUBÍPODO	2	2,3	1,025	4,05	28	2	1,42

Tabla 9. Cálculo del peso de las piezas del manto principal en secciones del tronco del dique. Fuente: Elaboración propia.

MORRO DEL DIQUE							
TIPO DE PIEZA	CAPAS	γ_r (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	H (m)	K _D	TALUD	W (t)
ESCOLLERA	2	2,7	1,025	4,05	1,9	1,5	14,42
ESCOLLERA	2	2,7	1,025	4,05	1,6	2	12,84
CUBO	2	2,3	1,025	4,05	4	1,5	13,23
CUBO	2	2,3	1,025	4,05	4,5	2	8,82
CUBÍPODO	1	2,3	1,025	4,05	12	1,5	4,41
CUBÍPODO	1	2,3	1,025	4,05	12	2	3,31
CUBÍPODO	2	2,3	1,025	4,05	28	1,5	1,89
CUBÍPODO	2	2,3	1,025	4,05	28	2	1,42

Tabla 10. Cálculo del peso de las piezas del manto principal en secciones del morro del dique. Fuente: Elaboración propia.

Como puede observarse, se ha ido variando el talud del dique para comparar los pesos resultantes y de esta manera poder seleccionar la opción más conveniente tanto a nivel funcional como económico. En el caso del cubípedo también se ha comparado el resultado de colocar una o dos capas.

La ecuación 4 se puede reordenar para definir el número de estabilidad:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \sqrt[3]{K_d * \cot \alpha} \quad (5)$$

TRONCO DEL DIQUE		
TIPO DE PIEZA	D _n (m)	N _s
ESCOLLERA	1,72	1,44
ESCOLLERA	1,56	1,59
CUBO	1,66	1,96
CUBO	1,51	2,15
CUBÍPODO	1,24	2,62
CUBÍPODO	1,13	2,88
CUBÍPODO	0,94	3,48
CUBÍPODO	0,85	3,83

MORRO DEL DIQUE		
TIPO DE PIEZA	D _n (m)	N _s
ESCOLLERA	1,75	1,42
ESCOLLERA	1,68	1,47
CUBO	1,79	1,82
CUBO	1,57	2,08
CUBÍPODO	1,24	2,62
CUBÍPODO	1,13	2,88
CUBÍPODO	0,94	3,48
CUBÍPODO	0,85	3,83

Tabla 11. Valores de lado de cubo equivalente de las piezas y números de estabilidad. Fuente: Elaboración propia.

Como puede observarse en las tablas anteriores, los cubípedos presentan mayor estabilidad que el resto de tipos de pieza analizados. Además, el peso unitario de estas es menor, por lo que la cantidad de material necesario se reduce.

Las fórmulas empleadas anteriormente son las más conocidas y empleadas en el ámbito de la ingeniería costera para el cálculo de estructuras de protección. Sin embargo, estas están diseñadas para la proyección de diques no rebasables. Por lo que respecta a este proyecto, se están diseñando diques exentos sumergidos y, por tanto, rebasables. Por esta razón, resulta

necesario utilizar las siguientes fórmulas que se definen en el Cubipod Manual (Medina y Gómez, 2016) para proyectar un dique rebasable.

$$\text{Monocapa:} \quad D_n > h_s * \frac{1+3 \tan \beta}{6,2*\Delta} \quad (6)$$

$$\text{Bicapa:} \quad D_n > h_s * \frac{1+3 \tan \beta}{7*\Delta} \quad (7)$$

Donde:

- D_n = Lado del cubo equivalente (m).
- h_s = Profundidad a pie de dique (m).
- $\tan \beta$ = Pendiente del fondo.
- Δ = Relación de densidades.

La profundidad a pie de dique es de 4,5 metros, mientras que la pendiente del fondo es de 1,3% aproximadamente:

LADO DEL CUBO EQUIVALENTE MÍNIMO						
TIPO DE PIEZA	CAPAS	γ_r (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	h_s (m)	$\tan \beta$	$D_{n_{\min}}$ (m)
ESCOLLERA	2	2,7	1,025	4,5	0,013	0,41
CUBO	2	2,3	1,025	4,5	0,013	0,54
CUBÍPODO	1	2,3	1,025	4,5	0,013	0,61
CUBÍPODO	2	2,3	1,025	4,5	0,013	0,54

Tabla 12. Cálculo del lado del cubo equivalente mínimo para estructuras rebasables. Fuente: Elaboración propia.

Analizando los resultados de lado de cubo equivalente mínimo obtenidos en la tabla anterior y los de la Tabla 11, se observa que los D_n obtenidos mediante la fórmula de Hudson son absolutamente válidos, ya que en todos los casos son mayores al mínimo considerado.

2.6.- ELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Al igual que en *Anejo 9. Estudio de alternativas*, se va a llevar a cabo un análisis multicriterio de las diferentes opciones consideradas en los cálculos anteriores para conformar la estructura del dique. Los criterios que se tendrán en cuenta serán los siguientes:

- **Funcionalidad:** Se valora la eficacia del tipo de pieza para resolver el problema planteado.
- **Impacto ambiental:** Se valora el efecto que produce el tipo de estructura en el medio marino.
- **Coste:** Se evalúa el coste que supone la ejecución de la posible estructura.

La valoración final se realiza ponderando cada criterio habiendo asignado un peso a cada uno de ellos.

$$Valoración\ final = \sum_i Peso_{criterio\ i} * Valoración_{criterio\ i} \quad (8)$$

	Criterio funcional	Criterio medioambiental	Criterio económico
Peso	45%	25%	30%

$$V.F = 0,45 * C.Funcional + 0,25 * C.MA + 0,30 * C.Económico$$

A continuación se analiza cada una de las alternativas:

2.6.1.- Opción 1: Diques en talud de escollera

- **Criterio funcional:** Los diques en talud con el manto principal formado por escollera han sido la solución más utilizada históricamente. Por esto, su funcionalidad está más que probada y estudiada. Sin embargo, han ido siendo sustituidos a medida que han aparecido nuevas piezas. Por esto, se valora con un 6.
- **Criterio ambiental:** Al ser un dique exento sumergido, la estructura facilitará la creación de hábitats submarinos para el desarrollo de las especies existentes en esta zona del mediterráneo. Se valora con un 7.
- **Criterio económico:** Se valora con un 6.

2.6.2.- Opción 2: Diques en talud formados por cubos.

- **Criterio funcional:** Al igual que en la opción anterior, esta tipología ha sido ampliamente probada y se sabe que cumple los objetivos deseados. Se valora con un 7.

- **Criterio ambiental:** El hecho de que las piezas sean de hormigón no plantea ningún problema o variación ambiental en comparación al uso de escolleras, por lo que se decide valorar este criterio con un 7.
- **Criterio económico:** Puesto que los cubos estarán formados por hormigón, la estructura será algo más cara. Se valora con un 5.

2.6.3.- Opción 3: Diques en talud formados por cubípodos

- **Criterio funcional:** Los cubípodos no han sido tan ampliamente utilizados como las escolleras al ser más modernos. Pero puesto que actualmente están implantándose en gran cantidad de lugares debido a su buen funcionamiento, se decide valorarlo con un 7.
- **Criterio ambiental:** Como en la opción anterior, se valora con un 7.
- **Criterio económico:** Se valora con un 5.

2.6.4.- Opción 4: Estructura homogénea de cubípodos

- **Criterio funcional:** Estas estructuras presentan mayor porosidad y estabilidad que los diques convencionales. Además, son fácilmente desmantelables y reutilizables. Se valora con un 8.
- **Criterio ambiental:** Además de proteger la playa, esta estructura supondría una zona de fácil colonización coralina, convirtiéndose en una “infraestructura verde”, lo que atraería a gran variedad de peces y especies marinas. Por otro lado, generaría una nueva zona atracción turística para personas que practiquen buceo. Se evalúa con un 9.
- **Criterio económico:** Los cubípodos son de hormigón, lo que supone un alto precio si se prefabrican las piezas y se transportan hasta la obra. Este precio podría reducirse fabricando las mismas piezas en alguna instalación cercana a la obra. Se valora con un 5.

Finalmente, tras aplicar la fórmula 8 a cada uno de las opciones, resulta elegida la opción 4. Los diques que se pondrán en obra serán estructuras homogéneas rebasables formadas de cubípodos.

	OPCIÓN 1	OPCIÓN 2	OPCIÓN 3	OPCIÓN 4
C. FUNCIONAL	6	7	7	8
C. MEDIOAMBIENTAL	7	7	7	9
C. ECONÓMICO	6	5	5	5
V.F.	6,25	6,40	6,40	7,35

Tabla 13. Análisis multicriterio de las distintas estructuras de dique. Fuente: Elaboración propia.

2.7.- DISEÑO EN PLANTA

Como ya se ha indicado, la solución elegida es la ejecución de tres diques exentos sumergidos cuya estructura será homogénea y formada por cubípodos. Este tipo de estructura se conoce como “Homogeneous Low Crested Structure” (HLCS).

En los últimos años se ha estudiado y desarrollado este tipo de novedosa estructura y se han ensayado múltiples modos de colocación de las unidades que la forman para comprobar su estabilidad. En *Hydraulic Performance of homogeneous low-crested structure* (Medina y otros, 2019) se destaca que las HCLS son capaces de proteger la costa de la misma manera que las estructuras no homogéneas, pero minimizando los impactos medioambientales; la fase constructiva es bastante sencilla y limpia y las piezas son reutilizables. Por otro lado, las HCLS son estructuras altamente porosas.

La porosidad y estabilidad hidráulica de las HCLS depende en gran parte del modo de disposición de las piezas de hormigón, en este caso cubípodos. En el estudio realizado por Medina y otros (2019), se ensayaron diferentes mallas de colocación, obteniendo los mejores resultados con una malla de colocación tipo triangular en la que se dispone una primera capa horizontal y cada elemento de la capa inmediatamente superior se sitúa sobre tres unidades de la capa inferior (una en el lado de incidencia de oleaje y dos en el lado contrario). Este modo de disposición se puede observar de manera clara en la siguiente imagen.



4. Malla de colocación triangular. Fuente: Medina et al. (2018).

En apartados anteriores se han llevado a cabo los cálculos para conocer el peso necesario de las piezas para que la estructura sea estable mediante la fórmula de Hudson para diques convencionales, de los que se obtuvo un peso de 4,41 toneladas correspondiente a un D_n de

1,24 metros. También se ha calculado $D_{n\min}$ para el caso de diques rebasables, pero ninguno de estos cálculos es específico para la tipología de dique que se quiere proyectar. Por tanto, se opta por escalar los modelos ensayados por Medina, Odériz, Gómez, etc. en “Hydraulic performance of homogeneous low-crested structures” y compararlos con los resultados obtenidos en los apartados anteriores. Estos, ensayaron diversas estructuras de diques homogéneos para observar su comportamiento y estabilidad ante diferentes energías de oleaje y variando el nivel del agua con el objetivo de comprobar si se producían cambios al variar el francobordo. Las tres estructuras diseñadas para los ensayos, todas con la malla de colocación de tipo triangular comentada anteriormente son las siguientes:

- HLCS-A1 (1 capa) con dos filas de cubípodos.
- HLCS-B5 (5 capas) con 11, 9, 7, 5 y 3 filas de cubípodos y talud $H/V = 1,5$ en ambos lados.
- HLCS-C3 (3 capas) con 9, 6 y 3 filas de cubípodos y talud $H/V=2$ a barlomar y $H/V=1,5$ a sotamar.

Estos modelos fueron ensayados con diferentes escalas: $1/42,8$ y $1/37,5$. Las piezas de cubípodos usadas tenían una densidad de 2.280 kg/m^3 y $D_{n50} \text{ (m)}=0,0380$ y $0,0435$ respectivamente. Puesto que se conocen las escalas de los modelos, se puede calcular el D_{n50} equivalente: $0,0380 * 42,8 = 1,62\text{m}$.

Puesto que en el caso de estudio se tiene una profundidad de 4,5 metros en el lugar de emplazamiento de los diques, se toma como base la estructura con 3 capas para establecer el D_{n50} que tendrán los cubípodos de estos en base a los ensayos realizados por Medina y el resto de autores. Además, en sus conclusiones afirman que en este tipo de estructura con 3 capas, todos los modelos ensayados resultan estables. A continuación se muestran los diferentes ensayos realizados para la estructura HLCS-C3.

Test ID	$H_{si} \text{ (m)}$	$T_{pi} \text{ (s)}$	$R_c \text{ (m)}$
C3aLH	0.047	1.28	0.020
C3aLM	0.046	1.28	0.010
C3aLL	0.044	1.28	0.000
C3aMH	0.066	1.71	0.020
C3aMM	0.066	1.71	0.000
C3aML	0.069	1.48	-0.030
C3aHH	0.066	2.06	0.020
C3aHM	0.073	1.78	0.000
C3aHL	0.085	1.81	-0.030
C3bLH	0.047	1.26	0.030
C3bLM	0.048	1.26	0.020
C3bLL	0.047	1.26	0.010
C3bMH	0.072	1.62	0.030
C3bMM	0.075	1.62	0.010
C3bML	0.077	1.62	-0.030
C3bHH	0.073	2.09	0.030
C3bHM	0.076	2.19	0.010
C3bHL	0.095	2.09	-0.030

Tabla 14. Matriz de ensayos para la estructura con 3 capas. Fuente: Medina y otros (2018).

De los anteriores modelos, el que más se asemeja al caso de estudio es el “C3aHL”, con una altura de ola en modelo de 0,085 metros y un francobordo de -0,03 metros, lo que quiere decir que el dique se encuentra sumergido. Haciendo la equivalencia mediante la fórmula del número de estabilidad (Fórmula 5), el D_{n50} del prototipo sería el siguiente:

$$Ns_{modelo} = Ns_{prototipo}$$

$$\frac{0,085}{\left(\frac{2,28}{1} - 1\right) * 0,038} = \frac{4,05}{\left(\frac{2,3}{1,025} - 1\right) * Dn}$$

$$Dn = 1,78 \text{ metros.}$$

El prototipo equivalente a este modelo tendría un D_{n50} de 1,78 metros, pero es necesario reducirlo un poco ya que la profundidad existente en el lugar donde se emplazarán los diques es de 4,5 metros y queremos que este no tenga francobordo, es decir, que esté a nivel del mar. Reducirlo no tendrá malas consecuencias, ya que la estabilidad aumentará.

Se decide, por tanto, establecer el D_{n50} en 1,6 metros, lo que hará que el número de estabilidad sea el siguiente:

$$Ns = \frac{4,05}{\left(\frac{2,3}{1,025} - 1\right) * 1,6} = 2,05$$

Una vez fijado el D_n , podemos conocer el peso que tendrá cada una de las piezas sabiendo que la densidad del hormigón será de 2,3 t/m³.

$$W = 1,6^3 * 2,3 = 9,42 \text{ t}$$

Resumiendo, los cubípodos que conformarán los diques exentos homogéneos tendrán un peso $W = 9,42 \text{ t}$ y un $D_{n50} = 1,6$ metros.

La estructura estará formada por tres capas de cubípodos de 9, 6 y 3 filas respectivamente, con taludes $H/V=2$ a barlomar y $H/V=1,5$ a sotamar. Es importante la existencia de tres filas en la capa superior para garantizar la estabilidad hidráulica.

En cuanto a la distancia de separación entre cubípodos de una misma fila, Medina y otros (2018) recogen la siguiente tabla con valores medios, máximos y mínimos.

Lines	Minimum distance	Maximum distance	Mean distance
R	1.31*Dn50	1.84*Dn50	1.58*Dn50
C	0.79*Dn50	1.58*Dn50	1.27*Dn50

Tabla 15. Distancia de separación entre cubípodos de una misma fila. Fuente: Medina y otros, 2018.

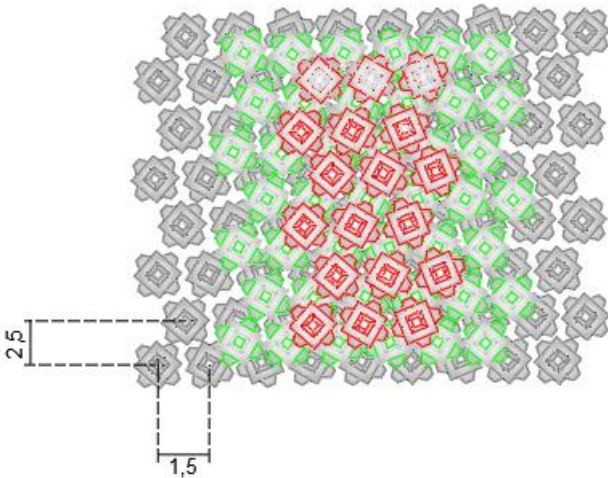
La distancia entre cada unidad en las líneas R y C tendrán los siguientes valores:

	MÍNIMA	MEDIA	MÁXIMA
DISTANCIA R (m)	2,10	2,53	2,94
DISTANCIA C (m)	1,26	2,03	2,53

Tabla 16. Distancias "R" y "C" entre cubípodos. Fuente: Elaboración propia.

Se adopta 2,5 metros de separación entre cubípodos en las líneas R y 1,5 metros en las líneas C. De esta manera en la capa inferior habrá 60 x 9 cubípodos, en la intermedia 58 x 6 y en la superior 56 x 3, obteniendo un total de 3.168 cubípodos entre los tres diques.

En la siguiente imagen se muestra una sección en planta realizada en AUTOCAD de la estructura diseñada, en la que se puede observar la tipología de malla de colocación y la cantidad de cubípodos por capa.



5. Sección en planta del dique proyectado. Fuente: Elaboración propia.

3.- ALIMENTACIÓN ARTIFICIAL

Para complementar al dique exento se va a realizar un aporte de arenas en las zonas más conflictivas de las playas objeto de estudio. En este epígrafe se procede al dimensionamiento de esta alimentación artificial de arenas.

3.1.- ZONAS DE PLAYA SECA

La Dirección General de Puertos y Cosas (1985) en su estudio de zonificación de playas, establece que se puede dividir la playa en tres zonas diferenciadas:

- **Zona activa o de inmersión:** “Franja de arenas más próxima a la orilla que debe permanecer libre en casi toda su longitud, para favorecer la inmersión y tránsito de los bañistas”. El ancho de esta zona viene impuesto por la carrera de mareas o, si la playa no es sensible a estas, se fijará una anchura mínima de 10 metros. En el caso de que la playa cuente con una anchura mayor a 40 metros, se podrá ampliar el ancho de la zona activa hasta 10 metros más. Mientras que si es menor de 20 metros, esta se reducirá a 6 metros. Tal y como se establece: “Una buena práctica es dejar como zona activa un tercio del total del ancho de la playa, sin bajar nunca de los 6 m.” Una forma de obtener esta anchura es a partir del valor del run-up y de la pendiente de la playa.
- **Zona de reposo o inactiva:** “Es inmediata y paralela a la anterior, en la que se permite la colocación de elementos portátiles que faciliten la permanencia a los usuarios.” En el mediterráneo, se considera que la anchura óptima es de 25 metros, pudiendo variar en función de las dimensiones de la playa, pero sin superar nunca los 100 metros.
- **Zona de espacios libres o de servicios:** “Conjunto de terrenos inmediatos a la zona de reposo por el lado de tierra y limitada por el final de la playa”. Constituye la separación de la zona urbana y la zona de reposo de la playa. Se dejará una amplitud aproximada de 10 metros como margen de resguardo, que servirá para equilibrar la playa en caso de temporales. Si existe cordón dunar, esta zona podrá ser menor.

3.2.- ANCHURA DE LAS PLAYAS DE CORINTO Y ALMARDÁ

Según la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar en su estudio de la Ecocartografía de Valencia (2007), la playa de Corinto presenta una anchura media de 90 metros, con un máximo de 189 metros en el límite con la playa de Almardá. Mientras que esta última tiene una amplitud media de 155 m., con máximos de 222 m.

Sin embargo, estas amplitudes tienen en cuenta la zona ocupada por el cordón dunar, que constituye la mayor parte de estas. Por tanto, se ha realizado en Google Earth la medida de la zona restante. Resultando una anchura media de 50 m. en la playa de Corinto y de 60 m. en la de Almardá.

De esta manera se cumplen sobradamente las especificaciones de anchuras relativas a las zonas activas y de reposo. Pudiendo admitir un ancho de 20 metros para la zona activa y de 27

metros para la zona de reposo, dejando un resguardo de 3 metros y quedando la superficie restante como zona de espacios libres.

Puesto que se dispone de un ancho de playa suficiente, no resulta necesario realizar el cálculo del run-up para el dimensionamiento de la zona activa a partir de este y la pendiente de la playa.


Se efectuará el aporte de arenas en la superficie de playa existente, sin realizar un avance hacia la costa.

3.3.- GRANULOMETRÍA



La granulometría de la arena que se aportará en las playas es un factor clave en el diseño de la alimentación artificial. La diferencia de tamaño entre la arena aportada y el sedimento existente antes de la actuación influirá en la evolución futura del perfil de la playa. Si la arena aportada es menos gruesa, el oleaje la desplazará mar adentro. Por otro lado, si usamos arenas más gruesas, aumentará la pendiente de la playa regenerada en comparación con la original, mientras que si las arenas son menores, la pendiente de equilibrio disminuye. Por tanto, el coste será menor empleando arenas más gruesas, al necesitar menor volumen de material

El parámetro que define la granulometría de las playas es D₅₀, medida del tamaño medio de sedimento. Por tanto, para elegir el D₅₀ a emplear en la alimentación es necesario conocer el valor de este en la zona de actuación.

En el estudio llevado a cabo por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar de la Ecocartografía de Valencia (2007), se encuentran las fichas de las playas objeto de estudio, en las que se proporciona el tamaño medio de las partículas:

 <div>MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE</div>		<div>SECRETARÍA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD</div> <div>DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS</div>		<div>ESTUDIO ECOCARTOGRAFICO DEL LITORAL DE LAS PROVINCIAS DE ALICANTE Y VALENCIA</div> <div>REF: 28/4710/05</div>	
FICHA DE PLAYAS					
Código Playa V002	HMN 29-26	Hoja 5000 668_ Sagunto. 8-7/8-8	Municipio SAGUNT	Provincia VALENCIA	SIG D.G. Costas Cod. Estudio: 07 Cod SubEstudio: 01
Denominación de la Playa: Playa de Almadá					
	Datos base de la playa	Superficie total playa: 23.73Ha		Características morfología de la playa	Pendiente media: 1.38 %
		Perímetro: 3538.96 m			Tipo de playa: Abierta
		Longitud: 1377.06 m			Tipo de sedimento: Arenas medias
		Anchura media: 155.67 m			D ₅₀ : 0.28 mm
		Anchura máxima: 221.88m			Color arena: Dorada
		Anchura mínima: 1.5m			Ajuste Dean: 0.103
Croquis contorno					

7. Ficha de la playa de Almadá. Fuente: Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar (2007).

 <div>MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE</div>		SECRETARÍA GENERAL PARA EL TERRITORIO Y LA BIODIVERSIDAD		ESTUDIO ECOCARTOGRAFICO DEL LITORAL DE LAS PROVINCIAS DE ALICANTE Y VALENCIA REF: 28/4710/05	
		DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS			
FICHA DE PLAYAS					
Código Playa V001	HMN 29-26	Hoja 5000 668. Sagunto. 8-6/8-7	Municipio SAGUNT	Provincia VALENCIA	SIG D.G. Costas Cod. Estudio: 07 Cod SubEstudio: 01
Denominación de la Playa: Playa de Corinto					
	Datos base de la playa	Superficie total playa: 28.81Ha		Características morfología de la playa	Pendiente media: 1.25 %
		Perímetro: 7406.77 m			Tipo de playa: Abierta
		Longitud: 2997.12 m			Tipo de sedimento: Arenas gruesas
		Anchura media: 90.83 m			D ₅₀ : 0.26 mm
		Anchura máxima: 189.14m			Color arena: Dorada
		Anchura mínima: 1.5m			Ajuste Dean: 0.098
Croquis contorno					

8. Ficha de la playa de Corinto. Fuente: Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar (2007).

Como se observa en las fichas, el D₅₀ de las playas de Almardá y Corinto es de 0,28 y 0,26 mm respectivamente. Sin embargo, el tamaño medio es de esta magnitud debido a que en este estudio se tiene en cuenta el tamaño de sedimentos de la playa en todo su conjunto: playa seca, estrán y playa sumergida.

No obstante, el motivo de la regeneración de estas playas es la acumulación masiva de gravas y la fuga de las arenas en la playa seca. Como ya se ha especificado en el *Anejo 6. Geomorfología*, el tamaño medio de las partículas supera los 2 mm en la playa seca de Corinto y por poco no lo hace en la de Almardá. A continuación se adjuntan las curvas granulométricas de las playas en función de la cota, en las que se observa lo comentado en este párrafo.

Perfil 2: ALMARDÁ

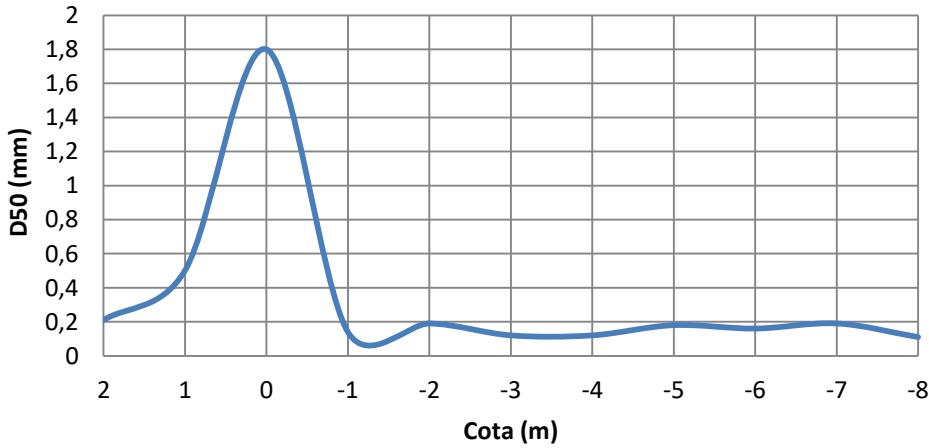


Gráfico 3. Curva de tamaño de sedimentos en el perfil 2, correspondiente a la playa de Almardá. Fuente: elaboración propia.

Perfil 3: CORINTO

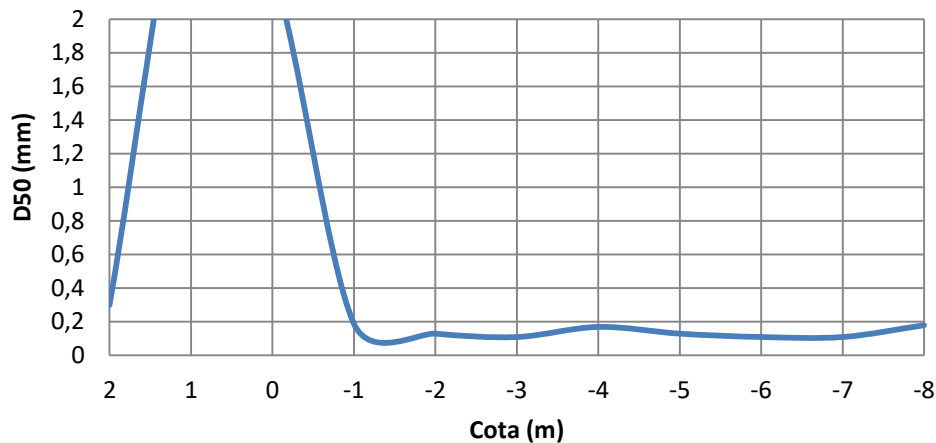


Gráfico 4. Curva de tamaño de sedimento en el perfil 3, correspondiente a la playa de Corinto. Fuente: elaboración propia.

Además, hay que considerar que si el tamaño es mayor, los sedimentos serán empujados hacia la costa, mientras que si es menor, estos se movilizarán mar adentro. A la vista de los datos, se dispone utilizar una arena algo mayor a la existente en el estrán de las playas, que es del orden de entre 0,15 y 0,20 mm. Por tanto, el tamaño medio escogido es $D_{50} = 0,30$ mm.

3.4.- PERFIL DE EQUILIBRIO

El perfil de las playas presenta distintas morfologías a lo largo de toda la costa. Sin embargo, en la mayoría predomina una tendencia similar, en la que la pendiente es mayor en la línea de costa y disminuye mar adentro. Esta regularidad ha permitido el desarrollo de diferentes modelos matemáticos que describen, con diferente grado de acierto, un perfil de playa. El perfil de equilibrio se define como: “la morfología que alcanzará un perfil de playa expuesto a unas condiciones de oleaje constantes, fundamentalmente altura de ola y período, y compuesto por un tamaño de grano determinado.” (Larson, 1991).

Puesto que los agentes son variables, es imposible tener un perfil de equilibrio fijo. Pero como conocemos el rango de valores, la variabilidad del perfil está limitada. Así, habrá una morfología que se dará con mayor regularidad, esta es considerada como el perfil de equilibrio dinámico.

Existen múltiples expresiones del perfil de equilibrio, pero uno de los modelos más utilizados y contrastados es el perfil de Dean (1991):

$$h = Ax^{\frac{2}{3}} \quad (9)$$

Siendo h la profundidad, x la distancia a la línea de costa y A un coeficiente de forma que se obtiene mediante la siguiente gráfica:

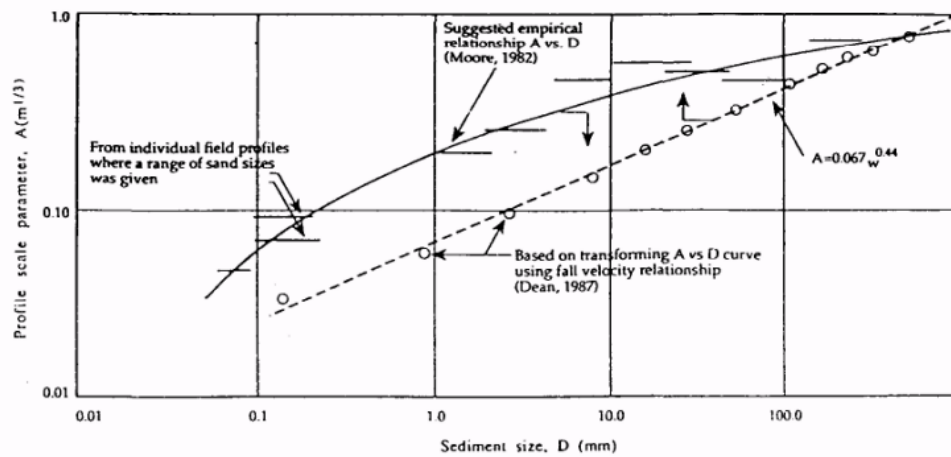


Gráfico 5. Variación del parámetro A con el tamaño del sedimento. Fuente: Dean (1991).

Puede predecirse la pendiente de equilibrio de una playa en función del tamaño de sedimento y del grado de exposición de la playa. Esto puede realizarse a partir del diagrama de Wiegel, del que se extrae la pendiente esperada en función del diámetro medio utilizado en la alimentación de arenas en playas expuestas, protegidas o parcialmente protegidas de la acción del oleaje.

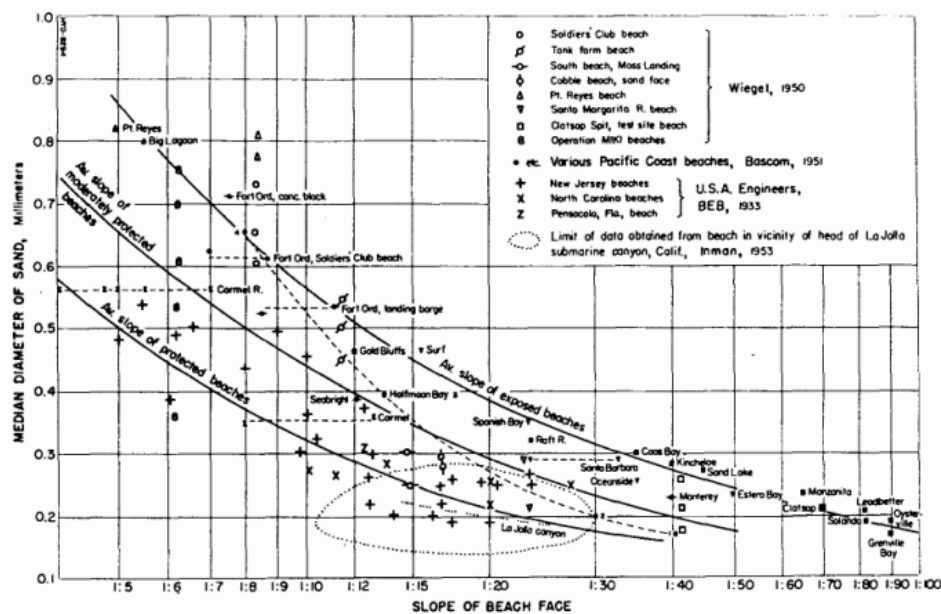


Figura 8. Pendientes de equilibrio para diferentes tamaños de grano y grado de exposición al oleaje (Wiegel, 1964).

Gráfico 6. Pendientes de equilibrio para diferentes tamaños de grano y grado de exposición al oleaje. Fuente: Wiegel (1964).

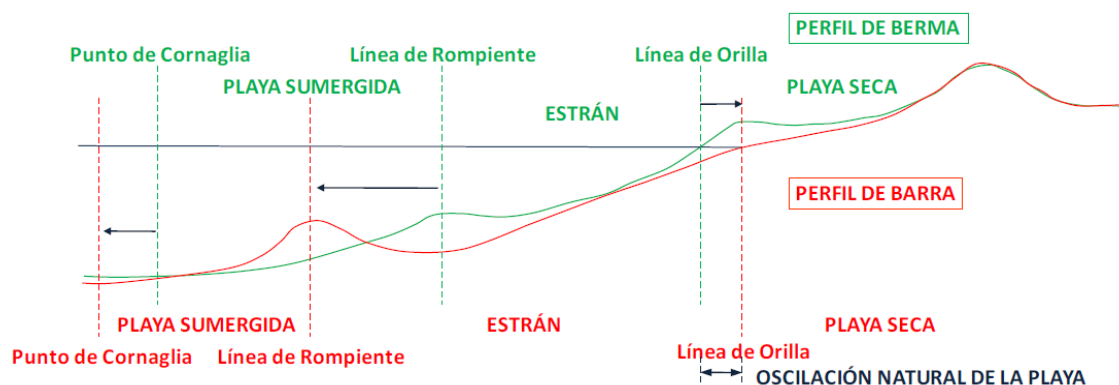
Teniendo en cuenta que el D_{50} del material de aportación se ha fijado en 0,30 mm y que los diques proyectados protegerán, en parte, de la acción del oleaje, se tomará un punto intermedio entre las líneas de las playas expuestas y moderadamente protegidas. Resulta una pendiente de aproximadamente el 4% (1:25).

3.5.- PERFIL DE LA PLAYA

El perfil de las playas presenta cambios a lo largo del año debido a la movilización de los sedimentos que la componen por la acción del oleaje. Estas variaciones en el perfil son principalmente motivadas por la componente transversal del transporte sólido litoral. Puesto que este depende principalmente del clima marítimo, el perfil varía cíclicamente en función de la época del año. De esta manera, cuando hay temporales se presentan las mayores modificaciones, las cuales se revierten en periodos de calma. Se dice entonces que la playa alcanza su perfil de equilibrio: no se producen grandes pérdidas de material y el aporte es constante.

Se diferencia entre perfil de barra o de invierno y perfil de berma o de verano:

- **Perfil de barra:** En invierno se producen los oleajes más intensos del año, lo que produce la erosión de la playa seca y la reducción de su amplitud. Las arenas de esta son arrastradas mar adentro hacia la playa sumergida, donde se acumulan formando barras situadas en la línea de rompiente. Esto genera una reducción de la playa sumergida, un incremento del estrán y la disminución de la pendiente media, además de la reducción del ancho de playa seca comentado anteriormente. Este tipo de perfil se forma de manera brusca por temporales.
- **Perfil de berma:** Durante el verano el oleaje presenta mayores periodos de calma, lo que origina que la arena dispuesta en las barras del anterior perfil sea redirigida hacia la orilla, invirtiendo el proceso. La arena se coloca de nuevo en la playa seca, aumentando la pendiente y generando una berma. Al contrario que el perfil de barra,



el perfil de berma es el resultado de un proceso lento y progresivo.

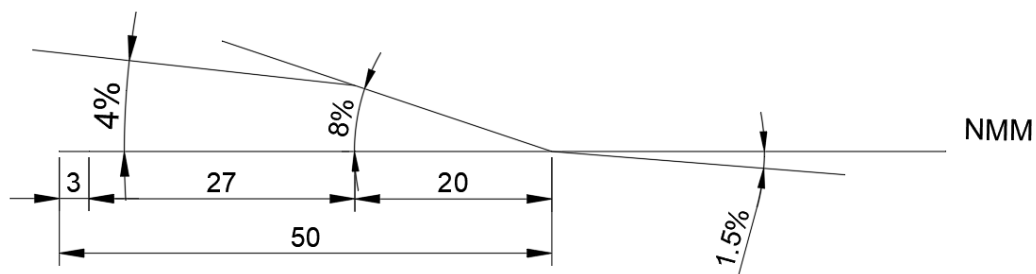
6. Perfiles de berma y de barra. Fuente: Esteban V. y otros.

En el caso que nos ocupa se definirá un perfil en función del clima marítimo existente en la zona que no se corresponderá de manera precisa con ninguno de los perfiles estacionales

definidos anteriormente. Con el paso del tiempo, este se irá adaptando y se formará el perfil de equilibrio.

Por lo que respecta a la playa seca, se dispondrá un perfil de playa seca con pendientes del 8% para la zona activa y del 4% para la zona de reposo, tal y como recomienda la Dirección General de Costas en las Recomendaciones de Obras Marítimas. Para el estrán se recomiendan valores de entre 1-2%, por esto se adopta un 1,5% de pendiente.

Como se ha dicho anteriormente, el ancho de la zona activa será de 20 metros y el de la zona de reposo de 27, dejando un resguardo de 3 metros entre esta y el cordón dunar.



7. Diseño del perfil de la playa. Fuente: Elaboración propia.

3.6.- CÁLCULO DEL VOLUMEN NECESARIO

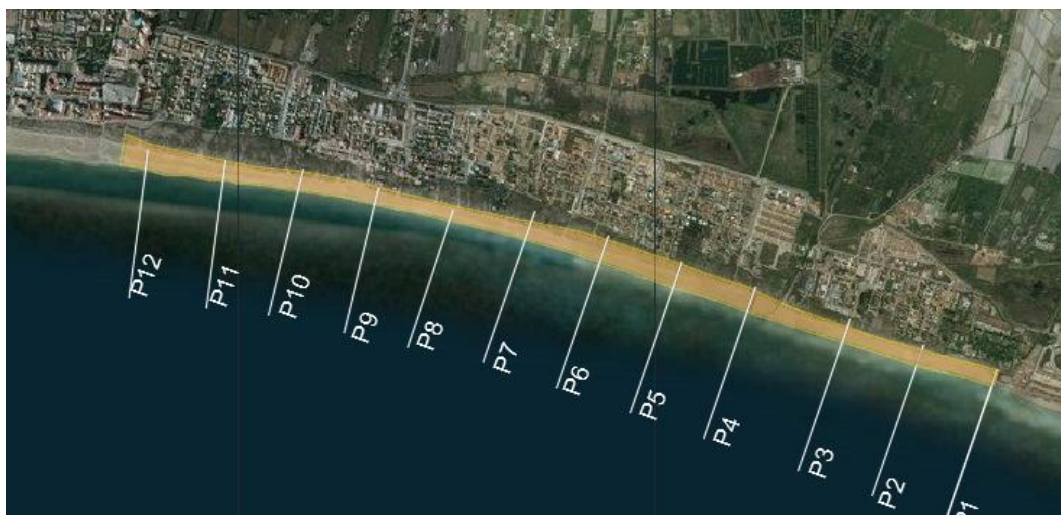
Conocido ya el perfil teórico que va a implantarse, es necesario calcular el volumen de áridos necesario para llevar a cabo la alimentación artificial. Para ello se empleará el siguiente método, que consiste en definir secciones a lo largo de las playas y aplicar la ecuación:

$$Vol = \frac{A_n + A_{n+1}}{2} * d \quad (10)$$

Siendo:

- Vol = Volumen teórico entre dos perfiles consecutivos (m³).
- A_n y A_{n+1} = Áreas de dos perfiles consecutivos (m²).
- d = Distancia de separación entre los dos perfiles consecutivos (m).

Por tanto, es necesario disponer una serie de secciones transversales a lo largo de la línea de costa separados entre ellos una distancia conocida, que se ha fijado en 350 metros, con las excepción de P3 y P4, entre los que está la Gola de l'Estany y se ha evitado la colocación de



8. Perfiles de cálculo del volumen necesario. Fuente: Elaboración propia.

una sección sobre ella.

Por otro lado, puesto que el material de aporte no tendrá las mismas características que el actual de la playa, será necesario adoptar un factor de relleno para salvar pérdidas ocasionadas al verter el material o erosiones por oleaje. Se fija este factor en 1,3.

Puesto que el problema existente no es de anchura de playa, si no de acumulación de grava, y la playa ya tiene el ancho necesario, todos los perfiles excepto el P9, P10, P11 y P12 tendrán la misma superficie que rellenar. No será necesario realizar el aporte de arenas en la zona de reposo de estos tres perfiles ya que las gravas todavía no la han ocupado.

PERFIL	ÁREA (m ²)	d (m)	VOLUMEN (m ³)
P1	74		
		350	25900
P2	74		
		350	25900
P3	74		
		450	33300
P4	74		
		350	25900
P5	74		
		350	25900
P6	74		
		350	25900
P7	74		
		350	25900
P8	74		
		350	25900
P9	38		
		350	13300
P10	38		
		350	13300
P11	38		
		350	13300
P12	38		
FACTOR DE RELLENO			1,3
TOTAL			330.850 m ³

Tabla 17. Cálculo del volumen de arena necesario. Fuente: Elaboración propia.

Una vez realizados los cálculos necesarios se obtiene un volumen de material necesario para el relleno de 330.850 m³.

3.7.- PROCEDENCIA DE LOS MATERIALES

Siguiendo los criterios recomendados por la Dirección General de Costas en *Directrices sobre actuaciones en playas*, para la alimentación artificial de playas, se analizará la viabilidad económica y ambiental de la utilización de las siguientes fuentes de áridos dentro de la Demarcación Hidrográfica correspondiente, por este orden:

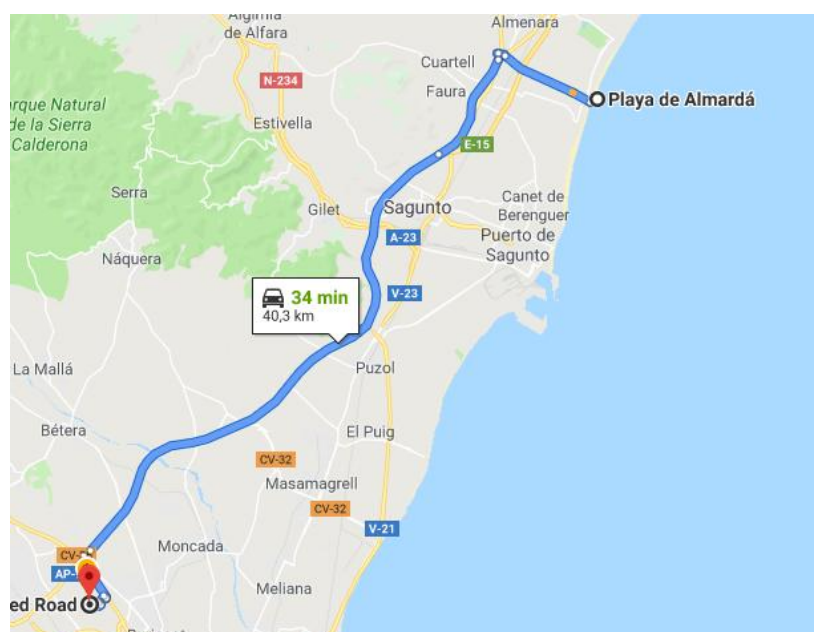
1. Los retenidos o inmovilizados por los puertos y otras estructuras marítimas.
2. El trasvase de los áridos retenidos por estructuras marítimas o portuarias.
3. Los inmovilizados bajo las edificaciones, infraestructuras y cultivos situados sobre los antiguos cordones litorales y sistemas deltaicos.
4. Los sedimentos presentes en las cuencas y en los cauces.
5. Los que integran algún tipo de formación litoral especial, como los bajos o las flechas litorales.
6. Los retenidos o inmovilizados por los embalses.

Solo en el caso de justificarse la inviabilidad económica o medioambiental de utilizar dichas fuentes se estudiará la viabilidad de utilizar otras fuentes totalmente ajenas al sistema litoral, preferiblemente de origen marino a terrestre.

Siguiendo las recomendaciones anteriores, se analiza la posibilidad de utilización de dichas fuentes. Cabe destacar que existen infraestructuras portuarias cerca de las playas de actuación como son el Puerto Siles de Canet d'en Berenguer y el Puerto de Sagunto, pero la arena que puedan contener estos no será suficiente para abordar el aporte necesario. Otras fuentes de material de origen marino o fluvial no se contemplan por la necesidad de realizar un estudio de los posibles efectos ambientales que resultarían de la actuación.

Es por esto que se decide que el material de aporte proceda de alguna planta de extracción y tratamiento de áridos. La arena deberá haber sido tratada mediante procesos de machaqueo, clasificación, redondeo, etc. El tamaño de esta debe ser algo superior al de la arena de origen, $D_{50}=0,30$ mm como se ha establecido en apartados anteriores.

Por razones económicas, la cantera de procedencia debe encontrarse en zonas no muy alejadas a las playas. La elegida es la cantera de arena de la empresa Hermanos Andújar y Navarro S.L., situada en la partida del Rabosar, en el término municipal de Paterna, que cuenta con una amplia variedad de productos. Esta es la cantera más cercana que ofrece la arena necesaria para la alimentación artificial. Se encuentra a 40 km de las playas de Almardá y Corinto.



9. Localización y trayecto de la cantera a la playa de Almardá. Fuente: Google Maps.

4.- REFERENCIAS (falta revisar todas)

- ALMAZÁN, J.L., PALOMINO, M.C Y GARCÍA, J.R. (2000). Introducción al diseño de obras de defensa de formas costeras de depósito. Universidad Politécnica de Madrid. <<http://www.almazan-ingenieros.es/data/archivo/Introduccion%20al%20diseno%20de%20obras%20de%20defensa%20de%20formas%20costeras%20de%20deposito.pdf>> [Consulta: 10 de Junio de 2019].
- BERNABEU, A.M., MEDINA, R., VIDAL, C. y MUÑOZ-PÉREZ, J.J. (2001). “Estudio morfológico del perfil de playa: modelo de perfil de equilibrio en dos tramos.” En *Rev. Sociedad Geológica de España*. 14 (3-4), 2001. <[http://www.sociedadgeologica.es/archivos/REV/14\(3-4\)/Art06.pdf](http://www.sociedadgeologica.es/archivos/REV/14(3-4)/Art06.pdf)>. Consulta: [30 de Julio de 2019].
- CLAVERO, M. (2010). *Comportamiento de los diques en talud frente a la acción del oleaje y criterios para el reparto de la probabilidad conjunta de fallo en la vida útil*. Universidad de Granada. Tesis Doctoral. Universidad de Granada. <<https://hera.ugr.es/tesisugr/17248061.pdf>> [Consulta: 30 de Junio de 2019].
- DEPARTMENT OF THE ARMY (1984). *Shore Protection Manual, Volume 1 y 2*. SPM. Washington DC: Department of the army.
- DIRECCIÓN GENERAL DE SOSTENIBILIDAD DE LA COSTA Y EL MAR (2007). *Estudio Ecocartográfico del litoral de las provincias de Alicante y Valencia*. Ministerio para la Transición Ecológica. <<https://www.miteco.gob.es/es/costas/temas/proteccion-costa/ecocartografias/ecocartografia-valencia.aspx>> [Consulta: 28 de Mayo de 2019].
- ESTEBAN CHAPAPRÍA, V., GÓMEZ MARTÍN, M.A. Y MOLINES LLODRA, J. (2017). “Tema 19: Dinámica y procesos litorales” en *Obras Marítimas*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- HERMANOS ANDÚJAR Y NAVARRO S.L. <<https://andujarynavarro.com/construccion/cantera-de-arenas/>>. [Consulta: 27 de Agosto de 2019].
- MEDINA, J.R. Y VIDAL, C. (2014). *Diseño y construcción de diques rompeolas*. Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria. Ingeniería del agua, [S.I.], v. 18, n. 1, p. 29-38. <<https://polipapers.upv.es/index.php/IA/article/view/3074>>. Consulta: [27 de Junio de 2019].
- MEDINA, J.R., GÓMEZ-MARTÍN, M.E. (2016). *Cubipod Manual 2016*. Editorial Universitat Politècnica de València. <<http://hdl.handle.net/10251/72310>>. [Consulta: 3 de Agosto de 2019].

- MEDINA, J.R., GÓMEZ-MARTÍN, M.E., MOLINES, J., ODÉRIZ, MENDOZA, E. Y SILVA, R. (2019). *Hydraulic performance of homogeneous low-crested structures*. Universitat Politècnica de València y Universidad Nacional Autónoma de México.
- MINISTERIO DE FOMENTO (1990). *Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Recomendaciones para Obras Marítimas*. ROM 0.2-90. Madrid: Ministerio de Fomento.
- MINISTERIO DE FOMENTO (1991). *Oleaje, Anejo I. Clima Marítimo en el Litoral Español. Recomendaciones para Obras Marítimas*. ROM 0.3-91. Madrid: Ministerio de Fomento.
- MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE (2008). “Directrices sobre actuaciones en playas”. <https://www.miteco.gob.es/es/costas/publicaciones/directrices_sobre_playas_tcm30-161257.pdf>. [Consulta: 14 de Agosto de 2019].
- ODÉRIZ, I., MENDOZA, E., SILVA, R. Y MEDINA, J. (2018). *Stability and hydraulic performance of a homogeneous cubipod low-crested mound breakwater*. Universidad Nacional Autónoma de México y Universitat Politècnica de València.
- SIERRA, J.P. Y LO PRESTI, A. (1998). Estudio comparativo de criterios de rotura del oleaje regular. <<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099/2977/51article2.pdf>>. [Consulta: 9 de Junio de 2019].
- Autor desconocido. Diques exentos de baja coronación. <<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3378/37768-5.pdf?sequence=5&isAllowed=y>> [Consulta: 10 de Junio de 2019].
- VIDAL, C., LOSADA, M.A., MEDINA, R., Y LOSADA, I. (1994). Análisis de la estabilidad de diques rompeolas. Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.
- YEPES, V. (2012). Zonificación playa. <<https://victoryepes.blogs.upv.es/2012/05/02/zonificacion-playa/>>. [Consulta: 11 de Junio de 2019].