



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

Estudio de la estabilidad hidráulica de diques exentos homogéneos de baja cota de Cubípodos. Aplicación a la protección de la Playa Bávaro en la República Dominicana.

Presentado por

Brisa Saiz, Víctor

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2019/2020

Fecha: Julio, 2019

Tutor: M. Esther Gómez Martín

Cotutor: Josep R. Medina Folgado





1	INTRODUCCIÓN.....	3
2	RESUMEN.....	3
	CAPÍTULO 2. MOTIVACIÓN	5
1	INTRODUCCIÓN.....	7
2	ARRECIFES DE CORAL EN EL MUNDO	7
	2.1 AMENAZAS LOCALES PARA LOS ARRECIFES DE CORAL	8
	2.2 AMENAZAS MUNDIALES PARA LOS ARRECIFES DE CORAL	9
3	ARRECIFES DE CORAL EN REPÚBLICA DOMINICANA.....	10
	3.1 BANCO DE LA PLATA Y LA NAVIDAD.....	11
	3.2 ARRECIFES COSTEROS	11
	3.2.1 Arrecife de Monte Cristi.....	11
	3.2.2 Arrecife de Playa Dorada-Punta Sosúa.....	12
	3.2.3 Arrecifes del Parque Nacional del Este (PNE).....	13
	3.2.4 Arrecife de Boca Chica	14
	3.2.5 Arrecife de Puerto Viejo, Azua	14
	CAPÍTULO 3. ANTECEDENTES	17
1	INTRODUCCIÓN.....	19
2	DIQUES EXENTOS	19
	2.1 OBJETIVOS DE LOS DIQUES EXENTOS.....	20
	2.2 TIPOS DE DIQUES EXENTOS	22
	2.2.1 Tipologías en función de la cota de coronación.....	22
	2.2.2 Tipologías en función de la composición estructural.....	23
	2.3 FUNCIONALIDAD DE LOS DIQUES EXENTOS	25
	2.4 CONJUNTO DE DIQUES EXENTOS	26
	2.5 RESPUESTA DE LA COSTA.....	27
	2.5.1 Tipos de rotura del oleaje	27
	2.5.2 Respuesta frente a un dique aislado.....	28
	2.5.3 Respuesta frente a un sistema de diques en serie.....	29
	2.6 CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE RESPUESTA DE LA COSTA	30
3	DIQUES EXENTOS DE BAJA COTA DE CORONACIÓN	33
	3.1 MODOS DE FALLO.....	34

3.5	TRANSMISIÓN DEL OLEAJE	41
3.6	REFLEXIÓN DEL OLEAJE	43
4	DIQUES HOMOGÉNEOS EXENTOS DE BAJA COTA DE CORONACIÓN	44
4.1	INTRODUCCIÓN	44
4.2	MALLAS DE COLOCACIÓN	44
4.3	TRANSMISIÓN DEL OLEAJE	45
4.4	REFLEXIÓN DEL OLEAJE Y ENERGÍA DISIPADA.....	46
4.5	ESTABILIDAD.....	47
5	DIQUES EXENTOS PREFABRICADOS DE BAJA COTA DE CORONACIÓN	48
5.1	DIQUES MODULARES.....	48
5.2	PEP (PREFABRICATED EROSION PROTECTION) Y BEACHSAVER	49
CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL		53
1	INTRODUCCIÓN.....	55
2	DISEÑO EXPERIMENTAL	55
2.1	DESCRIPCIÓN DEL CANAL DE OLEAJE	55
2.2	TIPOS DE ENSAYOS.....	56
3	DEFINICIÓN DE LAS PIEZAS	57
3.1	CARACTERÍSTICAS DE LAS PIEZAS.....	57
3.2	MALLAS DE COLOCACIÓN	57
3.3	CÁLCULO DE LA POROSIDAD.....	58
4	SECCIONES TIPO ENSAYADAS	59
4.1	HLCS-B5	59
4.2	HLCS-C3	60
4.3	HLCS-A1	60
5	REGISTRO DE ENSAYOS.....	61
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE ENSAYOS Y RESULTADOS.....		63
1	INTRODUCCIÓN.....	65
2	ESTABILIDAD HIDRÁULICA	65
3	TRANSMISIÓN DE OLEAJE.....	66
4	REFLEXIÓN Y ENERGÍA DISIPADA.....	67

1	RESUMEN Y CONCLUSIONES	75
2	ELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA	75
CAPÍTULO 7. APLICACIÓN PRÁCTICA		79
1	INTRODUCCIÓN.....	81
2	LOCALIZACIÓN	81
	2.1 CLASIFICACIÓN DE COSTAS.....	81
3	BATIMETRÍA.....	83
4	CLIMA MARÍTIMO.....	84
	4.1 VIENTO.....	84
	4.2 OLEAJE.....	87
	4.2.1 Régimen medio	87
	4.2.2 Régimen extremal	89
5	TRANSPORTE SÓLIDO LITORAL.....	91
6	DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA DE DEFENSA	94
	6.1 ALTURA DE OLA DE CÁLCULO.....	94
	6.2 TAMAÑO DE LOS CUBÍPODOS	96
	6.3 LONGITUD Y NÚMERO DE DIQUES	97
	6.4 SITUACIÓN FINAL.....	99
7	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	100
	7.1 CONSTRUCCIÓN POR VÍA TERRESTRE.....	100
	7.2 CONSTRUCCIÓN POR VÍA MARÍTIMA	100
	7.3 MAQUINARIA	102
8	PROGRAMA DE TRABAJOS.....	103
	8.1 TRABAJOS PREVIOS	103
	8.2 FABRICACIÓN Y ACOPIO DE CUBÍPODOS	103
	8.3 CONSTRUCCIÓN DE LOS DIQUES.....	104
	8.4 GESTIÓN DE RESIDUOS Y SEGURIDAD Y SALUD	104
	8.5 DIAGRAMA DE GANTT	105
REFERENCIAS		107
ANEJO I. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE ENSAYOS		115



CAPÍTULO Nº 1

INTRODUCCIÓN

Aplicación a la Protección de la Playa Bávaro en República Dominicana” tiene como objetivo servir como Trabajo Final de Grado para la titulación en Grado en Ingeniería Civil por la Escuela Técnica Superior en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de la Universitat Politècnica de València al autor, Víctor Brisa Saiz.

2 Resumen

El cambio climático está provocando que estructuras marinas, como los arrecifes de coral en todo el mundo estén sufriendo un importante detrimento, llegando incluso a la muerte de ciertas especies en las zonas más perjudicadas. La desaparición de estas estructuras marinas puede suponer grandes pérdidas para determinados países cuya economía se basa en el turismo. Además de la pérdida de la biodiversidad de los propios corales, la recesión de los arrecifes supone una mayor exposición frente al oleaje de las playas que estas estructuras protegen.

Este proyecto, basado en los estudios de Itxaso *et al.* (2018), trata de dar una solución viable a esta problemática en forma de diques exentos formados por bloques artificiales de hormigón llamados Cubípodos, cuya porosidad se prevé que facilite el desarrollo de vida marina en el interior de estas estructuras.

El proyecto comienza realizando en el *Capítulo nº 2. Motivación* un análisis a las diferentes amenazas que causan la recesión de los arrecifes de coral en todo el mundo y se basa en fuentes fiables como la UNESCO y la Agencia de Protección del Medio Ambiente de Estados Unidos. Además, trata de dar una visión general de la situación de los corales del país donde se pretende realizar la actuación, República Dominicana.

Se define también el estado del arte en ámbito de diques exentos, focalizando en las estructuras de baja cota de coronación. En este *Capítulo nº 3. Antecedentes* se plantea desde las posibles respuestas de la costa tras la implantación de una estructura de este tipo, hasta el diseño y cálculo de los coeficientes de transmisión de los rompeolas convencionales y homogéneos.

En la Universidad Nacional Autónoma de México se realizaron diferentes ensayos sobre tres tipos de estructuras homogéneas de Cubípodos, el *Capítulo nº 4. Metodología experimental* muestra el diseño experimental empleado, y define el canal de oleaje, y factores fundamentales como las mallas de colocación de las piezas.

En el *Capítulo nº 5. Análisis de ensayos y resultados* trata de presentar los resultados obtenidos de los ensayos realizados, comentando la estabilidad hidráulica que han presentado cada una de las estructuras ensayadas y se plantean diferentes formulaciones para calcular los coeficientes de transmisión, reflexión y disipación de la energía.

Por ultimo, el *Capítulo nº 7. Aplicación práctica* trata de recoger toda la información de los capítulos anteriores para presentar una opción viable de construir un sistema de diques exentos que permitan una regeneración de los arrecifes de coral de playa Bávaro, además de proteger una costa en clara recesión.



CAPÍTULO Nº 2

MOTIVACIÓN

climático y el aumento de las temperaturas (ver Lowe *et al.*, 2011). Su retroceso y degradación progresiva observada en el Caribe, Australia y el Sureste asiático en las últimas décadas es un indicador evidente de la mala salud de estos ecosistemas marinos, una amenaza para la biodiversidad marina (ver Mumby 2007) y, en algunos lugares, una amenaza directa a la estabilidad de las playas resguardadas por estas barreras naturales, las cuales son esenciales para el desarrollo económico y social de muchos países que dependen del turismo de sol y playa.

La motivación principal de este proyecto es buscar una solución mediante diques exentos homogéneos de Cubípodos que ayude a disminuir la problemática recesión de los arrecifes de coral y las consecuencias que tiene sobre las playas que protegen actuando como barreras naturales (ver Ferrario *et al.*, 2014). Muchos científicos estiman que la supervivencia de los arrecifes corre peligro si no se aumentan los recursos y esfuerzos para protegerlos y conservarlos (ver Frieler *et al.*, 2013).

2 Arrecifes de coral en el mundo

Los arrecifes de coral son estructuras subacuáticas formadas por carbonato de calcio con un bajo contenido en nutrientes. Generalmente habitan en aguas marinas y son una razón importante de turismo alrededor de todo el mundo ya que todos coinciden en un aspecto, ser una maravilla de la naturaleza.

Algunos de los arrecifes de coral más importantes mundialmente son los siguientes:

- Gran Barrera de Coral

La Gran Barrera de Coral es un lugar de relevante variedad y belleza en la costa noreste de Australia, concretamente de la costa de Queensland. Contiene la mayor colección de arrecifes de coral del mundo, con 400 tipos diferentes de coral, 1.500 tipos de peces y 4.000 especies de moluscos. También tiene un gran interés científico como hábitat de especies en peligro de extinción como la gran tortuga verde.



Figura 2.1. Gran Barrera de Coral. Fuente: UNESCO, 2020

mundo y el más grande del hemisferio norte. Este gran arrecife es Patrimonio de la Humanidad desde el año 1996 y contiene más de 60 tipos de corales y unos 300 tipos de especies marinas.



Figura 2.2. Barrera de Coral de Belice. Fuente UNESCO, 2020

- Arrecife de Tubbataha

Declarado Patrimonio de la Humanidad desde 1993, el Parque Marino del Arrecife de Tubbataha ubicado en Cagayancillo (Filipinas), tiene un área de 130.028 hectáreas, incluyendo los arrecifes del norte y del sur. Con una densidad muy alta de especies marinas es un arrecife de coral con una espectacular pared perpendicular de 100 m, extensas lagunas y dos islas de coral.

- Arrecife Palancar

Este famoso arrecife se extiende desde la península de Yucatán (México) hasta las islas de la bahía en Honduras. Palancar se localiza a pocos kilómetros de la costa sur de la isla de Cozumel y cuenta con fascinantes grutas y cañones, donde habitan un sinnúmero de especies marinas de brillantes colores.

2.1 Amenazas locales para los arrecifes de coral

Gran parte de los arrecifes mundiales se encuentran en aguas someras próximas a la costa, por lo que están expuestos a la acción humana, tanto por medio de la explotación directa como a través de impactos indirectos propios de zonas costeras.

Algunas de las amenazas locales más destacadas podrían ser las siguientes:

- Destrucción o daño físico causado por el desarrollo de la costa, dragados, ejercicio de pesca

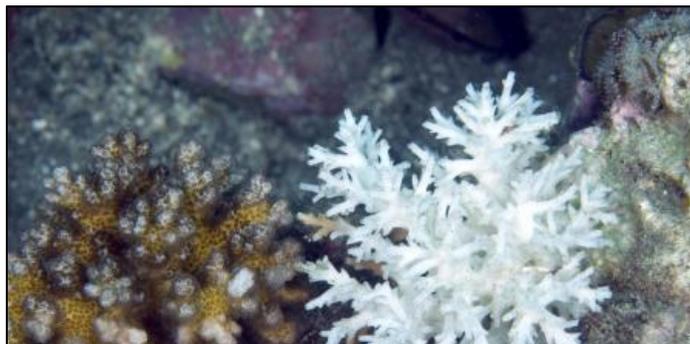
habitados a un pequeño aporte de estos, por lo que un exceso en el nivel de nutrientes podría facilitar la reproducción de microorganismos dañinos para los corales o algas, que obstaculicen la luz solar y consuman parte del oxígeno necesario para sobrevivir.

- Patógenos que pueden hacer enfermar a los corales e incrementar la intensidad y frecuencia de las enfermedades.
 - Sustancias tóxicas como productos químicos orgánicos o metales que pueden afectar la reproducción y el crecimiento de las estructuras coralinas.
 - Basuras y micro plásticos procedentes de una eliminación deficiente que pueden obstaculizar la entrada de luz necesaria para la fotosíntesis.
- o La pesca excesiva como, por ejemplo, la pesca con dinamita puede transformar la configuración de la red alimenticia disminuyendo el número de peces que habitan en los arrecifes.
 - o La recolección de corales excesiva para acuarios y joyas reduce la biodiversidad.

2.2 Amenazas mundiales para los arrecifes de coral

Las amenazas mundiales más relevantes para los ecosistemas de arrecifes de coral son el aumento de las temperaturas de los océanos y la acidificación de estos (ver Silva *et al.*, 2017). Otras amenazas que afectan a la recesión de los corales son el aumento del nivel del mar, la alteración de los patrones de circulación de los océanos y el aumento de la frecuencia e intensidad de las tormentas tropicales.

Con el aumento de las temperaturas del planeta provocado por el calentamiento global, también están aumentando las temperaturas de los océanos, lo que provoca una desaparición de las algas microscópicas que proporcionan el alimento necesario para la supervivencia de los corales. La ausencia de estas algas también influye en la aparición del fenómeno llamado decoloración coral, el cual muestra el color blanco de la estructura de carbonato de calcio. Una decoloración prolongada puede aumentar la exposición a posibles amenazas incluso llegando a matar las colonias de corales.



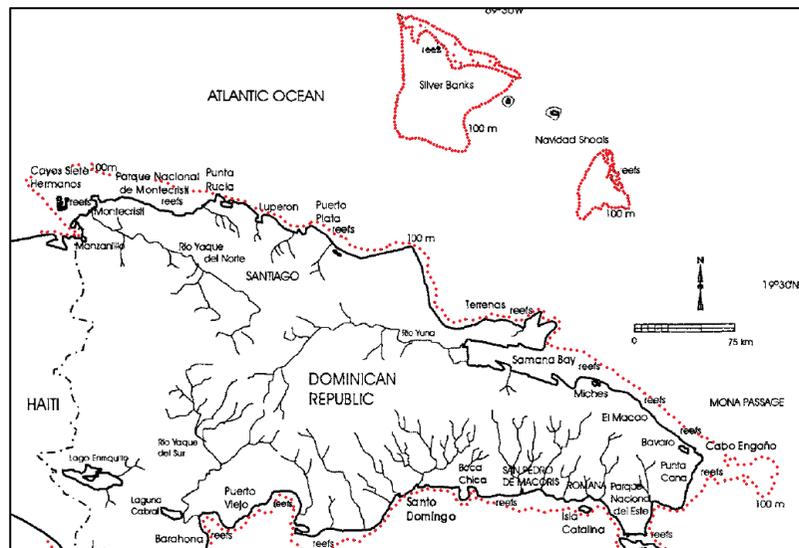
industrial, la acidez de los océanos ha aumentado aproximadamente un 30%, un índice 10 veces superior al estado de los océanos durante millones de años atrás. Asimismo, se calcula que, para finales de siglo, la acidez aumente un 40% más con respecto al nivel actual.

La acidificación se produce por una modificación en las características químicas de los océanos, que captan dióxido de carbono de la atmósfera. El nivel de dióxido de carbono en la atmósfera y en el mar está equilibrado, por lo que, si aumentan las concentraciones atmosféricas a causa de la combustión de combustibles fósiles como petróleo, gas natural y carbón, también aumentan las concentraciones en el mar. El dióxido de carbono introducido en el océano reacciona formándose ácido carbónico, el principal responsable del aumento de la acidez.

3 Arrecifes de coral en República Dominicana

La República Dominicana está ubicada en el centro norte del mar Caribe, abarca una superficie de 48.484 km² y tiene una extensión de costa de 1.389 km de los cuales el 12% son arrecifes de coral. En República Dominicana encontramos dos destacados arrecifes de barrera, Monte Cristi y Macao-Bávaro-Punta Cana, múltiples arrecifes de borde y dos bancos alejados de la costa. Los ciudadanos dominicanos reconocen la gran importancia que tienen los arrecifes de coral, no sólo para atraer al turismo, también facilitan puertos seguros, protegen las playas de la erosión y funcionan como refugio y hábitat para la biodiversidad marina.

En República Dominicana se han registrado alrededor de 64 tipos de corales. Estos corales están amenazados por el desarrollo de puertos, como en el caso de Boca Chica, y por la sedimentación a lo largo de 1/3 de la costa afectando al crecimiento de los corales. También se ha observado un aumento de la decoloración coral en las zonas de mayor desarrollo urbano. El problema principal de la recesión de los ecosistemas son la sobrepesca de varias especies esenciales y los huracanes a los que están expuestos los arrecifes de la costa este.



siguiendo el sentido de las agujas del reloj desde Monte Cristi, en el noroeste del país, y finalizando en el río Pedernales, el cual separa República Dominicana de Haití en el sudoeste del país.

3.1 Banco de la Plata y la Navidad

El banco de la Plata y la Navidad forman parte del llamado Santuario de Mamíferos Marinos, que atrae miles de turistas cada año. Los arrecifes que forman estos bancos son pilares de esqueletos de corales muertos cementados que se elevan desde los escombros y la base arenosa a 15 o 25 m de la superficie.

3.2 Arrecifes costeros

A continuación, se comentarán algunas de las zonas arrecifales costeras más importantes de la República Dominicana, como son el Parque Nacional de Monte Cristi, Playa Dorada-Punta Sosúa, el Parque Nacional del Este, Boca Chica y Puerto Viejo.

3.2.1 Arrecife de Monte Cristi

Monte Cristi es la región de República Dominicana con la mayor formación de ecosistemas coralinos del país con 64,2 km de longitud. La barrera natural de Monte Cristi empieza en el cabo El Morro y se extiende hacia el este hasta la altura de Punta Rucia.

A lo largo de la costa y protegidos por los arrecifes y la laguna, proliferan extensos lechos de algas marinas y se desarrollan frondosos manglares rojos. Es habitual encontrar en esta región grandes colonias de corales que sobrepasan los 10 m de diámetro.

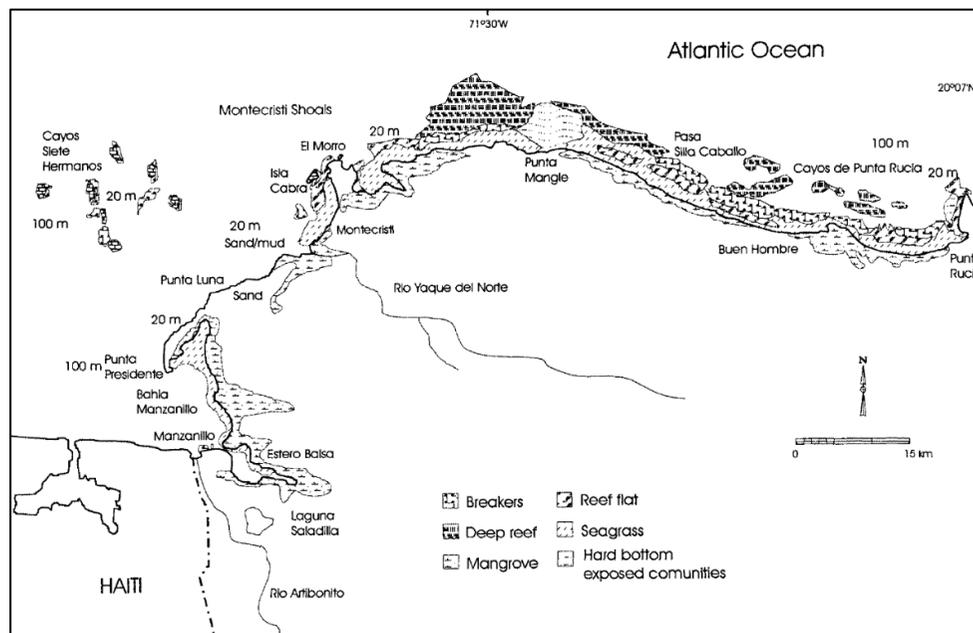


Figura 2.5. Parque Nacional de Monte Cristi. Fuente: Gerald, 2002

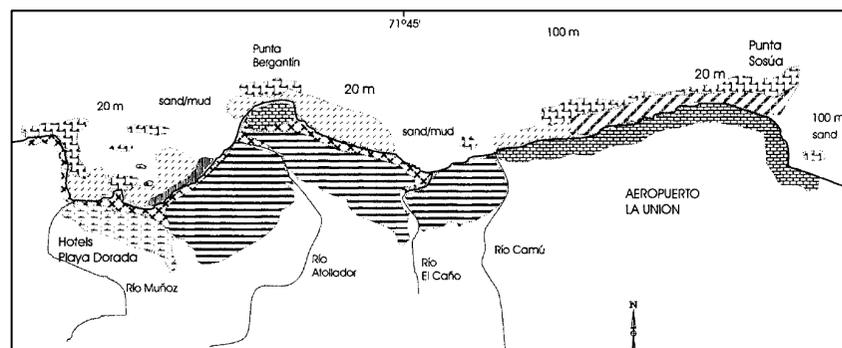
especies diferentes de peces y las 76 especies de corales y octocorales. Estos datos están reflejados a continuación, en la Tabla 2.1.

GRUPOS IDENTIFICADOS	CLASE/DIVISIONES	ORDENES	FAMILIAS	GÉNEROS	ESPECIES
Algas	3	16	33	69	125
Fanerógamas	2	28	47	105	129
Espojas	1	9	17	31	42
Corales/Octocorales	3	4	17	37	76
Moluscos	3	11	50	80	115
Crustáceos	1	3	22	45	38
Equinodermos	3	8	11	12	10
Peces	2	13	49	82	130
Anfibios	1	1	1	1	1
Reptiles	1	3	5	6	10
Aves	1	11	28	51	61
Mamíferos	1	3	5	6	6
TOTALES	22	111	285	525	742

Tabla 2.1. Diversidad en la zona costera de Monte Cristi. Fuente: Geraldés et al., 1997

3.2.2 Arrecife de Playa Dorada–Punta Sosúa

Esta zona se extiende desde Playa Dorada hasta la pequeña bahía de Punta Sosúa, antiguamente poblada por gran variedad de manglares y pantanos que funcionaron como barrera de nutrientes y permitieron la formación de arrecifes parche. Estas estructuras protegieron la costa y permitieron crear una amplia extensión de playa, explotada en la actualidad por el turismo de sol y playa.



de los corales de un 80% y que el 92% de la base de sustrato de esta cubierta de algas, probablemente por un aumento en el aporte de nutrientes.

3.2.3 Arrecifes del Parque Nacional del Este (PNE)

El Parque Nacional Cotubanamá, también conocido como Parque Nacional del Este se encuentra en el sureste de la República Dominicana y en él se encuentran las Islas Catalinita y Saona. Se calcula que tiene una superficie aproximada de 796,40 km² de los cuales el medio marino ocupa casi el 50%. Es el lugar más estudiado del país, donde podemos encontrar gran variedad de arrecifes de coral, manatíes y delfines entre las más de 570 especies catalogadas en la zona.

En esta zona protegida de República Dominicana encontramos principalmente ecosistemas de bajo relieve en bancos, o bien en forma parches profundos a una profundidad de entre 20 y 30 metros. La mayoría de estos sistemas de arrecifes se ubican en el lado de sotavento donde están más protegidos. Pueden dividirse en dos zonas:

- En la costa meridional de la Isla Saona aumenta la acción de las corrientes marinas.
- En la parte occidental del PNE los ecosistemas están más protegidos.

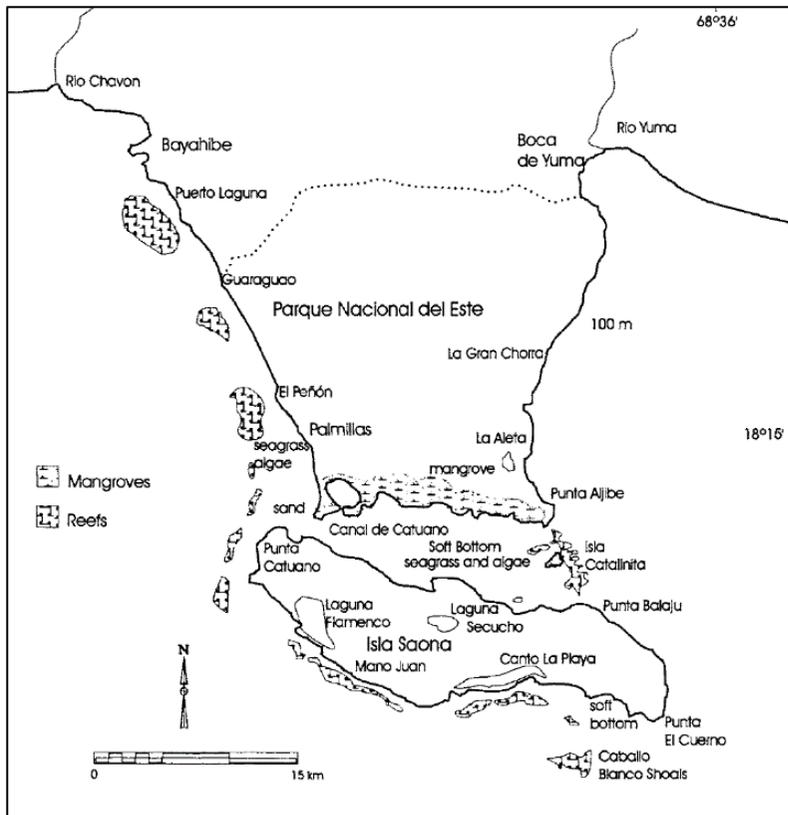


Figura 2.7. Parque Nacional del Este. Fuente: Gerald et al., 1997.

centro de la bahía de Andrés con una orientación sureste. La bahía cuenta con dos pequeños islotes, La Matinica es un cayo de manglares y Los Pinos fue creado con material de dragado del puerto de Andrés en 1950.

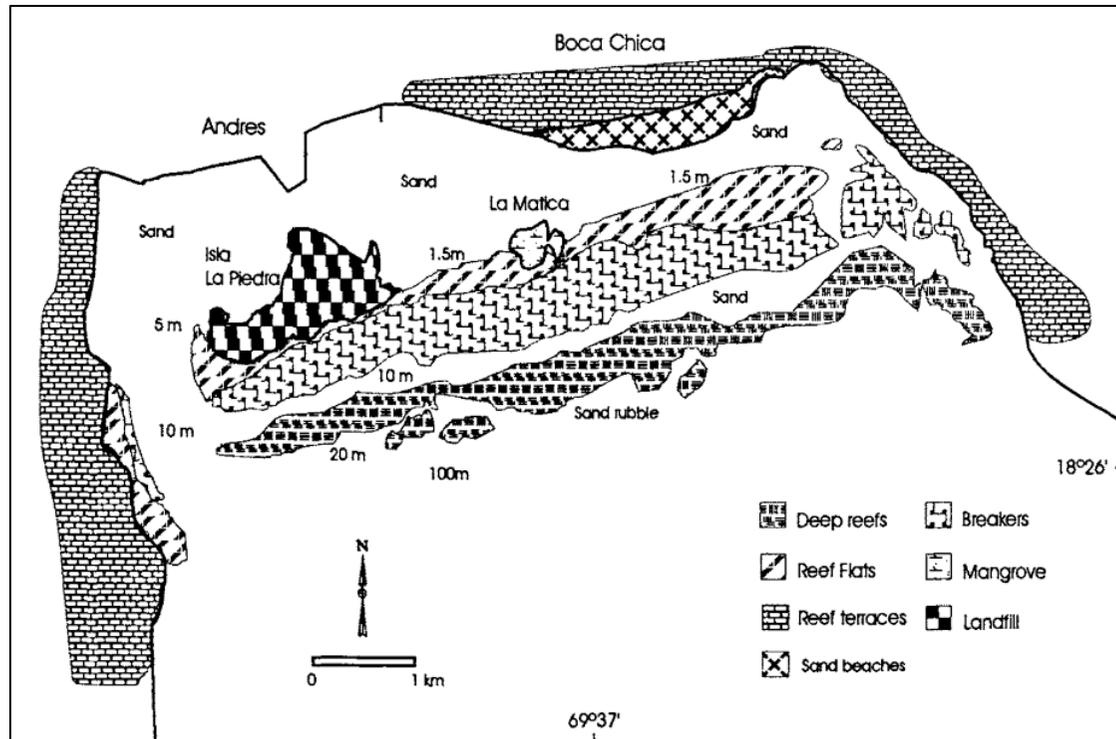


Figura 2.8. Boca Chica, Bahía de Andrés. Fuente: Gerdal et al., 1997

En la década de 1930 se realizaron diferentes trabajos de dragado en la zona de la laguna de agua dulce procedente del río Brujuelas para regenerar el terreno y hacer de él una localidad enfocada al turismo. Desde aquel momento no ha cesado la construcción de lujosos hoteles, fábricas e infraestructuras portuarias, todo ellos bajo el abrigo de la barrera de coral de Boca Chica.

Actualmente en escasos 3 kilómetros de costa, el lugar cuenta con unos 150.000 habitantes fijos y 5.000 habitaciones de hotel, lo que implica un importante ataque y un gran impacto ambiental sobre los ecosistemas costeros y marinos de la zona.

3.2.5 Arrecife de Puerto Viejo, Azua

El arrecife de Puerto Viejo, cercano al municipio de Azua, está ubicado en la ostra suroeste del país. La barrera de coral forma una laguna de unos 8 km² que ha desempeñado, desde el siglo XVI, el papel de puerto natural. En el año 1957 se construyó un puerto moderno que afectó al desarrollo del arrecife.

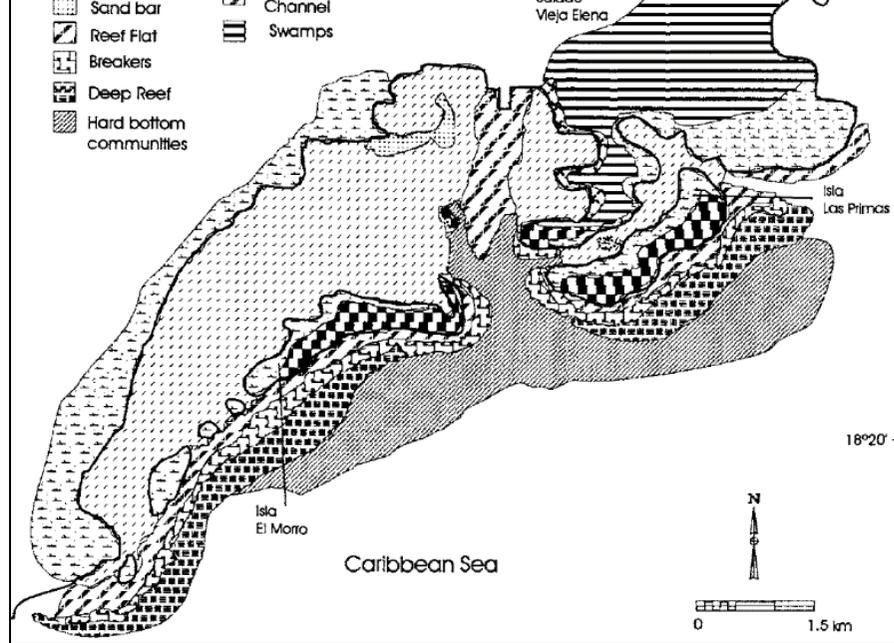


Figura 2.9. Puerto Viejo, Azua. Fuente: Geraldés et al., 1997

Ubicamos algunos cayos formados por depósitos de arrecifes en la zona de rompientes que actualmente están colonizados por manglares. El crecimiento del coral se ve mejorado en la parte trasera del arrecife, es decir, en la zona de la laguna, gracias a las fuertes corrientes que influyen en la circulación.



CAPÍTULO Nº 3

ANTECEDENTES

1 Introducción

En este capítulo se expondrá el estado del arte referente a los diques exentos, profundizando en dos tipos: los diques exentos de baja cota de coronación y los diques homogéneos exentos de baja cota de coronación. Se pretende analizar su metodología constructiva, coeficientes de transmisión, reflexión y su cálculo, así como otras variantes modulares.

2 Diques exentos

Los diques exentos o rompeolas son obras marítimas rectilíneas situadas normalmente paralelas a la línea de costa y a cierta distancia de la orilla que tratan de reproducir los efectos de dinámica litoral que provocan estructuras naturales como arrecifes o islas cercanas a la costa. Su principal objetivo es la protección y estabilización de una zona de la playa contra la acción del oleaje incidente y la energía que este lleva asociada modificando la altura de las olas y su dirección de propagación, por medio de la difracción del oleaje en los extremos de la estructura.

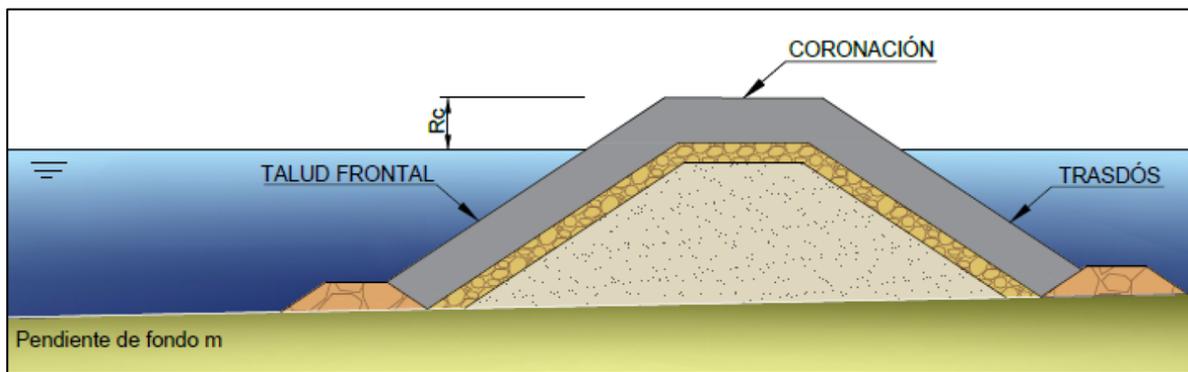


Figura 3.1. Sección tipo de un dique exento convencional. Fuente Argente, 2019

Las estructuras exentas pueden disponerse de forma aislada o integrando un sistema de diques en serie. Esta disposición será función de la longitud de costa que se pretenda proteger, ya que un único dique exento actuará sobre una parte determinada de la costa y un sistema en serie protegerá una longitud mucho más amplia.

Como su propio nombre indica, estas obras marítimas se ejecutan alejadas de la línea de costa, pero las alteraciones provocadas en el transporte litoral con su construcción provocarán una sedimentación en la zona protegida por el dique. Si esta sedimentación alcanzara la obra exenta formando un saliente de arena, pasaría a formarse un tómbolo.



Figura 3.2. Sistema de diques exentos en serie y formación de tómbolos en Playa el Palo, Málaga. Fuente: Google Earth

2.1 Objetivos de los diques exentos

En esta sección hay que mencionar que existen diques cuya finalidad es diferente a la protección costera, como, por ejemplo, diques arrecife artificiales que promueven unas mejores condiciones para realizar actividades pesqueras o diques que bajo unas condiciones determinadas favorecen la creación de zonas de surf. Como se ha comentado, la finalidad principal de un dique exento, y la que se va a desarrollar a lo largo de este capítulo, es la protección de las playas. Los diques exentos persiguen también otras metas como las siguientes:

- Proteger un tramo de costa concreto de los efectos directos del oleaje que incide sobre esa zona.

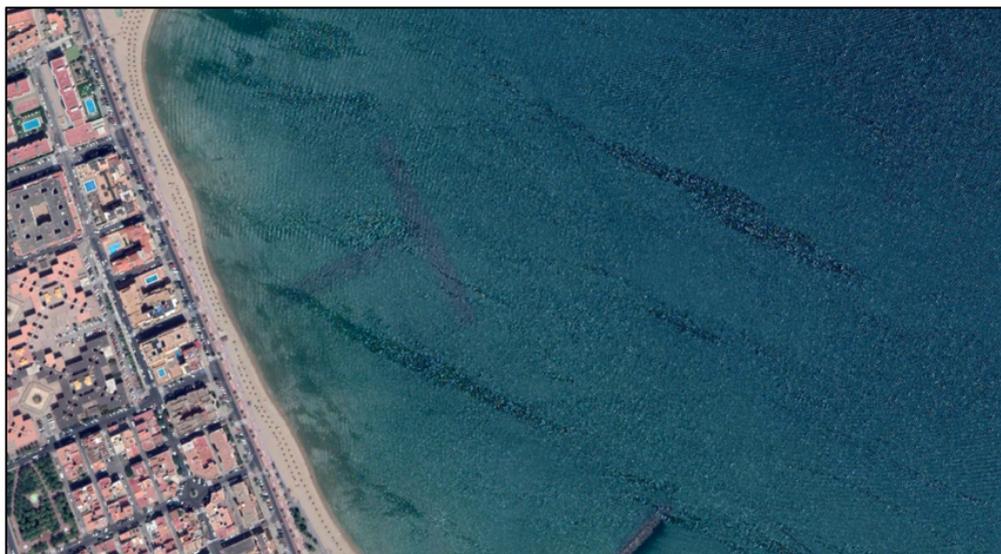


Figura 3.3. Dique exento en Playa Cárabos, Melilla. Fuente: Google Earth

- Favorecer la creación de una nueva playa o inducir el desarrollo de una playa aumentando su ancho estimulando la sedimentación natural de material arenoso.

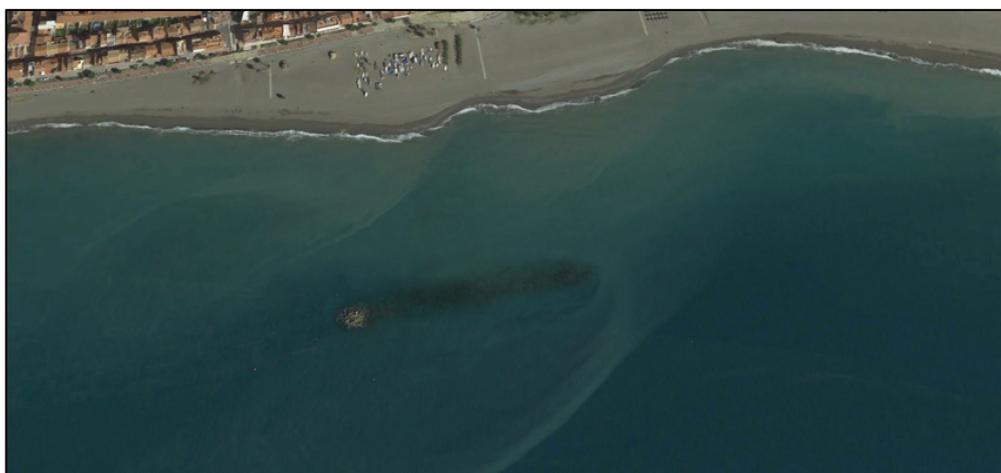


Figura 3.4. Dique exento en Playa la Butibamba, Málaga. Fuente: Google Earth

- Salvaguardar del agua, asegurando el ancho mínimo necesario de la playa, las instalaciones y construcciones que se puedan encontrar a espaldas de la playa en situaciones de grandes temporales.

- Ampliar las dimensiones de la playa para aumentar y mejorar su uso.



Figura 3.5. Dique exento en Playa Barceloneta, Barcelona. Fuente: Google Earth

- Aumentar la durabilidad de los aportes artificiales de arena en las labores de regeneración de costas.
- Impedir, contener o demorar la erosión de una zona de costa.

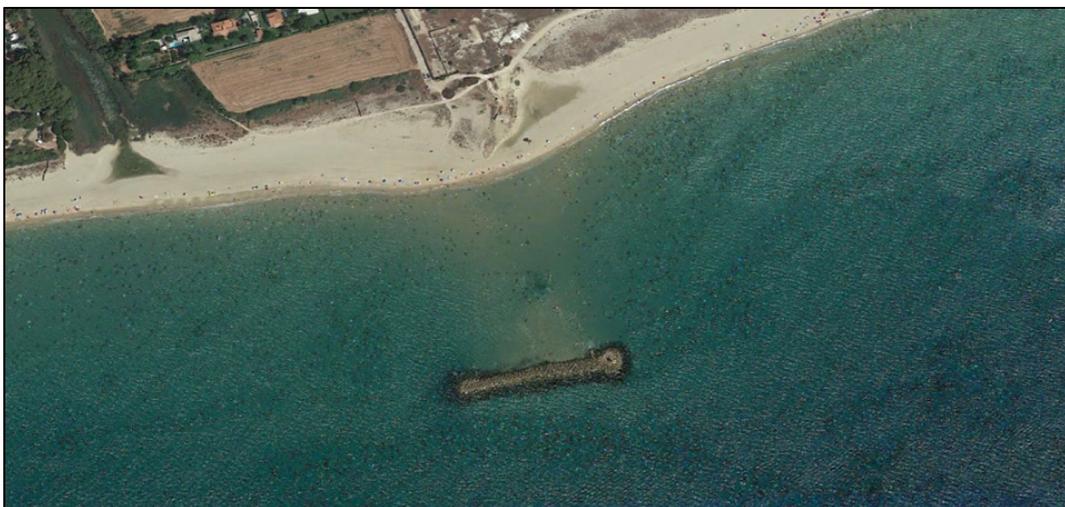


Figura 3.6. Dique exento de la Playa de Tamarit, Tarragona. Fuente: Google Earth

Hay estructuras, como los espigones perpendiculares a la línea de costa, con funciones muy similares a los diques exentos que protegen y estabilizan las playas. En cuanto a la mejora del transporte longitudinal de sedimentos, los espigones convencionales implican una barrera total sobre dicho transporte, por lo que será más recomendable la construcción de diques exentos siempre y cuando no se formen tómbolos en su trasdós.

Los diques exentos permiten la continuidad del flujo, generan también una retención de parte de los sedimentos. El impacto que esto provoca sobre las playas a sota mar se podría solucionar con un aporte artificial de material.

2.2 Tipos de diques exentos

Existen diferentes métodos para clasificar los diques exentos, cada uno de estos métodos responde a criterios distintos. Los diferentes criterios de clasificación que se plantean a continuación son: en función de la cota de coronación de la estructura y en función de la composición estructural del rompeolas.

2.2.1 Tipologías en función de la cota de coronación

En función de la cota de coronación de la estructura, los diques exentos pueden ser emergidos, si dicha cota se encuentra continuamente por encima del nivel medio del mar con francobordos positivos ($R_c > 0$), o sumergidos si se encuentran por debajo del nivel medio del mar, con francobordos negativos ($R_c < 0$). En este último grupo se incluyen también los llamados diques de baja cota de coronación, los cuales poseen un francobordo positivo pero muy pequeño, permitiendo que el oleaje incidente sobre la estructura la rebase fácilmente.

Parece evidente que cuanto mayor sea la cota de coronación de la estructura mayor será la protección sobre la costa, no obstante, los rompeolas sumergidos y los de baja cota de coronación presentan múltiples ventajas sobre los anteriores. Algunas de las ventajas que tienen estos tipos de diques sobre los emergidos son las siguientes:

- Menor impacto visual.
- Menor cantidad de material necesario y, por tanto, menor coste final.
- Menor efecto sobre la morfología de la costa y las corrientes.
- Favorecen la rotura del oleaje.
- Al permitir el rebase por encima de la estructura, se disminuyen los esfuerzos del oleaje sobre el talud principal de la estructura.
- Aumenta la calidad ambiental del entorno, facilitando la renovación de agua al trasdós de la estructura.

En función de la cota de coronación de los diques, para este tipo de estructuras, de la Peña y Sánchez (2008), plantean una clasificación mucho mas clara y sencilla:

- o **Diques exentos sumergidos:** No producen ningún impacto visual en el entorno, puesto que su francobordo es negativo.

$$R_c < 0$$

- o **Diques exentos bajos:** Restan algo de visión del mar, pero permiten observar el horizonte mas allá del dique exento. Suponiendo que la altura de los ojos del observador se encuentra a 1,50 metros del suelo, serán los diques cuyo francobordo sea inferior a este valor.

$$R_c < 1,50$$

- **Diques exentos medios:** Obstaculizan la visión del mar cuando el observador se encuentra en la orilla, pero en la playa seca permite ver bien el mar. El francobordo de este tipo de diques estará comprendido entre 1,50 metros, la altura de los ojos del observador, y la altura de la berma más 1,50 metros.

$$1,50 < R_c < 1,50 + h_{berma}$$

- **Diques exentos altos:** Obstaculizan totalmente la visión de la playa. Por lo que su francobordo será superior a 1,50 metro más la altura de la berma.

$$R_c > 1,50 + h_{berma}$$

2.2.2 Tipologías en función de la composición estructural

Para clasificar los diques exentos en función de su composición estructural se debe atender a cómo están contruidos. Puede ser por capas, con diferentes materiales, o pueden ser homogéneos, formados únicamente con un tipo de material.

Dentro de los diques homogéneos podemos diferenciar los diques arrecife o “tipo Ahrens”, formados por material rocoso natural de tamaño medio, los formados únicamente por elementos prefabricados de hormigón y, por último, los diques modulares, estos consisten en módulos prefabricados de hormigón a los que se les otorga un perfil de dique exento.

A lo largo de los años, desde el año 1950 con la aparición del Tetrapod, se han creado decenas de piezas especiales de hormigón con diferentes características para formar parte de los mantos monocapa en diques convencionales o en algunos casos para construir diques homogéneos compuestos únicamente por estas piezas especiales.



Figura 3.7. Piezas especiales de hormigón. Fuente: Medina y Vidal, 2014

De forma paralela, en las estructuras compuestas por diferentes capas podemos diferenciar entre las que el manto está formado por escollera, que es roca natural obtenida de voladura, o compuesto por elementos prefabricados de hormigón. En este criterio no interviene si las estructuras poseen o no una capa de filtro intermedia.

Esta clasificación en función de la composición estructural de los diques exentos se clarifica y resume a continuación en la Figura 3.7. y en la Tabla 3.1.

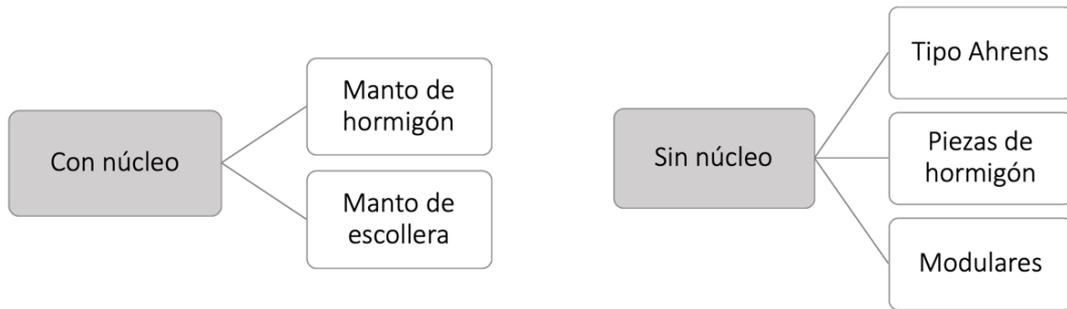


Figura 3.8. Clasificación de los diques exentos en función de su composición estructural. Fuente: Elaboración propia

		COMPOSICIÓN	
		SIN NÚCLEO	CON NÚCLEO
PIEZAS SUELTAS	HORMIGÓN EN MASA		
	ROCA		
MÓDULOS	HORMIGÓN ARMADO		

Tabla 3.1. Secciones de diques exentos en función de su composición estructural. Fuente: Elaboración propia

2.3 Funcionalidad de los diques exentos

Los diques exentos son obras que, pese a no estar unidas directamente a la costa, forman parte del entorno y la construcción de una estructura artificial tendrá consecuencias sobre la sobre la dinámica del oleaje y, por tanto, sobre la costa.

El proceso morfológico que se producirá al actuar el oleaje contra un dique exento paralelo a la línea de costa será el siguiente:

1. Reflexión de parte de la energía asociada al oleaje que actúa sobre el obstáculo artificial impuesto, el dique.
2. Avance del oleaje al trasdós del dique, en el que actúan dos sucesos de forma simultánea, la transmisión de la energía que sobrepasa la coronación del dique y la difracción del oleaje en los extremos de la estructura. La transmisión de energía está directamente ligada a la cota de coronación de la estructura y al rebase que ésta permita, por tanto, en diques exentos medios y altos podremos asumir que la relevancia de la transmisión es relativamente baja y considerar la difracción el suceso más determinante. La difracción consiste en la transferencia lateral de energía incidente al encontrar un obstáculo físico como un dique exento, impidiendo el paso de parte del oleaje a la parte posterior de la estructura.
3. La difracción causará un decrecimiento de la altura de la ola (H_s) en el trasdós de la estructura, provocando un gradiente en la altura de ola $\frac{\partial H}{\partial y} \neq 0$.

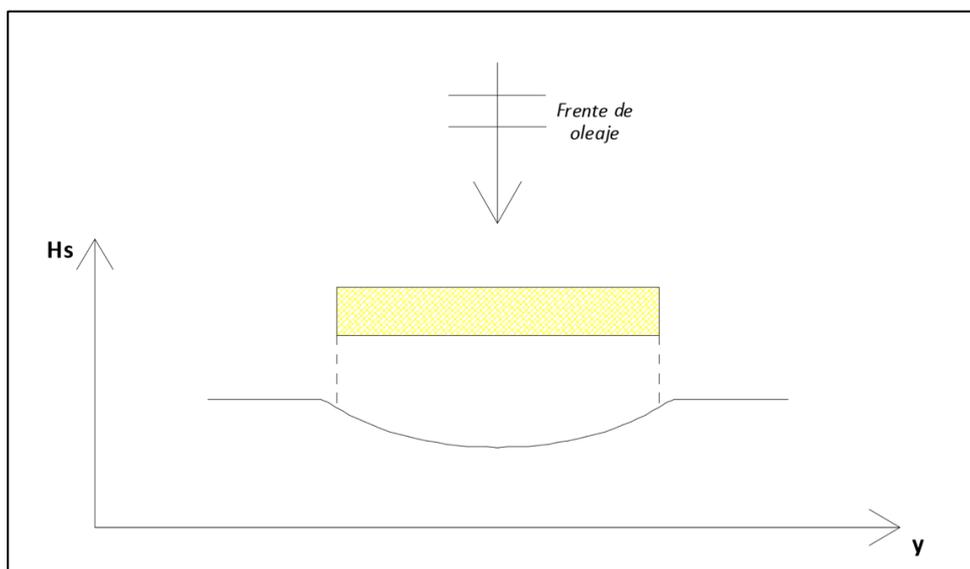


Figura 3.9. Variación de la altura de ola (H_s) en el trasdós de un dique exento. Fuente: Elaboración propia

4. Al reducirse la altura de la ola se reducirá también la energía asociada a cada una de las olas incidentes en el dique, lo que provocará una disminución de la velocidad de las corrientes y una merma en el transporte longitudinal de material sedimentario.
5. Al mismo tiempo que se reduce el transporte longitudinal de material, al haber creado una zona con una altura de ola menor al trasdós de la estructura y, por tanto, protegida, se produce un gradiente longitudinal y el movimiento de agua hacia esa zona resguardada.

2.4 Conjunto de diques exentos

Dependiendo de la extensión de costa que se desee proteger, los diques exentos se podrán diseñar de forma aislada o formando parte de un conjunto de diques en serie. Si la longitud de costa que se quiere proteger es relativamente extensa es conveniente optar por un diseño de sistemas de diques en serie por encima de un único dique aislado de gran longitud. Los sistemas de diques previenen de la formación de tómbolos en el trasdós de las estructuras, ayudan a la renovación del agua, además de evitar la construcción de un único dique aislado a grandes profundidades, lo cual implicaría una solución mucho más costosa.

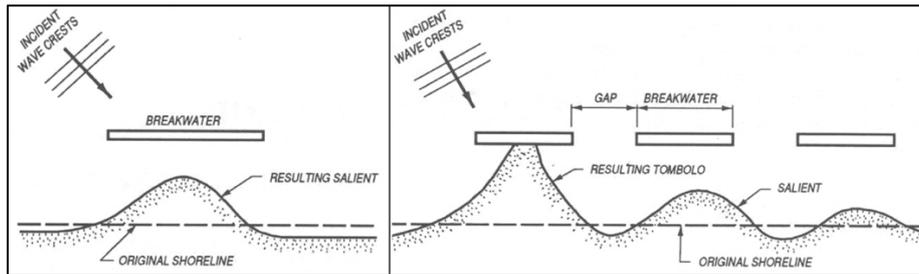


Figura 3.10. Esquemas de dique y sistema de diques exentos. Fuente: Chasten et al., 1993

Para evitar que se generen zonas con una acumulación de sedimentos excesiva o zonas de erosión es habitual diseñar la protección costera mediante un sistema de diques exentos en serie separados cierta distancia (G), que permite una mayor circulación a los sedimentos movilizados. Gracias a este diseño se reduce la acreción de material tras el rompeolas y, por tanto, la erosión en zonas cercanas al área resguardada.

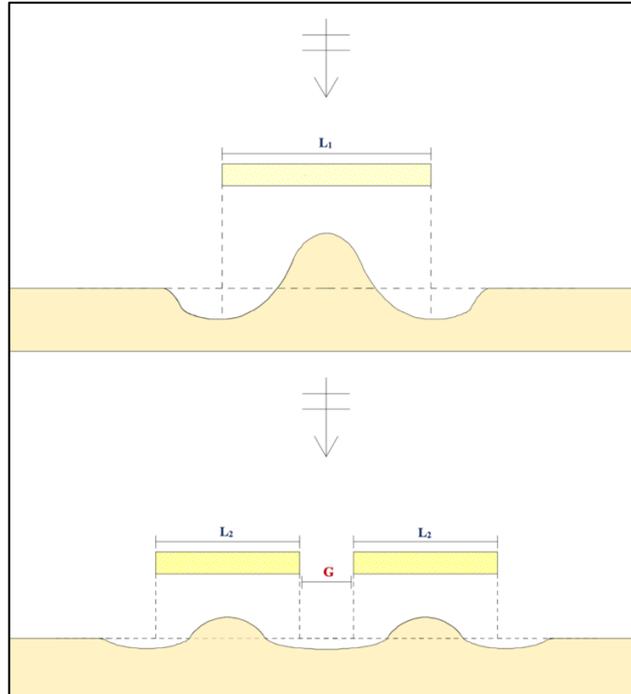


Figura 3.11. Comparación del efecto provocado por dique aislado y por un sistema de diques. Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de un sistema de diques el parámetro principal será la relación adimensional entre la abertura entre los diques y la longitud de estos (G/L). Parece evidente que para valores elevados de esta relación tendremos una abertura entre diques mayor con lo que disminuirá tanto la protección de la costa contra el oleaje como los procesos erosivos. Por otro lado, para valores pequeños de la relación G/L , la distancia entre diques será menor, aumentando la protección, pero también la erosión sobre la costa.

Encontrar una relación adecuada entre la abertura entre diques y la longitud individual de cada uno resulta fundamental para hallar el equilibrio entre la modificación de la línea de costa y la protección sobre ella.

2.5 Respuesta de la costa

2.5.1 Tipos de rotura del oleaje

Puesto que el presente trabajo se centra en estructuras costeras ubicadas en aguas someras, el tipo de rotura del oleaje principal será la rotura por fondo, es decir, cuando se excede el límite de la profundidad relativa H/h . Hay que decir que además de la rotura de oleaje por fondo la literatura define también la rotura por decrestamiento y se produce cuando se supera el peralte de la ola $s = H/L$. Siendo H la altura de la ola (m); h la profundidad (m) y L la longitud de onda (m).

El número de Iribarren I_r , también conocido como *surf similarity parameter* es el indicador más trascendente y fiable para comprender y categorizar la rotura del oleaje. Iribarren y Nogales (1950) lo definieron siguiendo la Ecuación 3.1.

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad (3.1)$$

$$L_0 = \frac{g \cdot T^2}{2\pi} \quad (3.2)$$

Donde α es el ángulo del fondo con la horizontal ($^\circ$); L_0 la longitud de onda en aguas profundas; g es la gravedad (m/s^2) y T es el periodo del oleaje (s).

En función del número de Iribarren I_r se puede distinguir entre cuatro tipos diferentes de rotura del oleaje.

Tipo de rotura	I_r
Spilling	$I_r < 0,50$
Plunging	$0,50 < I_r < 2,50$
Collapsing	$2,50 < I_r < 3,00$
Surging	$3,00 < I_r$

Tabla 3.2. Clasificación de los tipos de rotura del oleaje en función de I_r .
Fuente: Elaboración propia

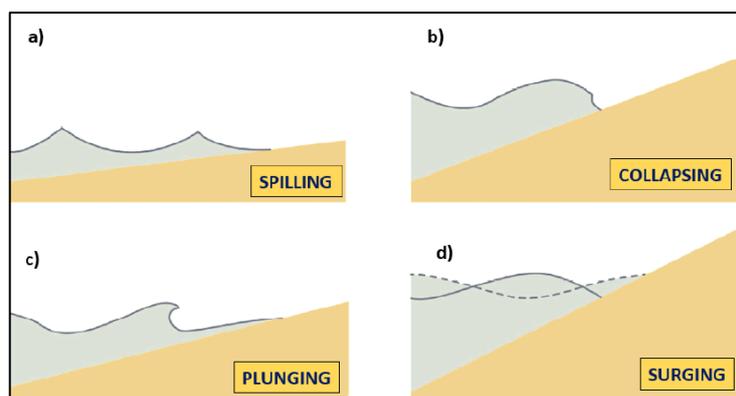


Figura 3.12. Tipos de rotura del oleaje. Fuente: Argente, 2019

En situaciones con pendientes suaves y olas con un peralte elevado se produce la rotura tipo *spilling*. Con peraltes medios y inclinaciones de fondo algo mayores se produce la rotura tipo *plunging*. Mientras que la rotura tipo *surging* se produce para pendientes pronunciadas y condiciones de oleaje con bajos peraltes. El *collapsing* es una situación intermedia entre el *surging* y el *plunging*.

2.5.2 Respuesta frente a un dique aislado

La imposición de una estructura próxima a la costa podrá suponer una alteración en la línea de costa ya que se podrá comportar de forma diferente por la construcción de una barrera artificial. Las respuestas que puede dar la costa ante la construcción de un dique exento son tres:

- **Respuesta nula o limitada:** Esto ocurre cuando la acumulación de sedimentaria máxima es menor a 4 metros respecto a la posición inicial. Las alteraciones en la costa provocadas por el dique exento son prácticamente inapreciables.

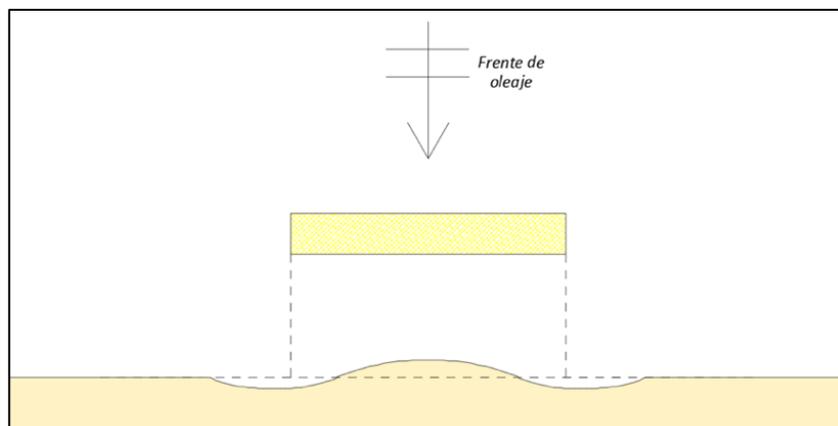


Figura 3.13. Respuesta nula de un dique exento. Fuente: Elaboración propia

- **Tómbolo:** Formación de relieve en posición perpendicular a la línea de costa en forma de flecha. Se producen por la acreción de sedimento en el trasdós del dique, siendo el volumen acumulado lo suficientemente grande como para sobrepasar el 90% de la distancia entre la costa y el rompeolas.

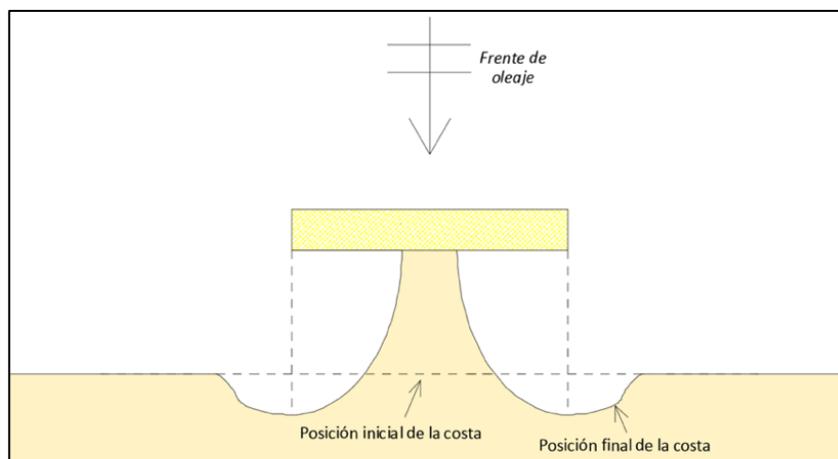


Figura 3.14. Esquema de formación de un tómbolo por la construcción de un dique exento. Fuente: Elaboración propia

- **Hemitómbolo o saliente:** Acreción de sedimento en la zona de abrigo que genera el dique exento. Es un tómbolo que no alcanza a sobrepasar el 90% de la distancia entre la costa y la estructura, pero la acumulación máxima es superior a 4 metros respecto a la posición inicial de la línea de costa. En este caso la difracción del oleaje provoca un transporte longitudinal de los sedimentos transportados, pero el oleaje es lo bastante significativo como para permitir el paso de cierta cantidad de material de un lado a otro de la formación sedimentaria.

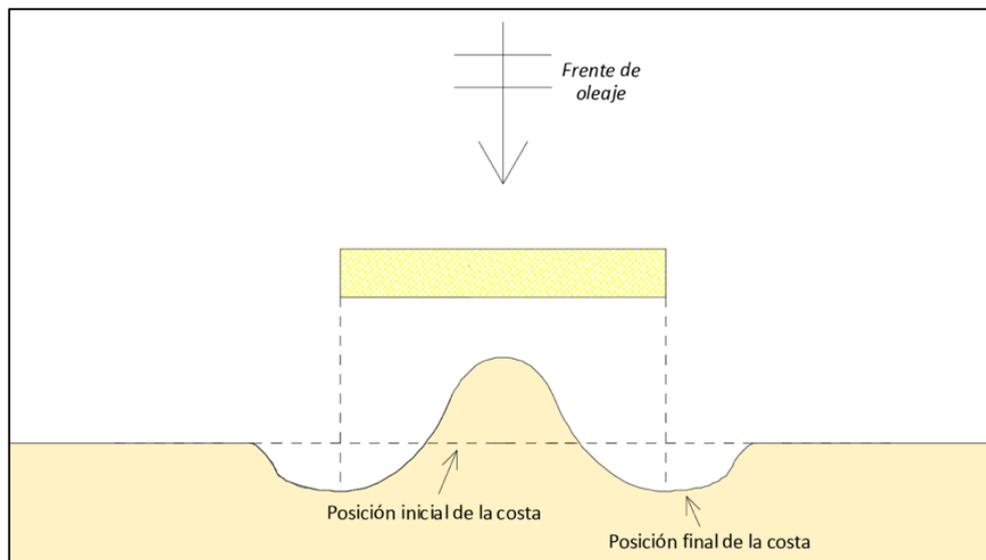


Figura 3.15. Esquema de formación de un hemitómbolo por la construcción de un dique exento.
Fuente: Elaboración propia

2.5.3 Respuesta frente a un sistema de diques en serie

La respuesta de la costa frente a un sistema de diques exentos en serie puede ser completamente diferente dependiendo de las relaciones geométricas del diseño. La línea de costa final podrá variar, observándose desde una respuesta muy limitada a la formación de tómbolos con importantes zonas de acreción y erosión consecutivas. Rosati et al. (1992) resumen en la Figura 3.16 algunas de las posibles respuestas de la costa.

El tiempo requerido para lograr el perfil final de la costa dependerá de factores como el clima y los sedimentos locales y las propiedades individuales de cada una de las obras.

Diferentes autores han estudiado el tiempo necesario para completar el equilibrio final del tómbolo. En el año 1982 Nir, fundamentado en casos reales observados, determinó que gran parte de los tómbolos acumulaban un 50% del volumen final en un transcurso de entre uno a dos años. El tómbolo alcanza su equilibrio final transcurridos de cinco a seis años después de la finalización de la ejecución de las obras de la estructura.

Posteriormente, en 1989, Herbich reafirmó estos estudios de Nir, verificando que aproximadamente la mitad del volumen final del tómbolo se acumulará en el área resguardada durante el primer año posterior a la construcción del rompeolas. Pasados los seis años desde la construcción, el perfil del tómbolo únicamente se verá mínimamente modificado por eventos poco frecuentes como cambios estacionales o por la influencia ocasional de fuertes temporales.

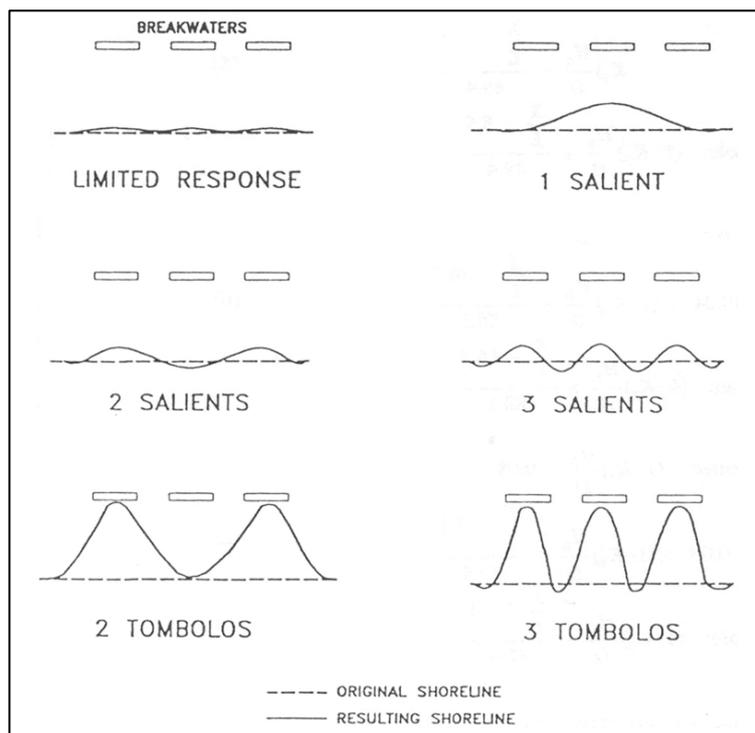


Figura 3.16. Posibles respuestas de la costa frente a un sistema de diques exentos en serie.
 Fuente: Rosati et al., 1992

2.6 Criterios de clasificación del tipo de respuesta de la costa

A lo largo de las últimas décadas, gran cantidad de autores han propuesto diferentes modelos analíticos tratando de precisar el futuro comportamiento de la costa tras la implantación de una estructura de protección costera. Basándose en modelos numéricos físicos y, en su mayoría, casos reales, estos intentos de predecir la respuesta de la costa establecerán si la construcción de un dique exento o de un conjunto de diques exentos dieran lugar a la formación de tombolos, hemitombolos o salientes o si la respuesta de la costa fuera nula o muy limitada.

La base de estos estudios es el cociente adimensional entre dos parámetros geométricos básicos de los rompeolas exentos a la línea de costa:

- La longitud del dique exento (B).
- La separación del dique exento a la costa (y).
- La separación entre diques (G), si se tratara de un conjunto de diques exentos.
- La distancia entre extremos contiguos de diques exentos adyacentes (L).

Puesto que existe gran variedad de fórmulas que tratan de determinar la respuesta de la costa y las condiciones hidrodinámicas de cada uno de los lugares donde se han trazado dichas fórmulas son diferentes, resulta complicado determinar una formulación genérica. Por estos motivos, a continuación, se presentan unas tablas a modo de resumen donde se indican los distintos criterios adoptados por cada uno de los autores, así como la respuesta de la costa y la base en la que se fundamenta ese criterio.

CONDICIÓN PARA LA FORMACIÓN DE TÓMBOLO			
Condición	Comentarios	Autores	Base en...
$B/\gamma > 2,00$	Doble tómbolo	Gourlay (1981)	Casos reales (Australia) y modelos físicos
$B/\gamma > 0,80$ a $1,00$	Tómbolo (aguas someras)		
$B/\gamma > 2,00$	Tómbolo	SPM (1984)	Casos reales (EE. UU.)
$B/\gamma > 1,50$ a $2,00$	Tómbolo (dique exento único)	Dally y Pope (1986)	Casos reales (EE. UU.)
$B/\gamma \geq 1,50$	Tómbolo (sistema de diques) Si $L \leq G \leq B$		
$B/\gamma = 1,43$	Tómbolo (sistema de diques)	Harris y Herbich (1986)	Casos reales y modelo físico
$B/\gamma > 1,60$ a $2,00$	Tómbolo de área máxima	Seiji, Uda, Tanaka (1987)	Casos reales (Japón)
$B/\gamma \geq 1,00$	Tómbolo (dique único)	Suh y Dalrymple (1987)	Casos reales y modelo físico
$B/\gamma \approx 2G/B$	Tómbolo (sistema de diques)		
$B/\gamma \geq 0,67$	Tómbolo	Sunamura y Mizuno (1987)	Formaciones naturales (islas y arrecifes; Japón)
$B/\gamma > 1,00$	Tómbolo	Kraft y Herbich (1988)	Casos reales y modelos
$B/\gamma = 4,20$	Tómbolo permanente	Ahrens y Cox (1990)	Casos reales (EE. UU.)
$B/\gamma = 2,50$	Tómbolo periódico		
$B/\gamma > 1,33$ a $5,21$	Tómbolo	Hsu y Silvester (1990)	Casos reales y modelos
$B/\gamma \geq 2,00$	Efecto poco claro por excesiva proximidad del dique a la costa	Chen y Kuo (1994-1995)	Modelos físicos
$1,67 \geq B/\gamma \geq 1,00$	Tómbolo		
$B/\gamma = 2,20$	Doble tómbolo	Johnson et al. (1995)	Modelo numérico
$B/\gamma = 1,05$	Tómbolo		
$B/\gamma > 1,00$	Tómbolo	Zyserman et al. (1998)	Modelo numérico
$B/\gamma \geq 1,25$	Tómbolo	Ming y Chiew (2000)	Modelos físicos
$B/\gamma > 0,65$	Tómbolo (islas)	Black y Andrews (2001)	Formaciones naturales
$B/\gamma > 0,60$	Tómbolo (arrecifes)		
$B/\gamma > 0,86$ a $0,88$	Tómbolo (si $\gamma/L > 2,5$)	González y Medina (2001)	Casos reales (España)
$B/\gamma \geq 1,30$	Tómbolo	Bricio (2005)	Casos reales (Cataluña)

Tabla 3.3. Relaciones empíricas básicas para la formación de tómbolos.

Fuente: Elaboración propia a partir de Bricio, 2009

CONDICIÓN PARA LA FORMACIÓN DE HEMITÓMBOLO O SALIENTE			
Condición	Comentarios	Autores	Base en...
$B/y < 0,40$ a $0,50$	Saliente	Gourlay (1981)	Casos reales (Australia) y modelos físicos
$B/y < 1,00$	No tómbolo	SPM (1984)	Casos reales (EE. UU.)
$B/y = 0,50$ a $0,67$	Saliente (dique aislado y sistema de diques)	Dally y Pope (1986)	Casos reales (EE. UU.)
$B/y < 1$	No tómbolo (dique aislado)	Suh y Dalrymple (1987)	Casos reales y modelo físico
$B/y < 2G/B$	No tómbolo (sistema)		
$0,28 < B/y < 0,67$	Saliente	Sunamura y Mizuno (1987)	Formaciones naturales en Japón (islas y arrecifes)
$0,50 < B/y < 1,00$	Saliente	Ktaft y Herbich (1988)	Casos reales y modelos
$B/y = 1,50$	Saliente bien formado	Ahrens y Cox (1990)	Casos reales (EE. UU.)
$B/y < 1,00$	Saliente o tómbolo temporal	Chen y Kuo (1994 y 1995)	Modelos físicos
$B/y < 1,00$	Saliente	Zyserman et al. (1998)	Modelo numérico
$B/y < 1,25$	Saliente	Ming y Chiew (2000)	Modelos físicos
$B/y < 1,00$	Saliente (islas)	Black y Andrews (2001)	Formaciones naturales
$B/y < 2,00$	Saliente (arrecifes)		
$B/y < 0,86$ a $0,88$	Saliente (Si $y/L > 2,5$)	Gonzalez y Medina (2001)	Casos reales (España)
$0,50 < B/y < 1,30$	Saliente	Bricio (2005)	Casos reales (Cataluña)

Tabla 3.4. Relaciones empíricas básicas para la formación de hemitómbolos o salientes. Fuente: Elaboración propia a partir de Bricio, 2009

CONDICIÓN DE RESPUESTA NULA O LIMITADA			
Condición	Comentarios	Autores	Base en...
$B/y \leq 0,17$ a $0,33$	Respuesta nula	Inman y Frautschy (1966)	Casos reales (California)
$B/y \leq 0,17$	Repercusión mínima o nula	Noble (1978)	Casos reales (California)
$B/y \leq 0,50$	Acumulación nula	Nir (1982)	Casos reales (Israel)
$B/y \leq 0,125$	Protección uniforme (sistema)	Dally y Pope (1986)	Casos reales (EE. UU.)
$B/y \leq 0,28$	Influencia nula	Sunamura y Mizuno (1987)	Casos reales (Japón)
$B/y < 0,50$	Dique exento inefectivo	Kraft y Herbich (1988)	Casos reales y modelos
$B/y = 0,76$	Saliente limitado	Ahrens y Cox (1990)	Casos reales (EE. UU.)
$B/y = 0,27$	Saliente nulo		
$B/y < 0,10$	Respuesta nula (islas y arrecifes)	Black y Andrews (2001)	Formaciones naturales
$B/y \leq 0,50$	Respuesta limitada	Bricio (2005)	Casos reales (Cataluña)

Tabla 3.5. Relaciones empíricas básicas para una respuesta nula. Fuente: Elaboración propia a partir de Bricio, 2009

Hay que decir que estos modelos están basados únicamente en la vista en planta de las estructuras, es decir, no tienen en cuenta la altura de los diques. Según estos criterios, con una distribución similar en planta, un dique emergido provocaría una respuesta en la costa muy similar a la de un dique de baja cota de coronación o sumergido, algo que no tiene porque ser así. Pese a ello, estas relaciones empíricas son habitualmente empleadas por los profesionales por su simplicidad, aunque existan otras expresiones (Hallermeier (1983), Pope y Dean (1986), Hanson y Kraus (1990), Rosati, Gravens y Chasten (1992), o González y Medina (2001)) que sí tengan en cuenta factores o variables como la profundidad, el coeficiente de transmisión K_t o el tipo de oleaje incidente.

3 Diques exentos de baja cota de coronación

Los diques exentos de baja cota de coronación o LCS (*Low Crested Structures*) son estructuras que se caracterizan por tener la cota de coronación cercana a al nivel del mar y por permitir el rebase de las olas por encima de ellas. Son estructuras empleadas en los puertos para proteger las dársenas exteriores si la transmisión del oleaje rebasado es aceptable, sin embargo, su uso habitual es la protección de costas. En este apartado se explicará cómo se diseñan estas estructuras y los efectos que producen sobre el oleaje.

Los diques exentos son estructuras construidas habitualmente de escollera. Para su construcción, se pueden emplear también elementos artificiales de hormigón para formar la capa exterior del dique. Esta capa exterior llamada comúnmente manto o armadura, será la que proteja la estructura de la acción del oleaje facilitando la disipación de la mayor parte de la energía. Los elementos que componen el manto serán cuidadosamente colocados y encajados para poder conseguir una estabilidad global mayor. Por debajo del manto se ubican una o más capas de filtro, compuesto de material con un tamaño intermedio entre el que compone el manto y el núcleo. Esta capa trata de evitar que el material impermeable que forma el núcleo escape de la estructura a causa de las sacudidas constantes del oleaje.

La sección transversal que habitualmente integra un rompeolas exento convencional tiene una geometría simple, con una sección trapezoidal con taludes de entre 1:1,33 a 1:2. En algunos casos, cuando se pretende construir la estructura sobre lechos de material arenoso inestable, la sección de los diques incluye una berma que ayudará a incrementar la estabilidad en caso de erosión del lecho y la disipación de la energía del oleaje. Este tipo de sección permite inicialmente cierto desplazamiento de los elementos de la berma hasta alcanzar el equilibrio.

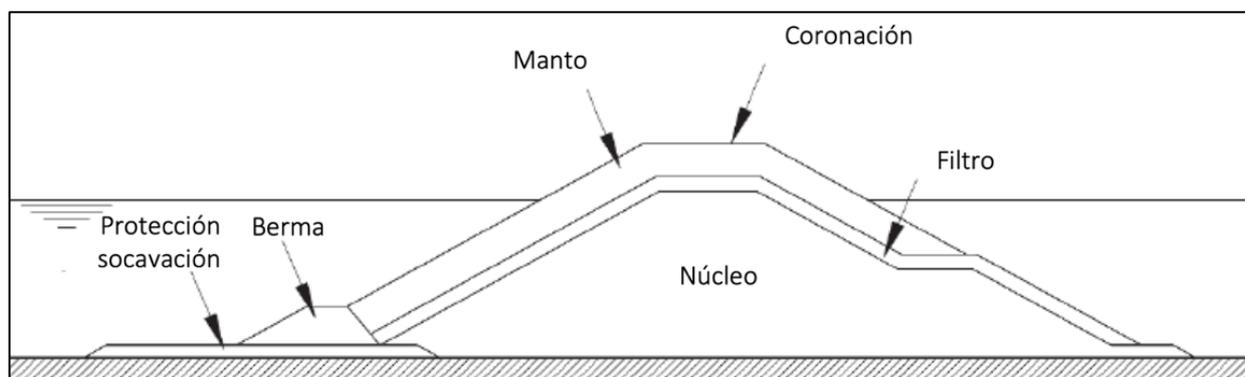


Figura 3.17. Sección transversal de un dique exento de baja cota de coronación.
Fuente: CIRIA, 2007

A continuación, se desglosan las diferentes partes de los diques de baja cota de coronación y sus parámetros más determinantes y se desarrolla el diseño de cada una de ellas.

3.1 Modos de fallo

Para comprender los diferentes métodos de diseño y la estabilidad hidráulica de diques en talud exentos es necesario analizar los diferentes modos de fallo de esta clase de estructuras marinas. Bruun (1979) define, como se muestra en la Figura 3.18, once modos de fallo posibles para estructuras de baja cota de coronación. Hay que decir que, en los modos de fallo, además de los once planteados hay que incluir la compactación heterogénea planteada por Gómez-Martín y Medina (2014), la cual se produce fundamentalmente en mantos formados por cubos prefabricados de hormigón. Los diferentes modos de fallo definidos por Bruun (1979) son los siguientes:

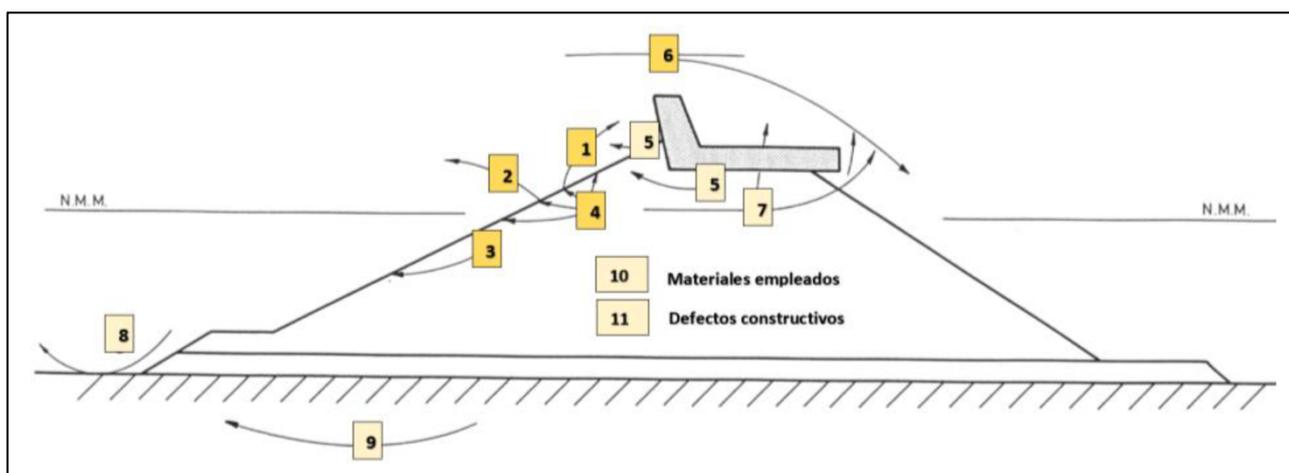


Figura 3.18. Modos de fallo de un dique en talud. Fuente: CIRIA, 2007

1. Extracción de piezas o cantos del manto principal durante el ascenso del oleaje sobre el talud.
2. Extracción de piezas o cantos durante el descenso del oleaje sobre el talud.
3. Deslizamiento global del manto principal por falta de fricción con las capas subyacentes.
4. Movimientos continuos de los cantos del manto principal sin desplazamientos de su posición media, pero capaces de deteriorar en el tiempo la conformación del manto, ya que el cabeceo de una pieza está ligado a la estabilidad estructural de la pieza (rotura por fatiga).
5. Socavación de la base del espaldón.
6. Daños en la coronación o en el trasdós del dique por el rebase de las olas.
7. Falta de compacidad en las capas subyacentes, con excesiva transmisión de energía al interior del dique, provocando grandes fuerzas de levantamiento en el espaldón y capas interiores.
8. Erosión de pie o socavación en la parte inferior del dique, posible descalce de la estructura.
9. Asientos y hundimientos del terreno de cimentación.
10. Pérdida de las características mecánicas de los materiales.
11. Defectos o errores de construcción.

3.2 Rebase

Para gran parte de los sistemas de defensa costera, la cuantificación de los rebases de agua que se producen sobre las estructuras define la cota de coronación de los diques. Es habitual diseñar en función de este factor en lugar de la amplitud de la onda, puesto que este parámetro no tiene en cuenta el volumen de agua que supera la defensa. En general es complicado determinar el valor del caudal que rebasa una estructura puesto que depende de múltiples variables. Normalmente es suficiente con determinar la tasa de rebase por unidad de longitud del dique, q ($m^3/s/m$).

Los métodos para determinar el rebase producido sobre el dique, están basados en fórmulas exponenciales, siendo la tasa de rebase q :

$$q = A \cdot e^{(B \cdot R_c)} \quad (3.3)$$

Donde R_c es el francobordo y los valores de A y B dependerán del método escogido y serán funciones que determinarán las condiciones del oleaje o las características del fondo entre otras.

Van der Meer diferenció el rebase con dos formulaciones según la rotura del oleaje (ver 2.5.1). Para roturas en voluta o *plunging* se define la ecuación 3.4 y para olas rompiendo en oscilación o *surging* la ecuación 3.5.

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{A}{\sqrt{\tan \alpha}} \cdot \gamma_b \cdot I_{r-1,0} \cdot e^{-B \frac{R_c}{H_{m0} \cdot I_{r-1,0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}} \quad (3.4)$$

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = C \cdot e^{-D \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}} \quad (3.5)$$

Siendo q la tasa de rebase ($m^3/s/m$); g la gravedad (m^2/s); H_{m0} la altura de ola espectral (m); $\tan \alpha$ la tangente del ángulo formado por el manto con la horizontal; $I_{r-1,0}$ el número de Iribarren asociado a H_{m0} ; R_c el francobordo de la estructura; γ_b , γ_f , γ_β son coeficientes reductores del rebase por la existencia de una berma, por la fricción del manto y por la influencia de la oblicuidad del oleaje respectivamente (-). Los parámetros A , B , C y D se presentan en la Tabla 3.6 y varía en función del cálculo que se vaya a realizar.

Parámetros	Cálculos deterministas	Cálculos probabilísticos
A	0,067	0,067
B	4,30	4,75
C	0,20	0,20
D	2,30	2,60

Tabla 3.6. Parámetros A, B, C y D para las Ecuaciones 3.4 y 3.5.
Fuente: CIRIA, 2007

La Figura 3.19 muestra un ejemplo de los resultados obtenidos mediante el presente método. Este ejemplo muestra tres alturas respecto al nivel medio del mar diferentes y se asume una incidencia perpendicular del oleaje.

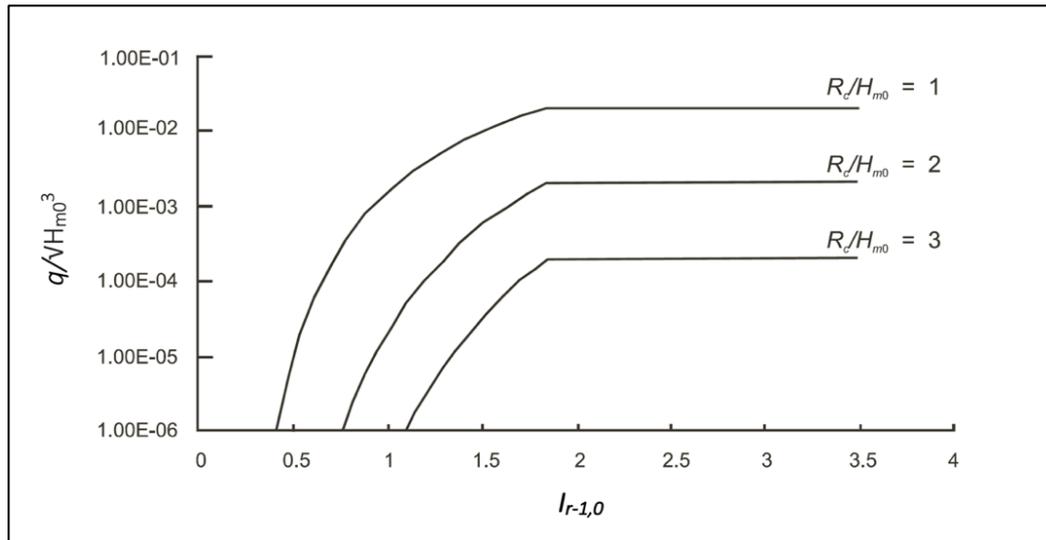


Figura 3.19. Tasa de rebase en función del número de Iribarren. Fuente: CIRIA, 2007

3.3 Talud principal

La estabilidad hidráulica de un manto principal (caracterizado por un número de capas y tipo de pieza dado) puede referirse a un coeficiente de estabilidad K_D utilizado en la ecuación de Hudson (1959), basada en la de Iribarren (1938) y popularizada internacionalmente por el SPM (1975).

$$W = \frac{1}{K_D} \cdot \frac{H^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3} \cdot \frac{\gamma_r}{\cot \alpha} \quad (3.6)$$

Donde W es el peso de las piezas del manto (kg); γ_r y γ_w son los pesos específicos del hormigón y del agua (kg/m^3); H es la altura de ola de cálculo (m) y α es la pendiente del manto con la horizontal ($^\circ$).

Para poder definir el talud principal de la estructura, primeramente, se debe diferenciar entre si la estructura es dinámicamente estable o estáticamente estable. Estos tipos de estructura se diferencia por el número de estabilidad N_s descrito por la ecuación 3.7.

$$N_s = \frac{H}{\Delta D} \quad (3.7)$$

Donde H es la altura de ola (m); D el diámetro característico del material del manto (m) y Δ es la densidad flotante relativa (-) definida por la ecuación 3.8.

$$\Delta = \frac{\rho_r - \rho_w}{\rho_w} = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1 \quad (3.8)$$

Donde ρ_r es la densidad del material que forma el manto (g/cm^3) y ρ_w la densidad del agua (g/cm^3).

Las estructuras estáticamente estables son aquellas con un número de estabilidad en el rango de 1 a 4 y que bajo las condiciones de diseño no experimentan prácticamente daños en la armadura. Los elementos que componen el manto han de ser lo suficientemente resistentes para proteger la estructura frente al ataque de las olas. Los diques exentos convencionales pertenecen a este grupo de estructuras.

Por otro lado, las estructuras dinámicamente estables permiten gracias a la energía de las olas, cierto desplazamiento de los elementos que la componen modificando su sección transversal inicial. Este

movimiento se produce individualmente en cada elemento que integra el manto hasta que alcanzan un equilibrio y se logra una estabilidad general. A este grupo pertenecen las estructuras “tipo Ahrens” o las homogéneas compuestas por elementos prefabricados de hormigón. Las estructuras dinámicamente estables presentan números de estabilidad superiores a 6.

3.3.1 Estructuras estáticamente estables

Para estructuras emergentes estáticamente estables, Powell y Allsop (1985), plantean una relación entre el número de estabilidad $N_s = H_s / (\Delta D_{n50})$ y el posible daño producido mediante la relación N_{od} / N_a .

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{\sqrt[3]{s_{op}}}{b} \cdot \ln \left(\frac{N_{od}}{a \cdot N_a} \right) \quad (3.9)$$

Donde s_{op} es el peralte basado en el periodo de pico T_p que viene dado a partir de la ecuación 3.10; N_{od} es el número de elementos del manto que se han desplazado; N_a es el número total de elementos del manto y los coeficientes a y b vienen definidos en función del francobordo relativo de la estructura R_c/h y del peralte s_{op} en la Tabla 3.7.

$$s_{op} = \frac{2\pi H_s}{gT_p^2} \quad (3.10)$$

R_c/h	a	b	s_{op}
0,29	$0,07 \cdot 10^{-4}$	1,66	< 0,03
0,39	$0,18 \cdot 10^{-4}$	1,58	< 0,03
0,57	$0,09 \cdot 10^{-4}$	1,92	< 0,03
0,38	$0,59 \cdot 10^{-4}$	1,07	< 0,03

Tabla 3.7. Coeficientes a y b para la ecuación 3.9.
Fuente: CIRIA, 2007

En 1990 Van der Meer relacionó la estabilidad de las estructuras no rebasables con las estructuras de baja coronación rebasables, y determinó que la estabilidad hidráulica de las últimas aumenta entre un 20% y un 30%. Por ello, basándose en las Ecuaciones 3.11 y 3.12 para calcular el diámetro nominal D_n en estructuras no rebasables, propone en la Ecuación 3.14 un factor reductor del diámetro nominal para el talud frontal r_D .

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} \cdot P^{0,18} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \cdot I_r^{-0,5} \quad \text{si } I_r < \xi_{cr} \text{ (Plunging)} \quad (3.11)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s \cdot P^{-0,13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot I_r^P \quad \text{si } I_r > \xi_{cr} \text{ (Surging)} \quad (3.12)$$

Donde ξ_{cr} es el parámetro crítico de rotura definido en la Ecuación 3.13; $c_{pl}=8,4$ y $c_s=1,3$; P es la permeabilidad nominal de la estructura ($0,1 \leq P \leq 0,6$); S_d es el parámetro de daño definido en la Tabla 3.8; N es el número de olas incidentes; $H_{2\%}$ es la altura de ola excedida por un 2% de las olas incidentes y α es la inclinación del talud principal.

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl}}{c_s} \cdot P^{0,31} \cdot \sqrt{\tan \alpha} \right]^{\frac{1}{P+0,5}} \quad (3.13)$$

Inclinación	Nivel de daño S_d		
	Inicio del daño	Daño intermedio	Fallo
1,5	2	3-5	8
2	2	4-6	8
3	2	6-9	12
4	3	8-12	17
6	3	8-12	17

Tabla 3.8. Valores para el parámetro de daño S_d . Fuente: CIRIA, 2007

$$r_D = \frac{1}{1,25 - 4,80 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S_{op}}{2\pi}}} \quad (3.14)$$

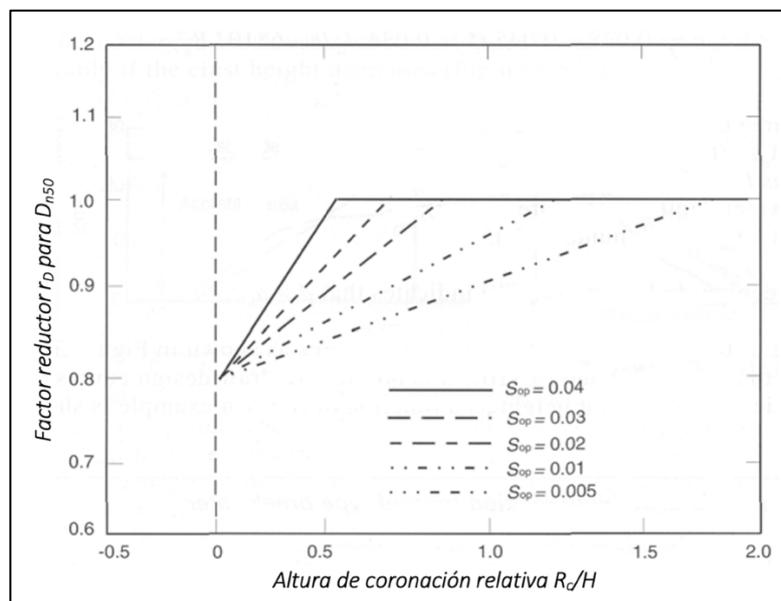


Figura 3.20. Gráfico de diseño para el factor reductor r_D en función del francobordo adimensional y el peralte del oleaje. Fuente: Van der Meer, 1994

Vidal *et al.* (1995) propone una formulación válida tanto para estructuras sumergidas como emergidas estáticamente estables. Para ello divide el manto en tres sectores diferenciados definidos en la Figura 3.21: talud frontal (I), coronación (II), talud posterior (III) y la sección total. También diferencia entre diferentes niveles de daño: inicio de avería (IA), inicio de avería de Iribarren (IAI), inicio de destrucción (ID) y destrucción (D). Con estas dos divisiones se plantea en la Ecuación 3.15 el parámetro de daño S_d en función del área erosionada A_e (ver Figura 3.20) y en la Tabla 3.9 sus valores aproximados.

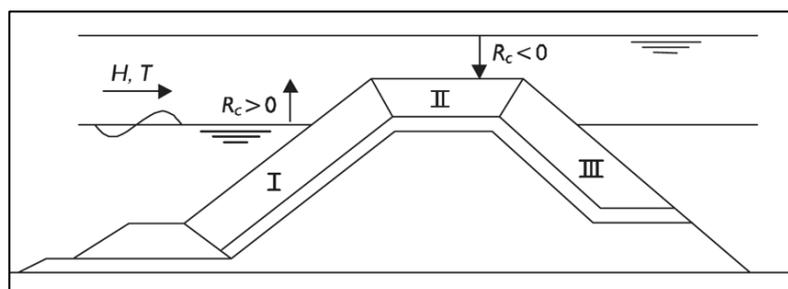


Figura 3.21. División del manto en fracciones. Fuente: CIRIA, 2007

$$S_d = \frac{A_e}{D_{n50}} \quad (3.15)$$

Nivel de daño	Talud frontal	Coronación	Talud posterior	Sección total
Inicio de Avería (IA)	1,0	1,0	0,5	1,5
Inicio de Avería de Iribarren (IAI)	2,5	2,5	2,0	2,5
Inicio de Destrucción (ID)	4,0	5,0	3,5	6,5
Destrucción (D)	9,0	10,0	-	12,0

Tabla 3.9. Valores aproximados de S_d para los diferentes sectores y estados de avería de un dique exento.

Fuente: CIRIA, 2007

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B \frac{R_c}{D_{n50}} + C \left(\frac{R_c}{D_{n50}} \right)^2 \quad (3.16)$$

Donde los valores de A , B y C se reflejan a continuación en la Tabla 3.10 en función de los sectores de la estructura.

Sector	A	B	C
Talud frontal	1,831	-0,245	0,012
Coronación	1,652	0,018	0,159
Talud posterior	2,575	-0,540	0,115
Sección total	1,544	-0,230	0,053

Tabla 3.10. Valores de A , B y C para la Ecuación 3.16 en función del sector del manto.

Fuente: CIRIA, 2007

3.3.2 Estructuras dinámicamente estables

Ahrens (1987) y Van der Meer (1990) realizaron diferentes análisis sobre la estabilidad hidráulica de las estructuras “tipo arrecife” dinámicamente estables. Centrándose en el cambio de la cota de coronación de las estructuras tras la influencia del oleaje. El parámetro principal fue la relación de reducción de la cota de coronación (d/d_0), donde d y d_0 son la altura final de la estructura y la inicial respectivamente. Ahrens (1987) propuso el número de estabilidad modificado N_s^* en la ecuación 3.17.

$$N_s^* = N_s \cdot \left(\frac{H_s}{L_p} \right)^{-\frac{1}{3}} \quad (3.17)$$

$$L_p = T_p \cdot \sqrt{g \cdot h} \quad (3.18)$$

Donde N_s es el número de estabilidad (-); H_s la altura de ola significativa (m); L_p la longitud de onda (m) basada en T_p , el período de pico (s) y h es la profundidad de agua (m).

Por otra parte, debido a que las estructuras dinámicamente estables permiten cierto desplazamiento de sus elementos hasta alcanzar una estabilidad global, se modifica la altura de coronación d , definida por la ecuación 3.19.

$$d = \sqrt{A_t \cdot e^{-a \cdot N_s^*}} \quad (3.19)$$

$$a = -0,028 + 0,045 \cdot \frac{A_t}{d_0^2} + 0,034 \cdot \frac{d_0}{h} - 6 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{A_t}{D_{n50}}\right)^2 \quad (3.20)$$

Donde A_t es el área total de la sección de la estructura (m^2); N_s^* es el parámetro de estabilidad modificado y a es un parámetro definido por Van der Meer (1990) en la Ecuación 3.20.

A continuación, la Figura 3.22 es una gráfica que muestra un ejemplo de la reducción de la cota de coronación en estructuras “tipo arrecife” en función de del número de estabilidad modificado N_s^* y la cota de coronación relativa d/h .

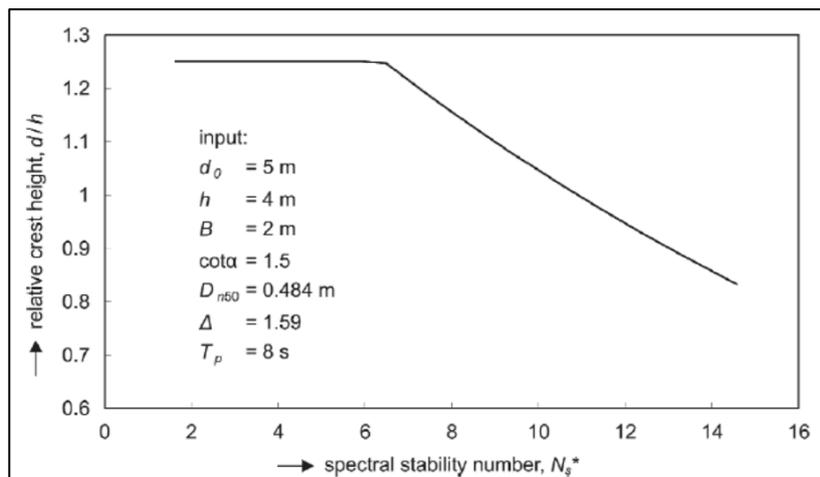


Figura 3.22. Cálculo de la cota de coronación de una estructura dinámicamente estable. Fuente: Van der Meer, 1990

3.4 Coronación y talud posterior

Este punto trata de presentar la formulación necesaria para el cálculo del diámetro mínimo necesario para proteger la coronación y el talud posterior de estructuras rebasables. Estas zonas están sometidas a un daño superior que en las estructuras emergidas no rebasables, puesto que están más expuestas a las olas que sobrepasan la estructura.

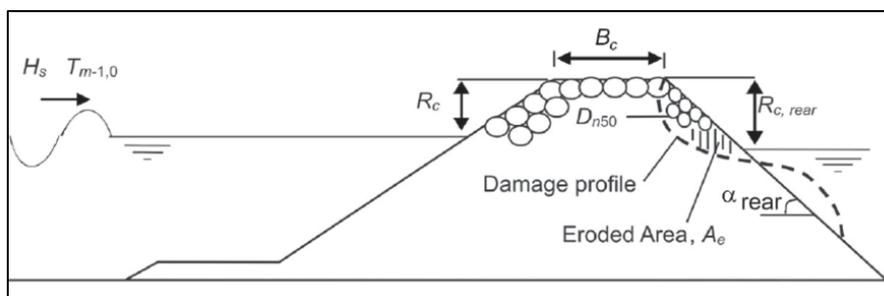


Figura 3.23. Parámetros necesarios para analizar la estabilidad hidráulica de la zona posterior del dique exento. Fuente: CIRIA, 2007

Van Gent y Pozueta (2005) proponen, para asegurar la estabilidad del conjunto, en la Ecuación 3.21 el cálculo de un diámetro del material que compone la zona posterior de las estructuras.

$$D_{n50} = \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{\frac{1}{6}} \cdot \left(\frac{u_{1\%} \cdot T_{m-1,0}}{\sqrt{\Delta}}\right) \cdot (\cot \alpha_{rear})^{\frac{2,5}{6}} \cdot \left(1 + 10 \cdot e^{\frac{-R_{c, rear}}{H_s}}\right)^{\frac{1}{6}} \quad (3.21)$$

Donde S_d es el parámetro de daño (-) (ver Ecuación 3.15); N es el número de olas (-); $T_{m-1,0}$ es el período de pico (s); α_{rear} es la inclinación del talud posterior ($^\circ$); $R_{c,rear}$ es el francobordo en el trasdós del dique (m) y $u_{1\%}$ es la máxima velocidad en la parte posterior de la estructura excedida por el 1% de las olas incidentes, y viene definida por la Ecuación 3.22.

$$u_{1\%} = \frac{1,7 \cdot (g \cdot \gamma_{f-c})^{0,5} \cdot \left(\frac{R_{u1\%} - R_c}{\gamma_f} \right)^{0,5}}{1 + 0,1 \cdot \frac{B}{H_s}} \quad (3.22)$$

Donde γ_{f-c} es la rugosidad de la coronación (-); $R_{u1\%}$ es la cota superada por una de cada 100 olas (m); γ_f es la rugosidad del talud frontal (-) y B es el ancho de coronación.

3.5 Transmisión del oleaje

Cuando el oleaje incide sobre una estructura marina de baja cota de coronación parte de la energía que lleva asociada el oleaje se transmite al otro lado de la estructura. Este fenómeno se conoce como transmisión del oleaje, y se define por el llamado coeficiente de transmisión K_t , que se representa con la relación entre la altura de ola incidente H_i , en el lado mar de la estructura, y la altura de ola transmitida H_t al trasdós del dique.

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \quad (3.23)$$

Donde E_t y E_i son la energía del oleaje transmitida e incidente respectivamente (J/m^2).

La reflexión y la transmisión del oleaje a través de una estructura como un dique exento convencional se define por medio de unos parámetros concretos, algunos de los cuales quedan definidos en la Figura 3.24.

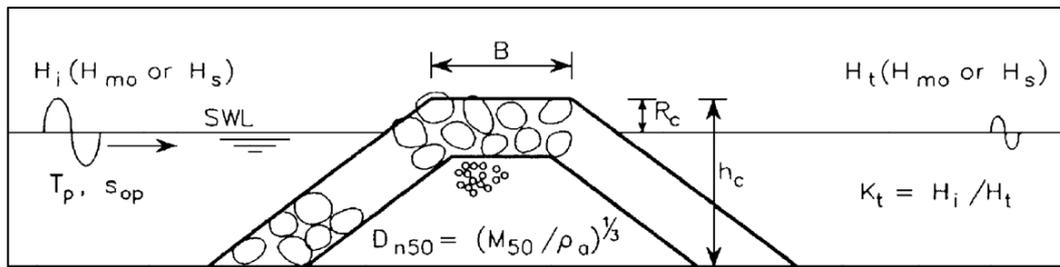


Figura 3.24. Parámetros principales que afectan en la transmisión del oleaje.

Fuente: Van der Meer et al., 2005

- H_i = Altura de ola incidente (m).
- H_t = Altura de ola transmitida (m).
- T_p = Período de pico (s).
- s_{op} = peralte del oleaje (ver Ecuación 3.10) (-).
- R_c = Francobordo de la coronación (m).
- h_c = altura de la estructura (m).
- B = ancho de la coronación (m).

- D_{n50} = Diámetro nominal de los elementos del manto principal (m).
- I_r = Número de Iribarren (ver Ecuación 3.1) (-).
- α = ángulo del manto con la horizontal (°).

El proyecto europeo DELOS (*Environmental Design of Low Crested Coastal Defense Structures*), se centró en el estudio de las estructuras de baja cota de coronación. En base a este proyecto y a los estudios realizados por Van der Meer y Daemen (1994) y d'Angremond *et al.* (1996), Briganti *et al.* (2004) relaciona el coeficiente de transmisión K_t con el ancho de coronación relativo B/H_s y diferencia dos formulaciones, una para estructuras estrechas ($B/H_s < 10$) y otra para estructuras anchas ($B/H_s > 10$).

$$K_t = -0,4 \cdot \frac{R_c}{H_s} + 0,64 \cdot \left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0,31} \cdot (1 - e^{-0,5 \cdot I_r}) \quad \text{si } \frac{B}{H_s} < 10 \quad (3.24)$$

$$K_t = -0,35 \cdot \frac{R_c}{H_s} + 0,51 \cdot \left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0,65} \cdot (1 - e^{-0,41 \cdot I_r}) \quad \text{si } \frac{B}{H_s} > 10 \quad (3.25)$$

En ambas ecuaciones en coeficiente de transmisión quedan limitado por dos valores, para la Ecuación 3.24, $0,075 < K_t < 0,80$; y para la Ecuación 3.25, el valor mínimo es de 0,05 y el máximo depende del ancho de coronación y viene dado por la Ecuación 3.26.

$$K_{t,max} = -0,006 \cdot \frac{B}{H_s} + 0,93 \quad (3.26)$$

Esta formulación se ha obtenido mediante la realización de diversos ensayos 2D, en los cuales no se tiene en cuenta el ángulo de incidencia del oleaje y se asume que todas las olas atacan perpendicularmente el dique. Van der Meer *et al.* (2005) llegan a la conclusión tras comparar sus análisis con los ensayos 3D realizados por Seabrook y Hall (1998), de que el ángulo de incidencia del oleaje no tiene una influencia destacable sobre el coeficiente de transmisión K_t . Se puede concluir que las Ecuaciones 3.24 y 3.25 son totalmente válidas para oleajes que inciden de forma oblicua. En la Figura 3.25 se muestra la escasa influencia del ángulo de incidencia sobre el coeficiente de transmisión para tres estructuras con francobordos diferentes.

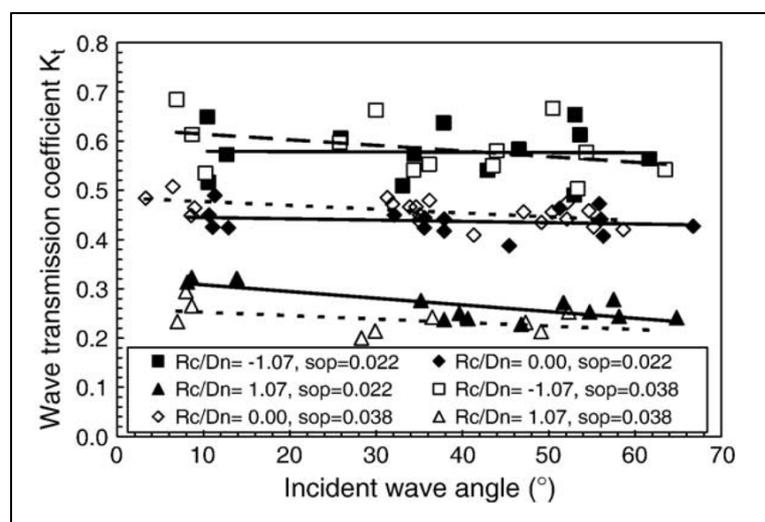


Figura 3.25. Influencia del ángulo del oleaje sobre el coeficiente de transmisión K_t .
 Fuente: Van der Meer *et al.*, 2005

3.6 Reflexión del oleaje

En los diques en talud convencionales, parte de la energía que incide sobre la estructura se verá reflejada al encontrarse con el obstáculo. Se puede determinar así, un coeficiente capaz de determinar qué cantidad de energía reflejará el rompeolas. Se trata del coeficiente de reflexión K_r , definido por la relación entre la altura de ola incidente H_i y la altura de ola reflejada H_r .

$$K_r = \frac{H_r}{H_i} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \quad (3.27)$$

En el Proyecto DELOS mencionado anteriormente no se profundizó en el fenómeno de la reflexión del oleaje y en el caso de *The Rock Manual* la formulación planteada está enfocada a estructuras no rebasables. Pero para estructuras rocosas rebasables existen formulaciones planteadas por Van der Meer *et al.* (2005).

$$K_r = \frac{0,071}{P^{0,82} \cdot (\cot \alpha)^{0,62} \cdot s_{op}^{0,46}} \quad (3.28)$$

Para estructuras rebasables la permeabilidad P toma valores entre 0,4 y 0,6. La influencia del ángulo de inclinación del manto pierde incidencia a medida que se reduce la cota de coronación del dique. Se puede presuponer que el francobordo relativo R_c/H_i puede influir claramente en la reducción del coeficiente de reflexión. Dentro del Proyecto DELOS existen cuatro grupos de datos que se han obtenido de ensayos en estructuras de baja cota de coronación. Estos grupos de ensayos se realizaron por:

- Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), 63 ensayos.
- Universidad de Cantabria (UCA), 53 ensayos.
- Universidad de Bologna (UB), 28 ensayos.
- Infram (INF), 19 ensayos.

En base a los datos recopilados por esta serie de ensayos se puede llegar a un factor reductor del coeficiente de reflexión para rompeolas rebasables. Este factor f_r es válido para los casos en los que el francobordo relativo de la estructura es $\leq 0,5$, en caso contrario el factor reductor será igual a 1.

$$f_r = 0,2 \cdot \frac{R_c}{H_i} + 0,9 \quad (3.29)$$

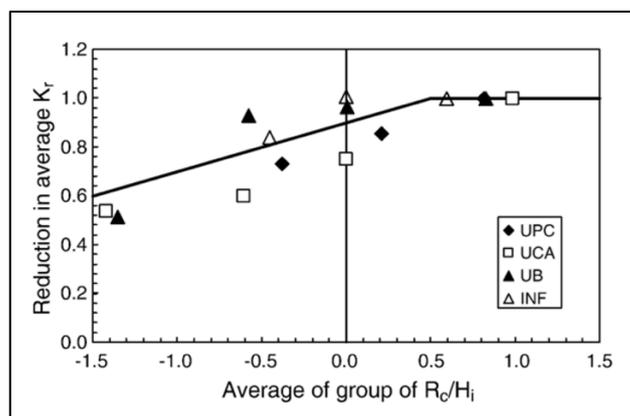


Figura 3.26. Reducción del coeficiente de reflexión para diques convencionales. Fuente: Van der Meer *et al.*, 2005

4 Diques homogéneos exentos de baja cota de coronación

4.1 Introducción

En este apartado se trata de describir los criterios que se deben tener en cuenta en el diseño de una estructura homogénea de baja coronación; la transmisión y reflexión que una estructura de sus características provoca sobre el oleaje, así como el método de colocación de las piezas y la estabilidad de estas.

En primer lugar, hay que explicar qué es un dique homogéneo de baja cota de coronación o HLCS (*Homogeneous Low Crested Structures*). Se trata de estructuras de protección costera que se diferencian de los diques homogéneos convencionales comentados en el apartado anterior en su composición estructural. Las estructuras homogéneas se caracterizan por no presentar capas de filtro ni un núcleo, y estar formadas por grandes piezas de hormigón prefabricado (ver Figura 3.7) o roca natural.

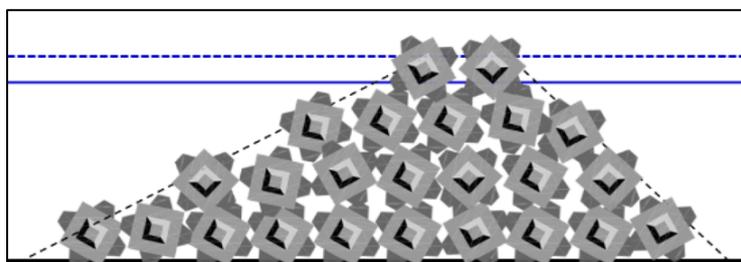


Figura 3.27. Sección estructura homogénea de baja coronación de cubípodos. Fuente: Medina et al., 2019

Son estructuras estables muy porosas debido a la carencia de material granular en su composición, con una iluminación muy heterogénea. Bajo las condiciones ambientales adecuadas, estos factores pueden propiciar el desarrollo de la biodiversidad local (ver Sherrard et al. 2016) y la regeneración de arrecifes de coral al mismo tiempo que cumple su función principal, la protección de las zonas costeras frente a los temporales que puedan producirse.

Estas estructuras se emplazan en aguas someras, con oleaje limitado por fondo y normalmente con fondos duros con una pendiente entre el 2% y el 10%. Los rompeolas homogéneos, debido al gran tamaño de sus elementos, tienen una relación H_s/D_{n50} menor que las estructuras convencionales. La forma de estos elementos, la pendiente del fondo donde se ubique la estructura, así como la malla de colocación de las piezas que formarán el rompeolas pueden influir directamente a la estabilidad hidráulica y a la transmisión del oleaje.

4.2 Mallas de colocación

Para una correcta ejecución donde se respete la geometría y los ensayos realizados previamente, puesto que este tipo de estructuras se construyen por capas horizontales se deben diseñar unas mallas de colocación para las piezas que forman el rompeolas. Medina y Gómez-Martín (2016) proponen el uso de mallas convencionales tipo diamante para mantos de cubípodos en diques convencionales, pero las estructuras homogéneas requieren de un estudio para determinar qué tipo de malla es más adecuado en cada caso. Estudios realizados por la UNAM (*Universidad Nacional Autónoma de México*) para mallas rectangulares y triangulares determinaron que la distribución más adecuada es la triangular orientada hacia el oleaje incidente, donde la primera capa se dispone como una malla tipo diamante y las piezas de las capas superiores se apoyan en tres elementos de la capa inferior, uno delante y dos detrás según la dirección del oleaje incidente. La Figura 3.28 muestra esta distribución donde la distancia entre cada una de las filas está relacionada con el diámetro nominal de las piezas $D_{n50}=(W_{50}/\gamma_r)^{1/3}$.

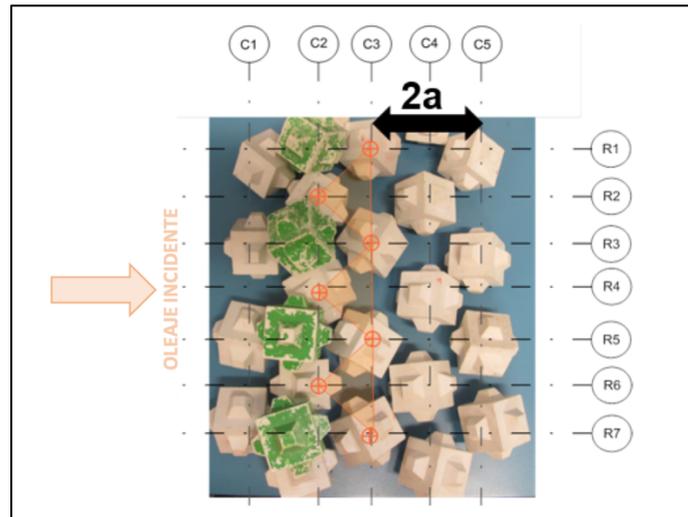


Figura 3.28. Malla triangular para HLCS con dimensiones $a/D_{n50}=1,58$ y $b/D_{n50}=1,27$. Fuente: Medina et al., 2019

Tras la realización de múltiples ensayos de estabilidad hidráulica para escoger las mallas de colocación óptimas, se observó una mayor estabilidad en estructuras con taludes frontales más suaves. La malla descrita por la Figura 3.28 fue la escogida por la UNAM para realizar ensayar tres tipos de estructuras homogéneas de cubípodos. Sobre cada una de las estructuras siguientes se realizaron 18 ensayos de estabilidad hidráulica.

- **HLCS-A1.** Una capa, con dos filas de Cubípodos.
- **HLCS-B5.** Cinco capas, con 11, 9, 7, 5 y 3 filas de Cubípodos y envolvente con taludes $H/V=1,50$.
- **HLCS-C3.** Tres capas, con 9, 6 y 3 filas de Cubípodos y envolvente con talud a barlomar $H/V=2,00$ y talud a sotamar $H/V=1,50$.

4.3 Transmisión del oleaje

El coeficiente de transmisión K_t es uno de los parámetros más importantes en la protección de costas. En este punto se analiza la transmisión de oleaje en los 54 ensayos realizados por la UNAM y se plantea una formulación para el cálculo de K_t .

En el punto 3.5 se presenta la formulación propuesta por d'Angremond (1996) válida para diques convencionales que poseen un núcleo poco permeable. Parece lógico pensar que, debido a la ausencia de este núcleo en las estructuras homogéneas, el coeficiente de transmisión que se obtendrá al aplicar la Ecuación 3.30 en rompeolas homogéneos será mayor.

$$K_t = -0,4 \cdot \frac{R_c}{H_s} + 0,64 \cdot \left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0,31} \cdot (1 - e^{-0,5 \cdot I_r}) \quad (3.30)$$

Al disponer únicamente de 18 ensayos para los tres tipos de estructura, se pretende presentar una formulación para el coeficiente de transmisión en función de un parámetro, el francobordo adimensional R_c/H_s . Para obtener los parámetros de las Ecuaciones 3.31 y 3.32 se han empleado los ensayos realizados sobre las estructuras A1 y C3, de una y tres capas de cubípodos respectivamente.

$$K_t(A1) = 0,45 - 0,30 \cdot \frac{R_c}{H_s} \quad \text{si} \quad -1,47 \leq \frac{R_c}{H_s} \leq 0,00 \quad (3.31)$$

$$K_t(C3) = 0,60 - 0,35 \cdot \frac{R_c}{H_s} \quad \text{si } -0,43 \leq \frac{R_c}{H_s} \leq 0,63 \quad (3.32)$$

Los coeficientes de transmisión observados para la estructura B5 de 5 capas de cubípodos se han empleado para calibrar los parámetros de la Ecuación 3.33

$$K_t(B5) = \max \left[0,54 ; 0,54 - 0,40 \cdot \frac{R_c}{H_s} \right] \quad \text{si } -0,36 \leq \frac{R_c}{H_s} \leq 0,89 \quad (3.33)$$

A continuación, la Figura 3.29 muestra una comparación de los coeficientes de transmisión medidos por las Ecuaciones 3.31, 3.32 y 3.33. La varianza es superior al 75%, por lo que estas ecuaciones se pueden suponer válidas para estimar el coeficiente de transmisión de estructuras homogéneas de baja coronación de cubípodos de 1, 3 y 5 capas en función del francobordo adimensional.

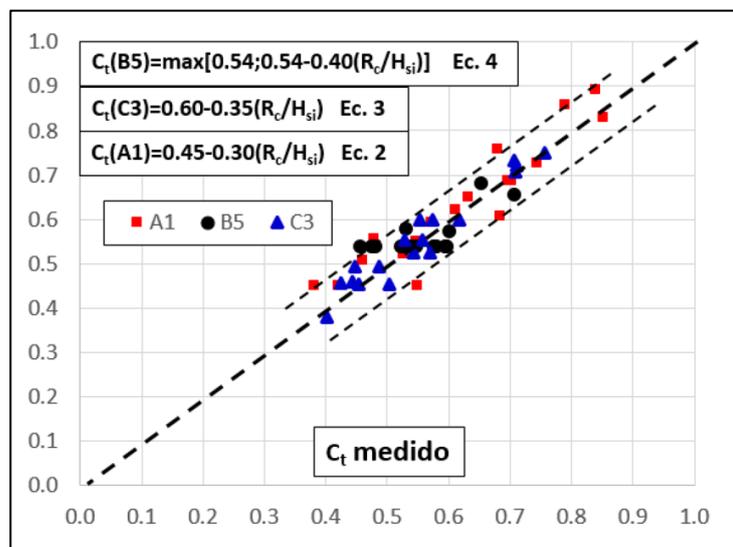


Figura 3.29. Comparación de los K_t estimados para las estructuras A1, B5 y C3. Fuente: Medina et al., 2019

4.4 Reflexión del oleaje y energía disipada

Se puede considerar que la energía del oleaje que incide sobre un obstáculo, en este caso un dique exento, se separa en tres fenómenos diferentes: energía transmitida, energía reflejada y energía disipada. Según el criterio de conservación de la energía el comportamiento del oleaje se puede definir mediante la Ecuación 3.34.

$$K_t^2 + K_r^2 + K_d^2 = 1 \quad (3.34)$$

Donde K_t y K_r son los coeficientes de transmisión y reflexión del oleaje y K_d^2 es la proporción de energía que la estructura disipa.

En la serie de ensayos realizados por la UNAM sobre estructuras homogéneas de cubípodos se observó que la reflexión producida por estas estructuras era similar a que, provocada por diques convencionales de baja cota de coronación, cuando el francobordo adimensional R_c/H_s aumenta, aumenta la reflexión mientras disminuye la transmisión. Los 54 ensayos realizados ayudaron a la calibrar los parámetros de la Ecuación 3.35 para estimar la reflexión de oleaje en estructuras de cubípodos de 1, 3 y 5 capas.

$$K_r = 0,36 + 0,05 \cdot \frac{R_c}{H_s} \quad \text{si } -1,47 \leq \frac{R_c}{H_s} \leq 0,89 \quad (3.35)$$

Por otro lado, conocidos los coeficientes de transmisión y reflexión, siguiendo la Ecuación 3.34 se puede obtener la energía disipada por la estructura. La Figura 3.30 muestra los valores de K_t^2 y K_r^2 junto a la proporción de energía disipada $K_d^2 = 1 - K_t^2 - K_r^2$ observados para los 18 ensayos realizados a la estructura de tres capas de cubípodos HLCS-C3.

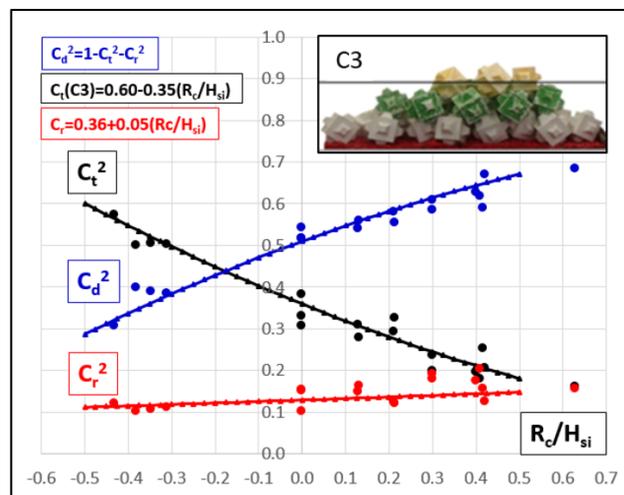


Figura 3.30. Comparación de los valores de K_t^2 , K_r^2 y K_d^2 para la estructura HLCS-C3. Fuente: Medina et al., 2019

4.5 Estabilidad

Tras los estudios realizados por Odériz et al. (2018), se puede asegurar la estabilidad hidráulica de las estructuras homogéneas de cubípodos bajo unas condiciones de diseño similares a las que tendría la estructura tras interactuar con el medio marino. Es importante, desde un punto de vista ecológico que se produzca el mínimo movimiento posible de las piezas de hormigón, puesto que este tipo de estructuras, como se ha comentado, favorecen la colonización de especies marinas y la regeneración de gran diversidad de corales.

Esta serie de estudio y ensayos probaron que las estructuras con varias capas de cubípodos tienen una eficacia mayor cuando la pendiente del talud frontal es suave. Los taludes frontales de las diferentes estructuras con las que se realizaron los ensayos fueron: A1 (sin pendiente), B5 (H/V=3/2) y C3 (H/V=2/1). Los taludes posteriores de las estructuras fueron: A1 (sin pendiente), B5 (H/V=3/2) y C (H/V=3/2).

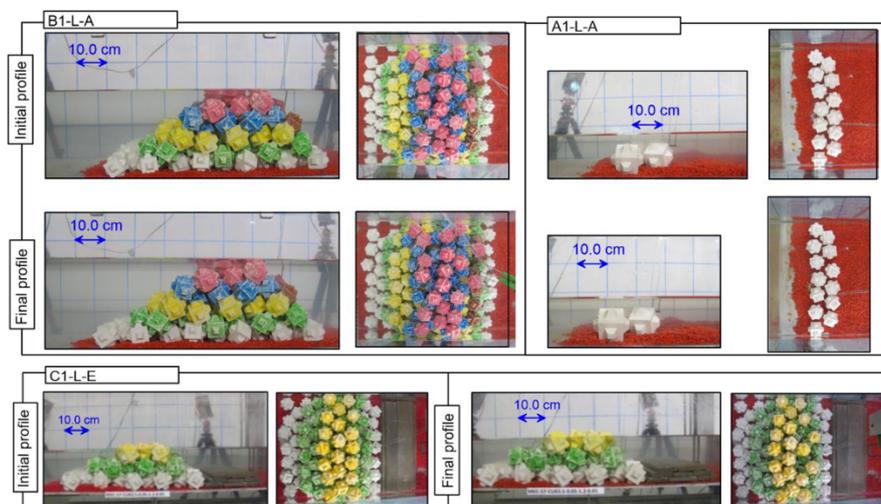


Figura 3.31. Perfil final e inicial de las estructuras HLCS-A1, HLCS-B5 y HLCS-C3. Fuente: Odériz et al., 2018

Como puede observarse, el perfil de las estructuras HLCS-B5 y HLCS-C3 prácticamente no se han visto afectados y apenas han sufrido modificaciones. Algunas de las conclusiones que se pueden sacar de estos estudios es que, para incrementar la estabilidad hidráulica de las estructuras homogéneas de baja cota, la coronación del dique debe tener al menos tres piezas y aumenta también al disminuir la pendiente del talud posterior.

5 Diques exentos prefabricados de baja cota de coronación

5.1 Diques modulares

Los diques modulares, son estructuras compuestas de módulos prefabricados de hormigón armado que se emplean como diques de pie o diques exentos para proteger zonas costeras. Gracias a las diferentes combinaciones posibles de una limitada variedad de módulos diferentes, se puede construir gran variedad de diques con distintas secciones. Este tipo de estructuras presenta múltiples ventajas:

- Posibilidad de construir diferentes secciones de diques con una escasa variedad de módulos.
- Sencillo transporte y manipulación de los módulos mediante medios convencionales para contenedores.
- Posibilidad de almacenar los módulos dentro o fuera de zonas portuarias.
- Defensa fácilmente reversible.
- Posibilidad de reutilización de los módulos.

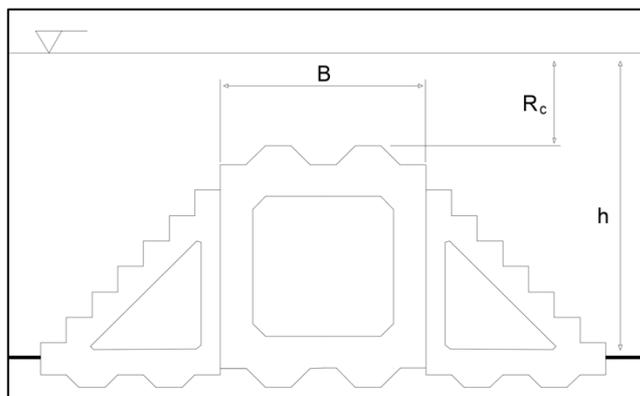


Figura 3.32. Sección de un dique modular TCT y los parámetros principales. Fuente: Elaboración propia

Para realizar el análisis de la transmisión, reflexión y disipación de la energía del oleaje primeramente se determinan los principales parámetros estructurales que pueden influir en estos fenómenos. Los parámetros más influyentes son B el ancho de coronación del dique (m); h la profundidad (m) y R_c el francobordo (m). Estas variables se pueden observar en la Figura 3.32 junto a una sección típica de un dique modular TCT.

Según Medina (2005), para estimar los coeficientes de transmisión y reflexión se realizaron un total de 31 ensayos para tres tipos de estructuras modulares diferentes. El proceso determina que las variables explicativas para estimar la transmisión y la reflexión son: el francobordo relativo R_c/h , la profundidad relativa h/L_0 y la anchura relativa B/h . Los datos obtenidos se muestran en la Figura 3.33.

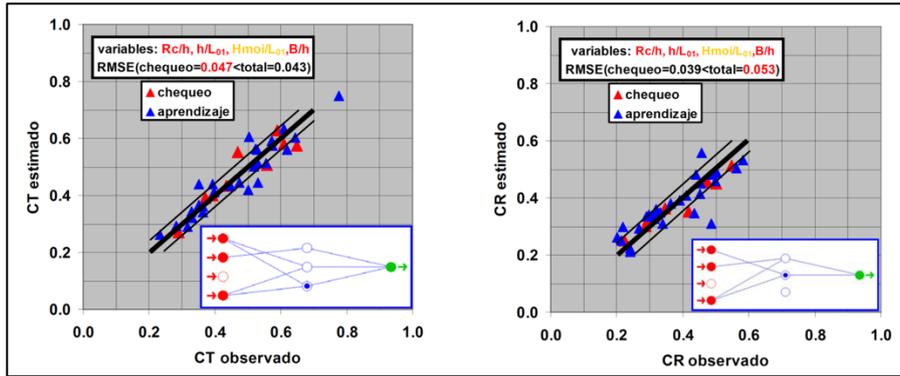


Figura 3.33. Estimación de los coeficientes de transmisión y reflexión para diques modulares. Fuente: Elaboración propia a partir de Medina et al., 2006

Se comprobó que si la estructura se ubica sobre fondos arenosos se producen asentamientos notables algo inferiores al 50% de la altura de la estructura. Los asentamientos que se produzcan aumentarán la relación R_c/h provocando un aumento de la transmisión y una reducción de la reflexión del oleaje. Finalmente se observó que los diques modulares prefabricados presentan un comportamiento similar a las estructuras convencionales de baja coronación, por lo que se procede a comparar en la Figura 3.34 los coeficientes de transmisión obtenidos en esta serie de ensayos con los que se podrían calcular con la formulación propuesta por d'Angremond (1996) en la Ecuación 3.24. Esta comparación muestra que la transmisión de los diques modulares es algo menor para valores de $K_t > 0,40$ y algo mayor para de $K_t < 0,40$.

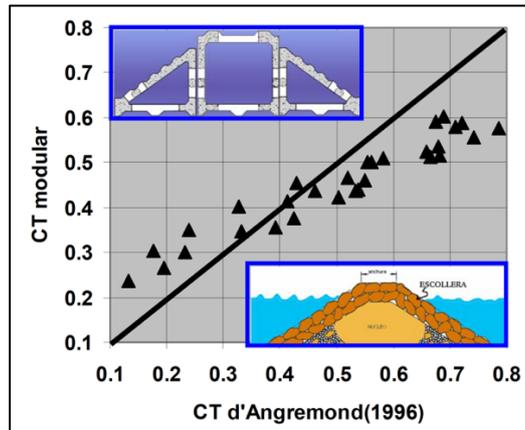


Figura 3.34. Comparación de los K_t de los diques convencionales y modulares. Fuente: Medina et al., 2006

5.2 PEP (Prefabricated Erosion Protection) y Beachsaver

Los llamados PEP son estructuras prefabricadas de hormigón armado de sección triangular completa. Son estructuras que se trasladan por vía marítima y se fondean gracias a una grúa directamente sobre el fondo, sin el empleo de geotextiles. Este tipo de sistemas presenta cuatro objetivos principales que desea alcanzar tras su construcción:

- Reducción de la altura de ola al trasdós de la estructura.
- Bajo condiciones de grandes temporales, disminuir la energía que se transmite a la costa.
- Estabilizar la línea de costa.
- Reducir la variación de volumen de los sedimentos transportados.

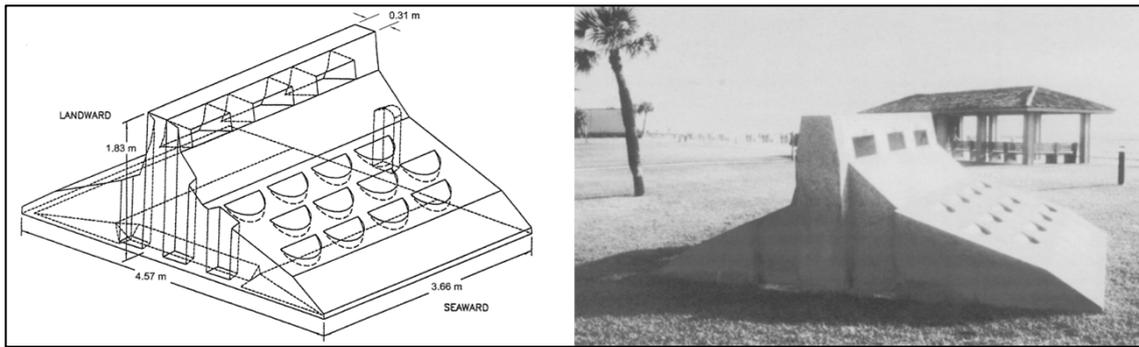


Figura 3.35. Esquema y unidad real de un PEP. Fuente: Stauble et al., 2003

Stauble *et al.* (2003) definen tres construcciones realizadas mediante PEP para tres proyectos en playas de Florida: Dupont Plam Beach, Midtown Palm Beach y Vero Beach. Con unas 25 toneladas de peso aproximadamente, el primero de los proyectos, tenía una sección de 1,52 metros de altura, 7,32 metros de longitud y 3,66 metros de ancho. Los otros dos proyectos siguieron la sección indicada en la Figura 3.35.

Los Beachsaver, son grandes estructuras prefabricadas de hormigón armado de alta resistencia. Describen una sección muy similar a los PEP, pero su forma es algo más compleja, puesto que se construyen huecas machihembradas (ver Figura 3.36). Su función principal es permitir el rebase de los sedimentos para retenerlos posteriormente en su trasdós. Puesto que tras la instalación de este tipo de estructuras se producirán importantes asentamientos en el terreno, se ejecutan sobre geotextiles que permiten reducir este fenómeno.

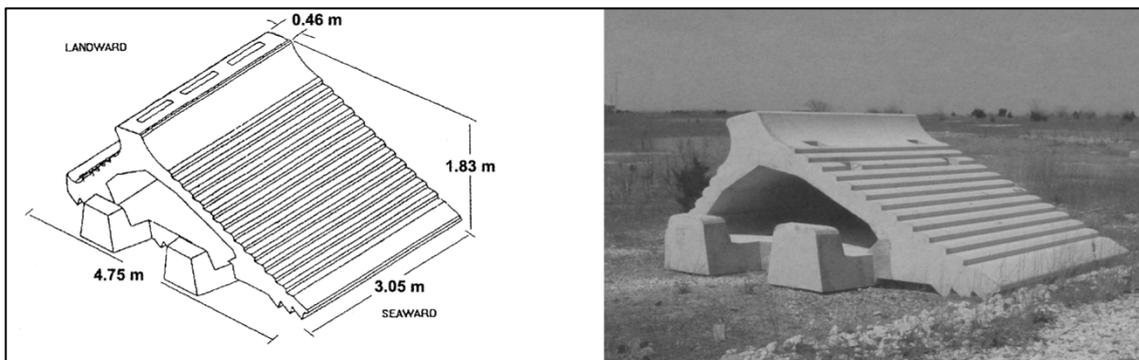


Figura 3.36. Esquema y unidad real de un Beachsaver. Fuente: Stauble et al., 2003

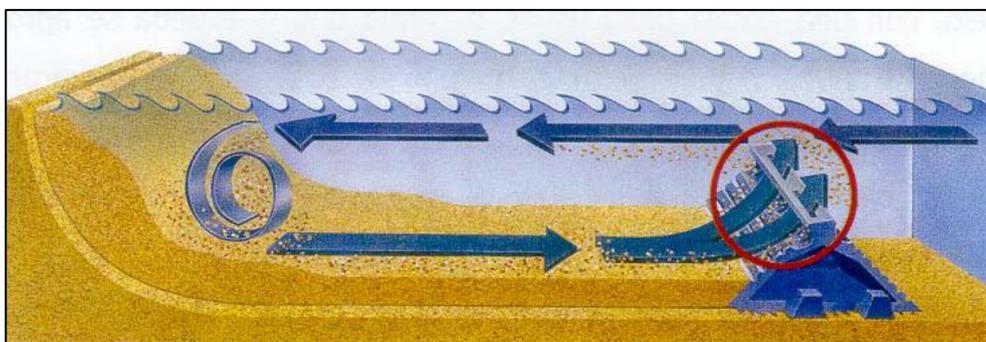


Figura 3.37. Dique de pie mediante Beachsaver. Fuente: Medina et al., 2006





CAPÍTULO Nº 4

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

1 Introducción

Este capítulo trata de describir los procesos que se han seguido en los ensayos realizados por la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) en estructuras homogéneas de cubípodos de baja cota de coronación. El proceso experimental íntegro, incluye diferentes pruebas previas preparatorias sobre un total de siete estructuras. En el presente capítulo se describe tanto los medios empleados por esta entidad y las características de los propios ensayos, así como las tres secciones que se observó que presentaban mayores muestras de estabilidad hidráulica y menores coeficientes de transmisión.

2 Diseño experimental

2.1 Descripción del canal de oleaje

Los ensayos físicos 2D se ha ejecutado en el canal de oleaje de la UNAM, cuyo sistema de generación de oleaje es de tipo pistón y cuenta con un sistema de absorción dinámica. Las características geométricas que definen el canal de oleaje son 29 metros de longitud, 40 centímetros de ancho y 52 centímetros de altura. En el extremo final del canal se construyó un sistema de absorción pasivo de olas a base de grava con una granulometría aproximada de 50 milímetros. A 6,50 metros de la pala generadora de oleaje, comienza una plataforma con un 2% de pendiente de fondo que imita las condiciones de las costas del mar Caribe y 5 metros después y a 10 cm por encima del fondo del canal se encuentra la zona donde se coloca el modelo a ensayar. La zona del modelo cuenta con una fina capa de grava de unos 0,60 milímetros de diámetro que trata de simular el comportamiento del lecho marino aumentando la fricción.



Figura 4.1. Canal de oleaje de la UNAM. Fuente: Odériz et al., 2018

En la Figura 4.2, se observa la disposición de los diferentes sensores de nivel empleados para medir el oleaje en diferentes zonas. Según el método de Mansard y Funke (1980) que fue modificado posteriormente por Baquerizo *et al.* (1997), se instalaron dos grupos de sensores: Los sensores WG02, WG03 y WG04 para medir tanto el oleaje incidente como el oleaje reflejado; y los sensores WG06, WG07 y WG08 para medir el oleaje transmitido. Además de estos dos grupos se dispone el sensor WG01 al inicio de la rampa de 2% de pendiente y el sensor WG05 sobre la cresta de la estructura.

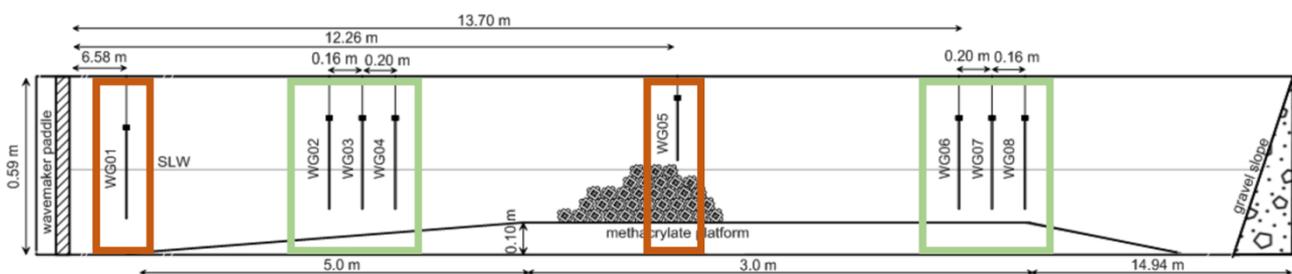


Figura 4.2. Disposición de los sensores durante los ensayos. Fuente: Elaboración propia a partir de Medina et al. 2019

2.2 Tipos de ensayos

Los ensayos que se realizaron tuvieron una duración de 20 minutos cada uno y oleaje irregular JONSWAP ($\gamma = 3,30$) definido por el periodo de pico T_{pi} , la altura de ola significativa incidente H_{si} y el nivel medio del agua h . Puesto que se efectuaron ensayos para dos escalas diferentes (1/42.8 y 1/37.5), los Cubípodos de densidad $2,28 \text{ g/cm}^3$ que se emplearon tenían diámetros nominales de 0,038 metros y 0,0435 metros respectivamente para cada una de las escalas.

La identificación de cada uno de los ensayos realizados se compone primeramente de la sección de la estructura (A, B o C), un número para identificar la escala empleada (1 para 37.5 y 2 para 42.8), una letra para indicar el nivel de energía del oleaje (L para nivel bajo de energía, M para un nivel medio y H para un nivel de energía alto), y, por último, otra letra que representa el nivel medio del agua (B para un nivel de agua inferior al original, E para el mismo nivel y A para un nivel superior al inicial). La Tabla 4.1 muestra el estadijo de ensayos a realizar.

ID	H_{si} (m)	T_{pi} (s)	R_c (m)	ID	H_{si} (m)	T_{pi} (s)	R_c (m)	ID	H_{si} (m)	T_{pi} (s)	R_c (m)
B1-L-A	4,47	1,17	ddd2	A1-L-A	1,85	1,28	0	C1-L-A	4,69	1,28	2
B1-L-E	4,44	1,17	1	A1-L-E	1,89	1,28	-1	C1-L-E	4,62	1,28	1
B1-L-B	4,86	1,28	0	A1-L-B	1,92	1,28	-2	C1-L-B	4,35	1,28	0
B1-M-A	8,54	1,48	2	A1-M-A	3,72	1,71	0	C1-M-A	6,58	1,71	2
B1-M-E	8,67	1,48	0	A1-M-E	4,17	1,71	-2	C1-M-E	6,55	1,71	0
B1-M-B	8,32	1,48	-3	A1-M-B	3,92	1,48	-5	C1-M-B	6,87	1,48	-3
B1-H-A	9,31	1,76	2	A1-H-A	4,40	2,06	0	C1-H-A	6,57	2,06	2
B1-H-E	9,53	1,76	0	A1-H-E	5,53	1,94	-2	C1-H-E	7,25	1,78	0
B1-H-B	9,81	1,76	-3	A1-H-B	6,26	1,94	-5	C1-H-B	8,51	1,81	-3
B2-L-A	4,46	1,27	4	A2-L-A	2,92	1,26	-1	C2-L-A	4,72	1,26	3
B2-L-E	4,95	1,27	3	A2-L-E	2,97	1,26	-2	C2-L-E	4,76	1,26	2
B2-L-B	4,88	1,27	1	A2-L-B	2,90	1,26	-4	C2-L-B	4,70	1,26	1
B2-M-A	9,81	1,63	4	A2-M-A	4,10	1,58	-1	C2-M-A	7,21	1,62	3
B2-M-E	9,91	1,71	1	A2-M-E	4,25	1,56	-4	C2-M-E	7,50	1,62	1
B2-M-B	10,25	1,71	-1	A2-M-B	4,00	1,56	-6	C2-M-B	7,70	1,62	-3
B2-H-A	10,38	1,91	4	A2-H-A	5,03	2,09	-1	C2-H-A	7,30	2,09	3
B2-H-E	10,34	1,91	1	A2-H-E	6,83	2,09	-4	C2-H-E	7,55	2,19	1
B2-H-B	11,56	1,91	-1	A2-H-B	7,38	2,09	-6	C2-H-B	9,47	2,09	-3

Tabla 4.1. Estadijo de ensayos. Fuente: Elaboración propia a partir de Odérez et al., 2018

3 Definición de las piezas

En este tipo de estructuras, la ubicación de cada una de esas piezas es muy importante para conseguir una porosidad homogénea y un comportamiento semejante en todas las secciones longitudinales del rompeolas. Cada una de las piezas tendrá unas coordenadas x-y puesto que en su ejecución real se colocarán mediante una grúa con sistema GPS siguiendo una malla de colocación específica. Al carecer de un núcleo formado por todo uno, se tratarán de mallas horizontales, las cuales tienen gran influencia sobre la porosidad final del dique. La porosidad afecta directamente a aspectos como la estabilidad hidráulica de los elementos, el rebase o la reflexión del oleaje. En este punto se analizan las características de las piezas empleadas en los ensayos físicos 2D, la búsqueda de la malla de colocación idónea y el cálculo de la porosidad final.

3.1 Características de las piezas

Para los ensayos realizados por la Universidad Nacional Autónoma de México, se emplearon cubípodos de 3,50 cm y 4 cm de lado con una densidad de 2,28 g/cm³. Las dimensiones de estos elementos no pertenecen a un prototipo o escala concreta, por lo que las dos escalas que se emplean en los ensayos se obtienen a partir de las dimensiones de los cubípodos. Las características más importantes de los dos tipos de Cubípodos utilizados en los ensayos se definen en la Tabla 4.2.

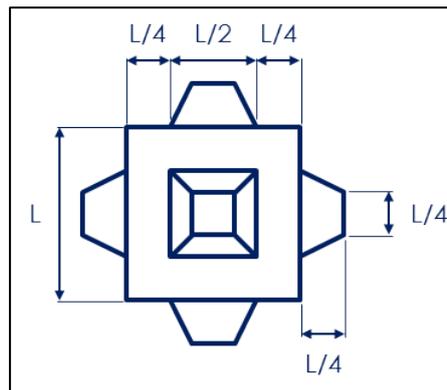


Figura 4.3. Dimensiones del Cubípodo. Fuente: Elaboración propia

Características	Cubípodo L = 3,50 cm	Cubípodo L = 4,00 cm
Densidad (g/cm ³)	2,28	2,28
Masa (g)	125,63	188,13
Volumen (cm ³)	55	82,51
D _{n50}	3,80	4,35

Tabla 4.2. Características físicas de los Cubípodos ensayados. Fuente: Mendoza et al., 2018

3.2 Mallas de colocación

Para la colocación de las piezas se seguirá una malla de colocación horizontal por capas. Una porosidad global homogénea depende de la correcta colocación de la primera capa de la estructura, puesto que sobre ella se colocarán el resto de las capas, apoyándose la capa n+1 sobre la capa n. El diseño de la malla de la primera capa se define por las distancias *a* y *b*. Siendo *a* la distancia entre centros de gravedad de las piezas en la dirección perpendicular a la incidencia del oleaje y *b* la distancia entre centros de gravedad de dos piezas contiguas de la misma capa en la dirección paralela a la incidencia del oleaje.

La malla que mejores resultados presentó fue la mostrada la Figura 4.4, la cual, siguiendo un sistema de colocación triangular, dispone los elementos de la primera capa según indica la malla, y los elementos de las capas superiores descansan sobre tres piezas de la capa inferior, una en el lado mar y dos en sotavento. La Tabla 4.3 muestra las características geométricas de la malla con mejores resultados, donde la distancia entre cada fila está en función del diámetro nominal del Cubípedo ($a/D_{n50} = 1,58$ y $b/D_{n50} = 1,27$).

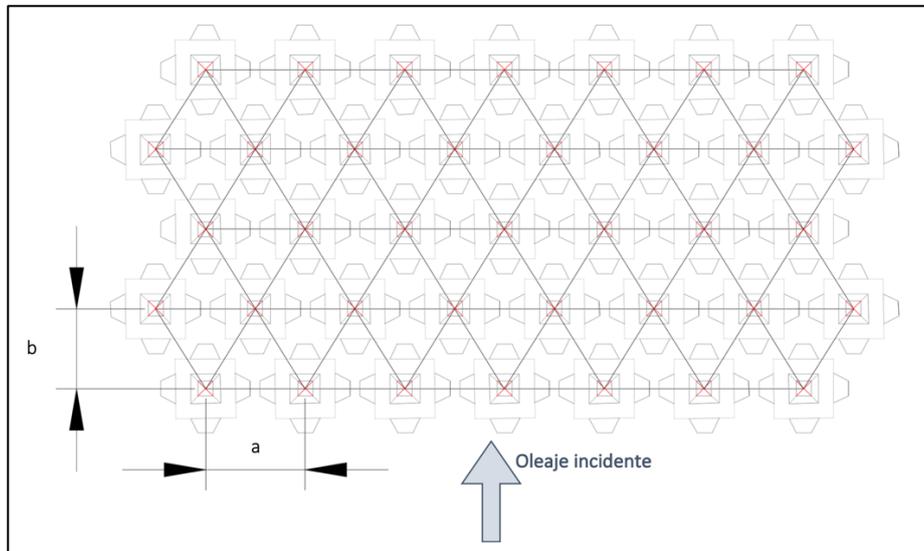


Figura 4.4. Esquema de la malla de colocación escogida ($a/D_{n50}=1,58$ y $b/D_{n50}=1,27$). Fuente: Elaboración propia

Distancia	Mínima distancia	Máxima distancia	Distancia media
a/D_{n50}	1,31	1,84	1,58
b/D_{n50}	0,79	1,58	1,27

Tabla 4.3. Malla de colocación escogida. Fuente: Medina et al., 2018

3.3 Cálculo de la porosidad

Como se ha comentado, la porosidad es un parámetro con gran relevancia en el comportamiento hidráulico de las estructuras homogéneas de baja coronación. Es posible calcular la porosidad teórica de la estructura siguiendo la Ecuación 4.1, donde l_1 es el parámetro a adimensionalizado por el diámetro nominal de la pieza y proyectado sobre el talud y l_2 es el parámetro b adimensionalizado por el diámetro nominal de la pieza y proyectado sobre el talud.

$$P_{teórica} = 1 - \frac{1}{l_1 \cdot l_2} \quad (4.1)$$

$$l_1 = -\frac{a}{D_{n50}} \quad (4.2)$$

$$l_2 = -\frac{b}{\cos \alpha \cdot D_{n50}} \quad (4.3)$$

Con todo, es necesario calcular la porosidad real del conjunto mediante la Ecuación 4.4. Para ello, se computan los elementos cuyo centro de gravedad se encuentre dentro de un área encerrada por el talud.

$$P_{real} = 1 - \frac{\text{Volumen ocupado}}{\text{Volumen total}} = 1 - \frac{n \cdot D_{n50}^3}{A \cdot D_{n50}} \quad (4.4)$$

4 Secciones tipo ensayadas

Para los ensayos realizados, se propusieron las que se observaron que fueron mas adecuadas:

- HLCS-B5
- HLCS-C3
- HLCS-A1

4.1 HLCS-B5

La sección propuesta para la estructura B de cinco capas, se compone de un total de 36 Cubípodos distribuidos en 11, 9, 8, 5 y 3 elementos en cada una de las capas. Tiene una pendiente a pie de dique de 2:1 (H:V) que permite un menor impacto de las olas sobre la estructura. El procedimiento de colocación de las piezas es el siguiente:

- La fila 1 de la capa 2 se apoya entre las filas 2 y 3 de la capa 1.
- La fila 1 de la capa 3 se apoya entre las filas 1 y 2 de la capa 2.
- La fila 1 de la capa 4 se apoya entre las filas 3 y 4 de la capa 3.
- La fila 1 de la capa 5 se apoya entre las filas 1 y 2 de la capa 4.

La Figura 4.5 muestra la sección que se a ensayar y la Tabla 4.4 los parámetros geométricos de la sección.

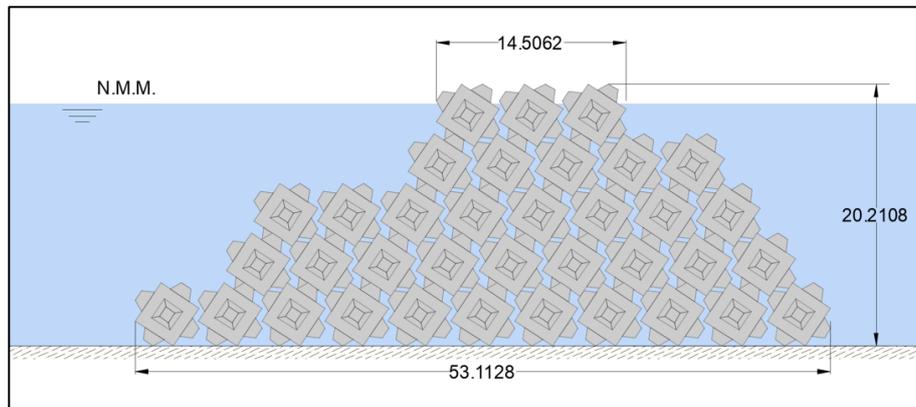


Figura 4.5. Sección de la estructura B a escala 1:42.8. Fuente: Elaboración propia

Escala	1:42.8	1:37.5
Ancho de coronación (cm)	14,51	16,56
Altura (cm)	20,21	23,07
Ancho de la base (cm)	53,11	60,62
Talud lado expuesto (H:V)	2:1	2:1
Talud lado protegido (H:V)	2:3	2:3
Número de piezas	11+9+8+5+3	11+9+8+5+3

Tabla 4.4. Parámetros geométricos de la sección B para ambas escalas. Fuente: Elaboración propia

4.2 HLCS-C3

La sección propuesta para la estructura C de tres capas, tiene un total de 18 Cubípodos ordenados en 9, 6 y 3 piezas en cada capa. El pie de berma se compone de dos elementos, mientras la berma y la coronación la forman tres Cubípodos. El procedimiento de colocación de las piezas es el siguiente:

- La fila 1 de la capa 2 se apoya entre las filas 2 y 3 de la capa 1.
- La fila 1 de la capa 3 se apoya entre las filas 3 y 4 de la capa 2.

La Figura 4.6 muestra la sección que se propone a ensayar y la Tabla 4.5 los parámetros geométricos de la sección.

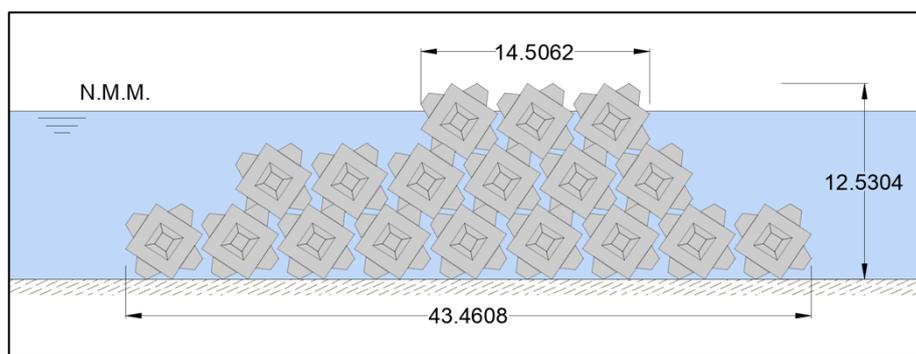


Figura 4.6. Sección de la estructura C a escala 1:42.8. Fuente: Elaboración propia

Escala	1:42.8	1:37.5
Ancho de coronación (cm)	14,51	16,56
Altura (cm)	12,53	14,30
Ancho de la base (cm)	43,46	49,60
Talud lado expuesto (H:V)	3:1	3:1
Talud lado protegido (H:V)	1:1	1:1
Número de piezas	9+6+3	9+6+3

Tabla 4.5. Parámetros geométricos de la sección C para ambas escalas. Fuente: Elaboración propia

4.3 HLCS-A1

La estructura A se planteó de manera que estuviera formada por una única capa de Cubípodos y dos filas. El ancho de coronación tendrá la misma dimensión que el ancho de la base. La Figura 4.7 muestra la sección que se propone a ensayar y la Tabla 4.6 los parámetros geométricos de la sección.

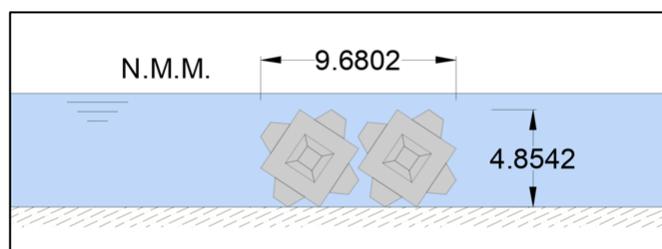


Figura 4.7. Sección de la estructura A a escala 1:42.8. Fuente: Elaboración propia

Escala	1:42.8	1:37.5
Ancho de coronación (cm)	9,68	11,05
Altura (cm)	4,85	5,54
Ancho de la base (cm)	9,68	11,05
Número de piezas	2	2

Tabla 4.6. Parámetros geométricos de la sección A para ambas escalas. Fuente: Elaboración propia

5 Registro de ensayos

Para cada una de las estructuras se han realizado un total de 18 ensayos físicos 2D, 9 ensayos en cada escala, para tres niveles diferentes de agua y tres condiciones energéticas diferentes.

A-3.5-0.02-1.2-0.0	B-3.5-0.05-1.2-0.0	C-3.5-0.05-1.2-0.00
A-3.5-0.02-1.2-0.01	B-3.5-0.05-1.2-0.01	C-3.5-0.05-1.2-0.01
A-3.5-0.02-1.2-0.02	B-3.5-0.05-1.2-0.02	C-3.5-0.05-1.2-0.02
A-3.5-0.04-1.5-0.0	B-3.5-0.09-1.5-0.0	C-3.5-0.07-1.5-0.00
A-3.5-0.04-1.5-0.02	B-3.5-0.09-1.5-0.02	C-3.5-0.07-1.5-0.02
A-3.5-0.04-1.5-0.05	B-3.5-0.09-1.5-0.05	C-3.5-0.07-1.5-0.05
A-3.5-0.05-1.8-0.0	B-3.5-0.13-1.8-0.0	C-3.5-0.07-1.8-0.00
A-3.5-0.06-1.8-0.02	B-3.5-0.14-1.8-0.02	C-3.5-0.08-1.8-0.02
A-3.5-0.07-1.8-0.05	B-3.5-0.16-1.8-0.05	C-3.5-0.09-1.8-0.05
A-4.0-0.03-1.31-0.00	B-4.0-0.05-1.3-0.0	C-4.0-0.05-1.3-0.00
A-4.0-0.03-1.31-0.01	B-4.0-0.05-1.3-0.01	C-4.0-0.05-1.3-0.01
A-4.0-0.03-1.31-0.03	B-4.0-0.05-1.3-0.03	C-4.0-0.05-1.3-0.02
A-4.0-0.04-1.63-0.00	B-4.0-0.10-1.63-0.0	C-4.0-0.08-1.6-0.00
A-4.0-0.04-1.63-0.03	B-4.0-0.10-1.63-0.03	C-4.0-0.08-1.6-0.02
A-4.0-0.04-1.63-0.05	B-4.0-0.10-1.63-0.05	C-4.0-0.08-1.6-0.06
A-4.0-0.05-1.96-0.00	B-4.0-0.11-1.9-0.0	C-4.0-0.08-1.9-0.00
A-4.0-0.07-1.96-0.03	B-4.0-0.11-1.9-0.03	C-4.0-0.09-1.9-0.02
A-4.0-0.08-1.96-0.05	B-4.0-0.12-1.9-0.05	C-4.0-0.10-1.9-0.06

Figura 4.8. Conjunto total de ensayos realizados. Fuente: Elaboración propia

La identificación de cada uno de los ensayos se divide en cuatro partes, la primera indica el tipo de estructura, la segunda la longitud de la arista del cubípodo (3,50 o 4,00), que corresponde a cada una de las escalas, la tercera muestra si la condición energética del ensayo es alta, media o baja, y el último indicador es el de la profundidad de agua, pudiendo ser baja, media o alta.



Figura 4.8. Identificación de ensayos. Fuente: Elaboración propia

El Anexo I. Registro fotográfico de ensayos muestra el registro fotográfico de cada uno de los ensayos realizados.



CAÍPTULO 5. ANÁLISIS DE ENSAYOS Y RESULTADOS

1 Introducción

Este capítulo define los resultados que se han obtenido de los diferentes ensayos físicos 2D realizados en la investigación.

En primer lugar, se analiza la estabilidad que presentaron las diferentes secciones en cada uno de los ensayos, los perfiles de las estructuras anteriores y posteriores a los ensayos se muestran clasificados en las Tablas del Anexo I. En segundo lugar, se interpretan los resultados registrados sobre la transmisión reflexión y disipación de la energía del oleaje.

Por último, basándose en diferentes estudios, se propone una formulación que describe el comportamiento respecto a la transmisión de oleaje mostrado por las estructuras analizadas.

2 Estabilidad hidráulica

Tras interactuar una estructura con el medio marino en unas condiciones energéticas elevadas, se puede asegurar la estabilidad hidráulica de la estructura para ese nivel energético e inferiores si la sección final es similar a la sección inicial de diseño.

Siguiendo este principio, los ensayos realizados en estructuras de baja coronación de Cubípodos demuestran la estabilidad hidráulica de este tipo de estructuras frente a fuertes temporales. Aumentando la estabilidad global de las estructuras con pendientes frontales suaves.

La estructura HLCS-A1 demostró un buen funcionamiento en aguas someras donde únicamente en los casos más energéticos se movilizó alguna de las piezas. Por otro lado, las estructuras HLCS-B5 y HLCS-C3 teniendo en cuenta factores como el ancho y cota de coronación de las estructuras y los taludes a ambos lados de la estructura, podemos decir que fueron estables en todos los ensayos realizados, aproximándose mucho las secciones finales a las iniciales. Únicamente se detectó algún movimiento de las piezas debido al fuerte impacto de las olas rompientes, producidas en los casos con condiciones energéticas más elevadas y pequeños francobordos. También se produjo el desplazamiento de alguna pieza aislada en otras condiciones, esto se atribuye a una mala colocación durante la construcción del modelo. En cualquier caso, los diferentes movimientos de las piezas producidos en los ensayos nunca fueron suficientemente importantes como para afectar a la estabilidad hidráulica global de las estructuras.

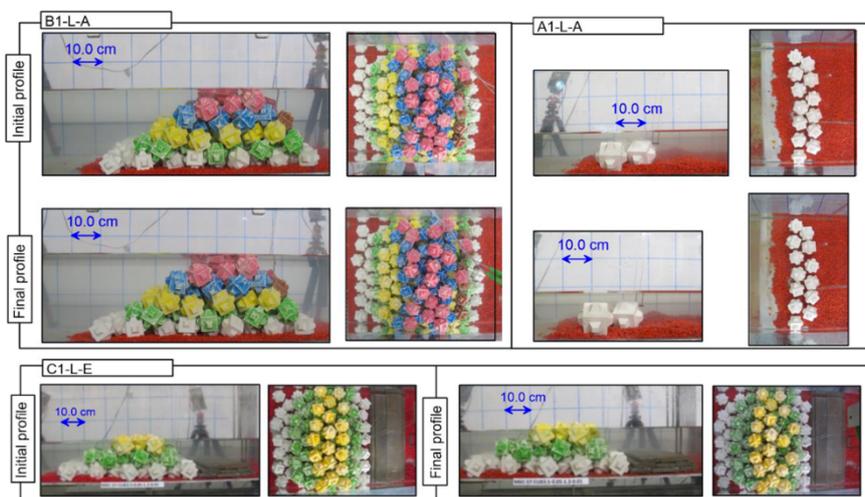


Figura 5.1. Perfiles iniciales y finales de las estructuras. Fuente: Odériz et al., 2018

En los ensayos realizados en estructuras con la coronación muy cercana al nivel medio del mar y en estructuras cuyo francobordo era positivo, es decir, estructuras emergidas, se ha observado una tendencia de ruptura de todas las olas incidentes. Para las estructuras sumergidas se ha observado que únicamente rompen las olas más altas.

3 Transmisión de oleaje

Como se ha comentado anteriormente, la energía de oleaje transmitida es uno de los factores más importantes describiendo el comportamiento hidráulico de este tipo de estructuras.

A continuación, la Figura 5.2 muestra una representación de los coeficientes de transmisión K_t registrados en los ensayos en función de la variable adimensional R_c/H_s puesto que en base a los estudios realizados por Medina (2019) parece ser la variable más influyente en la transmisión de oleaje. Se han representado los valores obtenidos para cada una de las escalas, correspondiéndose las cruces azules con la escala 1:42.8 y las marrones con la escala 1:37.5. Sobre el eje de abscisas se representan los valores del francobordo adimensional en porcentaje (%), siendo este negativo cuando la estructura se encuentra sumergida y positivo cuando se encuentra emergida. Especialmente en las estructuras HLCS-A1 y HLCS-C3 se observa que para francobordos mayores el coeficiente de transmisión disminuye.

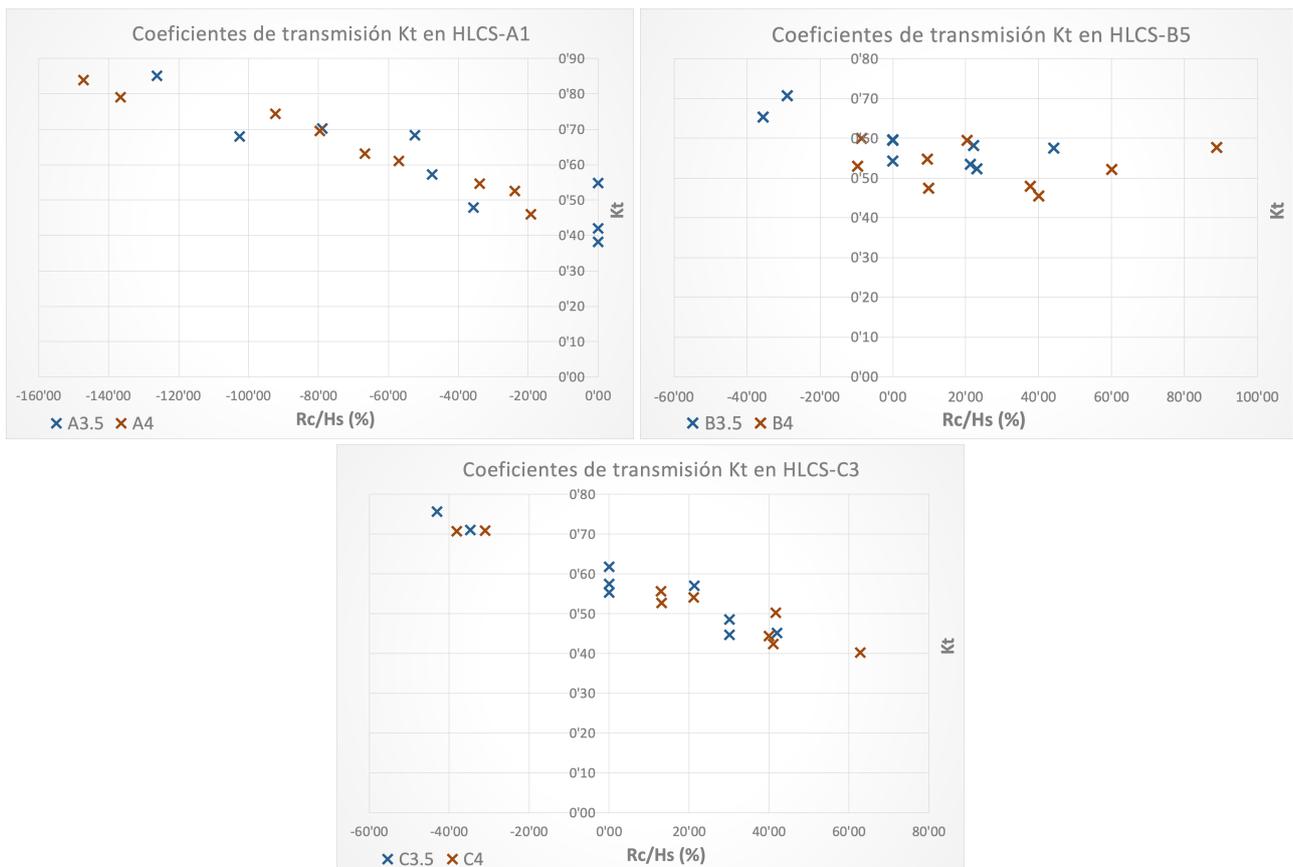


Figura 5.2. Coeficientes de transmisión en función del parámetro R_c/H_s . Fuente: Elaboración propia

La estructura HLCS-A1 presenta coeficientes de transmisión elevados, puesto que esta estructura, al contar con una única capa se encuentra sumergida y para situaciones donde la coronación de la estructura se encuentra a cotas alejadas por debajo del nivel medio del mar, prácticamente la totalidad de energía sobrepasa la estructura.

Para el caso de las estructuras HLCS-B5 y HLCS-C3 los coeficientes que reflejan los ensayos están entre 0,45 y 0,60, lo cual son bastante aceptables para estructuras de este tipo.

4 Reflexión y energía disipada

La energía incidente disipada por la estructura será un factor muy importante que describa el buen funcionamiento del rompeolas. A continuación, se muestra en la Figura 5.3 los valores de los coeficientes de reflexión K_r y disipación K_d registrados en los 54 ensayos realizados. Los círculos muestran los coeficientes de disipación registrados para cada una de las escalas, diferenciándolas entre el amarillo y el verde. Por otro lado, los coeficientes de reflexión se han representado mediante triángulos, y al igual que en la Figura 5.2, diferenciando las escalas por los colores azul y marrón.



Figura 5.3. Coeficientes de reflexión y disipación en función del parámetro R_c/H_s . Fuente: Elaboración propia

Todas las estructuras parecen presentar coeficientes de reflexión relativamente constantes, variando únicamente entre 0,30 y 0,40 las estructuras HLCS-A1 y HLCS-B5, para la estructura HLCS-C3 se han registrado valores algo mayores llegando en algunos casos a 0,45. Por otro lado, los coeficientes de disipación aumentan de forma lineal la medida que aumenta el francobordo especialmente en las estructuras HLCS-A1 y HLCS-C3, en el caso de la estructura HLCS-B5 se registraron valores relativamente constantes entre 0,70 y 0,80.

Según la teoría de la ecuación de la energía, la energía transmitida, reflejada y disipada se relacionan según la Ecuación 5.1. Por lo que para intentar comprender los valores registrados en los ensayos se han representado en la Figura 5.4 los tres parámetros en función del francobordo relativo y así poder diferenciar la influencia que tiene la estructura sobre el oleaje incidente.

$$1 = K_t^2 + K_r^2 + K_d^2 \quad (5.1)$$

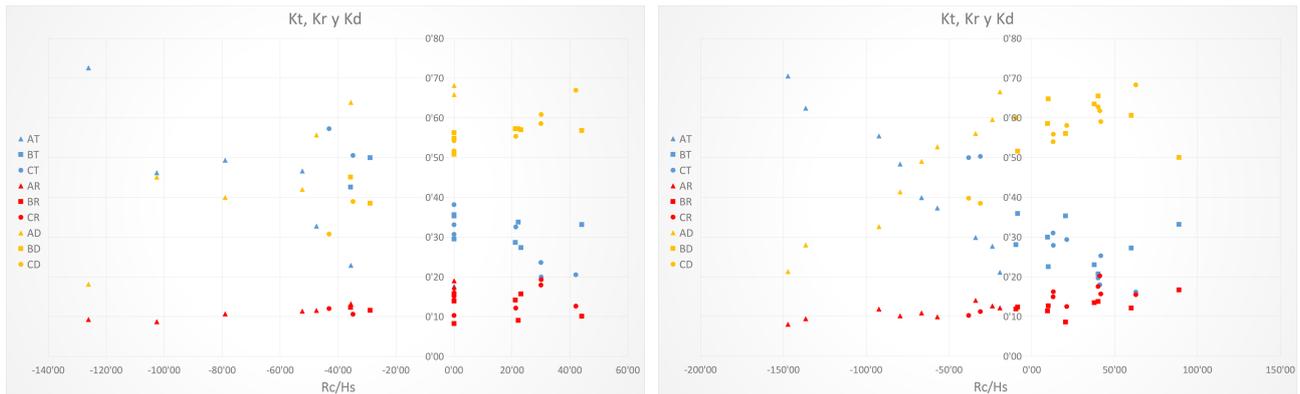


Figura 5.4. Energía de transmisión, reflexión y disipación para ambas escalas. Fuente: Elaboración propia

Se representan los valores de la energía transmitida K_t^2 , reflejada K_r^2 y la correspondiente energía disipada $K_d^2 = 1 - K_t^2 - K_r^2$. Los valores de la energía de transmisión se identifican con el color azul, mientras que la reflexión y la disipación se corresponden con los colores rojo y amarillo respectivamente. Las tres estructuras representadas se diferencian por los símbolos. Viendo la representación se puede observar que en condiciones en que el francobordo sea nulo o casi nulo, la proporción entre los tres factores será aproximadamente de un 15% para la reflexión, un 30% para la transmisión y un 55% para la disipación.

5 Cálculo del coeficiente de transmisión K_t

5.1 Comparación con diques convencionales

Diferentes autores en toda la literatura han propuesto múltiples formulaciones que tratan de describir el coeficiente de transmisión K_t , uno de los parámetros fundamentales en el funcionamiento hidráulico de estructuras de baja coronación exentos convencionales.

d'Angremond *et al.* (1996) presentaron la Ecuación 5.2 que relacionaba el coeficiente de transmisión K_t , con los parámetros adimensionales más influyentes: el francobordo adimensional R_c/H_{si} , el ancho de coronación adimensional B/H_{si} y el número de Iribarren I_r .

$$K_t = -0,40 \cdot \frac{R_c}{H_{si}} + 0,64 \cdot \left(\frac{B}{H_{si}}\right)^{-0,31} \cdot (1 - e^{-I_r/2}) \quad (5.2)$$

Se podría asegurar que al aplicar la Ecuación 5.2 para estructuras homogéneas de baja coronación los resultados obtenidos serían inferiores a los registrados en los ensayos, puesto que al estar compuestas únicamente por materiales de gran diámetro y por carecer de un núcleo formado por materiales todo un poco permeables presentan una porosidad superior a los rompeolas convencionales.

La Figura 5.5 muestra la comparación, en las dos escalas, entre los coeficientes de transmisión registrados para la estructura HLCS-B5 y los calculados mediante la Ecuación 5.2. El color amarillo representa los valores registrados y el azul los obtenidos mediante la fórmula de d'Angremond.

Se observa una clara diferencia cuando la estructura se encuentra sumergida o con la coronación cercana al nivel medio del mar. Solo se reduce esa diferencia cuando el francobordo adimensional alcanza valores cercanos al 60%, situación en la que tendríamos unas condiciones energéticas de oleaje muy bajas. Se puede concluir que la Ecuación 5.2 no es válida para calcular la transmisión de estructuras homogéneas de baja cota de coronación.

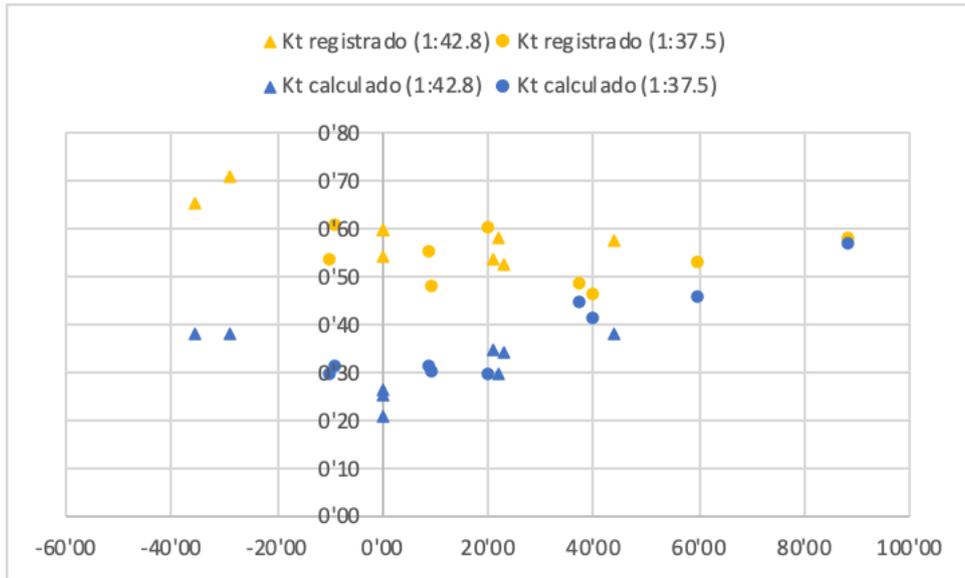


Figura 5.5. Comparación entre los K_t registrados y los calculados mediante la Ecuación 5.2. Fuente: Elaboración propia

5.2 Propuesta de formulación

En base a las investigaciones realizadas por Medina *et al.* (2019), y puesto que no se dispone de datos suficientes, se ha llegado a la conclusión de que la mejor variable explicativa de la transmisión de oleaje es el francobordo adimensional R_c/H_{si} .

A continuación, se exponen tres formulaciones diferentes que describen el comportamiento hidráulico de las tres estructuras estudiadas: HLCS-A1, HLCS-B5 y HLCS-C3.

La Ecuación 5.3 describe bastante bien el comportamiento de estructuras del tipo HLCS-A1 de una única capa de Cubípodos dentro del rango $-1.47 \leq R_c/H_{si} \leq 0,00$.

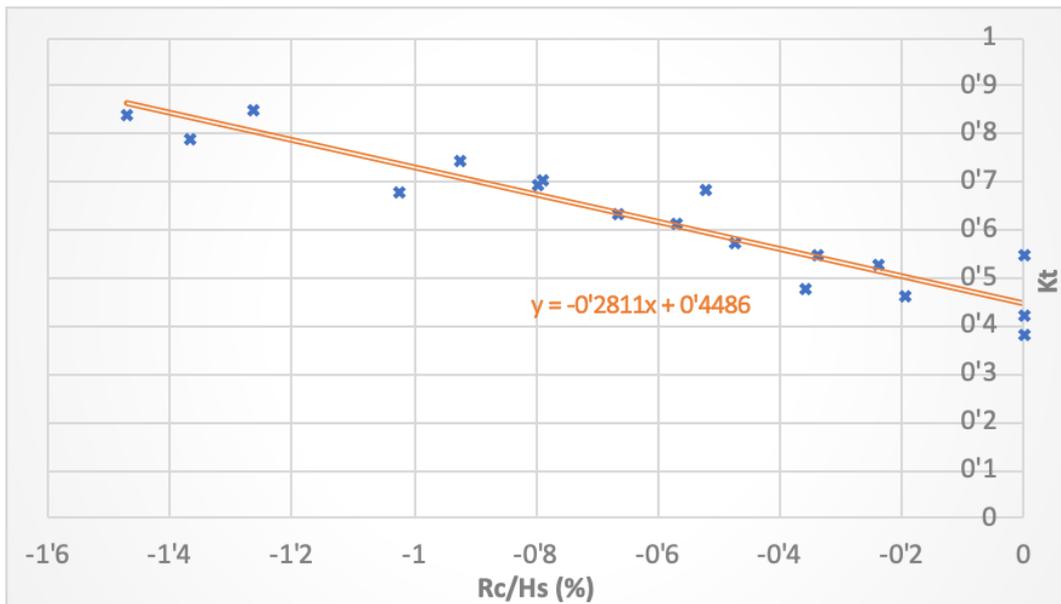


Figura 5.6. Línea de tendencia de los datos registrados para HLCS-A1. Fuente: Elaboración propia

$$K_t = 0,45 - 0,28 \cdot \frac{R_c}{H_s} \quad (5.3)$$

Por otro lado, las Ecuaciones 5.4 y 5.5 describen la transmisión registrada por las estructuras HLCS-B5 y HLCS-C3, siendo válidas en los rangos $-0,35 \leq R_c/H_{si} \leq 0,60$ y $-0,43 \leq R_c/H_{si} \leq 0,63$.

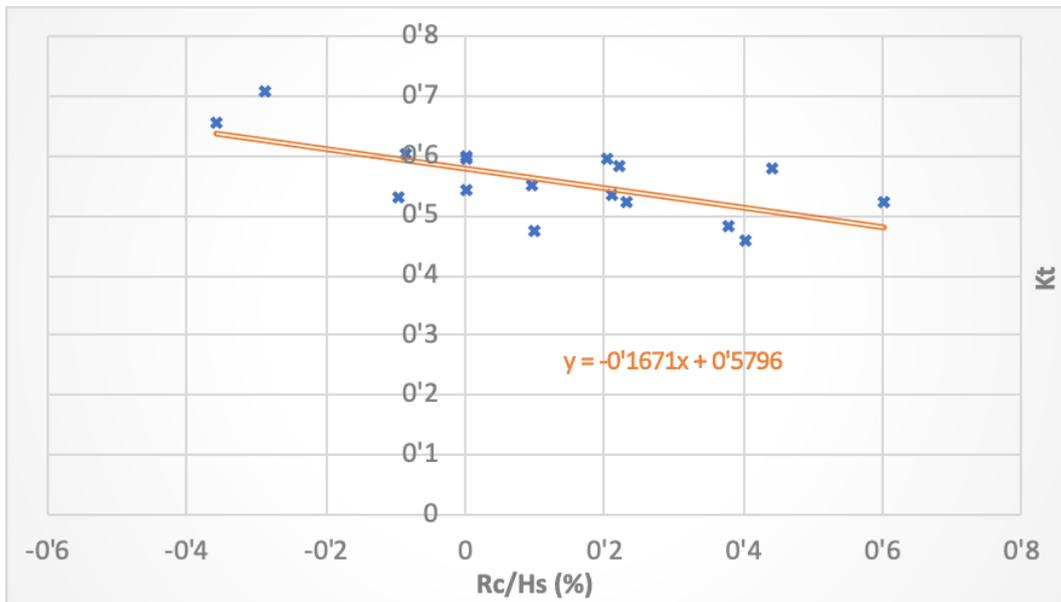


Figura 5.6. Línea de tendencia de los datos registrados para HLCS-B5. Fuente: Elaboración propia

$$K_t = 0,58 - 0,17 \cdot \frac{R_c}{H_s} \quad (5.4)$$

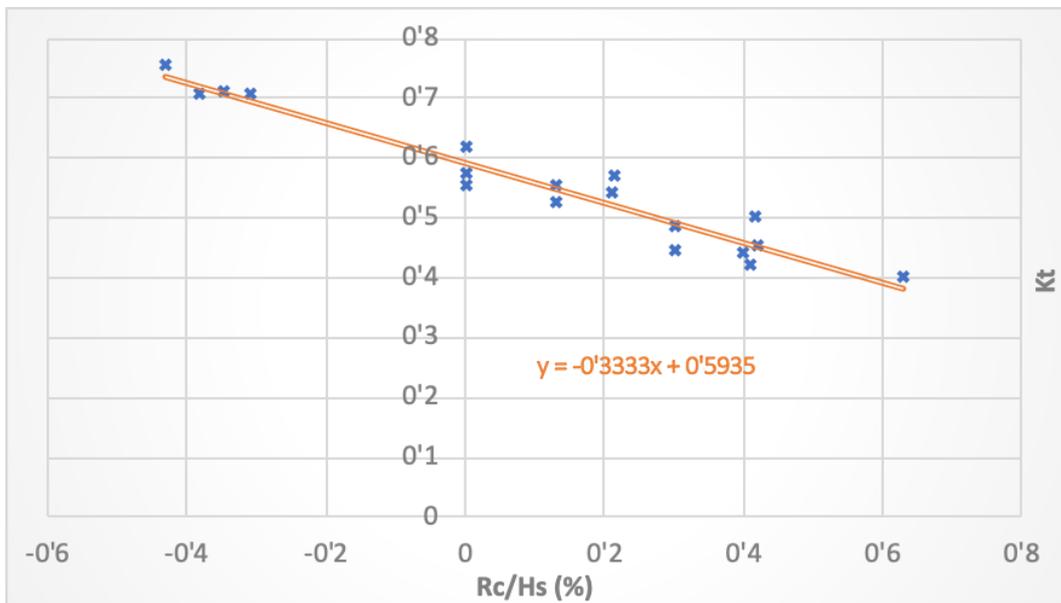


Figura 5.6. Línea de tendencia de los datos registrados para HLCS-C3. Fuente: Elaboración propia

$$K_t = 0,59 - 0,33 \cdot \frac{R_c}{H_s} \quad (5.5)$$

Con el fin de tener una visión global sobre los datos registrados y las líneas de tendencia con las que se han definido las Ecuaciones 5.3, 5.4 y 5.5, la Figura 5.7 muestra, junto con las líneas de tendencia, en color verde los datos de la estructura HLCS-A1, en azul los datos de la estructura HLCS-B5 y en verde los datos de la estructura HLCS-C3.

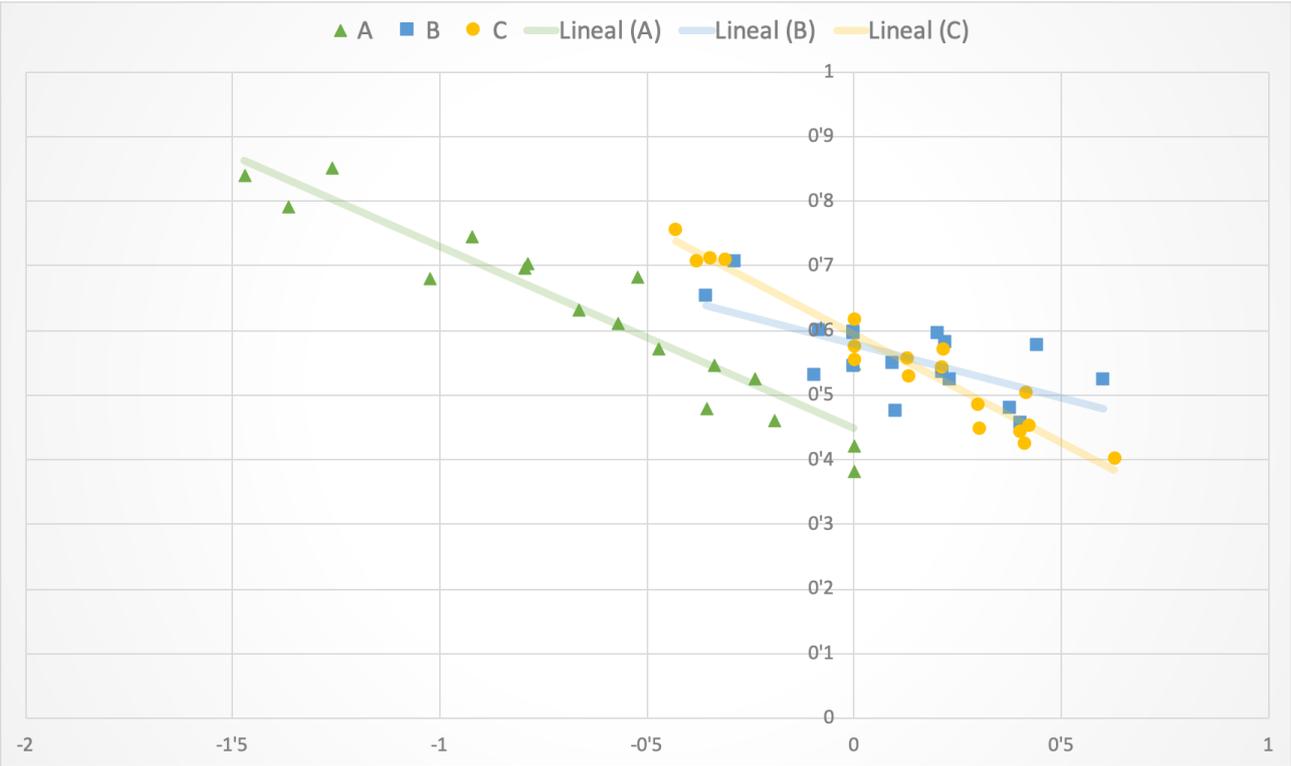


Figura 5.7. K_t registrados y línea de tendencia de cada una de las estructuras. Fuente: Elaboración propia



CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

1 Resumen y conclusiones

El turismo masificado y diferentes factores como el cambio climático, la acidificación de los océanos o la pesca destructiva están dañando a niveles preocupantes las estructuras coralinas que protegen las playas de países que económicamente dependen en gran medida de sus costas, como México y República Dominicana.

Los arrecifes de coral proporcionan diferentes beneficios al medio sobre el que se desarrollan, son lugares donde existe una extensa biodiversidad, pero sobre lo que se centra este Trabajo Final de Grado es en su función como diques rompeolas naturales. Parece evidente que, frente a los estudios de los expertos que determinan que la erosión y degradación de estas estructuras marinas va a avanzar sin remedio los próximos años, debemos intervenir tanto por el bien de la biodiversidad del lugar como por la salud de las playas que tantos beneficios económicos aportan.

La literatura es amplia en cuanto a la definición, diseño y construcción de diques de baja cota de coronación convencionales, el Proyecto europeo DELOS es un referente en este aspecto. Si el objetivo de este trabajo fuera proteger únicamente la costa de los países afectados por la erosión de los corales, la construcción de diques exentos convencionales podría ser totalmente válida y eficaz. Por el contrario, los objetivos de este Trabajo Final de Grado son algo más ambiciosos, puesto que basándose en estudios realizados por Medina *et al.* (2019) se propone la construcción de diques exentos homogéneos de Cubípodos, que, pese a no estar tan mencionados en la literatura, pueden favorecer la colonización y el desarrollo de corales gracias a su gran porosidad al mismo tiempo que actúa como rompeolas frente a temporales.

Para determinar la eficacia de las estructuras homogéneas de Cubípodos, se realizaron diferentes ensayos físicos 2D en la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) sobre tres tipos de estructuras: HLCS-A1, HLCS-B5 y HLCS-C3, compuestas por una, cinco y tres capas de Cubípodos respectivamente. Todos los ensayos verificaron la estabilidad hidráulica de este tipo de estructuras, y se obtuvieron criterios para determinar factores fundamentales como la transmisión y reflexión de la energía.

Se puede concluir que debemos actuar sobre las costas con corales en recesión, puesto que la muerte de estas estructuras reducirá la defensa que estas proporcionan sobre la biodiversidad y las playas. Gracias a los resultados obtenidos podemos afirmar que las estructuras homogéneas de Cubípodos son totalmente estables frente a los posibles temporales que puedan darse en las costas de mar Caribe y si a la estabilidad de estas estructuras sumamos su elevada porosidad, parece una solución muy viable al problema planteado.

2 Elección del tipo de estructura

Puesto que este Trabajo Final de Grado está centrado en plantear una solución real, se debe escoger una de las tres estructuras estudiadas para su aplicación práctica. Los criterios que se van a seguir para escoger cual es la estructura que podría ser más eficaz son los siguientes:

- Estabilidad hidráulica frente a temporales
- Menor transmisión de energía posible al trasdós del dique
- Elevada porosidad para favorecer el desarrollo de especies animales locales y colonización de corales.

Se ha comentado anteriormente, y como se puede observar en el *Anexo I. Registro fotográfico de ensayos*, las tres estructuras son totalmente estables frente a cualquier tipo de temporal, por lo que todas las estructuras estudiadas cumplen el primer criterio.

La estructura HLCS-A1 se descarta puesto que al estar formada por una única capa de Cubípodos presenta los mayores coeficientes de transmisión (ver Figura 5.2). Esta estructura se compone de dos filas de Cubípodos, lo que tampoco proporciona las condiciones idóneas de porosidad e iluminación heterogénea que se necesita para el desarrollo de biodiversidad.

Se puede asumir que tanto la estructura HLCS-B5 como la HLCS-C3 serían válidas para dar una solución eficaz. Los criterios de elección se comentarán en el siguiente capítulo y dependerán de la profundidad y de las condiciones estructurales.



CAPÍTULO 7. APLICACIÓN PRÁCTICA

1 Introducción

Una vez conocida la problemática existente con la recesión de los arrecifes coralinos y tras los diferentes ensayos realizados por la UNAM, este capítulo trata de proponer una aplicación real para la construcción de un dique exento homogéneo de Cubípodos en la playa Bávaro en República Dominicana.

A lo largo de este capítulo se caracteriza la zona costera de playa Bávaro, la batimetría, clima marítimo y dinámica litoral. También se explica todo el procedimiento constructivo necesario para implantar la estructura y el programa de trabajos que refleja el tiempo aproximado que durará la obra.

2 Localización

La playa Bávaro es una de las zonas turísticas más importantes de República Dominicana donde se emplazan hoteles de lujo como Meliá, Barceló y Bahía Príncipe entre otros y se reciben más de 2.000.000 de turistas al año. La playa Bávaro, bañada por el mar Caribe, pertenece al distrito municipal de Verón Punta Cana, ubicado en la provincia de La Altagracia, en la costa este de la República Dominicana.



Figura 7.1. Localización de playa Bávaro. Fuente: Elaboración propia

La provincia La Altagracia se reparte en dos municipios, Higüey (del cual depende la zona de Bávaro) y San Rafael del Yuma, y en cinco distritos municipales: Las Lagunas de Nisibón, La otra Banda, Verón Punta Cana, Boca de Yuma y Bayahíbe.

2.1 Clasificación de costas

En función de los diferentes procesos a los que una playa haya estado expuesta, se puede clasificar según se consideren costas bajas o altas.

Las costas bajas, o también conocidas como costas de depósito se producen tras la reducción del nivel medio del mar o bien, por el ascenso de la zona de tierra. Por el contrario, en las costas altas, también llamadas costas de erosión, ocurre lo contrario, un descenso de la zona de tierra cercana a la costa o una elevación del nivel medio del mar. En este caso, la playa Bávaro es una costa baja.

Pedro Suarez Bores propone una clasificación genética de costas, en función de: la naturaleza del fondo, la estabilidad, el perfil o la planta.

o Naturaleza del fondo

Se puede diferenciar entre fondos móviles si se trata de costas de depósito de sedimentos o fondos fijos si se trata de costas erosionadas. En el caso de playa Bávaro, se trata de un fondo móvil con sedimentos de material fino en continuo desplazamiento.

o Estabilidad

En cuanto a la estabilidad, pueden darse de tres tipos diferentes: tramos hiperestables, tramos estables y tramos inestables. Para el caso de playa Bávaro, se considera una costa estable.

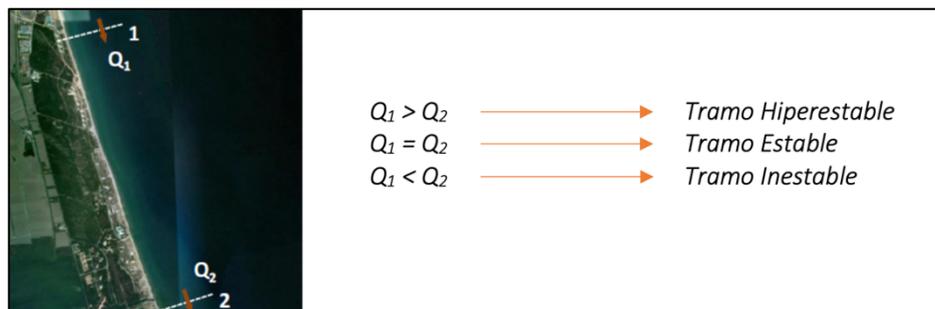


Figura 7.2. Clasificación genética de la costa según la estabilidad. Fuente: Elaboración propia

o Perfil

Las playas se pueden clasificar en función del perfil que presentan, pudiendo ser dicho perfil completo, en el caso de que esté formado por escarpe, playa seca, estrán y playa sumergida. En caso contrario, si alguno de estos tramos del perfil no existiera y el perfil completo estuviera modificado, se clasificaría como un perfil incompleto.

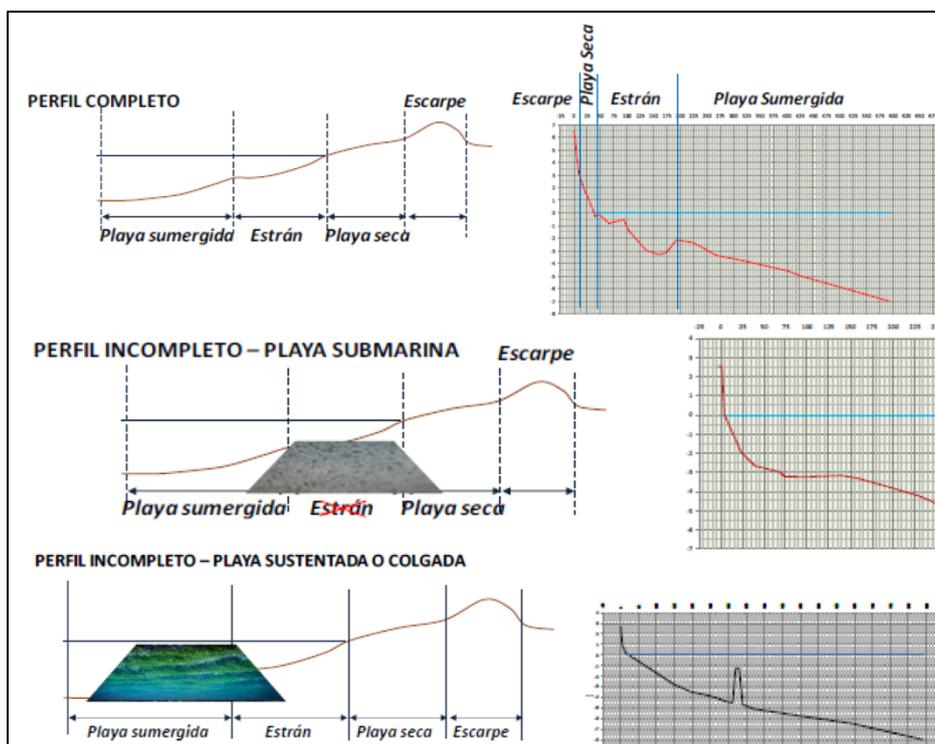


Figura 7.3. Clasificación genética de la costa según el perfil. Fuente: Chaparría et al. (2017)

A continuación, la Figura 7.4 muestra el perfil aproximado del lecho marino de playa Bávaro. Se diferencia claramente el escarpe, pero se clasificará como playa submarina, puesto que no existe estrán, teniendo la costa un perfil incompleto.



Figura 7.4. Perfil del fondo marino de playa Bávaro. Fuente: Google Earth, 2020

o Planta

La clasificación genética de la costa según las singularidades en planta se puede dividir en tres grupos: singularidades máxicas, singularidades geométricas y singularidades dinámicas. Estas singularidades pueden ser positivas o negativas.

El primero de los grupos se refiere al aporte o pérdida de material debido a la desembocadura cercana de un río o un cañón submarino. Las singularidades geométricas se identifican con la disposición de la línea de costa, siendo positivas en caso de que el ángulo convexo hacia el mar o negativo si el ángulo formado es cóncavo. Por último, las singularidades dinámicas se dan en caso de que la playa esté protegida por elementos como islas, arrecifes, espigones etc., siendo positivas en caso de que el abrigo sea de barloomar y negativo si el abrigo es de sotamar. En el caso de estudio, la playa Bávaro presenta singularidades geométricas y dinámicas, ambas negativas al formar un ángulo cóncavo hacia el mar y estar resguardada a sotamar de un arrecife de coral.

3 Batimetría

La medición de las profundidades marinas, o batimetría, es la base esencial para comenzar cualquier proyecto. Este análisis permite obtener información detallada sobre la forma del lecho marino, así como de su geología y geomorfología. Estos datos serán extremadamente útiles para extraer diferente tipo de información.

Tanto para definir el proyecto de construcción, como para caracterizar el fondo marino de la zona y describir el oleaje y las corrientes marinas será necesario conocer la batimetría de la zona. La Figura 7.5 muestra la batimetría de playa Bávaro, obtenida de *Navionics*, junto a una representación esquemática del arrecife de coral que protege la costa, representado en color verde.

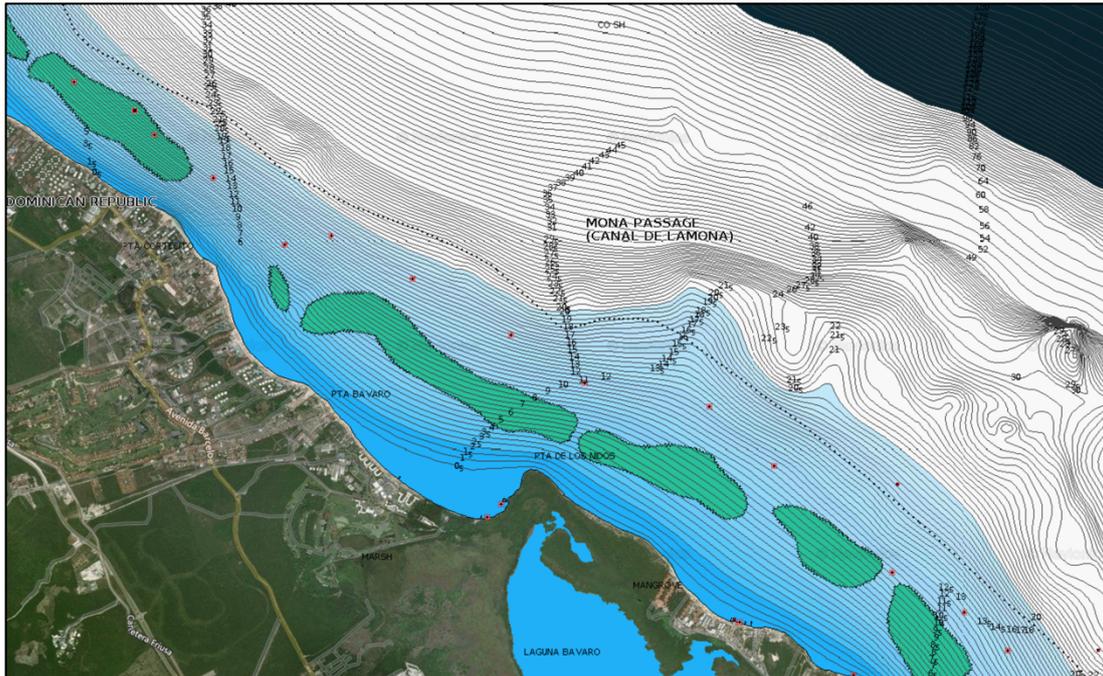


Figura 7.5. Batimetría de playa Bávaro junto al arrecife de coral (verde). Fuente: Navionics, 2020

4 Clima marítimo

Para realizar una obra marítima será imprescindible detallar el clima marítima de la zona donde se realizará la obra. Estos datos nos permitirán planificar correctamente los periodos de trabajo y se podrá hacer una estimación de la futura respuesta que tendrá la costa tras la implantación de la estructura.

A continuación, se analizará principalmente el viento y oleaje de la zona. Los datos que se han utilizado para caracterizar el clima marítimo se han obtenido de ERA5, quinta generación del análisis del clima global del ECMWF. Combina datos de modelos con observaciones en todo el mundo en un conjunto de datos que utiliza las leyes de la física. Esta herramienta proporciona datos horarios desde el año 1979 hasta la actualidad.

4.1 Viento

La Figura 7.6 muestra el histograma de viento obtenido tras analizar todos los datos existentes. Se puede apreciar que las velocidades de viento más habituales están entre 5 m/s y 7 m/s.

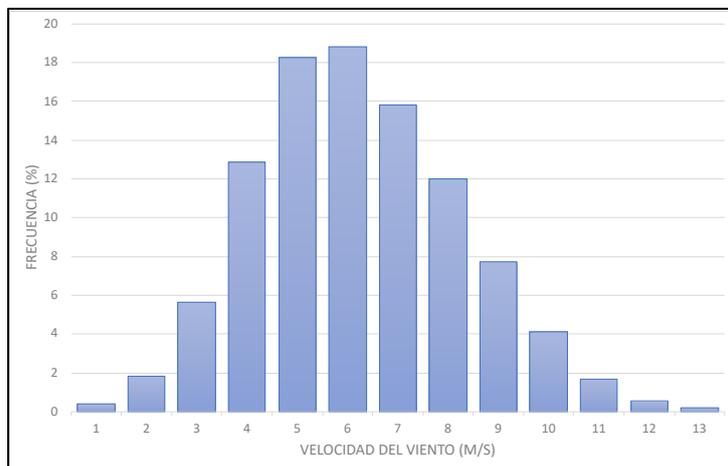


Figura 7.7. Histograma de viento. Fuente: Elaboración propia

Las velocidades máximas registradas en el último año 2019 se representan en la Tabla 7.1 junto a su dirección medida en grados respecto al norte (N=0° y E=90°) y al día y hora en que se ocasionó dicha velocidad máxima. Se puede observar una clara predominancia de vientos provenientes del E y ENE ya que la velocidad máxima de todos los meses tiene esa dirección a excepción del mes de noviembre.

Mes	Velocidad máxima (m/s)	Dirección (°)	Día	Hora
Enero	10'564	74'821	1	9
Febrero	10'485	78'775	21	4
Marzo	10'064	65'240	11	3
Abril	9'552	75'324	19	3
Mayo	9'143	73'876	2	2
Junio	8'483	72'238	19	1
Julio	8'865	86'327	5	7
Agosto	9'016	77'510	6	2
Septiembre	7'845	75'245	5	4
Octubre	8'001	53'954	30	3
Noviembre	9'218	346'684	29	21
Diciembre	11'458	76'349	17	2

Tabla 7.1. Velocidades máximas del año 2019. Fuente: Elaboración propia

A continuación, para tener una visión más clara y completa de la velocidad y dirección del viento en la zona de estudio se representa la rosa de vientos anual media obtenida desde el año 1979.

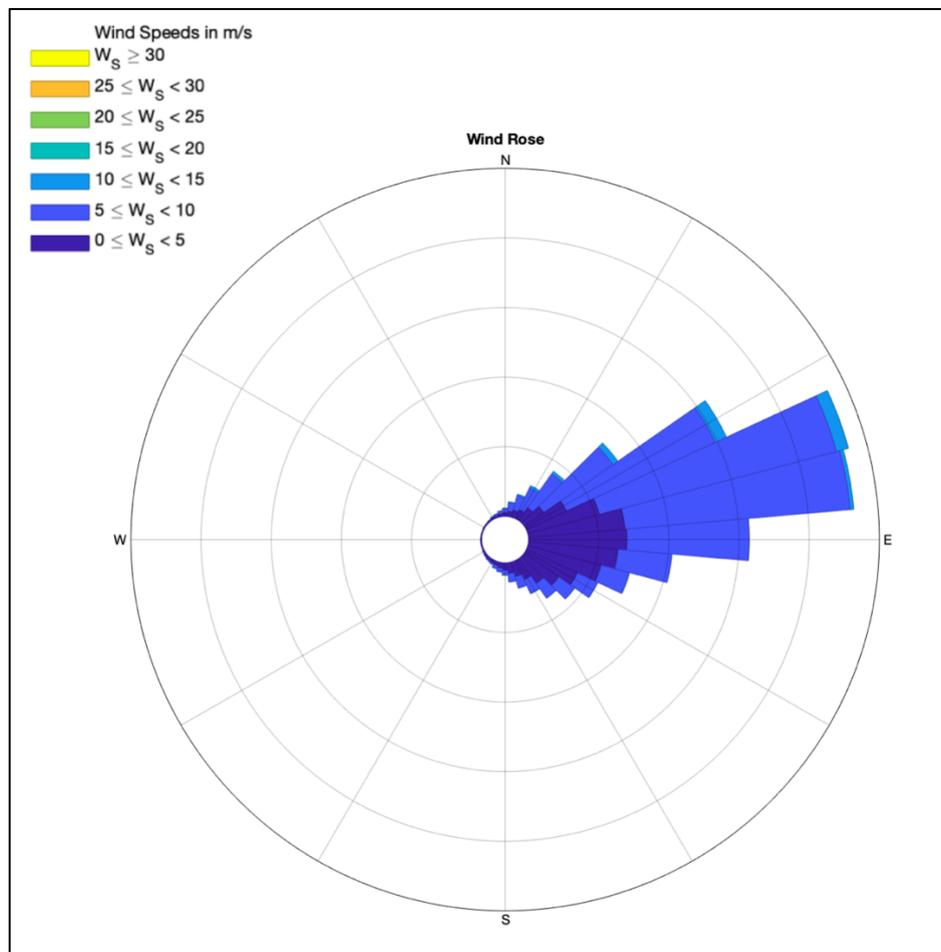


Figura 7.8. Rosa de viento anual. Fuente: Elaboración propia

También se representa en la Figura 7.9 la rosa de viento media para cada una de las estaciones del año. Hay que destacar que durante el periodo primaveral se producen vientos de velocidades mayores que el resto del año pudiendo alcanzar los 20 m/s. Las dos ventanas donde será preferible llevar a cabo los trabajos serán las estaciones de verano y otoño, donde la velocidad del viento será mucho mas baja.

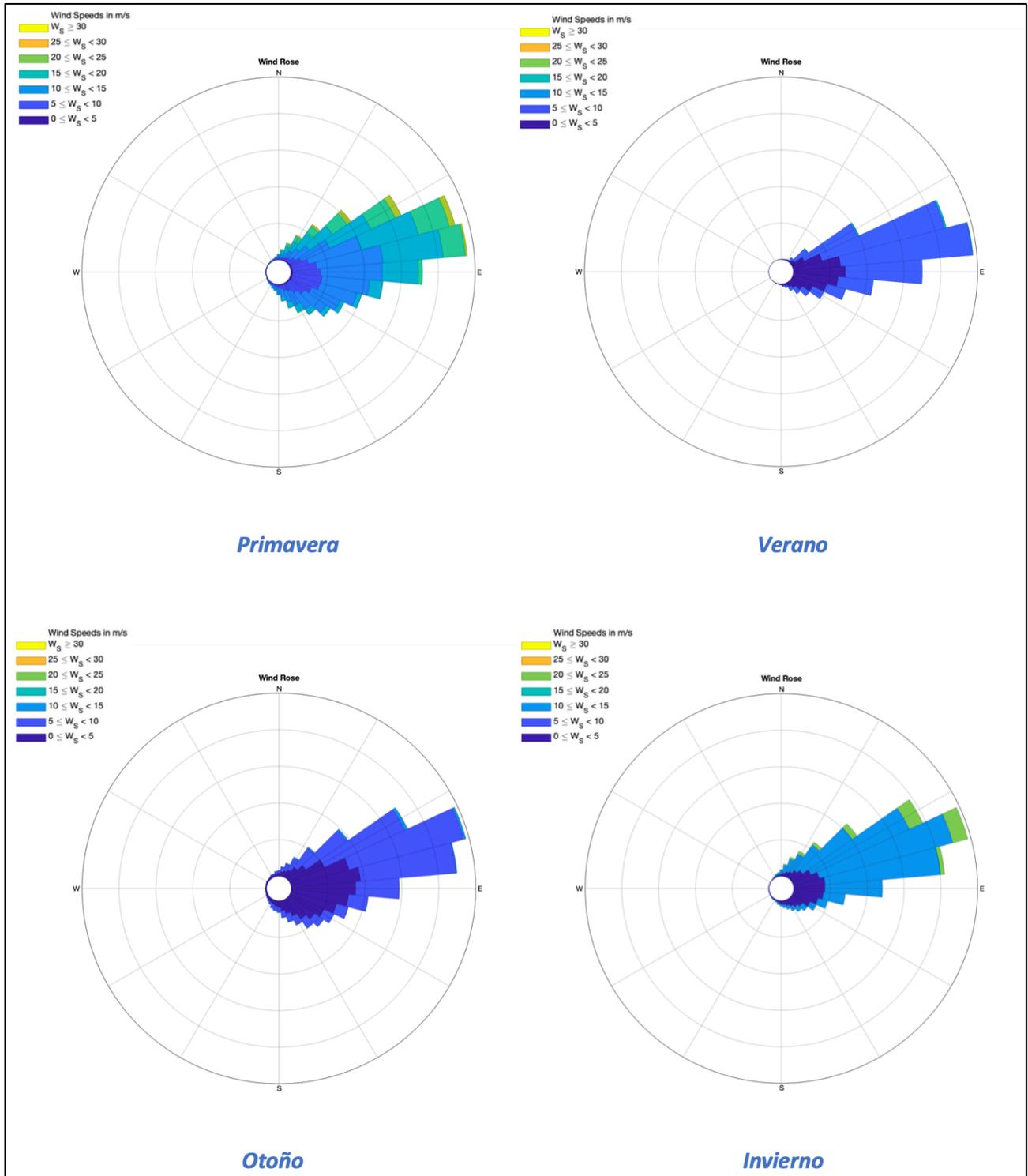


Figura 7.9. Rosas estacionales de viento. Fuente: Elaboración propia

4.2 Oleaje

4.2.1 Régimen medio

Definir el régimen de oleaje medio será fundamental para determinar los periodos más favorables para llevar a cabo la obra marítima. Primeramente, se muestra una relación entre la altura de ola en aguas profundas y las posibles direcciones del oleaje.

Dirección	Hs (m)												Total
	<0'2	0'5	1'0	1'5	2'0	2'5	3'0	3'5	4'0	4'5	5'0	>5'0	
CALMAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0'000
N 0'0	-	-	0'027	0'605	0'934	0'592	0'170	0'034	0'012	0'003	0'000	0'001	2'378
NNE 22'5	-	-	0'416	4'039	3'899	1'593	0'609	0'123	0'058	0'015	0'001	0'001	10'752
NE 45'0	-	-	2'604	11'742	6'930	2'318	0'582	0'110	0'032	0'004	0'000	0'001	24'324
ENE 67'5	-	-	7'205	20'929	8'032	1'572	0'166	0'039	0'004	0'002	0'001	0'003	37'952
E 90'0	-	-	7'381	11'359	0'922	0'049	0'005	0'005	0'001	0'003	0'001	0'001	19'727
ESE 112'5	-	-	1'767	1'548	0'168	0'034	0'007	0'006	0'004	0'001	0'001	0'001	3'536
SE 135'0	-	-	0'281	0'418	0'152	0'040	0'013	0'004	0'001	0'001	0'001	0'001	0'912
SSE 157'5	-	-	0'012	0'072	0'040	0'022	0'006	0'001	0'002	0'001	0'000	-	0'156
S 180'0	-	-	0'009	0'019	0'019	0'009	0'003	0'001	0'001	0'001	0'001	0'000	0'062
SSW 202'5	-	-	0'003	0'021	0'011	0'004	0'001	0'000	0'000	-	-	0'001	0'039
SW 225'0	-	-	0'002	0'009	0'009	-	0'001	-	0'000	-	-	0'001	0'023
WSW 247'5	-	-	0'001	0'003	0'001	-	-	0'000	-	-	-	0'001	0'006
W 270'0	-	-	0'001	0'003	0'001	0'002	-	0'000	-	0'000	-	0'000	0'008
WNW 292'5	-	-	0'001	0'003	0'001	0'003	-	-	-	-	0'000	0'000	0'008
NW 315'0	-	-	0'001	0'004	0'002	0'001	-	0'001	-	-	0'000	0'001	0'009
NNW 337'5	-	-	0'001	0'030	0'030	0'037	0'005	0'001	0'002	-	-	0'001	0'107
Total	0'000	0'000	19'709	50'804	21'153	6'274	1'568	0'326	0'115	0'030	0'006	0'013	100%

Tabla 7.2. Altura de ola (Hs) – Dirección de procedencia del oleaje. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra la rosa anual de oleaje donde se pueden apreciar claramente que la dirección de proveniencia del oleaje dominante es la ENE y que la altura de ola más común que se puede dar estará entre 1 m y 2 m.

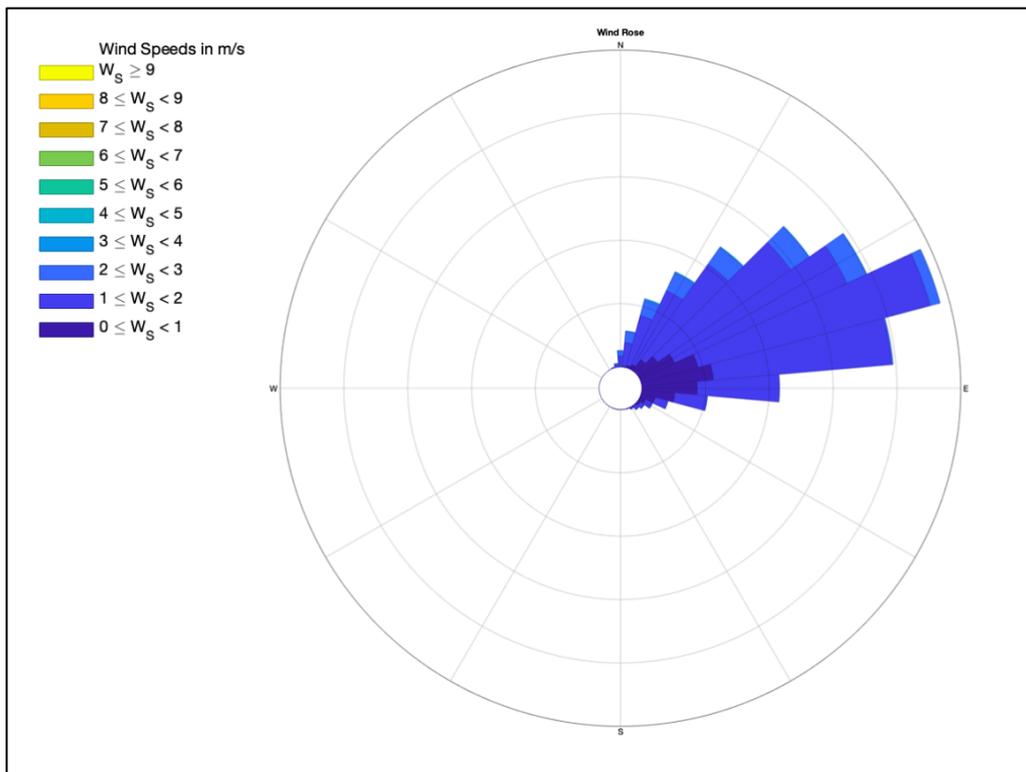


Figura 7.10. Rosa anual de oleaje. Fuente: Elaboración propia

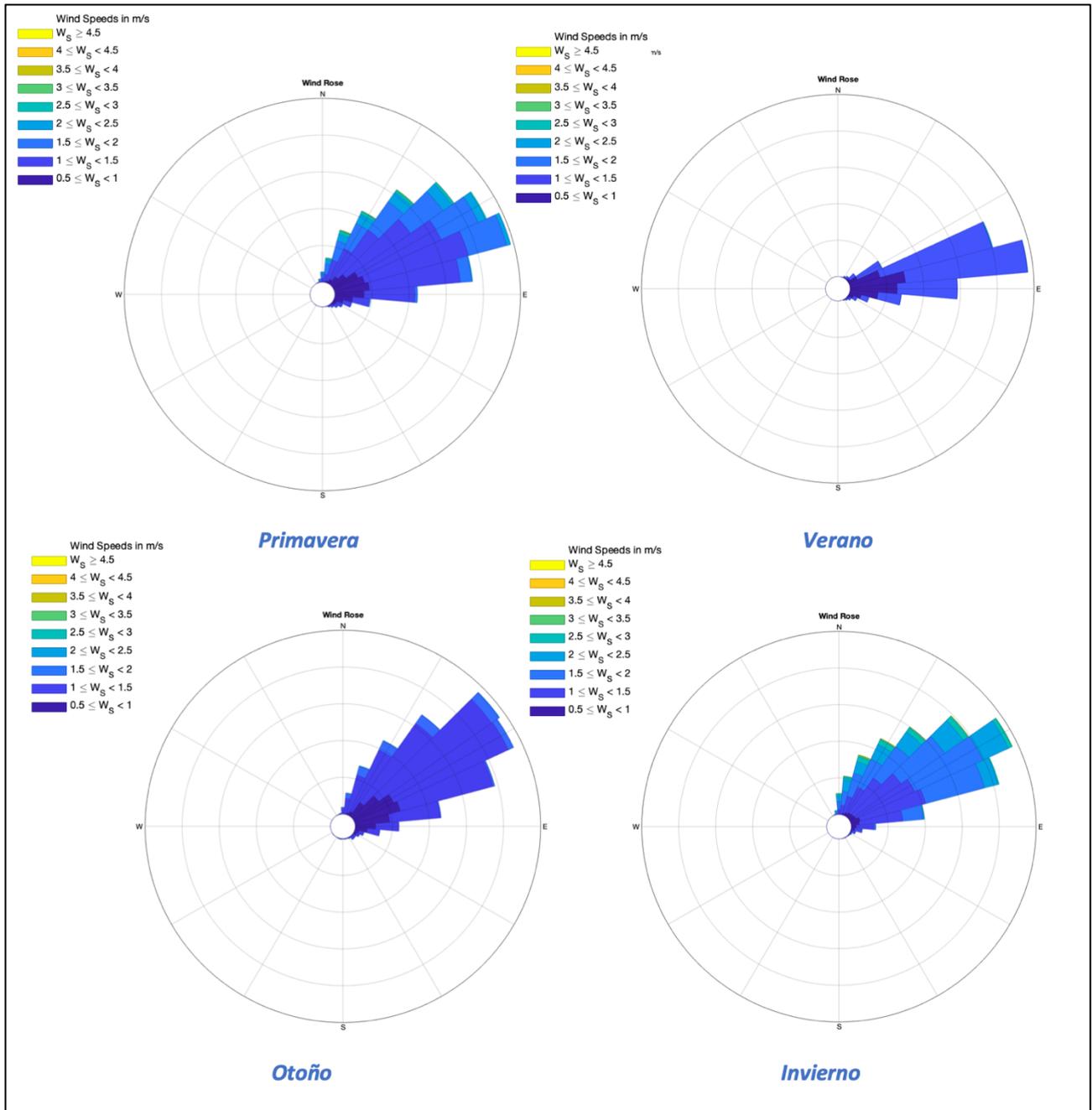


Figura 7.11. Rosas estacionales de oleaje. Fuente: Elaboración propia

Gracias a esta representación, se puede observar que las estaciones con mayores alturas de ola son invierno y primavera llegando en algunos casos a los 3 metros de altura, mientras que en verano y en otoño las alturas de ola que se pueden producir son mucho menores y la dirección de procedencia del oleaje es mucho mas constante.

Por último, la Figura 7.12 muestra una función de distribución Weibull que representa la probabilidad de no excedencia de cada una de las alturas de ola significativa registrada desde el año 1979 hasta la actualidad.

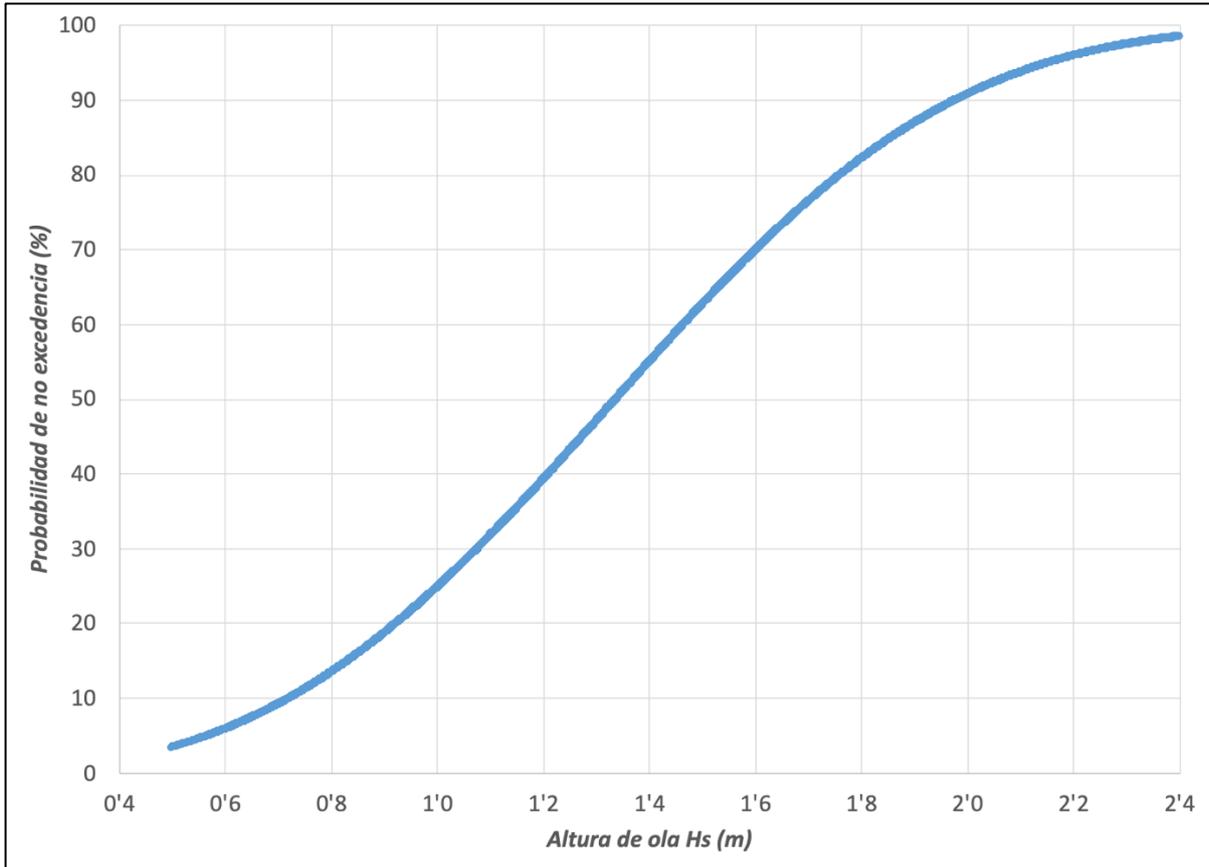


Figura 7.12. Probabilidad de no excedencia. Fuente: Elaboración propia

Gracias a los datos mencionados, se puede concluir que los meses idóneos para llevar a cabo la obra son desde junio hasta noviembre, es decir, los meses que componen las estaciones de verano y otoño.

4.2.2 Régimen extremal

La estabilidad de la estructura y la protección de la costa están condicionadas a la posible aparición de importantes temporales. Para poder diseñar una estructura fiable y segura será necesario definir el régimen extremal de oleaje en la zona de actuación. Para ello se han seleccionado de los datos existentes desde 1979 todos los máximos anuales.

Los datos registrados se encuentran en aguas profundas, por tanto, se debe realizar una propagación del oleaje extremal para conocer las condiciones que incidirán sobre la estructura a proyectar. La estructura final tendrá una profundidad a pie de dique de 9 metros. Para realizar la propagación, será necesario analizar el ángulo que forma el frente de oleaje con la línea batimétrica correspondiente, así como calcular el periodo medio del oleaje incidente ($T_m = T_p/1,2$).

A continuación, se muestra en la Tabla 7.3 los datos sobre el oleaje registrado en aguas profundas y en la Tabla 7.4 la propagación de oleaje realizada.

Hay que decir que para la propagación de oleaje será necesario realizar el cálculo de la altura de ola propagada y de la altura de rotura por fondo, indicadas en las Ecuaciones 7.1 y 7.2 respectivamente.

$$H_{s,o} = H_{s,r} \cdot \frac{K_\alpha}{K_r} \quad (7.1)$$

$$H_b = 0,78 \cdot d \quad (7.2)$$

Año	Mes	Hso (m)	L (m)	Tp (s)	Tm (s)	Dirección oleaje (°)	Frente de oleaje (°)	$\alpha 0$
1979	8	5'71	105'26	9'85	8'21	65'64	155'64	35'64
1980	8	4'46	176'51	12'76	10'63	95'06	5'06	65'06
1981	11	3'06	202'40	13'66	11'39	16'70	106'70	13'30
1982	12	3'00	162'04	12'23	10'19	23'88	113'88	6'12
1983	3	3'15	202'37	13'66	11'39	28'06	118'06	1'94
1984	12	3'03	197'02	13'48	11'23	23'53	113'53	6'47
1985	11	3'67	140'09	11'37	9'47	345'83	75'83	44'17
1986	11	2'65	75'36	8'34	6'95	47'11	137'11	17'11
1987	12	3'89	91'81	9'20	7'67	26'63	116'63	3'38
1988	1	4'00	240'10	14'88	12'40	26'70	116'70	3'30
1989	2	3'64	141'33	11'42	9'51	34'81	124'81	4'81
1990	3	3'48	117'38	10'41	8'67	34'48	124'48	4'48
1991	12	4'16	123'79	10'69	8'90	22'98	112'98	7'02
1992	11	3'61	159'16	12'12	10'10	47'03	137'03	17'03
1993	2	2'99	206'90	13'81	11'51	11'88	101'88	18'12
1994	4	2'71	125'97	10'78	8'98	52'14	142'14	22'14
1995	9	4'11	190'38	13'25	11'04	24'96	114'96	5'04
1996	9	4'35	88'33	9'03	7'52	70'09	160'09	40'09
1997	4	3'30	85'73	8'89	7'41	3'72	93'72	26'28
1998	9	7'20	130'53	10'97	9'14	64'08	154'08	34'08
1999	2	4'06	233'91	14'69	12'24	23'15	113'15	6'86
2000	1	4'24	114'14	10'26	8'55	13'09	103'09	16'91
2001	11	3'01	226'52	14'45	12'05	28'81	118'81	1'19
2002	4	3'23	75'67	8'35	6'96	38'47	128'47	8'47
2003	1	3'38	198'48	13'53	11'28	15'27	105'27	14'73
2004	11	3'32	113'42	10'23	8'52	32'07	122'07	2'07
2005	2	3'16	237'33	14'80	12'33	1'75	91'75	28'25
2006	1	3'30	91'37	9'18	7'65	66'10	156'10	36'10
2007	8	3'81	152'79	11'87	9'89	110'58	20'58	80'58
2008	3	4'29	297'37	16'56	13'80	19'83	109'83	10'17
2009	3	3'09	63'02	7'62	6'35	15'24	105'24	14'76
2010	8	4'45	168'25	12'46	10'38	28'60	118'60	1'40
2011	12	3'21	212'12	13'99	11'66	48'05	138'05	18'05
2012	8	3'38	114'74	10'29	8'57	94'91	4'91	64'91
2013	3	3'11	225'80	14'43	12'03	9'63	99'63	20'37
2014	12	2'80	211'15	13'96	11'63	23'15	113'15	6'85
2015	8	3'68	68'03	7'92	6'60	112'49	22'49	82'49
2016	9	3'03	127'76	10'86	9'05	86'21	176'21	56'21
2017	9	8'64	122'68	10'64	8'86	291'81	21'81	81'81
2018	3	4'11	65'83	7'79	6'49	352'01	82'01	37'99
2019	1	2'91	158'61	12'10	10'08	40'59	130'59	10'59

Tabla 7.3. Máximos anuales en aguas profundas. Fuente: Elaboración propia

Año	Mes	Hs a pie dique (m)	Tm (s)	L (m)	αs (°)
1979	8	5'10	8'21	70'20	23'10
1980	8	3'20	10'63	94'50	29'10
1981	11	3'20	11'39	102'00	6'50
1982	12	3'00	10'19	90'20	3'30
1983	3	3'30	11'39	102'00	1'00
1984	12	3'10	11'23	100'50	3'30
1985	11	3'20	9'47	83'00	24'30
1986	11	2'40	6'95	57'10	12'80
1987	12	3'60	7'67	64'60	2'10
1988	1	4'30	12'40	111'90	1'40
1989	2	3'60	9'51	83'40	2'90
1990	3	3'30	8'67	74'90	2'90
1991	12	4'00	8'90	77'20	4'40
1992	11	3'60	10'10	89'30	9'40
1993	2	3'10	11'51	103'20	8'90
1994	4	2'60	8'98	78'00	13'40
1995	9	4'20	11'04	98'60	2'60
1996	9	3'80	7'52	63'10	27'30
1997	4	3'00	7'41	61'90	18'50
1998	9	6'60	9'14	79'60	20'00
1999	2	4'30	12'24	110'40	3'30
2000	1	4'00	8'55	73'70	10'90
2001	11	3'20	12'05	108'50	0'50
2002	4	3'00	6'96	57'20	6'40
2003	1	3'50	11'28	100'90	7'60
2004	11	3'20	8'52	73'40	1'30
2005	2	3'20	12'33	111'20	12'70
2006	1	2'90	7'65	64'40	24'50
2007	8	1'70	9'89	87'20	34'30
2008	3	4'80	13'80	125'50	4'20
2009	3	2'80	6'35	50'70	12'00
2010	8	4'50	10'38	92'00	0'80
2011	12	3'30	11'66	104'70	8'80
2012	8	2'30	8'57	73'90	35'70
2013	3	3'20	12'03	108'30	9'40
2014	12	2'90	11'63	104'40	3'50
2015	8	1'50	6'60	53'40	51'10
2016	9	2'40	9'05	78'70	30'70
2017	9	3'50	8'86	76'80	38'40
2018	3	3'60	6'49	52'20	2'30
2019	1	2'90	10'08	89'10	5'90

Tabla 7.4. Máximos anuales a pie de dique. Fuente: Elaboración propia

Una vez realizada la propagación del oleaje, con los datos obtenidos y siguiendo una distribución Weibull, se obtienen las probabilidades de excedencia anuales para cada una de las alturas de ola a pie de dique. Esta grafica se muestra en la Figura 7.13

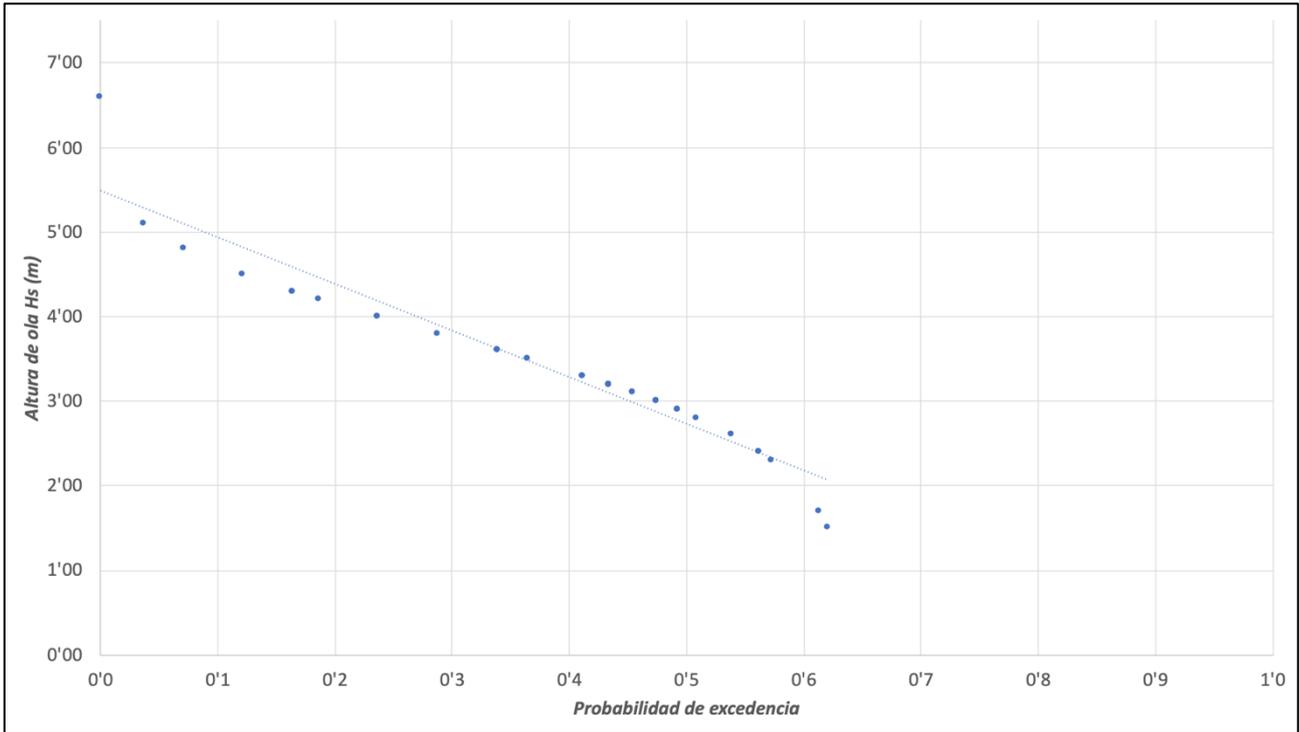


Figura 7.13. Probabilidad de excedencia de los máximos anuales. Fuente: Elaboración propia

5 Transporte sólido litoral

La dinámica litoral es la suma de los cambios producidos en la franja costera y que pueden provocar grandes variaciones en la morfología del litoral. Los agentes responsables de estos cambios son el oleaje, el viento, las corrientes y mareas, las variaciones en el nivel del mar o las variaciones en los procesos de erosión y sedimentación.

En este punto se analizará la dinámica litoral centrándose en el transporte sólido litoral que se producirá en la playa Bávaro. El transporte sólido litoral es el movimiento de material causado por la incidencia y propagación del oleaje. Cuando la dirección del oleaje no es perpendicular a la línea de costa, sino que se produce de forma oblicua, se producen dos corrientes con direcciones diferentes, transversal y longitudinal, perpendicular y paralela a la línea de costa respectivamente. Estas dos corrientes provocan un transporte de material sedimentario con su mismo nombre.

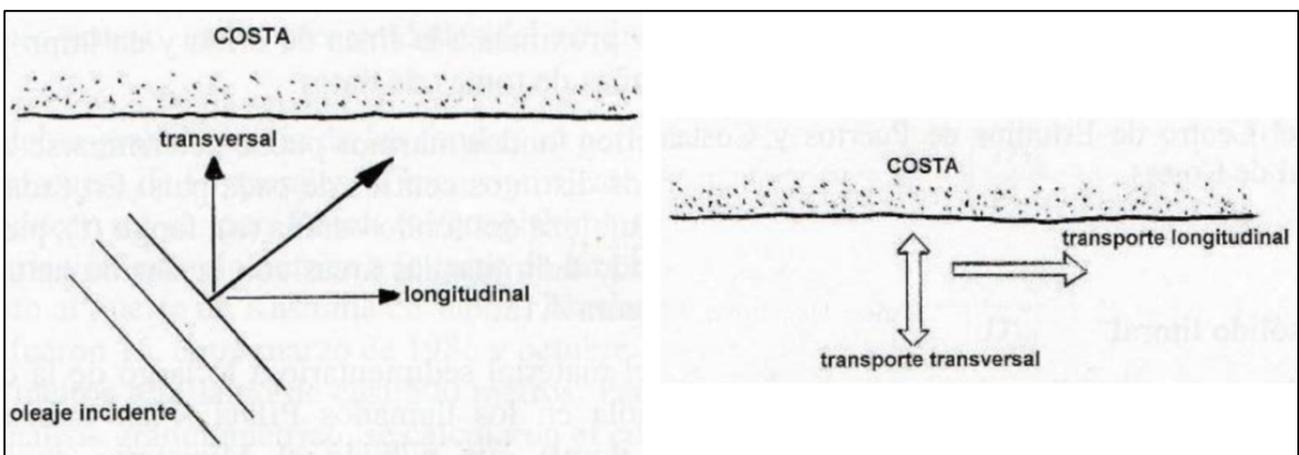


Figura 7.14. Transporte sólido litoral. Fuente: Sardà, 2009

El CERC (Coastal Engineering Research Center) plantea una forma de realizar un cálculo aproximado del transporte sólido litoral de una zona. La Fórmula 7.3 se recoge en el SPM (Shore Protection Manual) y se fundamenta en el flujo de energía *longshore* calculando de forma aproximada el caudal medio en playas rectas. Por tanto, la capacidad de transporte del oleaje sigue la siguiente ecuación:

$$Q = 2,03 \cdot 10^6 \cdot H_{s0}^{5/2} \cdot \cos(\alpha_0)^{1/4} \cdot \sin(2\alpha_0) \cdot K_p \cdot K_g \quad (7.3)$$

Donde Q es el caudal medio ($m^3/año$); H_{s0} es la altura de ola significativa en aguas profundas (m); α_0 es la dirección del oleaje respecto a la dirección normal de la costa en aguas profundas ($^\circ$); K_p es la probabilidad en tanto por uno de que se produzca una altura de ola en una dirección determinada y K_g es el coeficiente geométrico que representa la relación entre la amplitud del sector real que genera el transporte sólido en un sentido y la del sector teórico inicial.

Para obtener los valores de la dirección del oleaje en aguas profundas respecto a la dirección normal de la costa, se observa en la rosa de oleaje indicada anteriormente que las direcciones predominantes son desde NNE hasta E. Por lo que los valores de α_0 para cada dirección se presentan en la Tabla 7.5.

α_0 ($^\circ$)					
N	NNE	NE	ENE	E	ESE
36,50	14,40	8,20	30,80	53,50	76,10

Tabla 7.5. Dirección del oleaje respecto a la dirección normal de la costa (α_0). Fuente: Elaboración propia

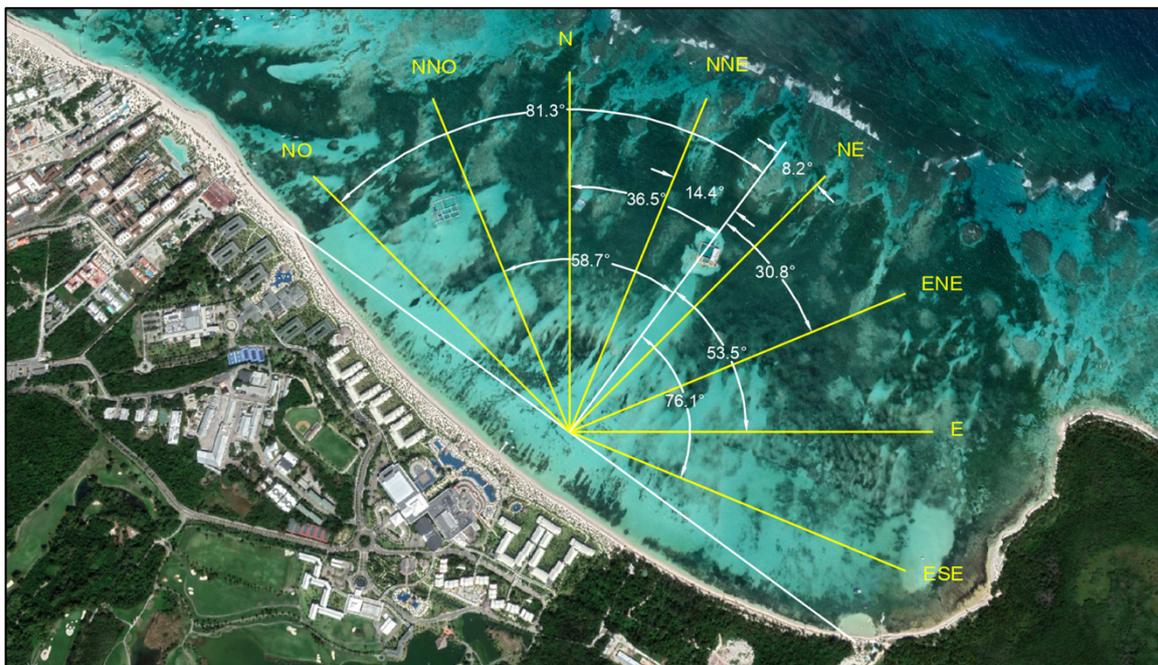


Figura 7.15. Dirección del oleaje respecto a la dirección normal de la costa (α_0). Fuente: Elaboración propia

La dirección del oleaje está separada, según la ROM, en diferentes sectores de $22,50^\circ$ de amplitud. Gracias a esto, el coeficiente geométrico K_g se puede definir hallando la amplitud real del sector según la Ecuación 7.4.

$$K_g = \frac{\theta_0}{22,50} \quad (7.4)$$

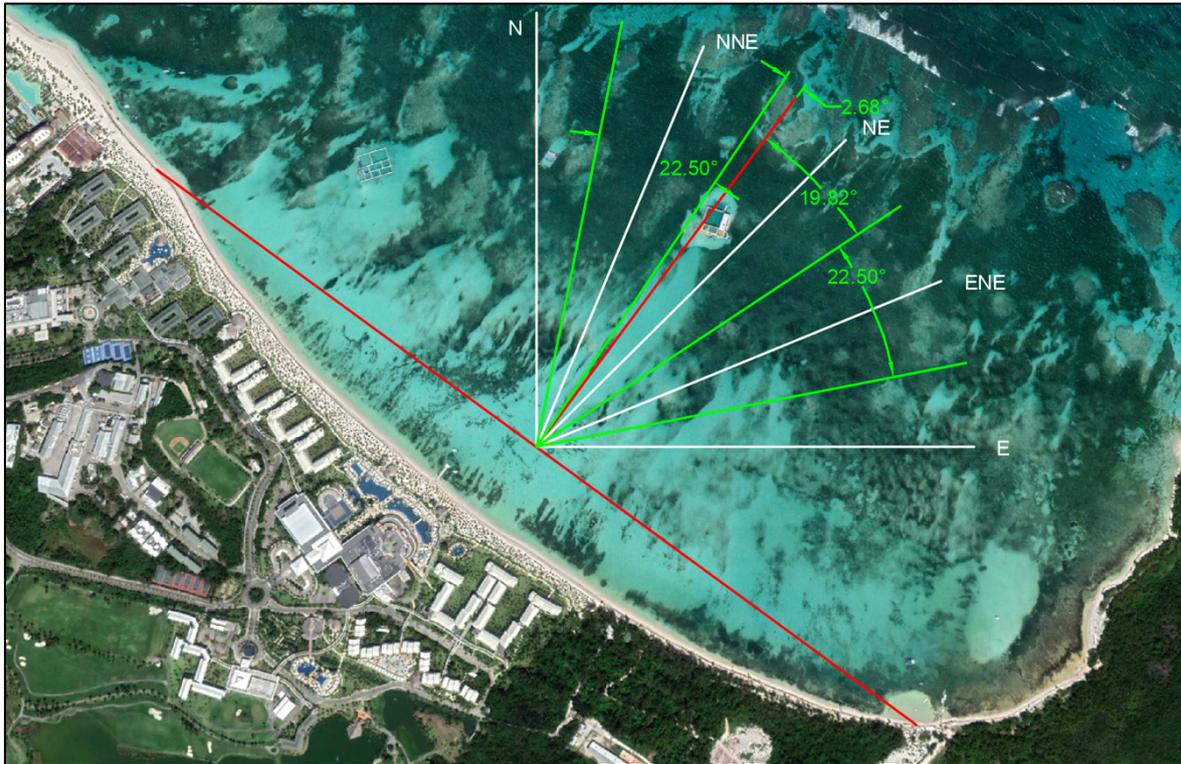


Figura 7.16. Valores de la amplitud real del sector θ_0 . Fuente: Elaboración propia

	N	NNE	NE (-)	NE (+)	ENE	E	ESE
θ_0	22,50	22,50	2,68	19,82	22,50	22,50	22,50
K_g	1	1	0,1191	0,8809	1	1	1

Tabla 7.6. Coeficiente geométrico K_g . Fuente: Elaboración propia

Si se busca calcular el coeficiente de probabilidad, se deben recoger los datos de las direcciones correspondientes de la Tabla 7.2. Con ello se obtiene lo siguiente:

Dirección	N	NNE	NE	ENE	E	ESE
Ángulo	0	22'5	45	67'5	90	112'5
Hs	0'35	-	-	-	-	-
	0'75	0'004	0'026	0'072	0'074	0'018
	1'25	0'040	0'117	0'209	0'114	0'015
	1'75	0'039	0'069	0'080	0'009	0'002
	2'25	0'016	0'023	0'016	0'000	0'000
	2'75	0'006	0'006	0'002	0'000	0'000
	3'25	0'001	0'001	0'000	0'000	0'000
	3'75	0'001	0'000	0'000	0'000	0'000
	4'25	0'000	0'000	0'000	0'000	0'000
	4'75	0'000	0'000	0'000	0'000	0'000
5'75	0'000	0'000	0'000	0'000	0'000	

Tabla 7.7. Valores del coeficiente de probabilidad K_p . Fuente: Elaboración propia

Finalmente, aplicando la Ecuación 7.3 se obtienen los diferentes valores de los caudales de sedimentos transportados para cada una de las direcciones de oleaje. Además, se ha calculado el sólido bruto y el transporte sólido neto, siendo de 3.120.695 m³/año y -254.459 m³/año respectivamente. Por tanto, se puede afirmar que la costa se está erosionando debido a la falta de protección de los arrecifes.

CAUDAL DE SEDIMENTO MOVILIZADO (m ³ /año)							
Dirección	N	NNE	NE (-)	NE (+)	ENE	E	ESE
α_0 (°)	36'50	14'40	8'20	8'20	30'80	53'50	76'10
kg	1	1	0'1191	0'8809	1	1	1
Hs	0'35	0'0	0'0	0'0	0'0	0'0	0'0
	0'75	3.725'1	12.306'9	2.390'0	17.675'2	61.811'2	61.299'6
	1'25	129.698'8	199.008'9	24.896'1	184.119'4	341.125'0	338.301'9
	1'75	290.359'1	272.385'3	22.157'8	163.868'3	64.213'2	63.681'8
	2'25	222.361'2	170.775'3	8.128'6	60.115'3	6.396'6	6.343'7
	2'75	140.390'0	70.812'5	1.417'6	10.483'7	1.078'0	1.069'0
	3'25	43.052'7	20.321'5	505'7	3.739'8	1.636'7	1.623'2
	3'75	29.033'1	8.454'4	74'2	548'5	468'1	464'3
	4'25	10.267'2	1.445'1	50'7	375'0	1.920'4	1.904'5
	4'75	903'9	233'8	33'5	247'6	845'3	838'3
	5'75	1.457'3	769'2	162'0	1.197'8	1.362'9	1.351'6
TOTAL	871.248'3	756.512'8	59.816'0	442.370'6	480.857'5	476.877'9	33.011'8
Q POSITIVO	1.433.117'9						
Q NEGATIVO	1.687.577'2						

Tabla 7.8. Caudal de sedimento movilizado. Fuente: Elaboración propia

6 Definición de la estructura de defensa

Este punto trata de definir la altura de ola de cálculo necesaria para obtener los parámetros fundamentales para el diseño de la estructura.

6.1 Altura de ola de cálculo

Es necesario conocer las condiciones de oleaje que afectarán a la estructura tras su construcción, puesto que las olas incidentes pueden estar o no en condiciones de rotura. Para ello será necesario realizar la propagación del oleaje extremal hasta el punto donde se desea ubicar la estructura.

Se asume que la estructura se apoyará sobre las líneas batimétricas al ser prácticamente paralelas y con una pendiente constante, por lo que la profundidad a pie de dique en la ubicación final de la obra es de 9 metros. Una vez realizada la propagación del oleaje en el apartado 4.2.2, se debe conocer el periodo de retorno de la obra para poder diseñarla. Para ello se emplea la Ecuación 7.5 basada en la vida útil y a probabilidad conjunta de fallo.

$$P_{n,v} = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^V \quad (7.5)$$

Donde $P_{n,v}$ es la probabilidad conjunta de fallo; T_r es el periodo de retorno del temporal de cálculo (años) y V es la vida útil mínima (años).

El capítulo 2 de la normativa ROM 1.0-09 presenta en forma de tabla los valores de IRE e ISA, y se proponen para el diseño los valores de la vida útil y la probabilidad conjunta de fallo en función del tipo de área abrigada o protegida

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

Tabla 7.9. Vida útil mínima. Fuente: ROM 0.1-09

En base a la Tabla 7.9, para áreas litorales, en el caso de regeneración y defensa de playas se estipula un índice IRE bajo, con una vida útil mínima de 15 años.

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE ISA	P _{IELU}	P _{IELS}			
ÁREAS PORTUARIAS	COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas ¹	s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s ₁	No significativo	0.20	0.20
	PESQUERO	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique	s ₂	Bajo	0.10	0.10	
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique	s ₁	No signif.	0.20	0.20	
	NAÚTICO-DEPORT.	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique	s ₂	Bajo	0.10	0.10	
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique	s ₁	No signif.	0.20	0.20	
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10
Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique			s ₁	No significativo	0.20	0.20	
MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique ¹	s ₃	Alto	0.01	0.07		
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique	s ₁	No signif.	0.20	0.20		
PROTECCIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07	
		Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ³		s ₄	Muy alto	0.0001	0.07	
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		s ₂ (s ₃) ⁴	Bajo (alto) ⁴	0.10	0.10	
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		s ₂ (s ₄) ⁵	Bajo (muy alto) ⁵	0.10	0.10	
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		s ₁	No signif.	0.20	0.20	

Tabla 7.10. Probabilidad conjunta de fallo. Fuente: ROM 0.1-09

Por tanto, para áreas litorales y regeneración y defensa de playas, se define un índice ISA no significativo y la estructura estudiada tendrá una probabilidad conjunta de fallo de 0,20.

Siguiendo la Ecuación 7.5, con una probabilidad conjunta de fallo de 0,20 y una vida útil de mínima de 15 años, se obtiene un periodo de retorno de 68 años.

Una vez conocido el periodo de retorno se puede obtener la probabilidad de excedencia en un año de la altura de ola buscada para diseñar el dique, siendo esta probabilidad del 1,5%. Gracias a la línea de tendencia que define la probabilidad de excedencia del régimen extremal a pie de dique, para una probabilidad de excedencia de 0,015, la altura de ola de cálculo buscada será $H_{cal} = 5,4$ metros.

6.2 Tamaño de los cubípodos

El cálculo del diámetro nominal D_n requerido para la ubicación fijada se realizará mediante una equivalencia entre el número de estabilidad ensayado en el laboratorio y el número de estabilidad de la obra final. El número de estabilidad se definía de la siguiente forma.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n} \quad (7.6)$$

$$\Delta = \frac{\rho_r - \rho_w}{\rho_w} = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1 \quad (7.7)$$

Donde H_s es la altura de ola (m); Δ es la densidad flotante relativa (-); ρ_r es la densidad del material que forma el manto (g/cm^3); ρ_w la densidad del agua (g/cm^3) y D_n el diámetro nominal de las piezas (m).

Todos los ensayos realizados en el laboratorio fueron estables, se escogen por tanto los ensayos B-3.5-0.16-1.8-0.05 y C-3.5-0.09-1.8-0.05. Se escogen estos ensayos por tener unas condiciones energéticas superiores a los demás. La escala que se le adjudicó a esta serie de ensayos fue de 1:42,86.

Caso	H_{si} (obtenida con SL2, SL3, SL4) (cm)	T_{pi} (obtenida con SL2, SL3, SL4) (s)	L_0 ($gT_{pi}^2/2\pi$) (m)	h -8 (altura de la rampa en el sensor 2) (*) cm	Rc (medido en ensayo) (cm)
B-3.5-0.16-1.8-0.05	10'36	1'76	4'81	24'00	-3'00
C-3.5-0.09-1.8-0.05	8'62	1'78	4'95	17'00	-3'00

Tabla 7.11. Parámetros para el cálculo de N_s de los ensayos B-3.5-0.16-1.8-0.05 y C-3.5-0.09-1.8-0.05.

Fuente: Elaboración propia

Sabiendo que la densidad del agua de los ensayos es de 1 g/cm^3 , el diámetro nominal de las piezas es de 3,79 cm y que la densidad de las piezas es de $2,30 \text{ g/cm}^3$, se obtiene un número de estabilidad para la estructura B de $N_s = 2,10$ y para la estructura C de $N_s = 1,75$.

De forma equivalente, se puede suponer que la estructura que se desea diseñar tendrá un número de estabilidad similar. Sabiendo que la densidad del agua del mar Caribe es de $1,003 \text{ g/cm}^3$ y utilizando la altura de ola de cálculo obtenida anteriormente ($H_{cal} = 5,5 \text{ m}$) se puede obtener el diámetro nominal para cada tipo de estructura de la siguiente manera.

$$2,1 = \frac{5,4}{\left(\frac{2,3}{1,003} - 1\right) \cdot D_n(B)} \quad 1,75 = \frac{5,4}{\left(\frac{2,3}{1,003} - 1\right) \cdot D_n(C)}$$

Obteniendo unos valores de $D_n(B) = 2,00$ metros y $D_n(C) = 2,40$ metros. Para decidir con qué tipo de estructura realizaremos la obra se aplicará el concepto de coeficiente de capa definido por De Keyser y Jacobs (2020) y que se emplea para determinar, en función del tipo de malla la coronación de la estructura.

Layer coefficient	T 1.58 ; 1.27	T 1.27 ; 1.58	T 1.6 ; 1.3	R 1.4 ; 1.3	R 1.4 ; 1.5	R 1.5 ; 1.5
Layer 1	1.30	1.31	1.31	1.32	1.30	1.28
Layer 2	1.07	1.05	1.05	1.05	0.95	0.89
Layer 3	0.98	0.94	0.94	0.94	0.86	0.81
Layer 4	0.97	0.94	0.95	0.94	0.87	0.82
Layer 5	0.99	0.92	0.93	0.91	0.85	0.82

Tabla 7.12. Coeficiente de capa en función de la malla de colocación. Fuente: De Keyser & Jacobs, 2020

Los ensayos realizados por la Universidad Nacional Autónoma de México determinaron la validez de la malla 1,58;1,27. Por tanto, teniendo en cuenta las capas de cada estructura y multiplicando cada coeficiente por el diámetro nominal, se obtiene una cota de coronación para la estructura B de 10,62 metros y para la estructura C de 7,92 metros.

Se descarta por tanto la opción de emplear la estructura tipo B de 5 capas de Cubípodos porque la estructura quedaría emergida e implicaría un impacto visual en la zona no deseado. Por otra parte, la estructura tipo C de 3 capas de Cubípodos no provocaría ningún impacto visual con un francobordo de aproximadamente 1 metro, valor muy cercano al equivalente al ensayo C-3.5-0.09-1.8-0.05. Que el francobordo se asemeje al ensayado en el laboratorio permite asegurar que los coeficientes de transmisión y reflexión serán muy similares a los ensayados.

6.3 Longitud y número de diques

Para terminar de diseñar la estructura únicamente falta comprobar si la construcción de un único dique sería aconsejable, en caso contrario y disponer más de un dique exento se determinará la longitud de cada estructura y la separación entre ellas.

La Figura 7.17 muestra el porcentaje de corales vivos de la zona, parece evidente que la zona señalada es la más indicada tanto para dar continuidad y favorecer la regeneración de los corales como por la clara recesión de la costa.

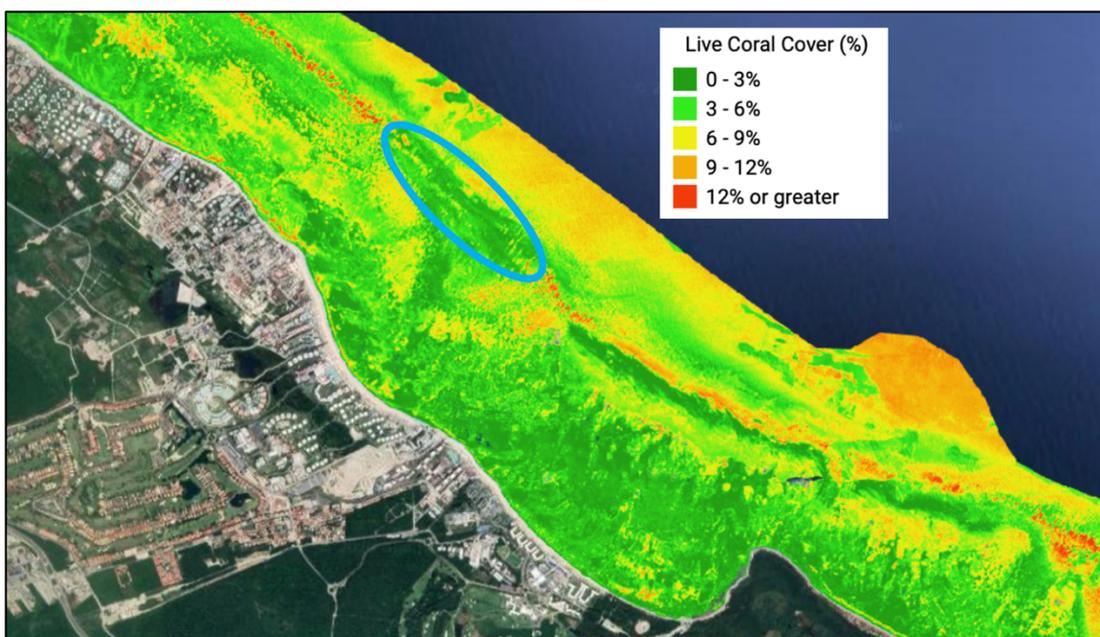


Figura 7.17. Porcentaje de corales vivos de la zona y zona de actuación. Fuente: The Nature Conservancy, 2020

Como se ha comentado anteriormente, la línea batimétrica sobre la que se apoyará la estructura será de -9 metros, con este dato y gracias a la información sobre la batimetría obtenida de *Navionics*, esta herramienta permite medir la distancia desde la costa hasta la zona de actuación, la cual es de aproximadamente 1 km. Mientras tanto, la longitud sobre la que se desea proyectar los diques es de 1,5 km.

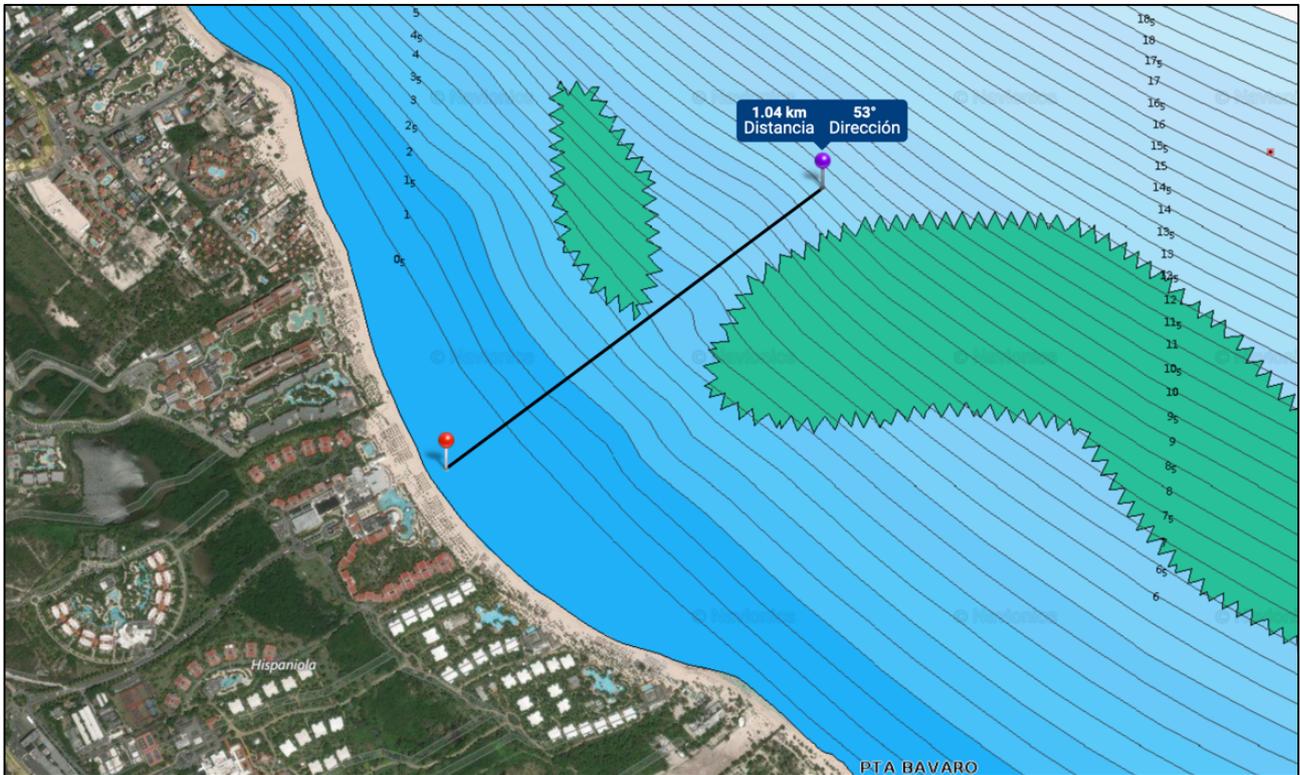


Figura 7.18. Distancia de la costa al emplazamiento del dique. Fuente: Navionics, 2020

Conocidos estos datos y gracias a la Tabla 7.13 que se ha obtenido de la Tabla 3.4, se puede determinar la longitud de los diques y la separación necesaria entre ellos para evitar la formación de un tómbolo.

CONDICIÓN PARA LA FORMACIÓN DE HEMITÓMBOLO O SALIENTE			
Condición	Comentarios	Autores	Base en...
$B/y < 1$	No tómbolo (dique aislado)	Suh y Dalrymple (1987)	Casos reales y modelo físico
$B/y < 2G/B$	No tómbolo (sistema)		

Tabla 7.13. Relaciones empíricas básicas para la formación de hemitómbolos o salientes. Fuente: Elaboración propia a partir de Bricio, 2009

Por tanto, en base a lo dispuesto anteriormente en la Tabla 7.13 para un sistema de diques exentos, una distribución viable para proteger la costa y dar continuidad a la línea de corales evitando la formación futura de un tómbolo será un sistema de 4 diques exentos de 180 metros de longitud con una separación entre ellos de 260 metros.

$$\frac{180}{1000} < \frac{2 \cdot 260}{180}$$

6.4 Situación final

A continuación, se muestra la ubicación exacta que tendrán los diques rompeolas tras su ejecución en la playa Bávaro. También se resumen en la Figura 7.20 las dimensiones y distancias de la estructura, así como las calculadas anteriormente.

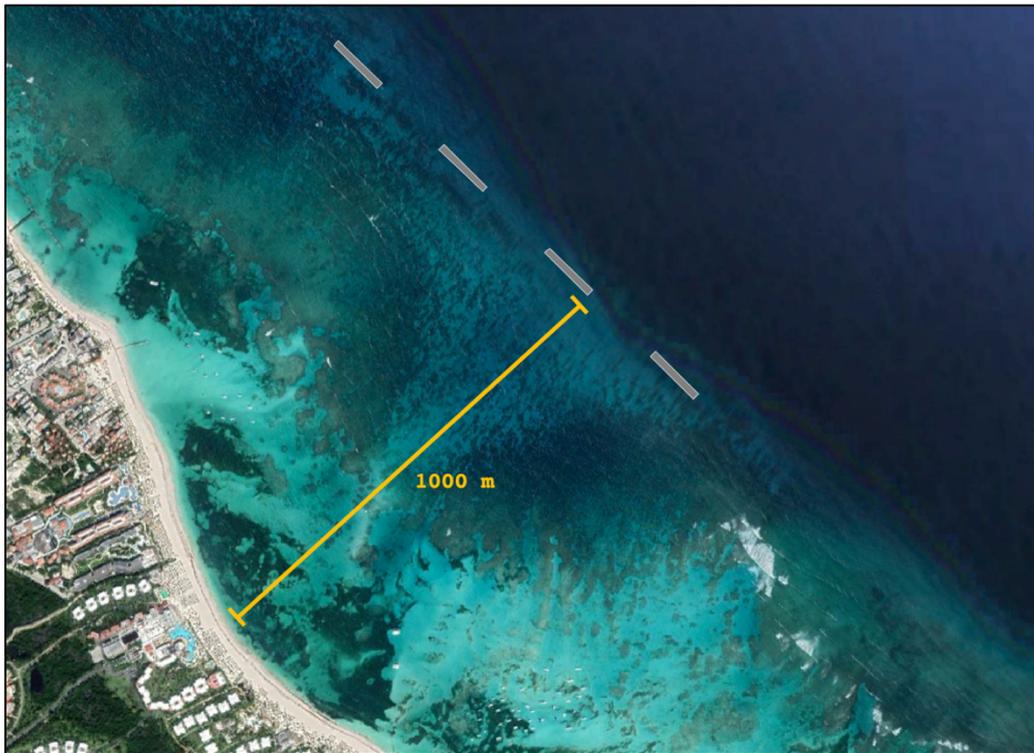


Figura 7.19. Vista en planta del sistema de diques. Fuente: Elaboración propia



Figura 7.20. Dimensiones en planta del sistema de diques. Fuente: Elaboración propia

7 Procedimiento constructivo

Este punto describe los diferentes procedimientos existentes para llevar a cabo la construcción de la estructura definida anteriormente. Se definen también los equipos que serán necesarios en la fase de ejecución de la obra.

7.1 Construcción por vía terrestre

Para la construcción por vía terrestre de este tipo de estructuras será necesaria la construcción previa de accesos terrestres hasta el lugar de ejecución. De esta manera los camiones podrán llegar desde la costa hasta el punto donde se procederá a la construcción del dique, en este punto verterán los materiales y la maquinaria correspondiente los emplazará en su lugar. Una vez finalizada la obra principal, el camino auxiliar deberá ser desmantelado, dejando, así como única obra el dique.

Hay que decir que este método constructivo es aplicable en construcciones cercanas a la costa y donde existen grandes profundidades y la cantidad de material necesario para la ejecución no es muy elevada. Para el caso de estudio en particular, puesto que no se ajusta a las condiciones requeridas, este método no parece aconsejable.

7.2 Construcción por vía marítima

El procedimiento de ejecución de una obra de este tipo por vía marítima consiste en el transporte de los diferentes materiales que forman la estructura mediante barcazas hasta el lugar de ejecución, donde una grúa con sistema GPS dispondrá cada uno de los elementos en su lugar correspondiente.

La ejecución por vía marítima se ve limitada por condicionantes ambientales, por una relativa dificultad en profundidades reducidas, además de por un precio superior al método terrestre. Por otra parte, este procedimiento constructivo presenta rendimientos mucho mayores permitiendo de este modo reducir de forma significativa los plazos de ejecución.

Pese a los problemas que pueda presentar las bajas profundidades de la zona, se opta por construir los diques por vía marítima, puesto que, en caso de ejecutar la obra por vía terrestre, la necesidad de construir más de un camino auxiliar hace inviable esta opción.

A continuación, se describe el procedimiento de ejecución por vía marítima para el caso de estudio. Hay que decir que será muy importante tener en cuenta que el tiempo de ejecución está sujeto a las condiciones climáticas del lugar. Especialmente en el Atlántico y el mar Caribe donde la temporada ciclónica va del 1 de junio al 30 de noviembre.

- Fabricación

Primeramente, para fabricar los Cubípodos, se han diseñado encofrados que propician a aumentar los rendimientos de fabricación. Estos encofrados permiten desencofrar verticalmente 6 o 8 horas después de hormigonar (de 1 a 3 puestas/día).

Gracias a un carril elevado de hormigonado, se permite a los camiones hormigoneras verter el hormigón en los moldes. Una vez se ha vibrado y fraguado el hormigón, se procede a desencofrar los Cubípodos gracias a unas pinzas que elevan el molde superior.



Figura 7.21. Encofrado de Cubípodos. Fuente: Manual de Cubípodo, 2015

- Acopio

En función del tamaño del dique a implantar, el plazo de ejecución y el clima marítimo depende el espacio de almacenamiento de los Cubípodos. Dependiendo de la capacidad portante del terreno donde se pretende realizar el acopio de las piezas, gracias a la configuración cúbica del Cubípodo se pueden alcanzar hasta cinco alturas. Con tal de optimizar el espacio se tiende a almacenar las piezas en conjuntos con la mínima porosidad posible, alrededor de un 20%.



Figura 7.22. Acopio de Cubípodos. Fuente: Manual de Cubípodo, 2015

Una vez se nivela el terreno donde se colocarán las piezas hay que destacar la necesidad de realizar pequeñas excavaciones en los lugares donde encajarán los salientes inferiores de las piezas.

- Transporte

Para garantizar la máxima seguridad de las piezas y de los operarios que las transportan, es habitual colocar los Cubípodos sobre estructuras de madera u hormigón o directamente sobre las propias bases de encofrado. El transporte desde el acopio hasta el lugar donde se ejecutará el dique se realiza gracias a unas pinzas de doble presión que colocan las piezas sobre las barcasas (o camiones en caso de construcción por vía terrestre) que las llevarán hasta la grúa con sistema GPS.



Figura 7.23. Transporte de Cubípodos. Fuente: Manual de Cubípedo, 2015

o Colocación

La colocación de las piezas es el proceso más crítico. El hecho de que la orientación de cada pieza con el resto sea totalmente aleatoria facilita en gran medida el proceso de colocación de los Cubípodos. Las piezas están expuestas a la acción del viento y el oleaje, ya que la mayor parte este proceso ocurre bajo el mar sin que el operario tenga visibilidad de las piezas. Gracias a que la grúa posee un sistema GPS que indica las coordenadas X-Y de cada uno de los elementos, no será necesaria la contratación de buzos ni de personal especializado. Los rendimientos obtenidos mediante este método son de 8 a 12 Cubípodos/hora.

7.3 Maquinaria

La maquinaria necesaria para llevar a cabo este proceso es la siguiente:

- Camiones hormigonera que se encargarán de verter el hormigón directamente en los moldes.
- Grúa y pinza de desencofrado para retirar el molde una vez esté fraguado el hormigón.
- Grúa con pinzas dobles de presión para colocar las piezas sobre las barcazas.
- Barcazas sobre las que se transportarán los Cubípodos.
- Grúa con sistema de posicionamiento GPS sobre una pontona que se encargará de ubicar en su posición cada una de las piezas.
- Plataforma Jack-up sobre la que se apoyará la grúa con sistema GPS. Se trata de plataformas capaces de moverse hasta el lugar donde se deseen colocar, en el cual se apoyan sobre el lecho marino gracias a unos pilares capaces de bajar y perforar el fondo para mantener estable la plataforma. Pueden alcanzar hasta 120 metros de profundidad.

8 Programa de trabajos

En este punto se pretende realizar una estimación del tiempo de ejecución de los cuatro diques exentos en la playa Bávaro de República Dominicana. Se trata de ordenar cronológicamente las futuras actividades a realizar en el procedimiento constructivo mencionado anteriormente. Para ello, será imprescindible conocer los rendimientos de la maquinaria necesaria.

La organización de las diferentes actividades se puede dividir en trabajos previos, la fabricación y acopio de los Cubípodos, la construcción de los diques, la gestión de residuos y las actividades en ámbito de seguridad y salud.

Los siguientes apartados definen los tiempos necesarios para cada una de las actividades mencionadas. Hay que tener en cuenta que se van a estimar 5 jornadas laborales a la semana, unos 20 días de trabajo mensual de 8 horas de trabajo cada uno.

8.1 Trabajos previos

Es la primera actividad para realizar, en ella se incluyen los trabajos de replanteo, señalización, vallado, preparación de la maquinaria, zonas de acceso, colocación de casetas de obra pertinentes, etc. Se puede suponer una duración de dos semanas para realizar todos estos trabajos.

8.2 Fabricación y acopio de Cubípodos

Para conocer la duración de esta actividad, se debe conocer el número total de Cubípodos necesarios. Por tanto, el número total de Cubípodos necesarios seguirá la Ecuación 7.8.

$$n_{\text{Cubípodos}} = n_{\text{diques}} \cdot C_{\text{sección}} \cdot \frac{B}{D_n} \quad (7.8)$$

Donde $n_{\text{Cubípodos}}$ es el número de Cubípodos necesarios; n_{diques} es el número de diques que ejecutarán; $C_{\text{sección}}$ es el número de Cubípodos que forman una sección transversal de la estructura seleccionada; B es la longitud total del dique (m) y D_n es el diámetro nominal de los Cubípodos (m). Con los datos recogidos anteriormente se obtiene así que el número de Cubípodos necesarios será de 5400.

$$n_{\text{Cubípodos}} = 4 \cdot 18 \cdot \frac{180}{2,4}$$

Los encofrados presentan rendimientos de fabricación de 3 Cubípodos/día trabajando las 24 horas, puesto que se debe esperar entre 6 y 8 horas para poder desencofrar las piezas. Por tanto, se propone el uso de 20 encofrados, lo que supondría una duración total de 90 días laborables. Esta actividad tendrá una duración de 4 meses y 10 días.

La maquinaria necesaria para esta actividad será (1) el sistema de encofrado de los Cubípodos, (2) camiones hormigonera y (3) grúas pinzas que permitan el acopio de las piezas y la posterior colocación sobre las barcasas.

La opción más viable para realizar el acopio de los Cubípodos con seguridad será en un muelle del puerto deportivo Marina Cap Cana, ubicado a unos 30 kilómetros al sur de la zona de actuación. El acopio de las piezas en la misma playa no es recomendable, puesto que las barcasas necesitan de cierto calado.

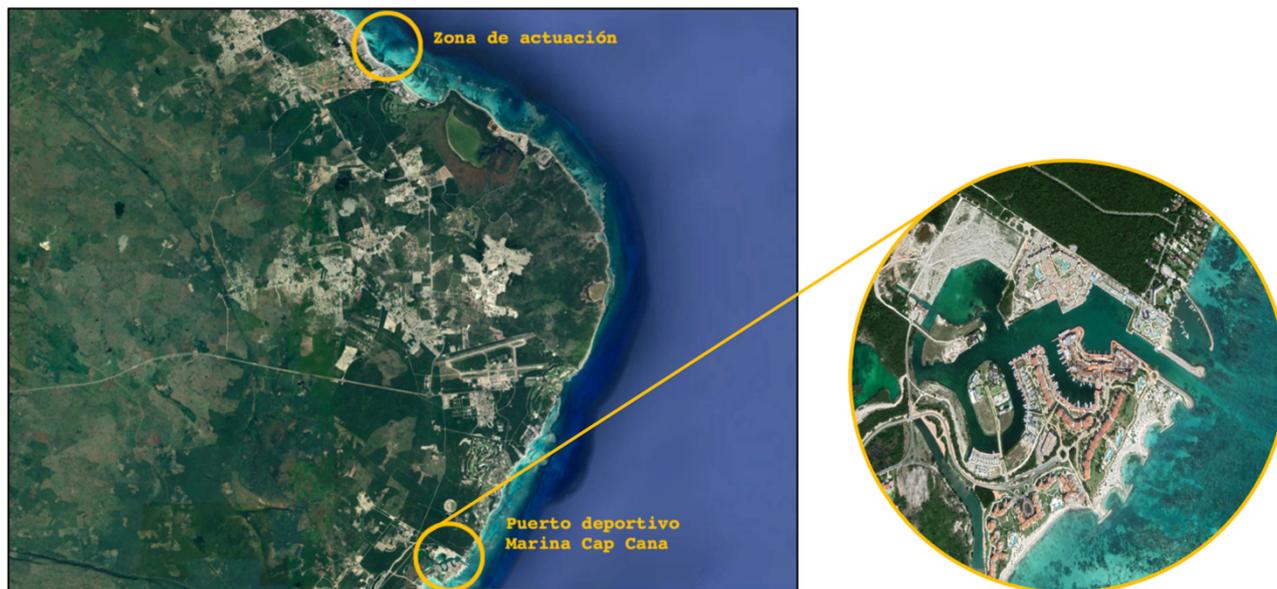


Figura 7.24. Ubicación para acopio de Cubípodos (Puerto deportivo Marina Cap Cana).
Fuente: Elaboración propia

8.3 Construcción de los diques

Para la construcción de los diques se necesitará una grúa con sistema GPS para la colocación de las piezas, estas grúas alcanzan rendimientos de 12 Cubípodos/hora. Por tanto, el plazo necesario para colocar las 5400 piezas será de 57 días.

Con el objetivo de minimizar los tiempos de ejecución de la obra, analizando los tiempos de encofrado, se debe comenzar la colocación de los Cubípodos antes de finalizar la fabricación de todas las piezas. Teniendo en cuenta que la fabricación de los 5400 Cubípodos conllevaría 90 días laborables y la colocación de las piezas 57 días laborables se llega a la siguiente conclusión.

Con jornadas de 8 horas diarias la grúa será capaz de colocar 96 piezas diarias, mientras que, gracias a los 20 encofrados mencionados en el apartado anterior, se fabricarán 60 piezas cada día. Será fundamental que la grúa empiece el día exacto para que no deje de trabajar por falta de Cubípodos. Si fijamos como día 1 el día que se comienza a fabricar las piezas, la grúa deberá comenzar la colocación el día 36 de trabajo.

Durante los 35 primeros días de trabajo se almacenarán un total de 2100 piezas, este será el máximo de piezas almacenadas, puesto que una vez comience a trabajar la grúa colocará más de las que se sigan fabricando, teniendo almacenados el último día de trabajos de la grúa un total de 48 Cubípodos. Se calcula que el plazo de fabricación más el plazo de colocación será de 93 días laborables.

La construcción se llevará a cabo mediante barcazas que recogerán los Cubípodos de la zona de acopio y los trasladarán hasta la zona de actuación, donde la grúa con sistema GPS, que estará apoyada sobre una plataforma tipo Jack-up colocará las piezas en su posición correspondiente.

8.4 Gestión de residuos y seguridad y salud

El cumplimiento de las normas de seguridad y salud y la gestión de los residuos generados es fundamental que esté presente a lo largo de todo el proceso de ejecución

8.5 Diagrama de Gantt

Anteriormente se ha definido que los meses más apropiados para la construcción de los diques es entre los meses de junio y noviembre, es decir, los meses de verano y otoño. Gracias a Project se calcula que el plazo total de ejecución de la obra incluyendo los días festivos es de 4 meses y 21 días. Para una mejor comprensión de la cronología de ejecución de las obras se adjunta el diagrama de Gantt en la Figura 7.25.

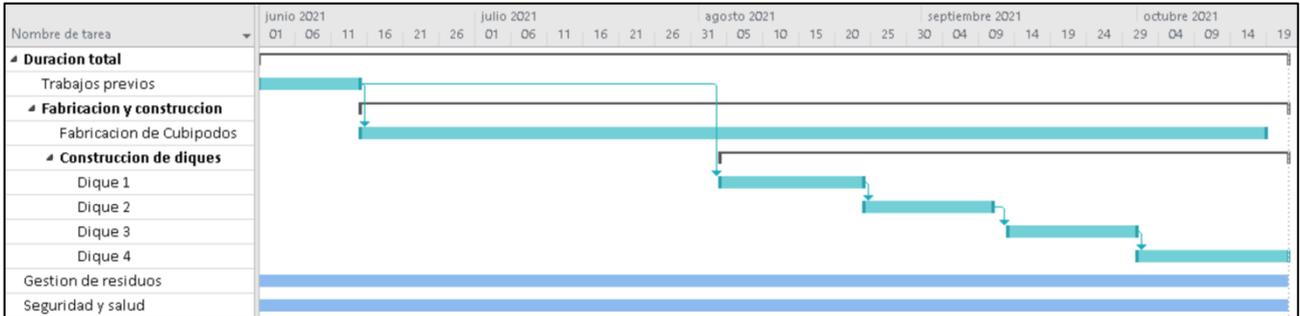


Figura 7.25. Diagrama de Gantt. Fuente: Elaboración propia



REFERENCIAS

- AGENCIA DE PROTECCIÓN AMBIENTAL DE ESTADOS UNIDOS. Amenazas para los arrecifes de coral. <<https://espanol.epa.gov/espanol/amenazas-para-los-arrecifes-de-coral>> [Consulta: 15 de febrero de 2020].
- AHRENS, J.P. y COX, J. (1990). "Design and performance of reef breakwaters". *Journal of Coastal Research*, Special Issue No. 7, Palm Beach, Florida (U.S.A.).
- ARGENTE GARRIDO, G. (2019). Estudio de Estabilidad Hidráulica de Diques en Talud Rebasables Protegidos con Mantos de Escollera, Cubos y Cubípodos. Tesis Doctoral. València: Universitat Politècnica de València <<https://riunet.upv.es/handle/10251/134362>>.
- BLACK, K. y ANDREWS, C.J. (2001). "Sandy shoreline response to offshore obstacles". *Journal of Coastal Research*, Special Issue, No. 29, (pp. 82-93).
- BRICIO GARBERI, L. (2005). *Fiabilidad de obras marítimas. Aplicación a singularidades doble dinámicas*. Madrid, Departamento de Ordenación del Territorio, Urbanismo y Medio Ambiente, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid. (119 p).
- BRICIO GARBERI, L. (2009). Comportamiento Funcional y Ambiental de los Diques Exentos de Baja Cota de Coronación y su Importancia en la Ingeniería de Costas. Tesis Doctoral. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid <<http://oa.upm.es/2015/>>.
- BRUUN, P. (1979). "Common reasons for damage or breakdown of mound breakwaters". *Coastal Engineering*, 2, pp. 261-273. [Consulta: 8 de mayo de 2020]
- CHASTEN, M.A., ROSATI, J.D., McCORMICK, J.W. y RANDALL, R.E. (1993). Engineering Design Guidance for Detached Breakwaters as Shoreline Stabilization Structures. Technical Report CERC-93-19. Vicksburg (Mississippi): U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center.
- CIRIA (2007). The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). Londres.
- DALLY, W.R. y POPE, J. (1986) *Detached breakwaters for shore protection*. Technical Report CERC-86-1. Vicksburg (Mississippi): U.S. Army Corps of Engineers; Waterways Experiment Station.
- DE KEYSER, K. y JACOBS, E. (2020). *A literatura review on low-crested and submerged structures*. Trabajo Final de Máster. Valencia: Universitat Politècnica de València.
- FERRARIO, F., BECK, M.W., STORLAZZI, C.D., MICHELI, F., SHEPARD, C.C. AIROLDI, L. (2014). "The effectiveness of coral reefs for coastal hazard risk reduction and adaptation". *Nature Communications*, 5 (3794): 98-101.
- FRIELER, K., MEINSHAUSEN, M., GOLLY, A., MENGEL, M., LEBEK, K., DONNER, S. D., et al. (2013). "Limiting global warming to 2° C is unlikely to save most coral reefs". *Nat. Clim. Change* 3, 165–170.
- GERLADES, F. (2003). "The coral reefs of the Dominican Republic" en Cortés, J. *Latin American Coral Reefs*. San Pedro, Universidad de Costa Rica.

- GERLADES, F., VEGA, M., PUGIBET, E., RAMÍREZ, H., ROSADO, G., MATEO, C., MONTILLA, T., HERNÁNDEZ, S. (1997). "Caracterización costero-marina del litoral de la provincia de Monte Cristi, República Dominicana". Proyecto CIBIMA. Santo Domingo.
- GÓMEZ-MARTÍN, M.E. y MEDINA, J.R. (2014) "Heterogeneous Packing and Hydraulic Stability of Cube and Cubipod Armor Units", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 140 (1), pp. 100-108.
- GONZALEZ, M. y MEDINA, R. (2001). "On the application of static equilibrium bay formulations to natural and man-made beaches". *Coastal Engineering*, Vol. 43, Issues 3-4, agosto 2001, (pp. 209-225)
- GOURLAY, M.R. (1981). "Beach processes in the vicinity of offshore breakwaters and similar natural features". *Proceedings of the 5th Australian Conference on Coastal and Ocean Engineering, November 1981, Perth (Australia)*, (pp. 8-9).
- HARRIS, M.M. y HERBICH, J.B. (1986). "Effects of breakwater spacing on sand entrapment". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 24, No. 5, 1986, (pp. 347-357).
- HSU, J.R.C. y SILVESTER, R. (1990). "Accretion behind single offshore breakwater". *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 116, No. 3, mayo/junio 1990, (pp. 362-380).
- IBARRA, A.D., BELMONTE, F. y BALLESTEROS, G. (2016). "Formación de tómbolos y hemitómbolos a partir de diques rompeolas en playas del sureste ibérico". En XIV Reunión Nacional de Geomorfología. Málaga.
- JOHNSON, H.K., BROKER, I., ZYSERMAN, J.A. y MANGOR, K. (1995). "Morphological response in the vicinity of offshore breakwaters". *Proceedings of the 4th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, September 1995, Rio de Janeiro (Brazil)*, (pp. 326-340). (COPEDEC).
- LOWE, J.A., WOODWORTH, P.L., KNUTSON, T., McDONALD, R.E., McINNES, K.L., WOTH, K., VON STORCH, H., WOLF, J., SWAIL, V., et al. (2011). "Past and Future Changes in Extreme Sea Levels and Waves", en *Understanding Sea-Level Rise and Variability*, Eds. J.A. Church, P.L. Woodworth, T. Aarup, and W. Stanley, Wiley-Blackwell, uk, 326-375.
- LOZANO, S. (2019). *Proyecto Básico de Regeneración de las Playas de Almandrá y Corinto del T.M. de Sagunto (Valencia)*. Trabajo Final de Grado. Valencia: Universitat Politècnica de València. <<https://riunet.upv.es/handle/10251/126468>>.
- MEDINA, J.R., GÓMEZ-MARTÍN, M.E., MARES-NASARRE, P., ODÉRIZ, I., MENDOZA, E., SILVA, R. (2019). "Diques exentos construidos solo con elementos prefabricados de hormigón". Libro de las XV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Editorial Universitat Politècnica de València (en prensa).
- MEDINA, J.R. y VIDAL, C. (2014). "Diseño y construcción de diques rompeolas" en *Ingeniería del agua*. 18.1.
- MEDINA, J.R. (2005). "Modelo neuronal para estimar transmisión y reflexión del oleaje en diques exentos modulares". En *VIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*.
- MEDINA, J.R., J.J. MUÑOZ, B. TEJEDOR, G. GÓMEZ-PINA, y L. FAGES (2006). *Actuación Experimental con Diques Modulares en Santa Mª del Mar (Cádiz)*. Redes Neuronales, Socavación y Licuefacción de Arenas. Libro

- de II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, ATPyC, Algeciras, octubre 2006, 301-323.
- MEDINA, J.R. y GÓMEZ-MARTÍN, M.E. (2015). *Manual del Cubípodo, 2015*. Editorial Universitat Politècnica de València. <http://hdl.handle.net/10251/53871>.
- MING, D. y CHIEW, Y.M. (2000). "Shoreline changes behind detached breakwater". *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 126, No. 2, Marzo/abril 2000, (pp. 63-70).
- MUMBY, P.J., HASTINGS, A., EDWARDS, H.J. (2007). "Thresholds and the resilience of Caribbean coral reefs". *Nature*, 450, 98-101
- NIR, Y. (1982). "Offshore artificial structures and their influence on the Israel and Sinai Mediterranean beaches". *Proceedings of the 18th International Conference on Coastal Engineering, November 1982, Cape Town (South Africa)*, (pp. 1837-1856). American Society of Civil Engineers (ASCE).
- NOBLE, R.M. (1978). "Coastal structures affects on shorelines". *Proceedings of the 16th International Conference on Coastal Engineering, August-September 1978, Hamburg*, (pp. 2069-2085). American Society of Civil Engineers (ASCE).
- RODRÍGUEZ GIL, M.A. (2015). Análisis Comparativo y Nuevas Estimaciones de las Tasas de Rebase en Obras Marítimas en Grandes Profundidades. Tesis Doctoral. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, <<http://oa.upm.es/38654/>>
- ROSATI, J.D., GRAVENS, M.B. y CHASTEN, M.A. (1992). "Development of detached breakwater design criteria using a shoreline response model". *Coastal Engineering Practice 92: Proceedings of a Specialty Conference on the Planing, Design, Construction, and Performance of Coastal Engineering, February 1992*. ASCE.
- SEIJI, M., UDA, T. y TANAKA, S. (1987). "Statical study on the effect and stability of detached breakwaters". *Coastal Engineering in Japan*, Vol. 30, No. 1, 1987, (pp. 131-141).
- SHERARD, T. R. W., HAWKINS, S. J., BARFIELD, P., KITOU, M., BRAY, S., OSBORNE, P. E. (2016). "Hidden biodiversity in cryptic habitats provided by porous coastal defence structures". *Coastal Engineering*, 118, 12–20.
- SILVA, R., LITHGOW, D., ESTEVES, L.S., MARTÍNEZ, M.L., MORENO-CASASOLA, P., MARTELL, R. PEREIRA, P., MENDOZA, E., CAMPOS-CASCAREDO, A., GREZ, P.W., OSORIO, A.F., OSOLIRO-CANO, J.D. RIVILLAS, G.D. (2017). "Coastal risk mitigation by Green infraestructura in Latin America". *Proc. Of the Institution of Civil Engineers-Maritime Engineering*, 170 (2): 39-54
- SPM (1984) *Shore Protection Manual, 1984*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Mississippi.
- STAUBLE, D.K. y TABAR, J.R. (2003). "The use of Submerged Narrow-Crested Breakwaters for Shoreline Erosion Control" En *Journal of Coastal Research*, 19, pp. 684-722.

SUH, K.D., y DARLYMPLE, R.A. (1987). "Offshore breakwaters in laboratory and field". *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 113, No. 2, marzo 1987, (pp. 105-121).

UNITED NATIONS EDUCATIONAL, SCIENTIFIC AND CULTURAL ORGANIZATION, UNESCO. World Heritage List. <<http://whc.unesco.org/en/list/>> [Consulta: 16 de febrero de 2020].

VAN DER MEER, J.W., BRIGANTI, R., ZANUTTIGH, B. y WANG, B. (2005). "Wave transmission and reflection at low-crested structures: Design formulae, oblique wave attack and spectral change". *Coastal Engineering*, 52, pp. 915-929.

ZYSERMAN, J., BROKER, I. JOHNSON, H., MANGOR, K. y JORGENSEN, K. (1998). "On the design of shore parallel breakwaters". *Proceedings of the 26th International Conference on Coastal Engineering, June 1998, Copenhagen*, (pp. 1693-1705). American Society of Civil Engineers (ASCE).





ANEJO I. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE ENSAYOS

1 HLCS-B5

B - 3.5 - 0.05-1.2 - 0.0

Perfil inicial



Perfil final



B - 3.5 - 0.05-1.2 - 0.01

Perfil inicial



Perfil final



B - 3.5 - 0.05-1.2 - 0.02

Perfil inicial



Perfil final



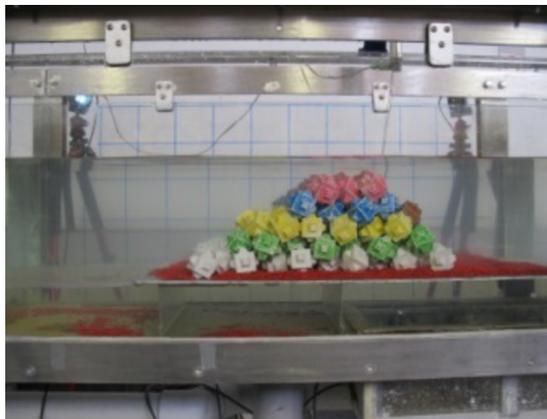
B-3.5-0.09-1.5-0.0

Perfil inicial	Perfil final
	

B - 3.5 - 0.09-1.5 - 0.02

Perfil inicial	Perfil final
	

B - 3.5 - 0.09-1.5- 0.05

Perfil inicial	Perfil final
	

B – 3.5 – 0.13-1.8 – 0.0

Perfil inicial



Perfil final



B-3.5-0.14-1.8-0.02

Perfil inicial



Perfil final



B – 3.5 – 0.16-1.8 – 0.05

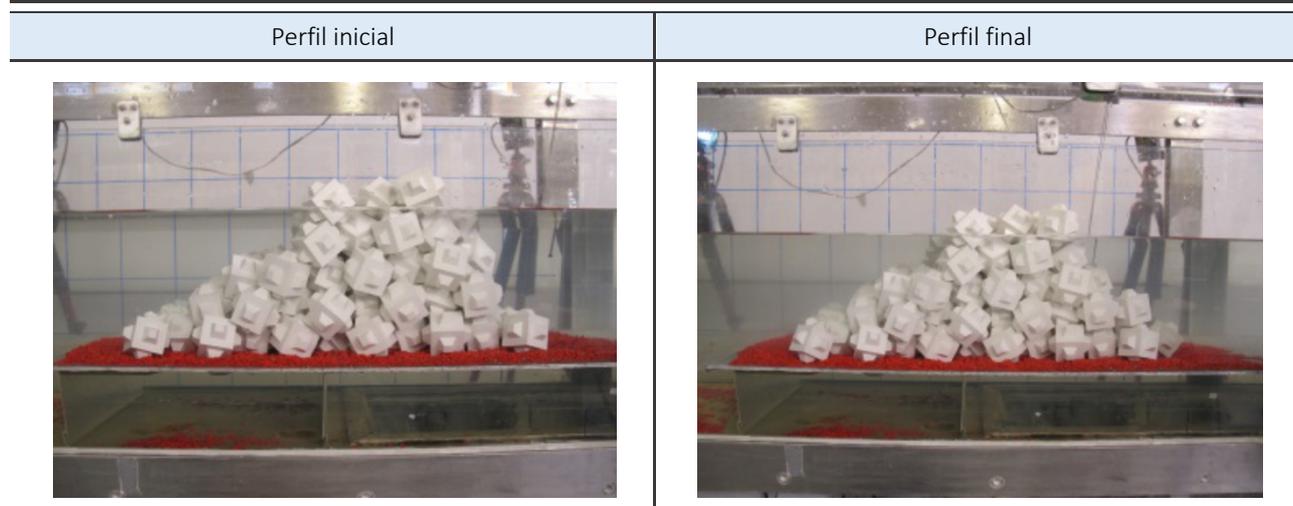
Perfil inicial



Perfil final



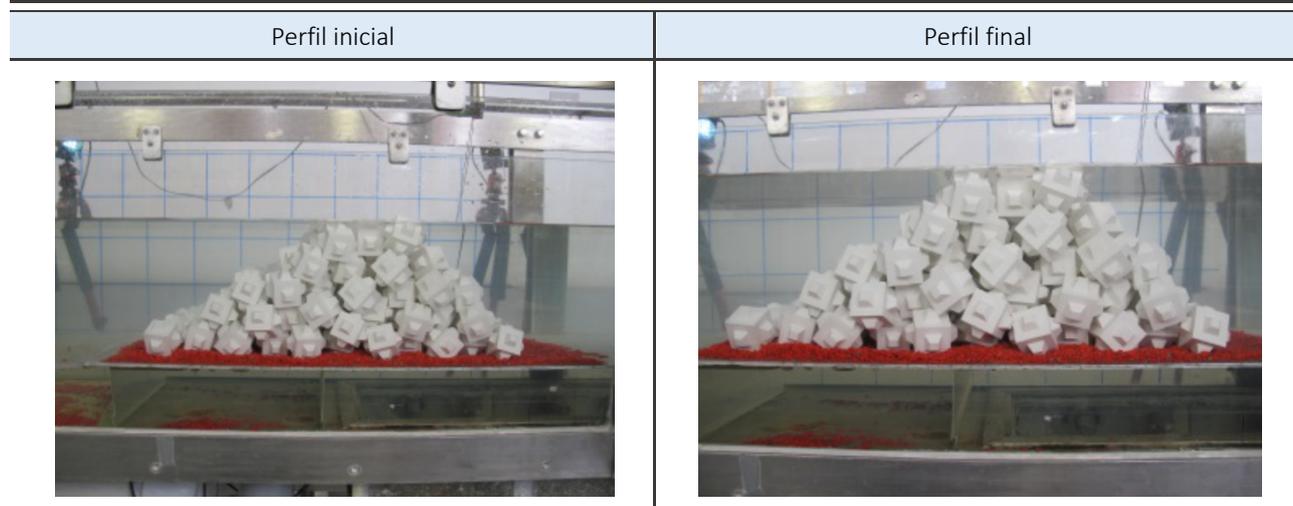
B – 4.0 – 0.05-1.3 – 0.0



B – 4.0 – 0.05-1.3 – 0.01



B – 4.0 – 0.05-1.3 – 0.03

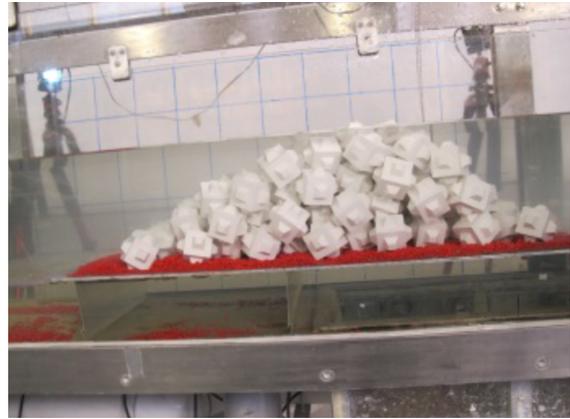


B - 4.0 - 0.10-1.63 - 0.0

Perfil inicial



Perfil final



B - 4.0 - 0.10-1.63 - 0.03

Perfil inicial



Perfil final



B - 4.0 - 0.10-1.63 - 0.05

Perfil inicial



Perfil final



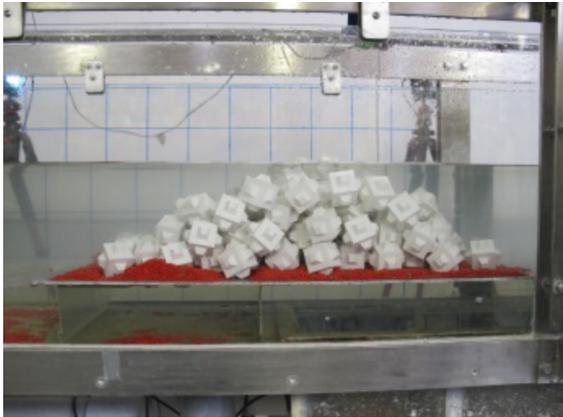
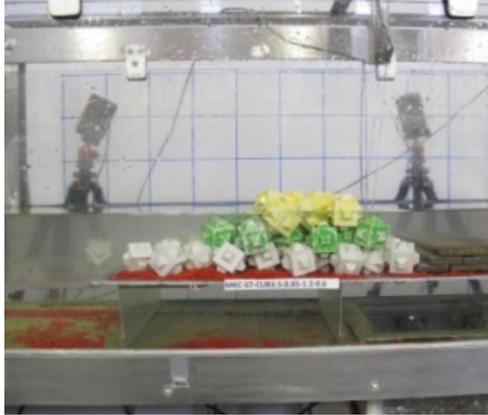
B – 4.0 – 0.11-1.9 – 0.0	
Perfil inicial	Perfil final
	
B – 4.0 – 0.11-1.9 – 0.03	
Perfil inicial	Perfil final
	
B – 4.0 – 0.12-1.9 – 0.05	
Perfil inicial	Perfil final
	

Tabla I.1. Perfiles iniciales y finales de cada ensayo sobre la estructura B. Fuente: Elaboración propia

2 HLCS-C3

C – 3.5 – 0.05-1.2 – 0.0

Perfil inicial	Perfil final
 <p>Initial profile of specimen C-3.5-0.05-1.2-0.0. The specimen is a pile of white, green, and yellow cubes on a red base, with a label 'MKC-57-CUB3.5-0.05-1.2-0.0' at the bottom.</p>	 <p>Final profile of specimen C-3.5-0.05-1.2-0.0. The specimen is a pile of white, green, and yellow cubes on a red base, with a label 'MKC-57-CUB3.5-0.05-1.2-0.0' at the bottom.</p>

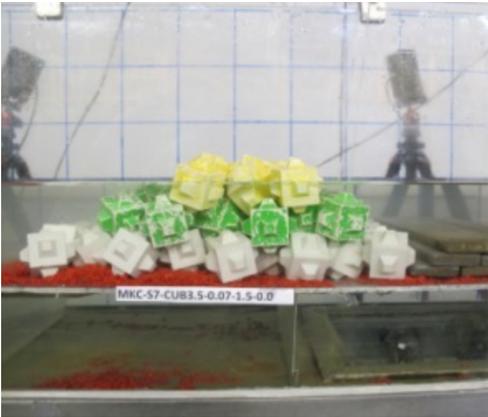
C – 3.5 – 0.05-1.2 – 0.01

Perfil inicial	Perfil final
 <p>Initial profile of specimen C-3.5-0.05-1.2-0.01. The specimen is a pile of white, green, and yellow cubes on a red base, with a label 'MKC-57-CUB3.5-0.05-1.2-0.01' at the bottom.</p>	 <p>Final profile of specimen C-3.5-0.05-1.2-0.01. The specimen is a pile of white, green, and yellow cubes on a red base, with a label 'MKC-57-CUB3.5-0.05-1.2-0.01' at the bottom.</p>

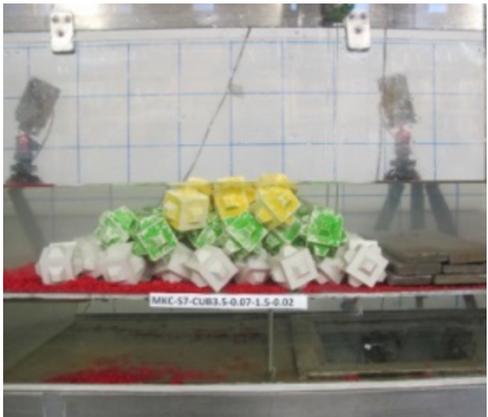
C – 3.5 – 0.05-1.2 – 0.02

Perfil inicial	Perfil final
 <p>Initial profile of specimen C-3.5-0.05-1.2-0.02. The specimen is a pile of white, green, and yellow cubes on a red base, with a label 'MKC-57-CUB3.5-0.05-1.2-0.02' at the bottom.</p>	 <p>Final profile of specimen C-3.5-0.05-1.2-0.02. The specimen is a pile of white, green, and yellow cubes on a red base, with a label 'MKC-57-CUB3.5-0.05-1.2-0.02' at the bottom.</p>

C – 3.5 – 0.07-1.5 – 0.0

Perfil inicial	Perfil final
	

C – 3.5 – 0.07-1.5 – 0.02

Perfil inicial	Perfil final
	

C – 3.5 – 0.07-1.5 – 0.05

Perfil inicial	Perfil final
	

C – 3.5 – 0.07-1.8 – 0.0

Perfil inicial



Perfil final



C-3.5-0.08-1.8-0.02

Perfil inicial



Perfil final



C – 3.5 – 0.09-1.8 – 0.05

Perfil inicial



Perfil final



C – 4.0 – 0.05-1.3 – 0.0

Perfil inicial



Perfil final



C – 4.0 – 0.05-1.3 – 0.01

Perfil inicial

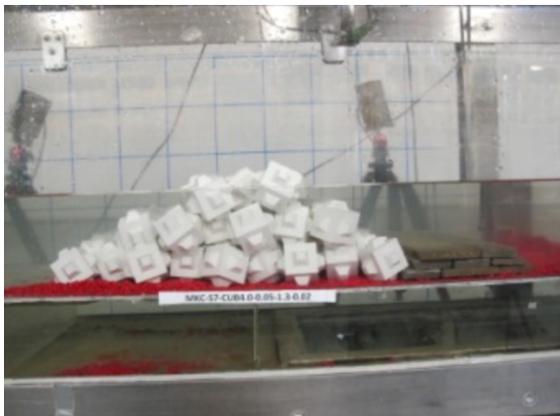


Perfil final



C – 4.0 – 0.05-1.3 – 0.02

Perfil inicial

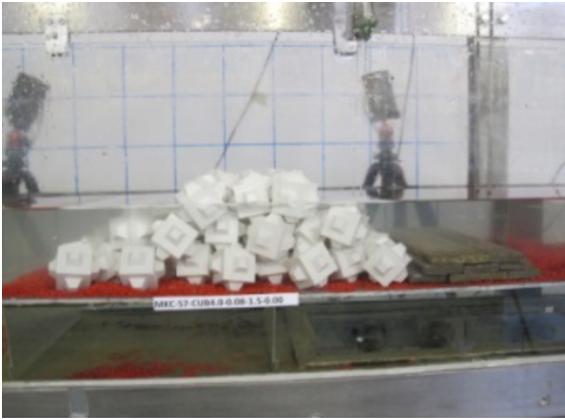


Perfil final



C - 4.0 - 0.08-1.6 - 0.0

Perfil inicial



Perfil final



C - 4.0 - 0.08-1.6 - 0.02

Perfil inicial

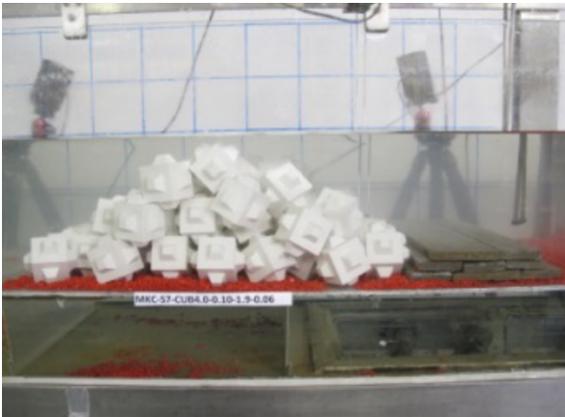


Perfil final



C - 4.0 - 0.08-1.6 - 0.06

Perfil inicial



Perfil final



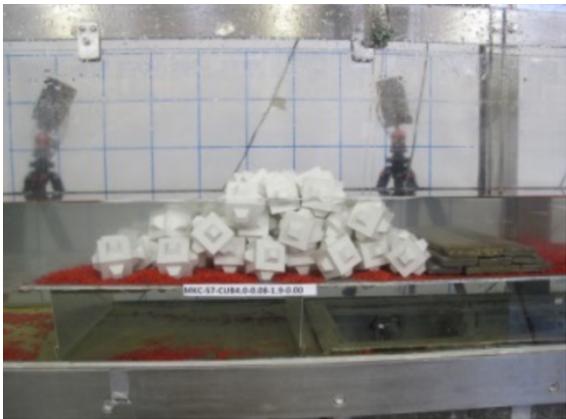
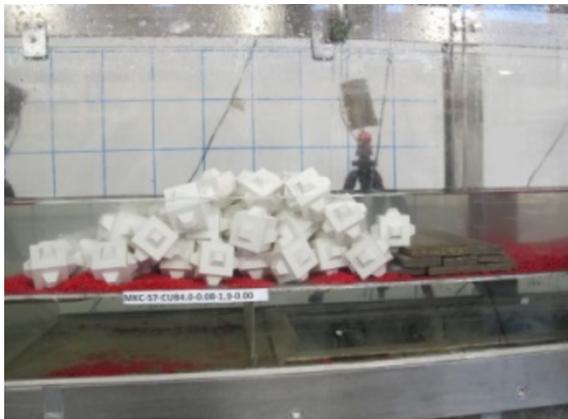
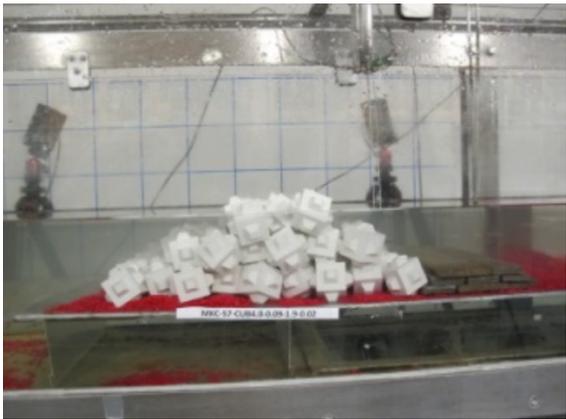
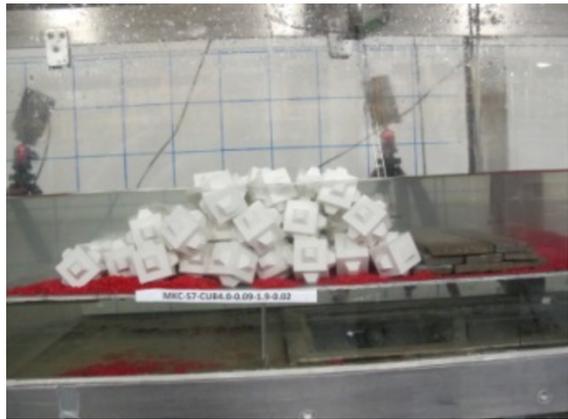
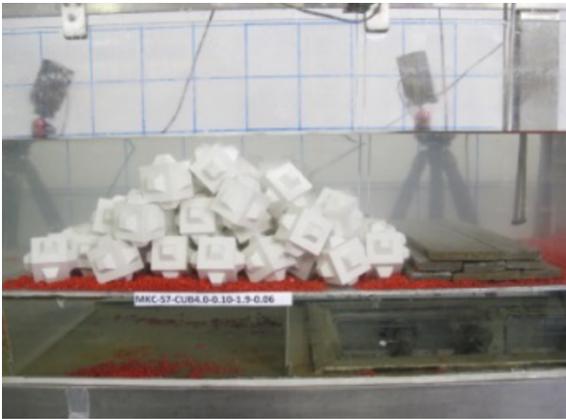
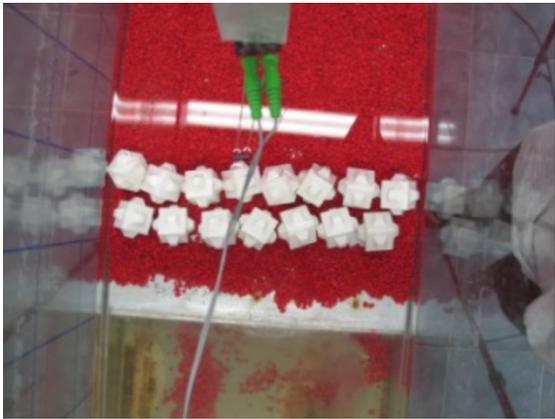
C – 4.0 – 0.08-1.9 – 0.0	
Perfil inicial	Perfil final
	
C – 4.0 – 0.09-1.9 – 0.02	
Perfil inicial	Perfil final
	
C – 4.0 – 0.10-1.9 – 0.06	
Perfil inicial	Perfil final
	

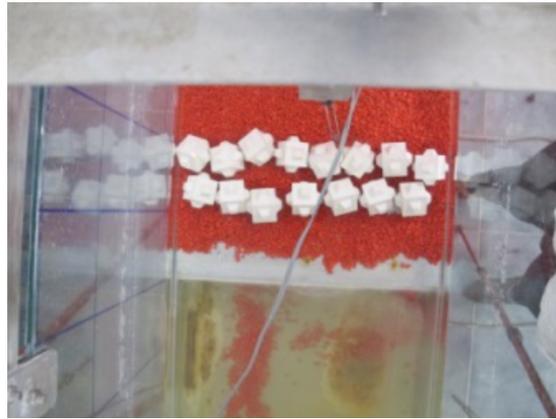
Tabla I.2. Perfiles iniciales y finales de cada ensayo sobre la estructura C. Fuente: Elaboración propia

3 HLCS-A1

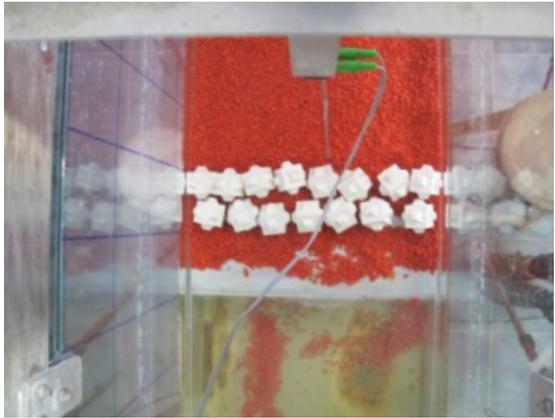
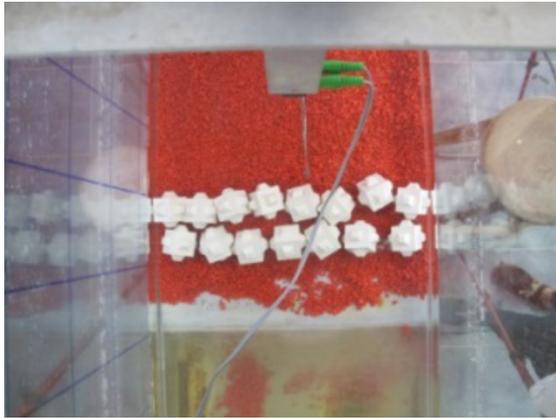
A - 3.5 - 0.02-1.2 - 0.0

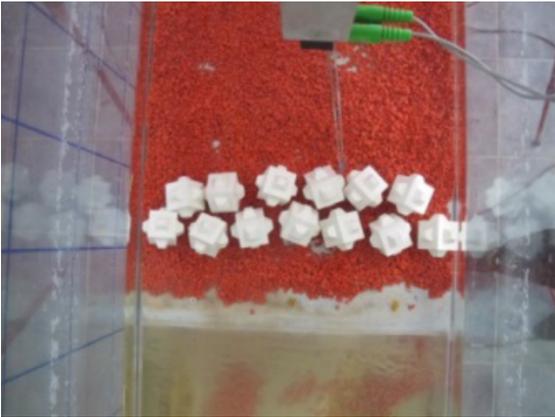
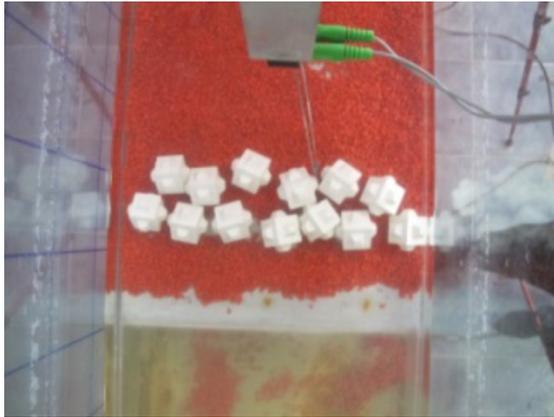
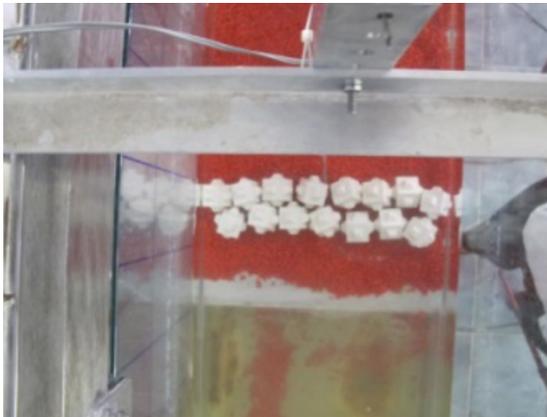
Perfil inicial	Perfil final
	

A - 3.5 - 0.02-1.2 - 0.01

Perfil inicial	Perfil final
	

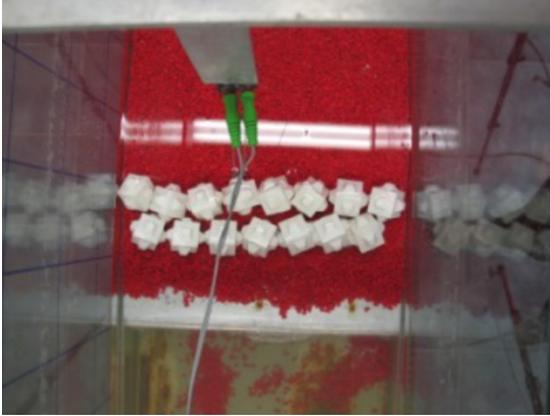
A - 3.5 - 0.02-1.2 - 0.02

Perfil inicial	Perfil final
	

A - 3.5 - 0.04-1.5 - 0.0	
Perfil inicial	Perfil final
	
A - 3.5 - 0.04-1.5 - 0.02	
Perfil inicial	Perfil final
	
A - 3.5 - 0.04-1.5- 0.05	
Perfil inicial	Perfil final
	

A – 3.5 – 0.05-1.8 – 0.0

Perfil inicial

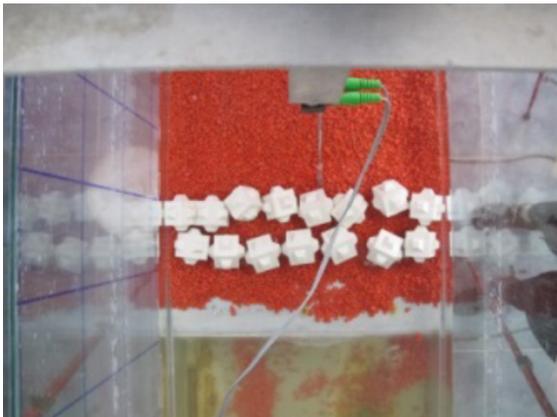


Perfil final

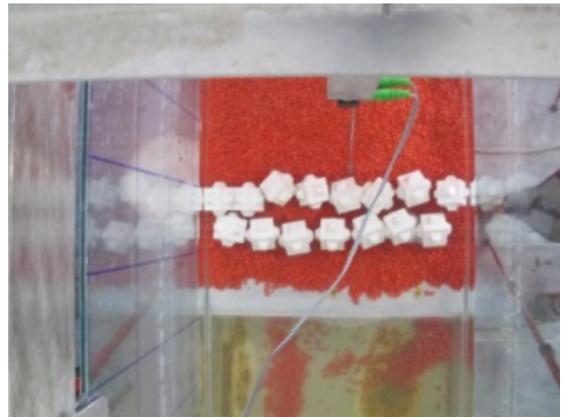


A – 3.5 – 0.06-1.8 – 0.02

Perfil inicial

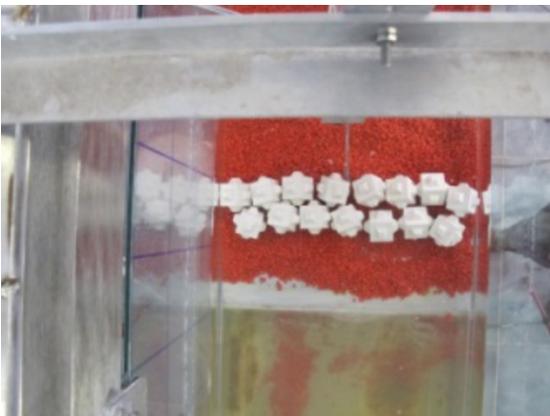


Perfil final

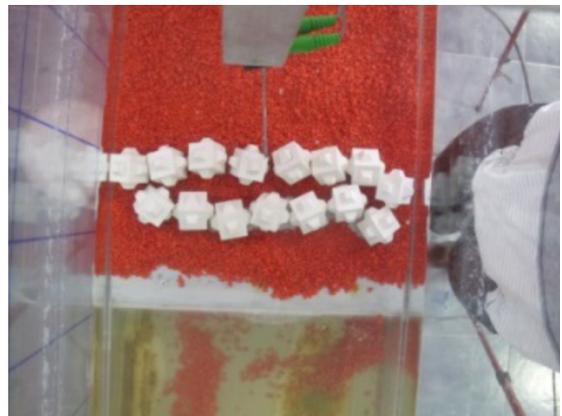


A – 3.5 – 0.07-1.8 – 0.05

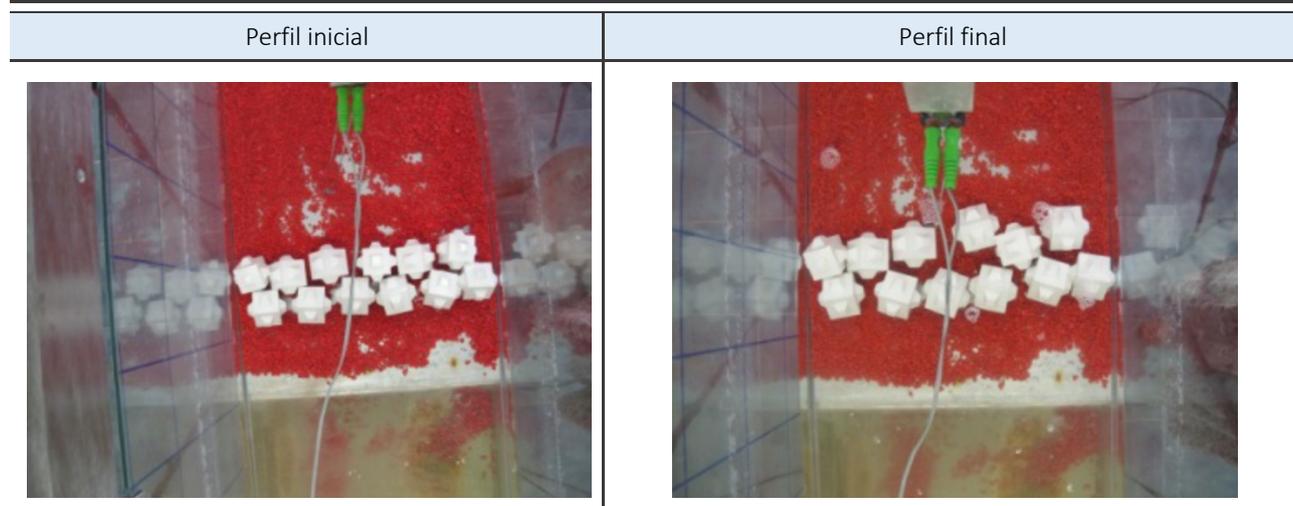
Perfil inicial



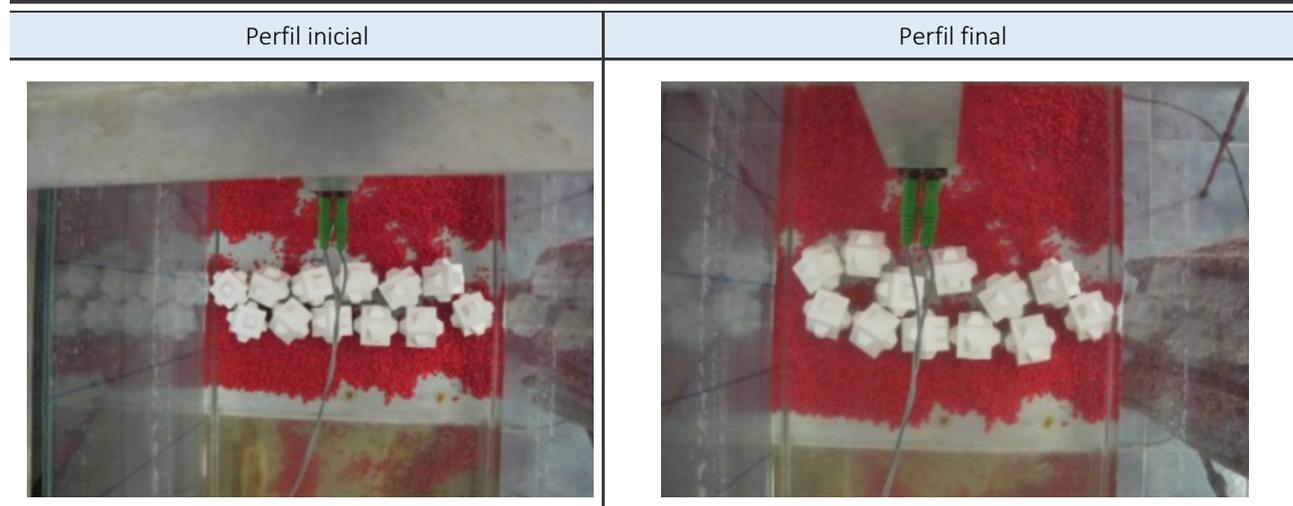
Perfil final



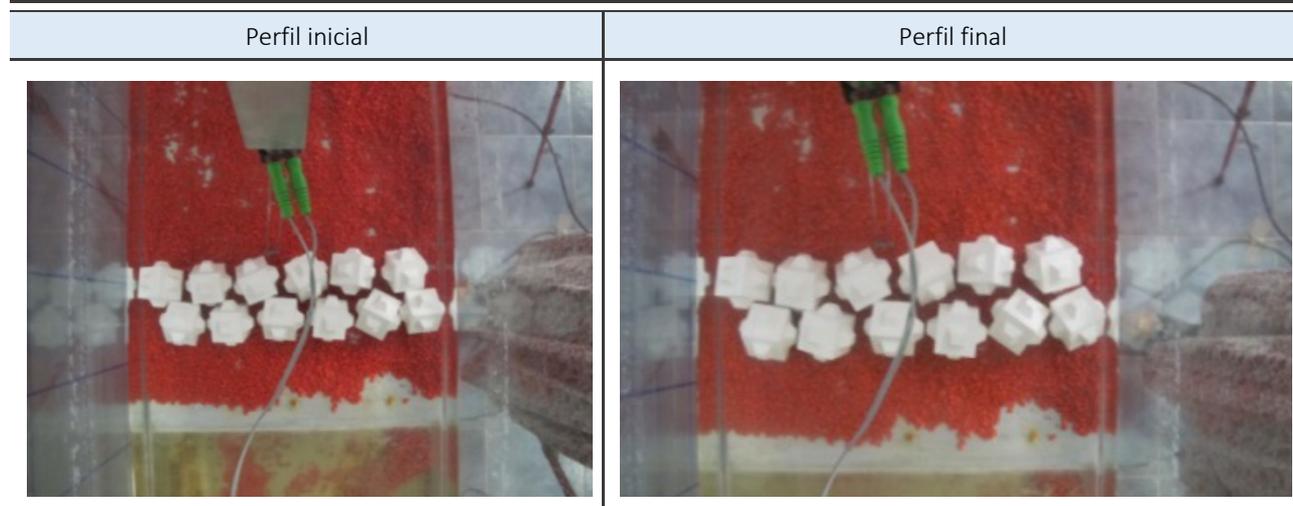
A – 4.0 – 0.03-1.31 – 0.0



A – 4.0 – 0.03-1.31 – 0.01

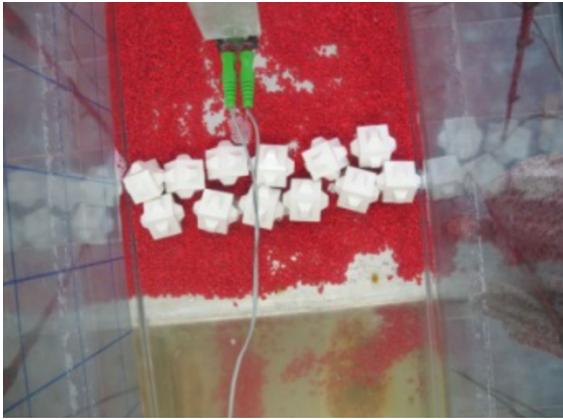


A – 4.0 – 0.03-1.31 – 0.03

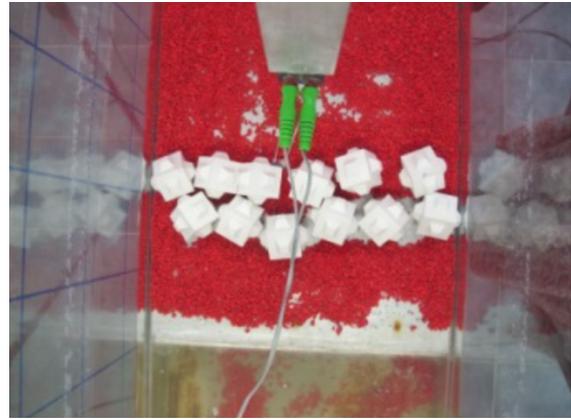


A - 4.0 - 0.04-1.63 - 0.0

Perfil inicial

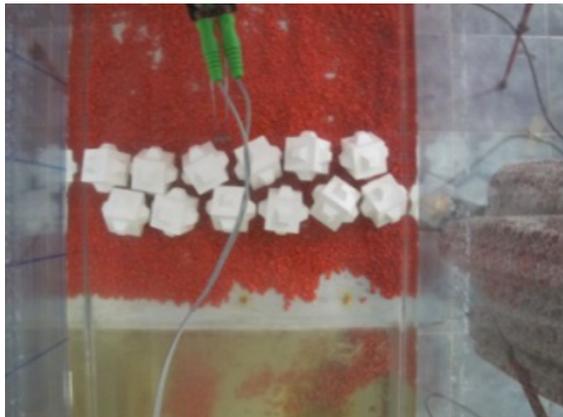


Perfil final

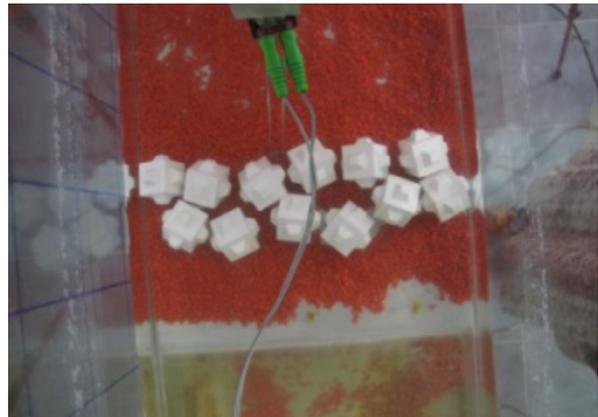


A - 4.0 - 0.04-1.63 - 0.03

Perfil inicial



Perfil final



A - 4.0 - 0.04-1.63 - 0.05

Perfil inicial



Perfil final



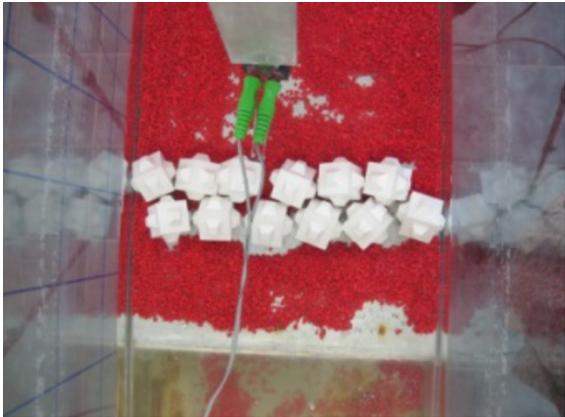
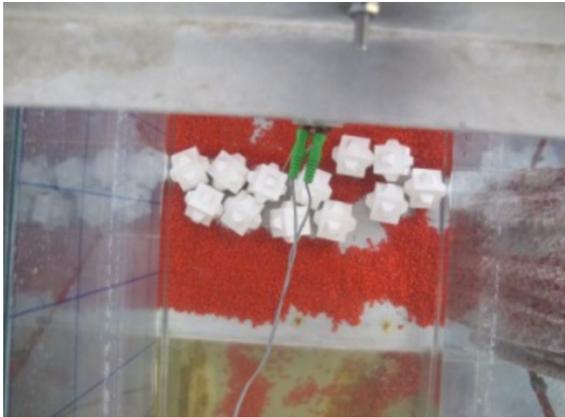
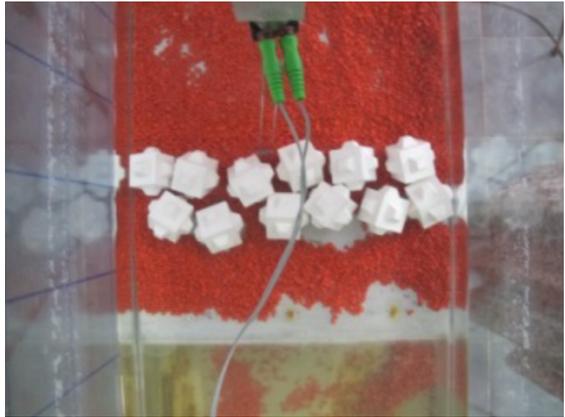
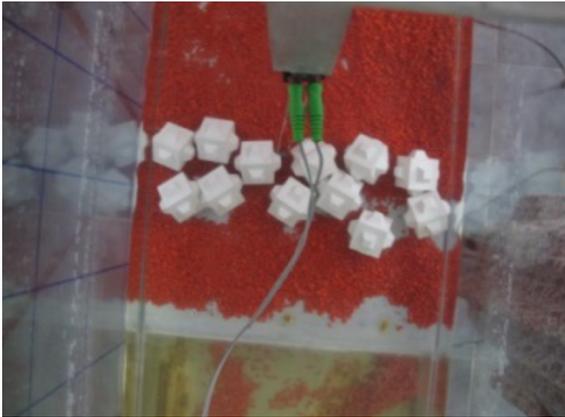
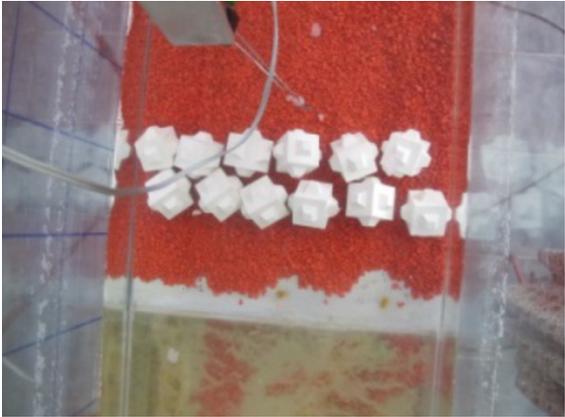
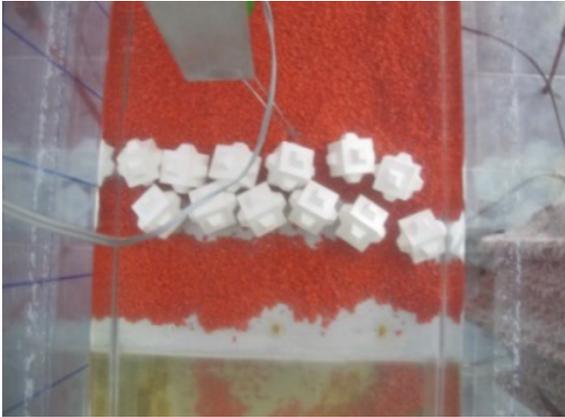
A – 4.0 – 0.05-1.96 – 0.0	
Perfil inicial	Perfil final
	
A – 4.0 – 0.07-1.96 – 0.03	
Perfil inicial	Perfil final
	
A – 4.0 – 0.08-1.96 – 0.05	
Perfil inicial	Perfil final
	

Tabla I.3. Perfiles iniciales y finales de cada ensayo sobre la estructura A. Fuente: Elaboración propia